

INFLUENCIA DE LOS FACTORES "Q"
DE REDUCCION POR DUCTILIDAD
SOBRE LA CANTIDAD DE MATERIALES
(CONCRETO Y ACERO)
REQUERIDOS EN UN EDIFICIO.
SISTEMA LOSA PLANA-COLUMNA ALIGERADA.

TEMA DE EXAMEN SIN TESIS.

MAESTRÍA EN INGENIERÍA (ESTRUCTURAS)

Ing. Julio Piedra Landívar.

México D.F. enero de 1981.

BIBLIOTECA COMUNITARIA DEL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y DE LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENCA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

Cd Universitaria, 1° de diciembre de 1980

Tema propuesto para el examen sin tesis del alumno
JULIO PIEDRA LANDIVAR para obtener el grado de Maestro
tro en Ingeniería (Estructuras)

Como un complemento a un tema de examen desarrollado recientemente, consistente en el análisis y diseño de un edificio con planta 24x24 m, con columnas a cada 8 m en ambas direcciones, de diez pisos (incluyendo azotea) con altura libre de 2.40 m, desplantado en la zona compresible del D.F., con sistema de piso constituido por trabes principales uniendo las columnas en dos direcciones ortogonales, trabes secundarias para reducir los claros de losa a valores razonables y losa maciza, dimensionando las trabes y columnas de tal modo que se obtuvieran porcentajes de refuerzo cercanos al mínimo al diseñar para distintos valores del factor de reducción por ductilidad (6, 4, 2 y 1) satisfaciendo además los requisitos de deformación lateral del Reglamento para construcciones del D.F., se propone analizar y diseñar la misma estructura pero cambiando el sistema de piso anterior por una losa plana aligerada, empleando en este caso factores de reducción de ductilidad de 4, 3, 2 y 1. El peralte de la losa plana será tal que satisfaga los requisitos de deformación lateral del Reglamento, permitiéndose rebasar una deformación relativa de 0.008 veces la altura de entrepiso, pero sin llegar al límite superior de 0.016 veces la altura de entrepiso que permite el mismo reglamento bajo ciertas condiciones. Se considerará que la contribución de la losa a la rigidez de los marcos correspondientes es igual a la propuesta por Meli y Rodríguez en el artículo "Diseño sísmico de edificios con losas reticulares" presentado en el V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Las fuerzas de diseño se obtendrán mediante análisis dinámico modal, empleando los factores de reducción antes mencionados.

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIAUNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

El dimensionamiento de las columnas y losas deberá ser tal que los porcentajes de refuerzo sean cercanos al mínimo. Los resultados serán los volúmenes de concreto y cantidades de acero necesarios para cada uno de los casos. Se reportarán también los porcentajes de refuerzo utilizados en columnas y trabes y los períodos de vibración de las estructuras en cada caso. Se deberá hacer una discusión de los resultados obtenidos.

El plazo máximo para el desarrollo del tema será de 30 días.

A t e n t a m e n t e

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Enrique del Valle Calderón'.

M en C Enrique del Valle Calderón.

PREFACIO

En este trabajo se pretende estimar, de una manera aproximada, la influencia de los factores de reducción por ductilidad en las cantidades de materiales empleados (acero y concreto) en la superestructura de un edificio tipo con planta de 24 x 24 m, con columnas a cada 8 m. en ambas direcciones, con una altura de diez pisos incluyendo azotea, estructurada en base de losas aligeradas y columnas. Presentando los resultados y las conclusiones obtenidos.

En cuanto a los cálculos, no se adjuntan por ser excesivos, pero se indican de una manera resumida las consideraciones y criterios que se han seguido en su secuencia.

INDICE

	Introducción	6
I.-	Caso Estudiado	7
	1.1 Consideraciones	7
II.-	Análisis	8
	2.1 Determinación de Cargas	8
	2.1.1 Cargas a usarse en el análisis	9
	2.2 Determinación de anchos equivalen- tes	10
	2.3 Determinación de Rigideces	10
	2.4 Espectro de Diseño	13
	2.5 Cálculo y Diseño	13
III.-	Discusión de Resultados y Conclusiones .	16
	3.1 Resultados	16
	3.2 Conclusiones	17
	3.3 Observaciones	19
IV.-	TABLAS	
	4.1 Tabla # 1	9
	4.2 Tabla # 2	11
	4.3 Tabla # 3	20
	4.4 Tabla # 4	22
	4.5 Tabla # 5	23
	4.6 Tabla # 6	23

INTRODUCCION

Se trata del análisis de una estructura en la que el tipo de elementos, disposición y geometría en general, se han supuesto a priori, sin ceñirse a ningún proyecto arquitectónico.

El estudio se basará en ciertas consideraciones generales con respecto a: tipo de estructura y su geometría, suelo, materiales, cargas, cuantías de acero, determinación de rigideces y limitaciones en desplazamientos.

Las conclusiones se harán en base a los resultados obtenidos; por otra parte, se señalarán algunas observaciones que aunque estén relacionadas con los resultados obtenidos, no están dentro del objetivo del presente trabajo; así como también la determinación de la razón de la rigidez de miembros horizontales a verticales (índice de rotación nodal) y su comparación con los diagramas de momentos producidos por las fuerzas horizontales en las columnas de cada edificio.

CASO ESTUDIADO

Se consideró como tipo un edificio destinado a oficinas, de planta cuadrada de 24 mts. por lado, con tres vanos de 8 m. cada uno, y un número de pisos igual a diez incluyendo terraza (ver fig. 1).

Consideraciones:

- Estructura en base de columnas y losas aligeradas.
- Altura libre de entrepiso de 2.40 mts.
- Estructuración simétrica e idéntica en las dos direcciones.
- Desplantado en la zona compresible del D.F.
- Concreto de $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y acero de refuerzo $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Cargas de diseño de acuerdo con el R D F - 76 y espectro de diseño sísmico correspondiente a la zona de terreno compresible del Distrito Federal (ver fig. 3).
- Se revisará que la estructura pase por desplazamiento y resistencia, además las cuantías de acero en columnas y losas deberán aproximarse a las mínimas.
- El peralte de la losa plana será tal que satisfaga los requisitos de deformación lateral del reglamento, permitiéndose rebasar una deformación relativa de 0.008 veces la altura de entrepiso, pero sin llegar al límite superior de 0.016 veces la altura de entrepiso.
- El ancho de losa que contribuye a la rigidez de los marcos

correspondientes será igual a la propuesta por Meli y Rodríguez en el artículo "Diseño sísmico de edificios con losas reticulares".

- Al ancho especificado en el punto anterior, se le atribuirá todo el momento producido por el sismo, a más de los porcentajes correspondientes de los momentos provocados por la carga vertical (4.3.6.e) ⁽¹⁾.
- Se calculará mediante Análisis Dinámico Modal, empleando los factores de reducción (4,3,2 y 1).
- Las rigideces de las losas se tomarán como una viga equivalente de momento de inercia variable, mayor en la zona maciza que en la de casetones.
- Entre columna y columna se usarán nervios de 40 cm. de ancho y dos nervios laterales de 20 cm c/u, por el peralte correspondiente de cada losa.

ANALISIS

Determinación de Cargas

A) Cargas Muertas

- | | | |
|------------------------------|---|---|
| - Peso propio de la losa | = | Varía con el espesor (**). |
| - Acabado de piso | = | 100 Kg/m ² . |
| - Cancelería | = | 50 Kg/m ² . |
| - Carga muerta adicional (+) | = | 40 Kg/m ² . |
| | | <hr style="width: 10%; margin: 0 auto;"/> |
| | | 190 Kg/m ² . |

(*) De acuerdo con el artículo 224 ⁽³⁾; cuando se trate de losas coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de 40 Kg/m².

(**) Fueron obtenidas tomando en cuenta el incremento en peso debido a la presencia de zonas mazzas, con la ayuda de (2).

B) Cargas Vivas

- Cargas vivas para diseño por sismo

$$W_a = 90.0 \text{ Kg/m}^2.$$

- Cargas vivas para diseño por fuerzas gravitacionales

$$W_m = 175.0 \text{ Kg/m}^2.$$

C) Cargas Totales

De acuerdo con lo indicado anteriormente, se determinaron los siguientes valores para los diferentes espesores de losas (ver tabla # 1).

TABLA # 1:

CARGAS A USARSE EN EL ANALISIS.

e	C. M.	C. V.	C. T.	C. V.	C. T.
cm	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	F. G.	F. G.
		sismo	sismo	Kg/m ²	Kg/m ²
40	681	90	871	175	856
45	741	90	831	175	916
50	800	90	890	175	975
65	950	90	1 040	175	1 130
75	1 060	90	1 150	175	1 235

- e = Espesor de losa
- C.M. = Carga Muerta
- C.V. = Carga Viva
- C.T. = Carga Total
- F.G. = Fuerza Gravitacional

Determinación de Anchos Equivalentes

Para la colaboración de las losas a la rigidez de los marcos (ancho equivalente), se tomaron en cuenta dos criterios, uno para cuando se analiza por fuerzas sísmicas y otro cuando se trata de cargas verticales.

- Cuando se trata de análisis por fuerzas verticales se tomó la especificación hecha por el RDF-76, se calculó a partir del momento de inercia de la losa plana en ancho a cada lado del eje de columna, igual a:

$$L_{eq} = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2/L_1} + 0.3 C_2$$

Siendo: L_1 = La dimensión del claro en la dirección del análisis.

L_2 = El claro en la dirección normal a la del análisis.

C_2 = La dimensión de la columna en la dirección de L_2 .

- Cuando se trata de análisis por fuerzas horizontales (sísmicas), se tomó la recomendada en el artículo "Diseño Sísmico de Edificios con Losas Reticulares"(4), en el cual proponen que la rigidez lateral de los sistemas losa plana-columna a ligerada se calcule con un ancho equivalente igual a $c + 3h$.

Determinación de Rigideces

Para el cálculo de las rigideces de los elementos horizontales del marco (las losas), se tomaron en cuenta los macizados en las uniones losa-columna, como una viga equivalente

de momento de inercia variable, obteniendo los valores siguientes (ver tabla # 2).

