



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**CALIBRACION DE LAS NUEVAS NORMAS
DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
DE CONCRETO**

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a:

LEOPOLDO SALAZAR DARE



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

INDICE

CAPITULO		PAGINA
I	INTRODUCCION -----	1
	I.1 ANTECEDENTES -----	1
	I.2 DESCRIPCION DEL PROBLEMA-----	3
	I.3 OBJETIVOS Y ALCANCE-----	6
II	CASOS ESTUDIADOS-----	7
	II.1 METODOLOGIA EMPLEADA EN LA RESOLUCION DE LOS CASOS-----	7
	II.2 BREVE DESCRIPCION DEL PROGRAMA UTILIZADO	
	II.3 ESTRUCTURACIONES-----	10
III	RESULTADOS DEL ANALISIS-----	21
IV	DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS TÍPICOS -----	33
	IV.1 DISEÑO DE LA FRANJA B5-B4 DE LOSA DE LA ESTRUCTURA IV.8 (NIVEL 2)-----	39
	IV.2 DISEÑO DE LA COLUMNA B-5 DE LA ESTRUCTURA 1.8 (ENTRE NIVEL 1 Y 2)-----	49
	IV.3 DISEÑO DE LA COLUMNA B-4 DE LA ESTRUCTURA 1.8 (ENTRE NIVEL 1 Y 2)-----	53

CAPITULO	PAGINA
IV.4 DISEÑO DE LA COLUMNA C-5 DE LA ESTRUCTURA V.14 (ENTRE NIVEL 1 Y 2)-----	56
IV.5 DISEÑO DE LA COLUMNA C-4 DE LA ESTRUCTURA V.14 (ENTRE NIVEL 1 Y 2)-----	59
IV.6 DISEÑO DE LA COLUMNA B-4 DE LA ESTRUCTURA IV.8 (ENTRE NIVEL 1 Y 2)-----	62
IV.7 DISEÑO DE LA COLUMNA B-5 DE LA ESTRUCTURA IV.8 (ENTRE NIVEL 1 Y 2)-----	65
IV.8 DISEÑO DE LA TRABE B5-B4 DE LA ESTRUCTURA I.8 (NIVEL 2)-----	68
IV.9 DISEÑO DE LA TRABE C5-C4 DE LA ESTRUCTURA V.14 (NIVEL 2)-----	74
V CONCLUSIONES -----	80
REFERENCIAS -----	82



I. INTRODUCTION



I.1 ANTECEDENTES

La Ciudad de Mexico se encuentra en una zona de alta actividad sísmica debido a su localización y características del suelo que provocan una amplificación de la intensidad de los movimientos generados en las costas del pacífico entre los meridianos 10° y 20° latitud norte y paralelos 90° y 100° longitud occidente (ref. 1). Los estudios estadísticos de terremotos indican que la zona más activa, alrededor de los bordes del Pacífico, representa un porcentaje importante de la energía total liberada en todo el mundo.

Considerando el objetivo del diseño en la ingeniería