TABLA # 2:

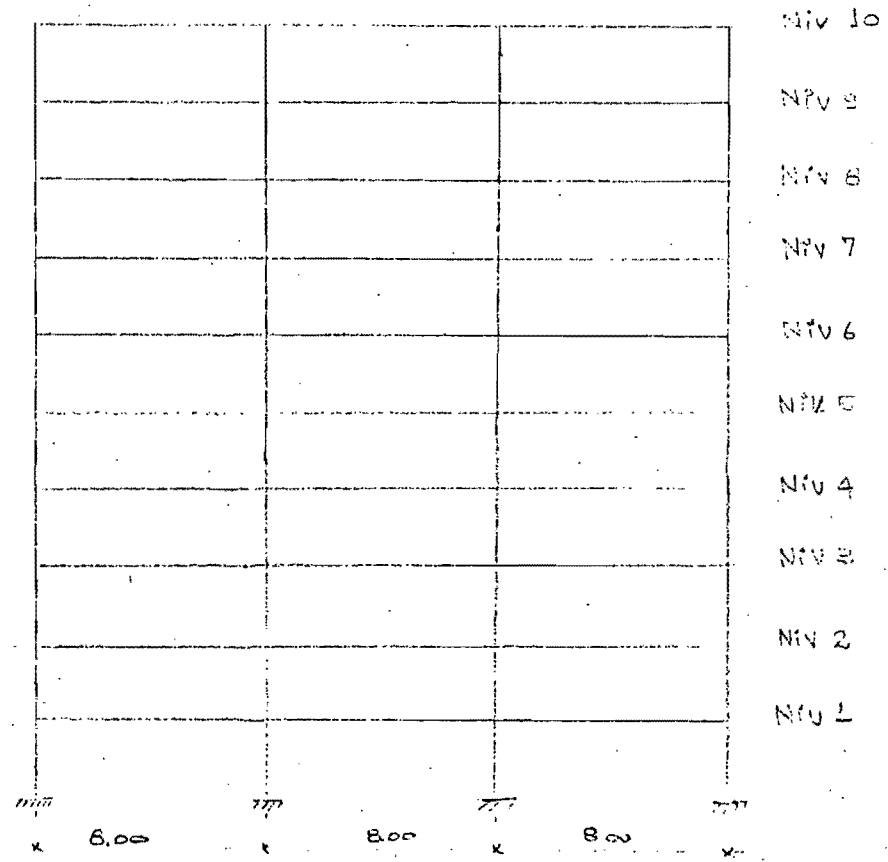
INERCIAS Y FACTORES DE TRANSPORTE.

Espesor	Marco	Análisis por	$I_o: M^4$	K	C
40 cm	Exterior*	S	0.00312	5.99	0.59
		V	0.00443	5.56	0.58
	Interior*	S	0.00444	6.146	0.59
		V	0.0068	6.14	0.6
45 cm	Exterior	S	0.00445	6.17	0.6
		V	0.0062	5.6	0.58
	Interior	S	0.00742	5.91	0.59
		V	0.0096	6.66	0.62
50 cm	Exterior	S	0.0064	6.59	0.62
		V	0.008	5.82	0.59
	Interior	S	0.01153	6.02	0.59
		V	0.0153	5.95	0.59
65 cm	Exterior	S	0.0229	5.48	0.57
		V	0.0245	5.52	0.57
	Interior	S	0.0387	5.31	0.56
		V	0.0393	6.17	0.6
75 cm	Exterior	S	0.0353	5.56	0.58
		V	0.0361	5.58	0.58
	Interior	S	0.0598	6.03	0.59
		V	0.06894	5.72	0.58

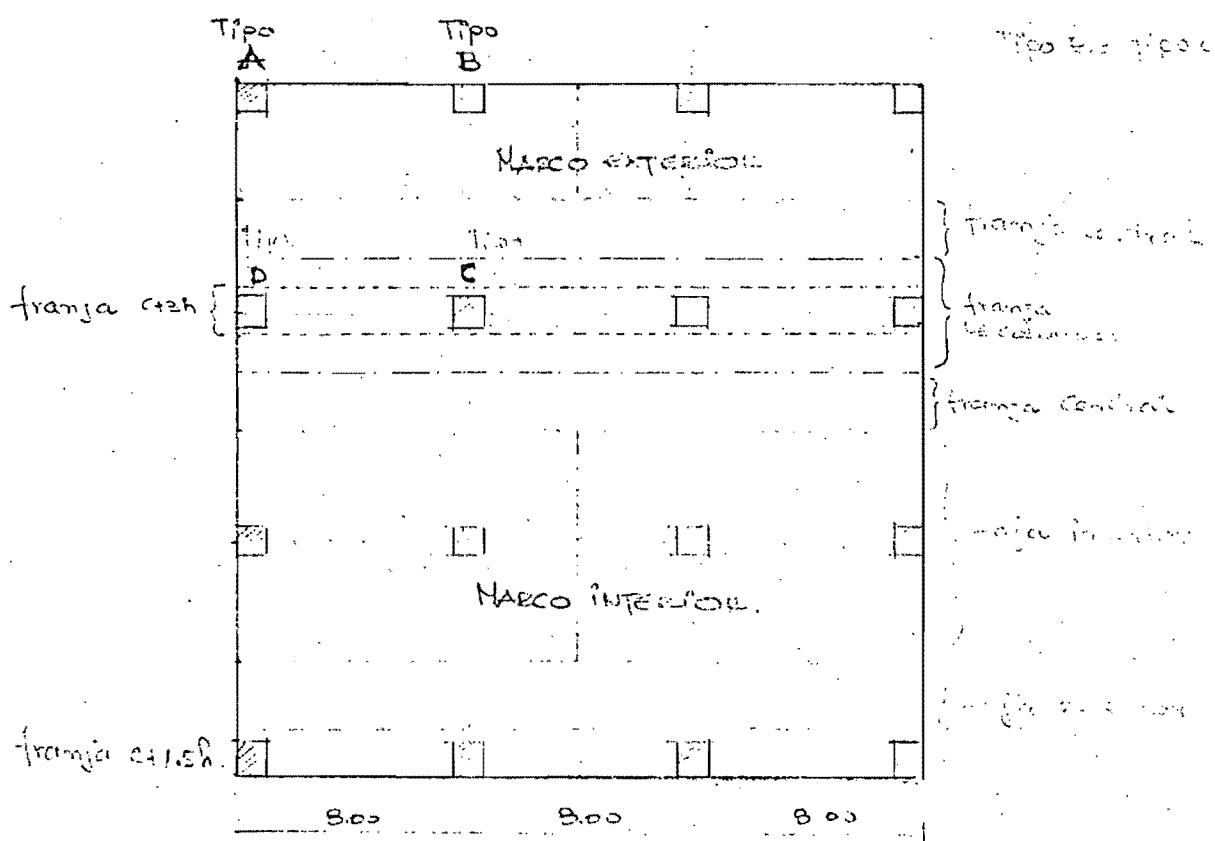
S = Para análisis por sismo

V = Para análisis por cargas verticales

* = ver figura 2.



ELEVACION fig 1



PLANTA fig 2

Espectro de Diseño.

Cuando se aplica el análisis dinámico modal que especifica el artículo 241 del reglamento del D.F.-76, dicho análisis se lleva a cabo de acuerdo con las siguientes hipótesis:

- 1.- La estructura se comporta elásticamente.
- 2.- La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las expresiones del artículo 236⁽⁵⁾ donde c es el coeficiente sísmico, obtenido de la tabla del artículo 234, que para éste caso es: $c = 0.24$; los valores calculados están anotados en la tabla # 3, ver fig. 3.

Cálculo y Diseño.

El análisis, tanto para cargas horizontales como para cargas verticales, se realizó con el programa "TABS"⁽⁶⁾, que ha sido adaptado para la computadora Burroughs 6700 del centro de computo de la U.N.A.M. Este programa permite realizar análisis estático y dinámico de estructuras tridimensionales a base de marcos o de marcos y muros.

El análisis sísmico empleado fué el dinámico, considerando tres modos de vibración. Para cada caso se empleó el espectro reducido por el factor de ductilidad especificado anteriormente. (ver fig. 3)

Por ser la estructura simétrica, no se produjeron momentos torsionantes por sismo, excepto los debidos a excentricidades accidentales especificados por el RDF-76.

Las dimensiones inicialmente consideradas para los elementos estructurales (prediseño) fueron modificadas, de manera que las secciones fuerón tales que en todos los entrepisos se obtuviesen desplazamientos que cumplan con las consideraciones impuestas al inicio de este trabajo.

En la tabla # 4 se encuentran los valores de los desplazamientos obtenidos, que se consideraron como aceptables para los fines y condiciones de este estudio, y sus desplazamientos permisibles que se tomaron como límites para cada edificio; - bajo la aclaración que, los desplazamientos expresados obtenidos del análisis elástico, son las correspondientes al marco mas desfavorable (marco exterior, ver fig dos), que se encuentran multiplicados por sus respectivos factores Q de ductilidad.

En el análisis realizado, cuando se asumió el factor de reducción por ductilidad $Q=4$ lo crítico resultaron ser los desplazamientos, en tanto que cuando se consideró $Q=1$ lo crítico resultó ser la resistencia.

Para facilitar el proceso de dimensionamiento se elaboró un programa sencillo, donde se incorporaron a los procedimientos de diseño establecidos por el reglamento, diversas simplificaciones acerca de la disposición del refuerzo, teniendo muy en cuenta que el objetivo era el de obtener una buena estimación de la cantidad total de refuerzo y no de la distribución exacta del mismo. Se varió el diseño de los elementos cada dos pisos, en el caso de las losas se dimensionó la mitad de una faja exterior e interior (ver fig. 2), que, por tratar

se en éste caso de un edificio totalmente simétrico el cálculo total de las losas resulta ser el exacto.

El diseño de las columnas se realizó manualmente cada 2 niveles, tomando 4 tipos de columnas, asumiendo el mismo dimensionamiento para sus similares. (ver fig. 2)

En las columnas B y D se asumió el más desfavorable de las dos, asomando en la tabla #13 como un solo tipo de columna, llamado tipo B.

En cuanto al dimensionamiento de las losas, vale la pena indicar que la franja que determinó el diseño fué la de ancho $c+3h$, debido a la consideración hecha de que ésta asuma el ci en por ciento del momento producido por el sismo, obteniendo en la mayor parte de las franjas centrales de los diferentes niveles refuerzos mínimos, además como límite superior del porcentaje de refuerzo se fijó el 0.75 del ϕ balanceado.

Las cantidades de acero y concreto obtenidas se encuentran indicadas en las tablas 5 y 6.

En el edificio que se asumió el factor $Q=4$, se tomó muy en cuenta los requisitos adicionales exigidos por el reglamento en el artículo No. 235.

DISCUSION DE LOS RESULTADOS
Y CONCLUSIONES

Resultados.

En las tablas 5 y 6 se presentan las cantidades totales y por elemento, de acero y concreto en Kgs. y m^3 , para cada edificio respectivamente, con su factor Q de reducción por ductilidad adoptados. Para tener una idea objetiva de las cantidades de materiales empleados, se han elaborado las tablas 7 y 8 en las que se encuentran expresadas en kilogramos y metros cúbicos por metro cuadrado de superficie, respectivamente, adjuntándose los porcentajes de material ~~requerido~~ requerido por los edificios diseñados con un factor de reducción de 4, 3 y 2, con respecto a lo requerido por el diseñado con $Q=1$ y en base a estas tablas se han trazado las gráficas correspondientes, en las que se compara la variable c/Q contra Kgs. de acero/ m^2 ; y, c/Q contra m^3 de concreto/ m^2 de superficie, donde c es el coeficiente sísmico ($c=0.24$) y Q el factor de reducción por ductilidad.

Además se han tabulado a nivel de elemento (losas y columnas) las cantidades de acero y concreto, y los respectivos porcentajes de material necesario requerido con respecto a $Q=1$ de lo requerido en los diferentes edificios con sus respectivos valores de Q. Ver tablas 9, 10 y 11 y sus respectivas gráficas de c/Q contra cantidad de material. Los períodos y los índices de rotación nodal se encuentran anotados en las tablas 14, 15, 16, 17 y 18, respectivamente; Al igual que los porcentajes usados en losas y columnas (ver tablas 12 y 13).

Conclusiones. (+)

Acero:

Acero en Columnas.- Cuando se diseña un edificio con $Q=4$, $Q=3$ ó $Q=3$, $Q=2$ se observa que existe una diferencia aproximada de un 16% y 15.68% al emplear un Q mayor con respecto a un Q menor; no ocurriendo así cuando se diseña con $Q=2$ y $Q=1$, ya que aquí la diferencia se amplía, siendo ésta del orden del 41.1% mayor. (ver tabla 10).

Acero en Losas.- Cuando se diseña un edificio con $Q=4$, $Q=3$ ó $Q=3$, $Q=2$ se observa que la diferencia entre los dos primeros diseños es menor que la diferencia entre los dos segundos, resultando por el orden del 6.5% y 21%, respectivamente; en cuanto a los diseños con $Q=2$ y $Q=1$, la diferencia se amplía a al orden del 27%. (ver tabla 9).

Acero Total.- Al diseñar un edificio con $Q=4$, $Q=3$, $Q=2$ y $Q=1$, la diferencia en porcentajes de las cantidades requeridas al usar un Q mayor con respecto a un Q menor, resulta mucho menor mientras mayor sea el valor del factor Q utilizado; Resultando, las diferencias, 30%, 20% y 8% entre usar $Q=1$ y $Q=2$; $Q=2$ y $Q=3$; $Q=3$ y $Q=4$, respectivamente (ver tabla # 7).

Concreto:

Concreto en Columnas.- Cuando se diseña un edificio con $Q=4$ y $Q=3$ ó $Q=3$ y $Q=2$, se observa que existe una diferencia aproximada de 15.23% y 16.84%, respectivamente, de diferencia al emplear un Q mayor con respecto a un Q menor; no o-

(+) ver nota aclaratoria, página 19a.

curriendo así cuando se diseña con $Q=2$ y $Q=1$, ya que aquí la diferencia se amplía siendo del orden del 33% mayor. (tabla 11)

Concreto en Losas.- Cuando se diseña un edificio con $Q=4$ y $Q=3$ ó $Q=3$ y $Q=2$, se observa que la diferencia es mínima, no siendo así la diferencia entre $Q=2$ y $Q=1$ que resulta ser de 27%. (ver tabla 11).

Concreto Total.- Se observa que al usar en el diseño los factores $Q=2$ y $Q=3$, las cantidades requeridas difieren en solo un 2.65%; al usar $Q=3$ y $Q=4$ la diferencia es de 10.3%; y al usar $Q=1$ y $Q=2$ la diferencia es de 28.2%. (ver tabla 8).

Desplazamientos.

Al analizar un edificio con los diferentes factores de reducción por ductilidad, se observa que, dependiendo del factor considerado para el diseño, rigen ya sean los desplazamientos, la resistencia de los elementos o ambos. En los casos estudiados se ha observado que cuando se diseña para $Q=1$ lo que gobierna resulta ser la resistencia de los elementos, pasando a segundo plano los desplazamientos; no resulta así cuando se trata de $Q=4$, ya que ocurre el caso inverso resultando el edificio bastante flexible (ver tabla 4). En los casos de $Q=3$ y $Q=2$, mas o menos rigen desplazamientos y resistencia.

En todos los edificios, los desplazamientos ^{relativos} en los niveles 4, 5, 6, y 7 resultaron ser los más altos (ver tabla #4).

Resumiendo lo expuesto anteriormente, cuando se diseña -

con $Q=1$ un edificio, se observa un incremento más o menos importante de materiales, con respecto a los diseñados con los otros factores, exigiendo grandes secciones de elementos, lo que conduce a lo antieconómico; en cambio, el usar un factor de $Q=4$ conduce a edificios bastante flexibles.

Observaciones.

Al aceptar que la franja de ancho efectivo igual a $c+3h$ sea la encargada de absorber todo el sismo, conduce a secciones bastante grandes, además es la que gobierna el diseño, obligando a la mayor parte de las secciones de la franja central a estar armadas con porcentajes mínimos, o muy cercanos a ellos. (ver tabla 12, especialmente sección 2).

En lo que se refiere a la determinación del coeficiente de rotación nodal, se observa que en edificio analizado con $Q=1$, los valores de ρ de los diferentes niveles están sobre 0.1, lo cual indica que su comportamiento es "de marco", según la clasificación hecha por John A. Blume; y esto concuerda con los diagramas de momentos (ver diagrama de tabla # 15) en todas las columnas existen puntos de inflexión.

En el análisis hecho con $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$, los valores de ρ para los niveles 1, 2, 3 y 6, resultan estar comprendidos entre 0.1 y 0.01, que de acuerdo a la clasificación hecha por Blume, correspondería a un comportamiento de "voladizo disfrazado de marco"; esto se puede aseverar en los diagramas de momentos provocados en las columnas (ver gráficas de las tablas

16, 17 y 18); los diagramas del primer nivel prácticamente no presentan puntos de inflexión, asomando éstos en los niveles superiores.

El presente trabajo, a más de estar basado en principios teóricos y normas establecidas, tiene la influencia del criterio personal y la experiencia; lo cual indica que otras personas obtengan resultados algo diferentes, desde luego todos ellos aceptables; razón por la cual, las conclusiones hechas en este trabajo deban interpretarse con un cierto margen de elasticidad.

+ Nota Aclaratoria:

Para llegar a las conclusiones anotadas en la página 17, se estudiaron previamente los porcentajes determinados con respecto a $Q=1$, de las distintas cantidades de materiales a emplearse en los distintos edificios (ver tablas 7, 8, 9, 10, 11); además se estableció una comparación en porcentaje entre diseños realizados con valores de Q en orden consecutivo con el fin de establecer más objetivamente sus diferencias.

AMPLIACION A LAS CONCLUSIONES :

De los resultados obtenidos anteriormente, se puede ver con claridad que el valor de Q que conduce a cantidades más económicas de materiales es el de $Q=4$, por lo que podría ser el recomendado; pero éste no es el único factor que interviene para tomar tal decisión, ya que al diseñar un edificio se debe buscar que se cumplan ciertas otras características que pueden resultar más importantes que las cantidades de materiales a emplearse. Debido a que se espera que las estructuras de concreto armado, situadas en zonas de alto riesgo sísmico, experimenten varios ciclos de deformación con incursiones dentro del rango inelástico, cuando se someten a los movimientos sísmicos máximos; resulta importante analizar la ductilidad que se puede dar u obtener de la estructura seleccionada y del valor de Q aceptable, ya que esto se hace depender del tipo de estructura, de los materiales que los constituyen y de algunos detalles de diseño y construcción tales como, los porcentajes de acero longitudinal y transversal y las longitudes de anclaje, las conexiones etc. Todos estos conceptos influyen significativamente en la ductilidad local y global de un sistema dado, pues determinan el mecanismo de falla dominante en diversas secciones o zonas de la estructura. Además el diseñador debe asegurarse que las estructuras tengan una ductilidad mayor que la requerida.

Para el caso presente, analizando en concordancia con algunos estudios teóricos y experimentales realizados sobre el comportamiento del sistema losa plana-columna aligerada ante cargas horizontales, se deben tomar en cuenta ciertas características y tipos de falla que pueden sufrir las estruc

turas y sus diferentes partes. Tenemos así el caso de las conexiones que están regidas por una falla poco dúctil, como es la provocada por cortante, y esto se debe a que una conexión losa plana aligerada-columna puede disipar por deformaciones inelásticas, menos de la mitad de la energía de la que es capaz de disipar por las mismas razones un sistema estructural con un comportamiento elastoplástico con la misma ductilidad. Sería deseable que en estos sistemas de piso se produjeran mecanismos de falla por flexión (falla tipo viga), antes que el de cortante, pero esto no es posible ya que tendrían que formarse líneas de fluencia a lo largo de las zonas de momentos positivos y negativos, a uno y otro lado de las columnas respectivamente; implicando para esto actuar una mayor carga sobre la losa, o sea un momento de desbalanceo igual a la suma de la resistencia por flexión negativa a un lado del eje de columnas, y la resistencia por flexión positiva en el otro lado, lo que conduce a proporcionar una resistencia a cortante muy elevada, resultando de todas maneras crítica; a menos que se aumente el peralte de la losa al rededor de la columna y esta condición resulta difícil de satisfacerla. Además por recomendación hay que revisar que la resistencia por cortante en la zona crítica de las nervaduras, sea mayor que la resistencia por cortante en la zona crítica alrededor de la columna, ya que de no cumplirse con este requisito se produciría falla por cortante en las nervaduras, con un comportamiento poco dúctil con poca capacidad de absorción de energía. Todo esto conduce a obtener factores de reducción por ductilidad menores que cuatro para estos sistemas.

Para conexiones dentro de este sistema existen estudios realizados recientemente por el Instituto de Ingeniería, tomando en cuenta dos detalles: El primero proporcionando un refuerzo especial por cortante, consistiendo éste en formar con estribos cerrados una viga embebida de ancho $c+d$ centrada a ejes de columnas, la que debe extenderse hasta la periferie de la zona maciza y segundo sin tomar en cuenta dicho refuerzo o colocando muy escaso en la zona sólida o de nervaduras, obteniéndose comportamientos algo diferentes como se puede observar en las figuras 7 y 8 ; dichos estudios han ayudado a que se haya llegado a determinar coeficientes de reducción por ductilidad de aproximadamente entre 3 y 4 para el primer caso y entre 1 y 2 para el segundo.

Para el presente trabajo, en todos los casos se uso el primer detalle.

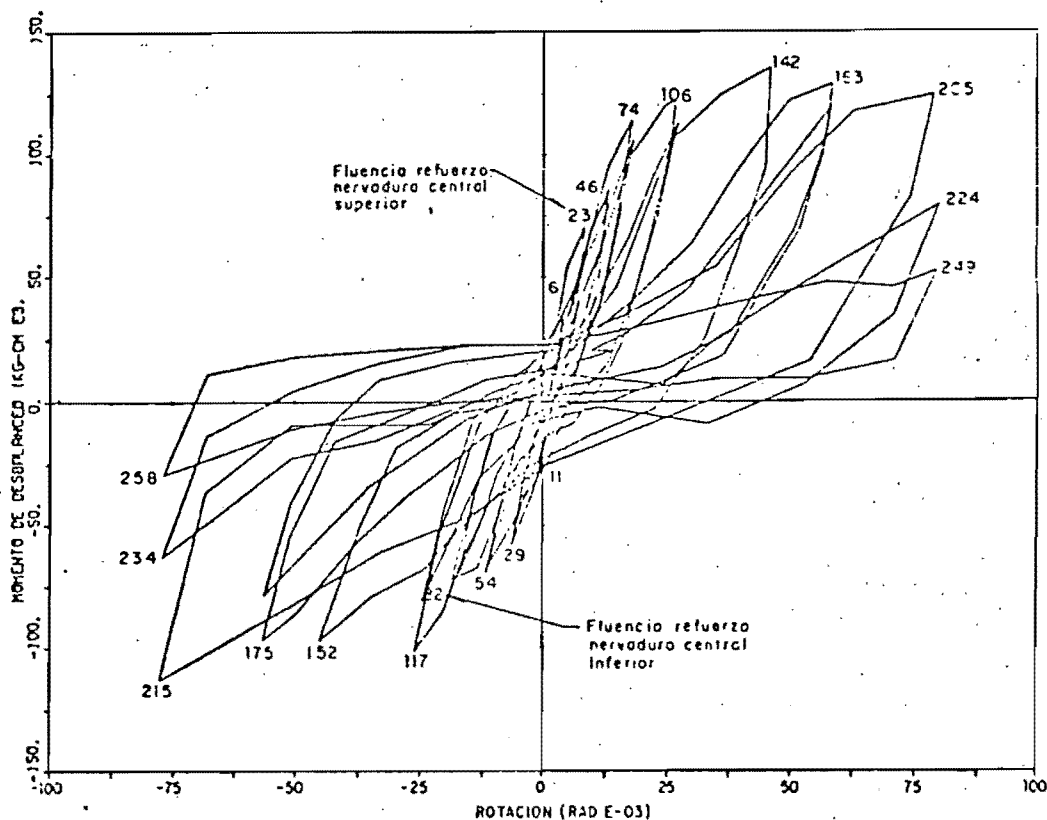


Fig. 7 CURVAS HISTERETICAS PARA ESPECIMEN SIN REFUERZO EN LA CONEXION

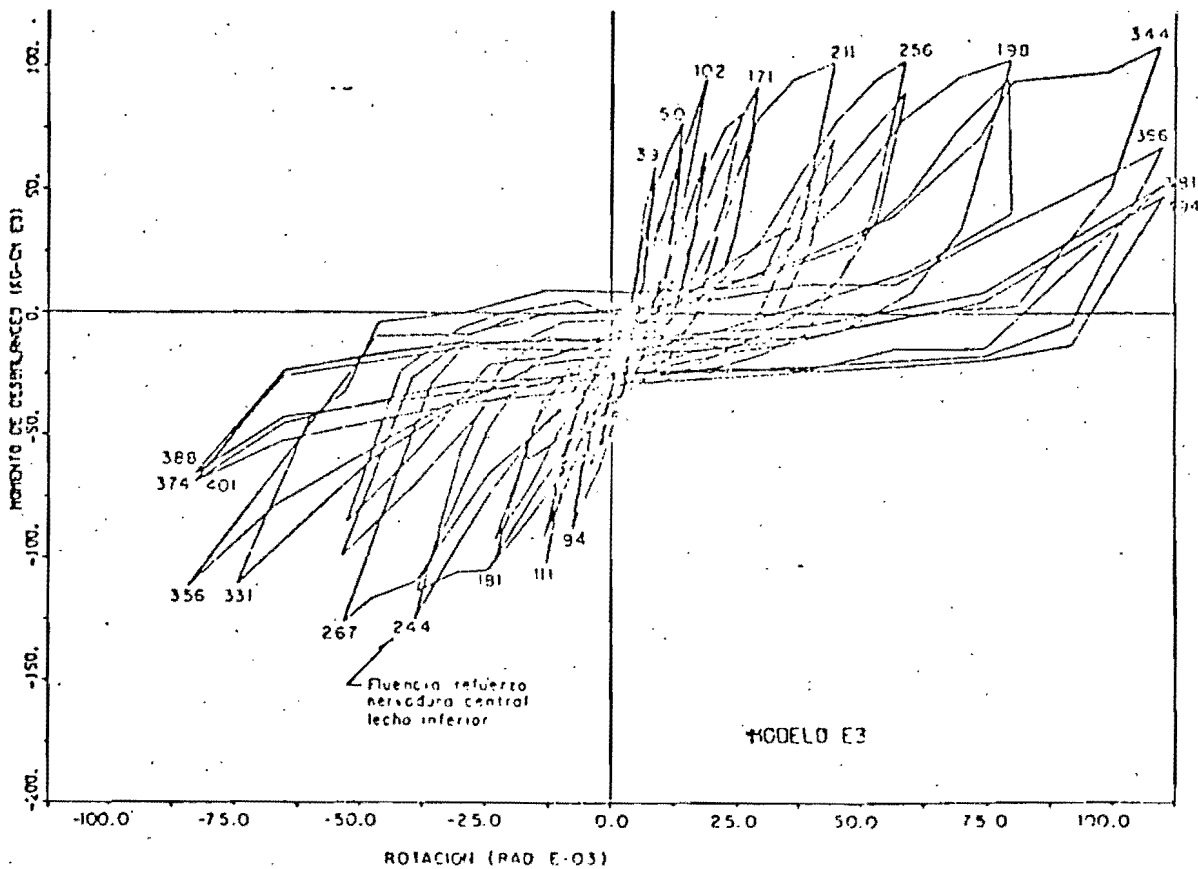


Fig. 8 CURVAS HISTERETICAS PARA ESPECIMEN CON VIGA EMBEBIDA

Como se puede ver con claridad este tipo de estructuras se caracterizan por la degradación importante de rigidez y resistencia ante cargas laterales.

En base de la literatura existente y de lo expuesto anteriormente, se concluye que para el presente trabajo el factor de reducción por ductilidad aceptable estaría comprendido aproximadamente alrededor de 2, aclarando que se requiere realizar más investigaciones sobre el comportamiento de este tipo de estructuras, en base de algunos ensayos y principalmente estudios analíticos que tomen en cuenta el comportamiento histerético observado en los ensayos experimentales, como es el caso de las conexiones laterales y de esquina - que se tienen poca información a cerca de su comportamiento, para de esta manera tener un mejor conocimiento en la de -

terminación de un cierto valor o valores de Q aceptables en estos sistemas.

TABLA # 3:

ESPECTROS USADOS PARA EL ANALISIS DINAMI
CO MODAL.

ACELERACIONES (a)

Periodo T	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
0.0	0.06	0.06	0.06	0.06
0.2	0.105	0.084	0.07	0.06
0.4	0.15	0.1	0.075	0.06
0.6	0.195	0.1114	0.078	0.06
0.8	0.24	0.12	0.08	0.06
3.3	0.24	0.12	0.08	0.06
4	0.198	0.099	0.066	0.0495
5	0.1584	0.0792	0.053	0.0396
6	0.132	0.066		0.033
6.5			0.044	
7	0.1131	0.0566		0.283
7.5			0.035	

T = Periodo natural en segundos.

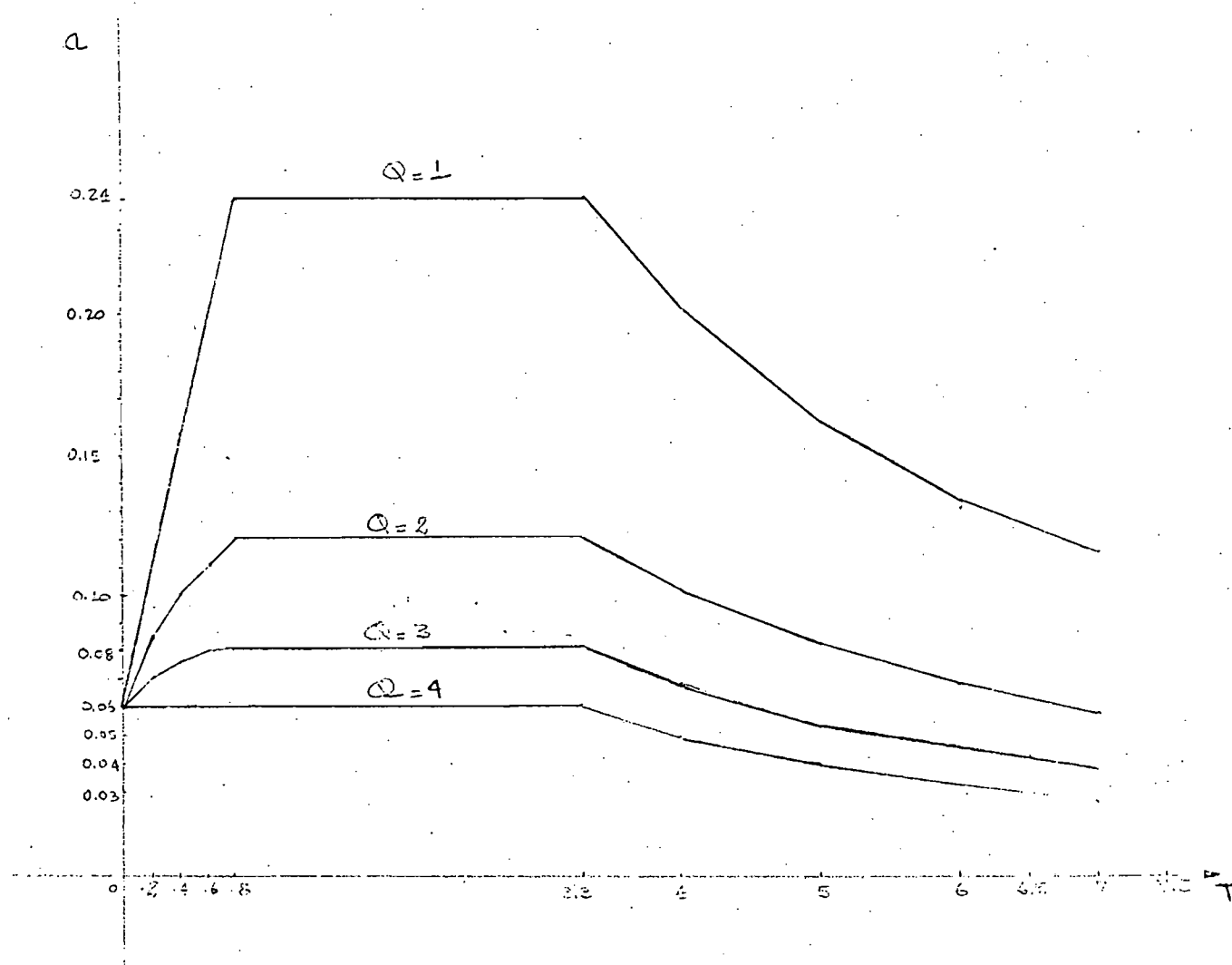


Fig. 3.- Diseño de Espectros Usados.

TABLA # 4:

DESPLAZAMIENTOS TOTALES Y DE ENTREPISO EN CENTIMETROS.

Nivel	Q=1		Q=2		Q=3		Q=4		
	C	P	C	P	C	P	C	P	P
10	0.36	2.48	0.93	2.32	0.97	2.32	1.28	2.28	4.56
9	0.57	2.48	1.48	2.32	1.59	2.32	2.1	2.28	4.56
8	0.78	2.48	2.03	2.32	2.2	2.32	2.9	2.28	4.56
7	0.94	2.48	2.42	2.32	2.64	2.32	3.44	2.28	4.56
6	0.88	2.48	2.33	2.32	2.49	2.32	3.15	2.28	4.56
5	0.86	2.56	2.27	2.36	2.44	2.36	3.01	2.32	4.64
4	0.89	2.56	2.28	2.36	2.5	2.36	3.04	2.32	4.64
3	0.83	2.56	2.05	2.36	2.34	2.36	2.82	2.32	4.64
2	0.79	2.56	1.77	2.36	2.1	2.36	2.51	2.32	4.64
1	0.5	2.56	0.94	2.36	1.19	2.36	1.38	2.32	4.64
Total	7.38	25.2	18.49	23.4	20.45	23.44	25.64	23.0	46.0

8 al 16 al
millar millar

C = Calculado.

P = Permisible.

TABLA # 5:

CANTIDAD DE ACERO TOTAL Y POR ELEMENTOS A EMPLEARSE
EN CADA EDIFICIO (EN KGS).

Elemento	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
Acero en losas incluido estribos	243 890	176 830	140 442	130 962
Acero en columnas incluido estribos	48 900	28 795	24 281	20 316
TOTAL	292 790	205 625	164 723	151 278

TABLA # 6:

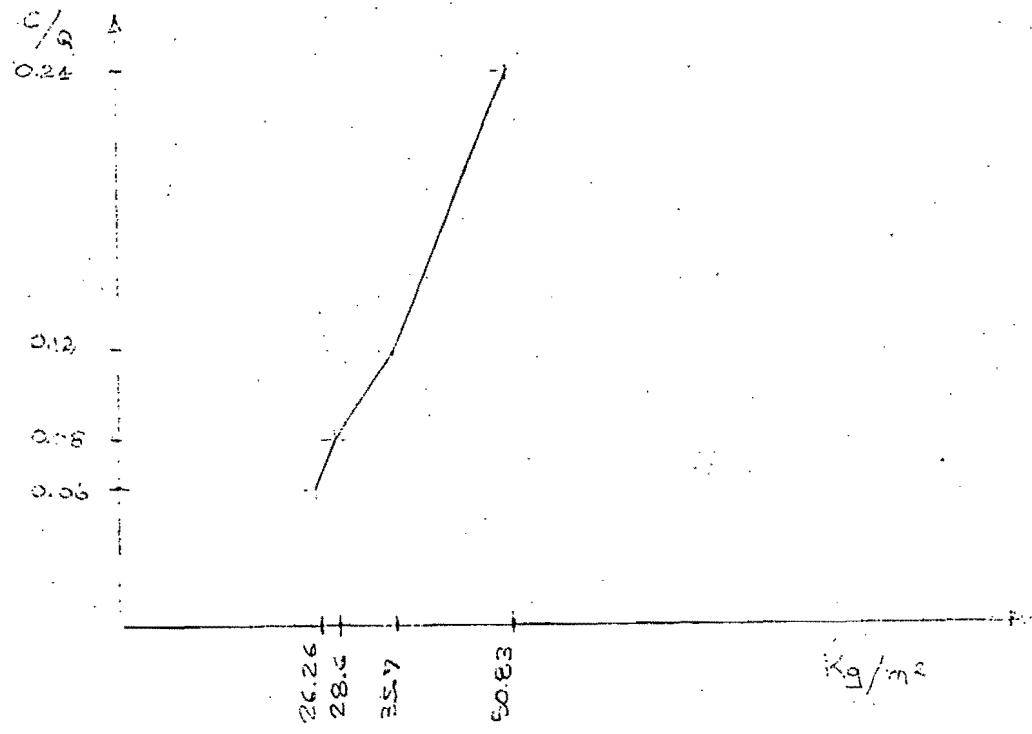
CANTIDAD DE CONCRETO TOTAL Y POR ELEMENTO A EMPLEARSE EN
CADA EDIFICIO (EN M³).

Elemento	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
Concreto en losas	2 050	1 489.2	1 489.2	1 346.4
Concreto en columnas	405.12	272.74	226.8	192.26
TOTAL	2 455.12	1 761.0	1 716.0	1 538.66

TABLA # 7:

KILOGRAMOS DE ACERO POR METRO CUADRADO DE SUPERFICIE PARA CADA EDIFICIO.

Q	Kg/m ² de superficie	% Respecto a Q=1
1	50.83	1
2	35.7	0.7
3	28.6	0.56
4	26.26	0.52

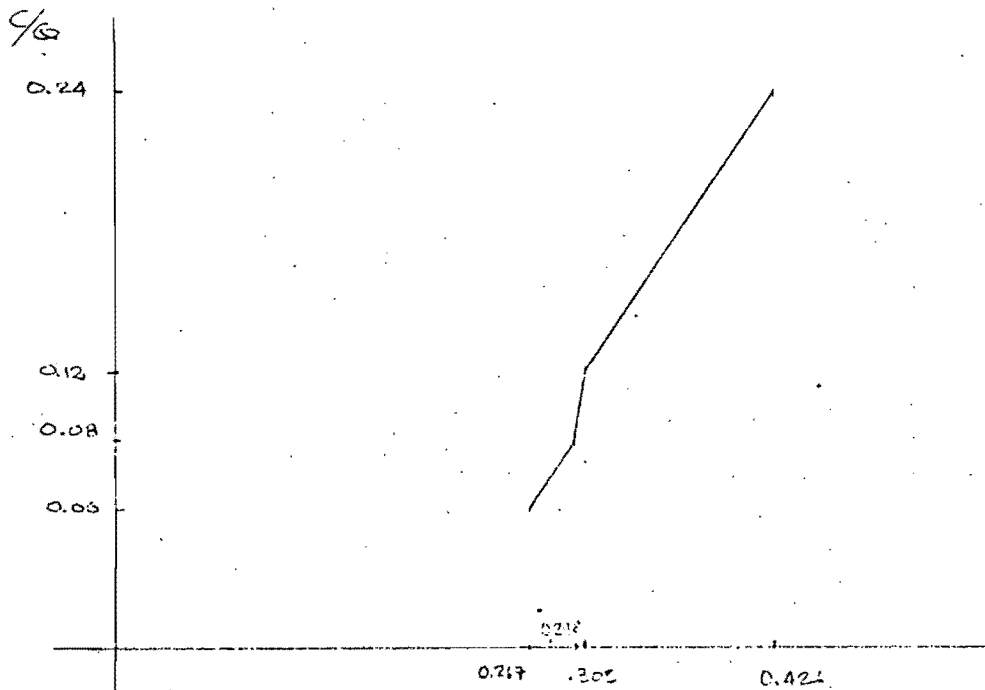


GRAFICA DE C/Q VS. KG. ACERO/M² DE SUPERFICIE.

TABLA # 8:

M³ DE CONCRETO / M² DE SUPERFICIE.

Q	M ³ H ⁰ /M ²	% Respecto	
		a Q=1	
1	0.426	1	} 23.2%
2	0.305	0.718	
3	0.298	0.699	} 2.65%
4	0.267	0.627	



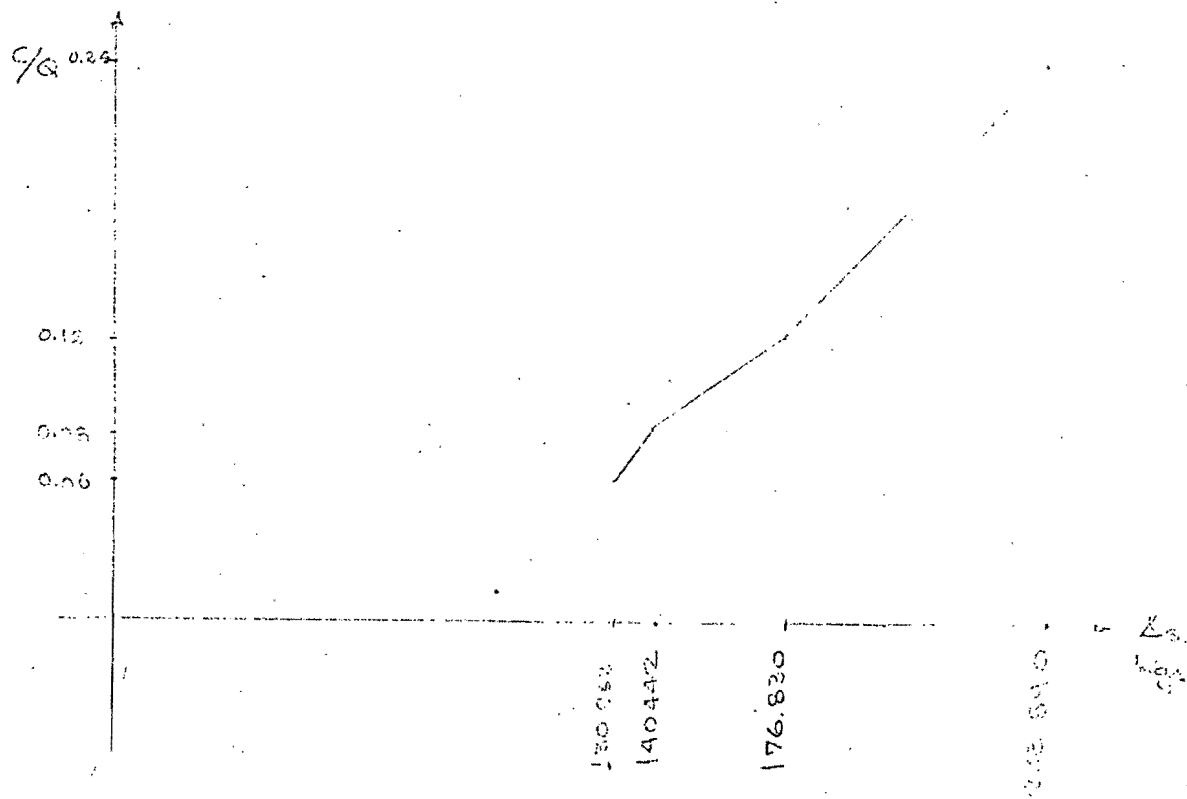
GRAFICA DE C/Q VS. M³ DE CONCRETO / M² DE SUPERFICIE.

TABLA # 9:

KILOGRAMOS DE ACERO EMPLEADOS EN LOSAS.

Q	Kg. de acero	% Respecto a Q=1
1	243 890	1
2	176 830	0.73
3	140 442	0.58
4	130 962	0.54

27%
 21%
 6.7%

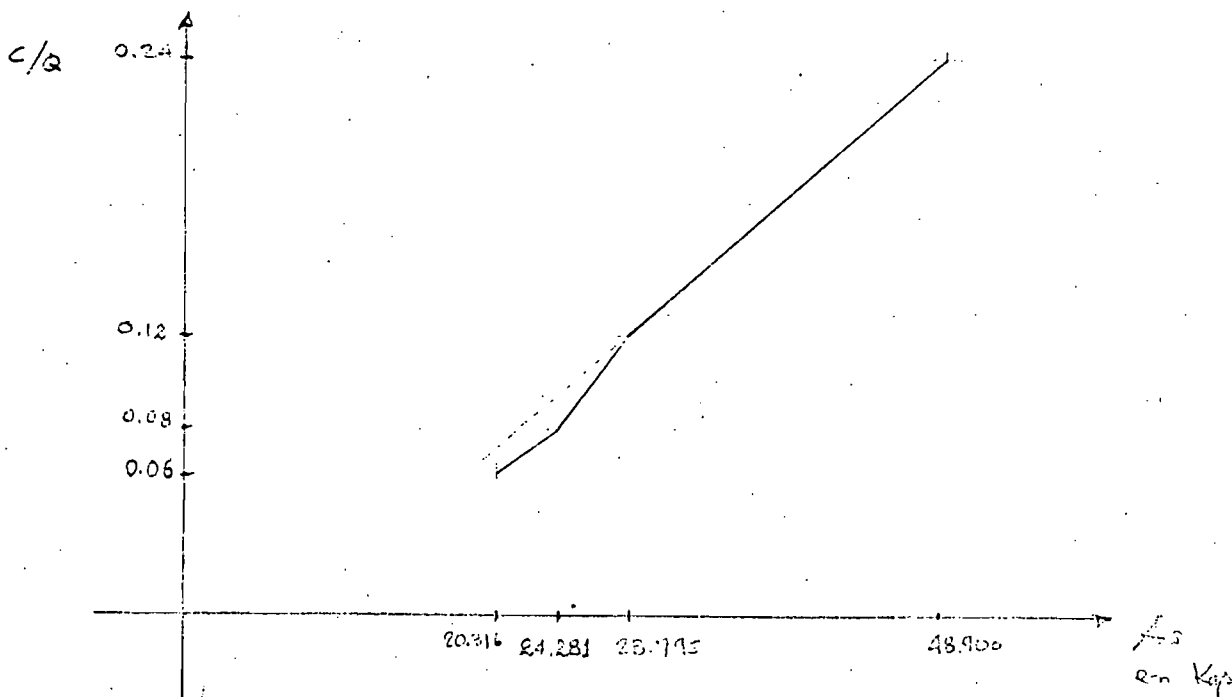


GRAFICA DE C/Q VS. KGS DE ACERO EMPLEADO EN LOSAS.

TABLA # 10:

KILOGRAMOS DE ACERO EMPLEADOS EN COLUMNAS.

Q	Kg. de Acero	% Respecto a Q=1
1	48 900	1
2	28 795	0.59
3	24 281	0.5
4	20 316	0.42

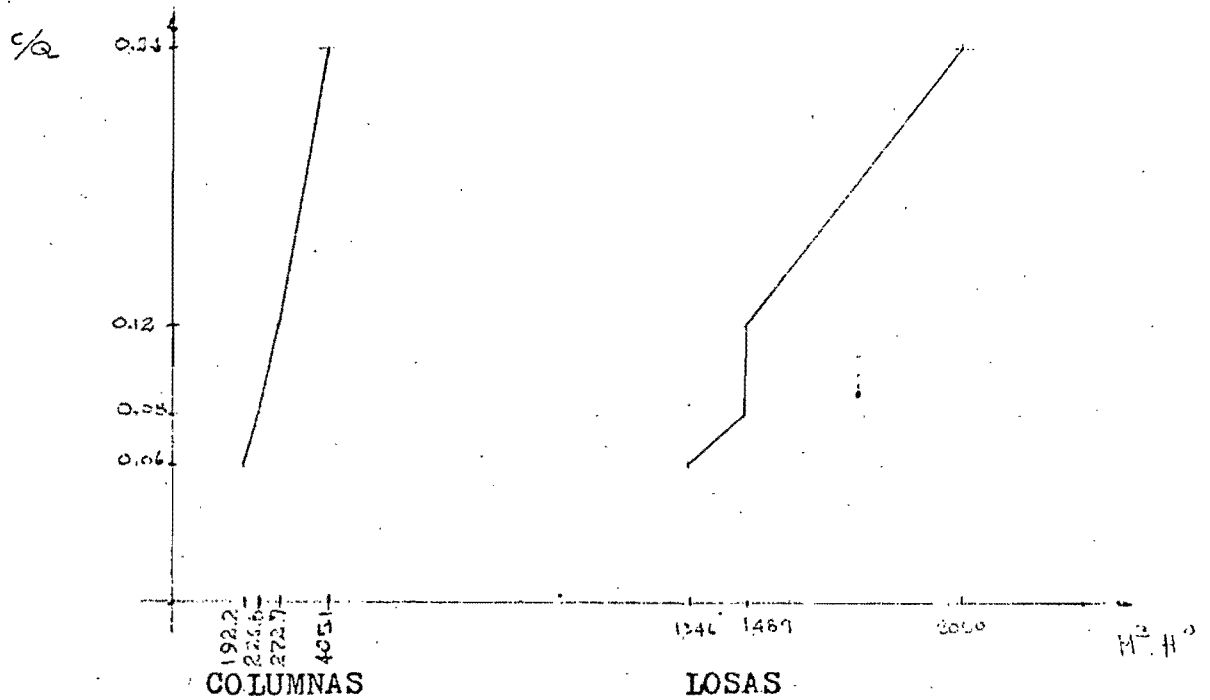


GRAFICA DE C/Q VS. KGS. DE ACERO DE COLUMNAS.

TABLA # 11:

METROS CUBICOS DE CONCRETO EMPLEADOS EN LOSAS Y COLUMNAS.

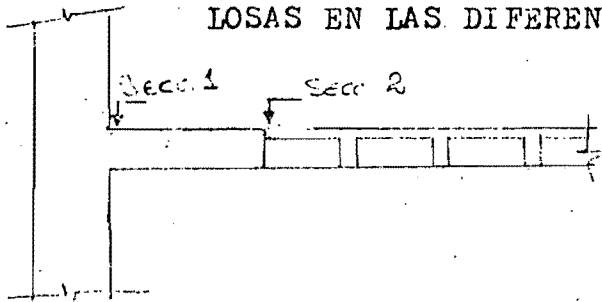
Q	COLUMNAS		LOSAS	
	M ³ de Concreto	% Respecto a Q=1	M ³ de Concreto	% Respecto a Q=1
1	405.12	1	2 050	1
2	272.74	0.67	1 489	0.73
3	226.8	0.56	1 489	0.73
4	192.26	0.47	1 346.4	0.66



GRAFICA DE C/Q VS. M³ DE CONCRETO A USARSE EN LOSAS Y COLUMNAS.

TABLA # 12:

PORCENTAJES TEORICOS DE REFUERZO, CALCULADOS PARA LOSAS EN LAS DIFERENTES FRANJAS.



$$A = \begin{cases} c+3h \\ c+1.5h \end{cases} \text{ ver figura 2.}$$

B = Franja de Columnas

C = Franja Central

* = Porcentajes Míminimos

Nivel	Franja	Q=1			Q=2		
		h cm	secc 1	secc 2	h cm	secc 1	secc 2
1-2	A	75	0.75	1.13	50	0.52	0.79
	B	75	0.53	*	50	0.37	*
	C	75	*	*	50	0.27	*
3-4	A	75	0.93	1.15	50	0.85	1.15
	B	75	0.91	0.49	50	0.5	0.68
	C	75	0.27	0.24	50	0.4	*
5	A	75	0.95	1.13	50	0.82	1.15
	B	75	0.8	1.16	50	0.81	0.65
	C	75	0.6	0.47	50	0.38	*
6	A	65	0.95	1.13	45	0.82	1.15
	B	65	0.8	1.16	45	0.81	0.65
	C	65	0.63	0.47	45	0.38	*
7-8	A	65	0.83	1.13	45	1.09	1.15
	B	65	1.02	1.14	45	0.54	1.15
	C	65	0.62	*	45	0.64	*
9-10	A	65	0.46	0.38	45	0.38	0.37
	B	65	1.14	0.97	45	0.41	0.31
	C	65	0.27	*	45	0.33	*



continuación

Nivel	Franja	Q=3			Q=4		
		h cm	secc 1	secc 2	h cm	secc 1	secc 2
1-2	A	50	0.42	0.60	45	0.38	0.53
	B	50	0.5	*	45	0.29	0.49
	C	50	0.27	*	45	0.3	0.25
3-4	A	50	0.62	1.04	45	0.61	1.0
	B	50	0.68	0.63	45	0.54	1.15
	C	50	0.46	0.26	45	0.59	*
5	A	50	0.6	1.02	45	0.61	1.02
	B	50	0.93	1.1	45	0.63	1.14
	C	50	0.47	*	45	0.63	0.35
6	A	45	0.6	1.02	35	0.61	1.02
	B	45	0.93	1.1	35	0.63	1.14
	C	45	0.47	*	35	0.63	0.35
7-8	A	45	0.62	1.11	35	0.95	1.15
	B	45	0.71	0.86	35	0.48	1.11
	C	45	0.53	0.29	35	0.60	0.38
9-10	A	45	*	*	35	0.3	0.36
	B	45	0.45	0.83	35	0.33	0.44
	C	45	0.32	*	35	0.4	0.29

NOTA: Los porcentajes indicados corresponden a los máximos calculados en la Zona Maciza (1) y en la Zona Nervada (2), en las correspondientes franjas de cada nivel, diseñadas como simplemente reforzadas.

* = Porcentaje mínimo = 0.24%; 0.75 b = 1.143%.

TABLA # 13:

PORCENTAJES TEORICOS DE REFUERZO, CALCULADOS PARA COLUMNAS.

Nivel	sección mts.	Q=1			Q=2			
		% en Columnas			% en Columnas			
		A *	B	C	sección mts.	A	B	C
1-2	1 x 1	0.92	1.0	1.15	.9 x .9	0.75	0.5	0.5
3	1 x 1	0.5	0.5	0.5	.9 x .9	0.5	0.5	0.5
4	.9 x .9	0.5	0.75	1.0	.75 x .75	0.5	0.5	0.5
5-6	.9 x .9	0.5	0.75	1.0	.75 x .75	0.5	0.5	0.5
7-8	.8 x .8	0.5	0.8	1.0	.65 x .65	0.5	0.75	0.5
9-10	.8 x .8	0.5	0.5	0.5	.65 x .65	0.5	0.5	0.5

		Q=3			Q=4			
1-2	.8 x .8	0.75	0.5	0.5	.75 x .75	0.5	0.5	0.75
3	.8 x .8	0.5	0.5	0.5	.75 x .75	0.5	0.5	0.5
4	.7 x .7	0.5	0.5	0.5	.65 x .65	0.5	0.5	0.5
5-6	.7 x .7	0.5	0.5	0.5	.65 x .65	0.5	0.5	0.5
7-8	.6 x .6	0.5	0.5	0.5	.55 x .55	0.5	0.5	0.5
9-10	.6 x .6	0.5	0.5	0.5	.55 x .55	0.5	0.5	0.5

* ver figura 2

TABLA # 14:

PERIODO DE VIBRACION EN CADA EDIFICIO (EN SEG).

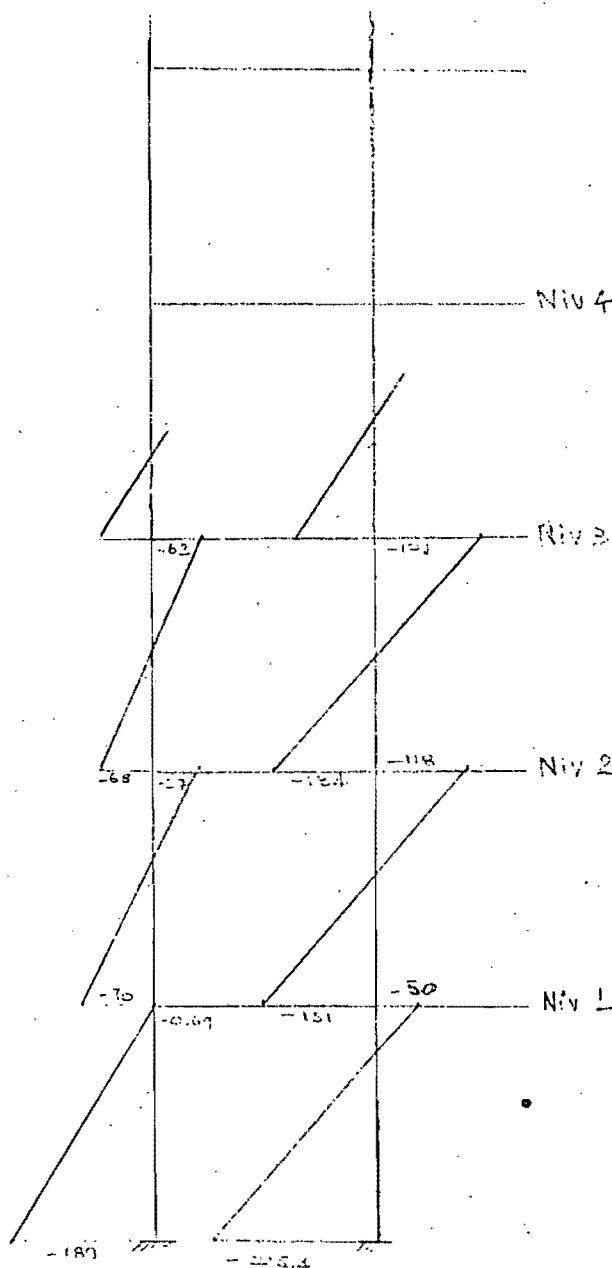
	1o. modo	2o. modo	3o. modo
Q	T1	T2	T3
1	0.866	0.314	0.174
2	1.37	0.48	0.264
3	1.44	0.517	0.28
4	1.61	0.58	0.32

TABLA # 15:

INDICE DE ROTACION NODAL Y GRAFICA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS DEL MARCO EXTERIOR, PARA Q=1.

Nivel	δ
10	0.27
9	0.27
8	0.27
7	0.27
6	0.17
5	0.27
4	0.27
3	0.17
2	0.17
1	0.17

$0.17 \leq \delta \leq 1.0$

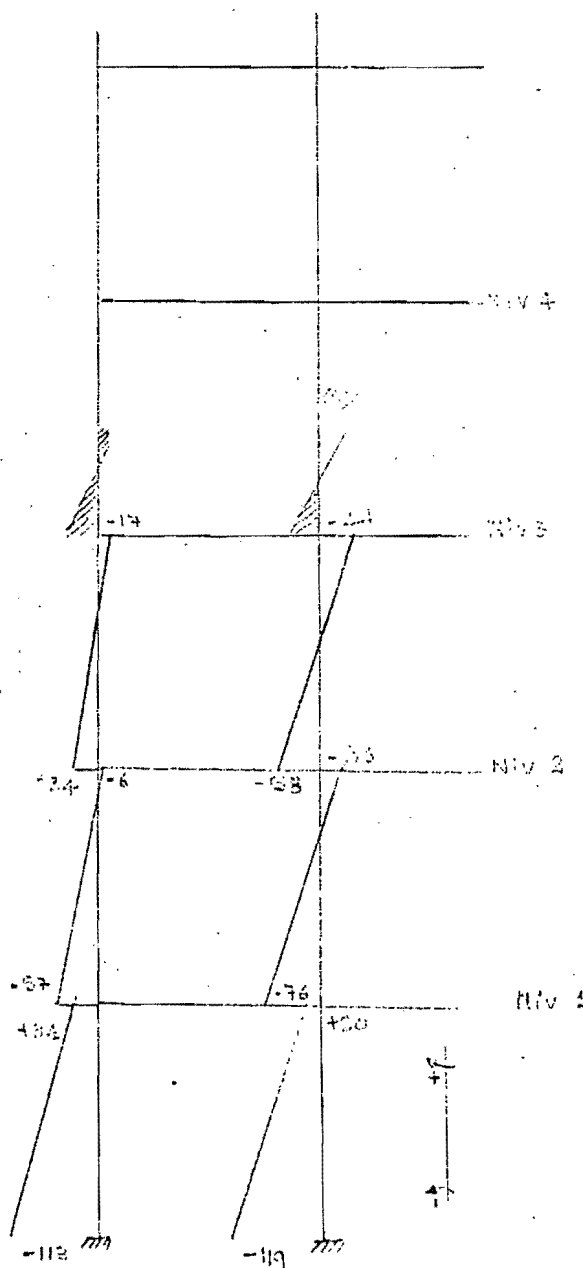


DIAGRAMAS DE MOMENTOS

TABLA # 16:

INDICE DE ROTACION NODAL Y GRAFICA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS DEL MARCO EXTERIOR, PARA Q=2.

Nivel	δ	
10	0.125	
9	0.125	0.01 δ 1.0
8	0.125	
7	0.125	
6	0.07	
5	0.11	0.01 δ 1.0
4	0.11	0.01 δ 1.0
3	0.054	0.01 δ 1.0
2	0.054	0.01 δ 1.0
1	0.054	

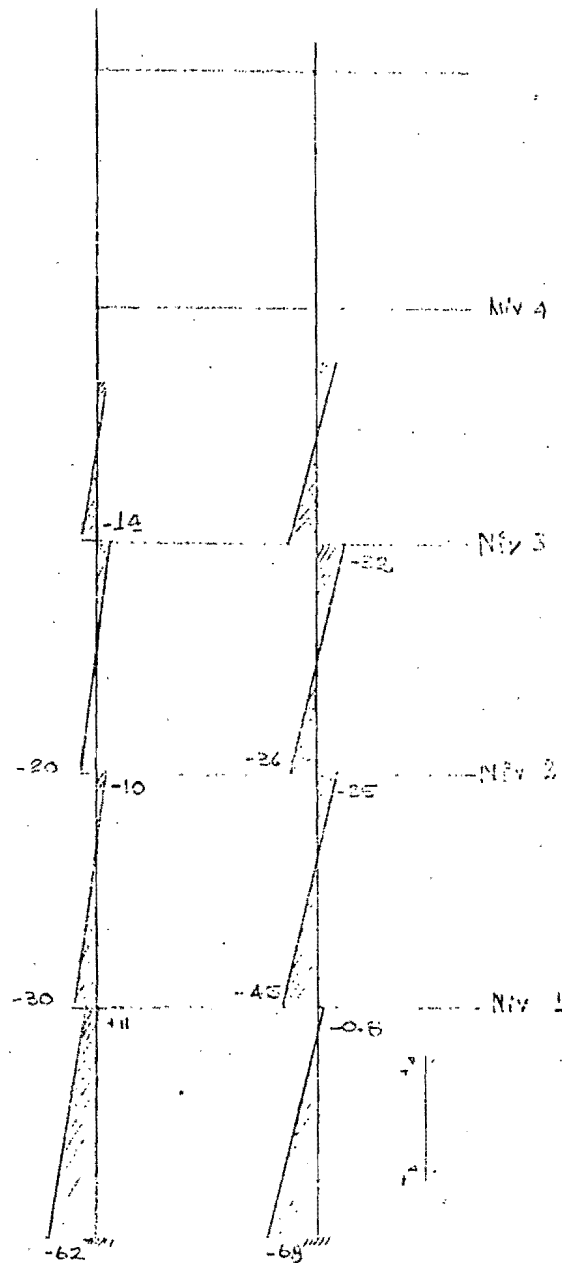


DIAGRAMAS DE MOMENTOS

TABLA # 17:

INDICE DE ROTACION NODAL Y GRAFICA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS DEL MARCO EXTERIOR, PARA Q=3.

Nivel	ρ	
10	0.173	
9	0.173	0.173
8	0.173	0.173
7	0.173	0.173
6	0.093	0.093
5	0.146	0.146
4	0.146	0.146
3	0.086	0.086
2	0.086	0.086
1	0.086	0.086

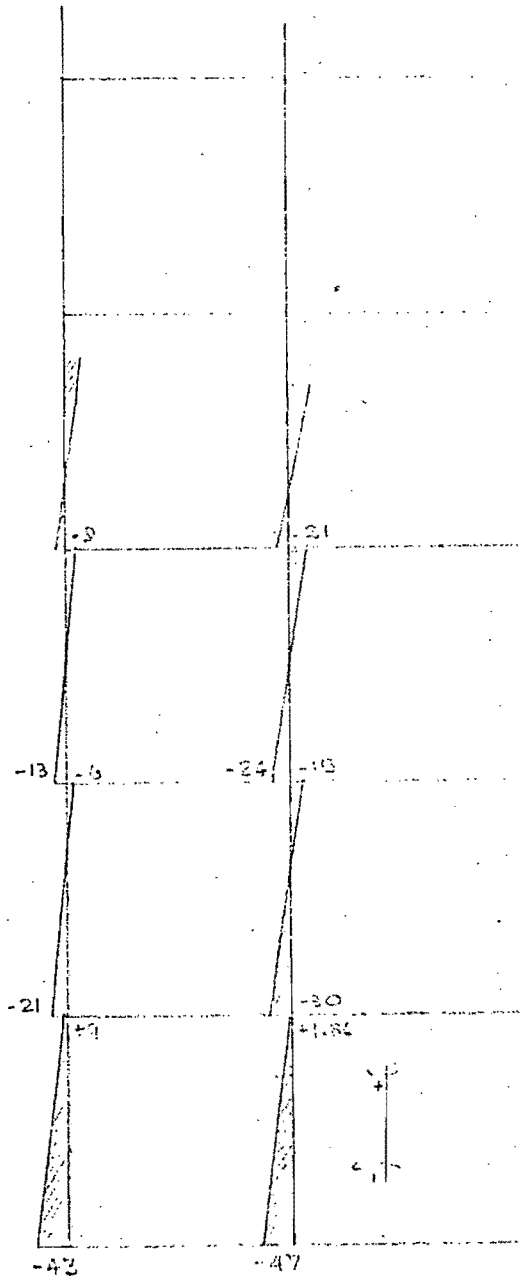


DIAGRAMAS DE MOMENTOS.

TABLA # 18:

INDICE DE ROTACION NODAL Y GRAFICA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS DEL MARCO EXTERIOR, PARA Q=4.

Nivel	θ	
10	0.16	
9	0.16	0.017 < θ < 0.10
8	0.16	0.017 < θ < 0.10
7	0.16	0.017 < θ < 0.10
6	0.084	0.017 < θ < 0.10
5	0.103	0.017 < θ < 0.10
4	0.103	0.017 < θ < 0.10
3	0.078	0.017 < θ < 0.10
2	0.078	0.017 < θ < 0.10
1	0.078	0.017 < θ < 0.10



DIAGRAMAS DE MOMENTOS

REFERENCIAS.

- (1) Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal .Instituto de Ingeniería.
- (2) Ayudas para el diseño de estructuras.Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C.
- (3) Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras, del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.Instituto de Ingeniería.
- (4) Diseño sísmico de edificios con losas reticulares; Roberto Meli y Mario Rodríguez. Instituto de Ingeniería.
- (5) Manual de diseño por sismo. Instituto de Ingeniería.
- (6) Wilson, E.L. y Dovey; Three dimensional analysis of building systems (TABS). Publication 72-8, University of California, Berkeley, 1972 .

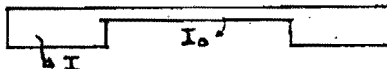
TABLA # 19:

DIMENSIONES DE COLUMNAS Y ESPESORES DE LOSAS, USADAS EN LOS DIFERENTES EDIFICIOS (EN CMTS).

Q	Nivel	Elemento	Sección	Peralte
1	1-3	Columna	100 x 100	
	4-6	Columna	90 x 90	
	7-10	Columna	80 x 80	
	1-5	Losa		75
	6-10	Losa		65
2	1-3	Columna	90 x 90	
	4-6	Columna	75 x 75	
	7-10	Columna	65 x 65	
	1-5	Losa		50
	6-10	Losa		45
3	1-3	Columna	80 x 80	
	4-6	Columna	70 x 70	
	7-10	Columna	60 x 60	
	1-5	Losa		50
	6-10	Losa		45
4	1-3	Columna	75 x 75	
	4-6	Columna	65 x 65	
	7-10	Columna	55 x 55	
	1-5	Losa		45
	6-10	Losa		40

Cálculo y Comparación de Rigideces de Entrepiso, Mediante las Fórmulas de Wilbur y el Método Exacto.

Por tratarse de losas aligeradas, en las cuales existen zonas macizas y zonas nervadas, la rigidez de estos elementos fué tomada como viga equivalente de inercia variable, mayor en la zona maciza que en la nervada.



En la comparación se pudo observar que: los valores calculados, aplicando las fórmulas de Wilbur, más cercanos a los calculados por el método exacto resultan cuando en los primeros, para su determinación, se toma la inercia de la parte maciza (I). Los resultados obtenidos de ésta comparación se encuentran resumidos en la Tabla # 20.

TABLA # 20:

COMPARACION DE RIGIDECES DE ENTREPISO CALCULADAS POR EL METODO EXACTO Y POR LAS FORMULAS DE WILBUR.

Entrepiso No.	Exacto	Wilbur	Relacion	Exacto	Wilbur	Relacion
	V/Δ	W	(V/Δ)/W	V/Δ	W	(V/Δ)/W
	<u>Q=1</u>			<u>Q=2</u>		
10	165.06	197.83	0.83	56.15	70.19	0.8
9	209.33	197.83	1.06	64.0	70.19	0.91
8	221.1	197.83	1.12	65.59	70.19	0.94
7	237.55	212.1	1.12	71.06	70.19	1.01
6	288.41	246.5	1.17	82.77	75.5	1.1
5	327.9	273.75	1.2	95.25	85.03	1.12
4	354.4	308.17	1.15	107.3	100.5	1.07
3	389.66	338.87	1.15	121.48	108.63	1.12
2	432.0	382.28	1.13	151.82	141.04	1.08
1	743.4	655.0	1.13	309.45	357.98	0.86
	<u>Q=3</u>			<u>Q=4</u>		
10	49.56	59.0	0.84	34.94	43.03	0.81
9	60.53	59.0	1.03	42.34	43.03	0.98
8	61.92	59.0	1.05	43.07	43.03	1.0
7	65.82	59.0	1.12	46.72	43.02	1.09
6	78.46	68.22	1.15	56.53	49.32	1.15
5	90.72	77.21	1.17	64.93	54.85	1.18
4	99.04	88.07	1.12	71.79	64.76	1.11
3	108.23	93.88	1.15	79.86	69.43	1.15
2	129.9	111.03	1.17	96.06	86.88	1.11
1	245.35	254.48	0.96	186.69	196.9	0.95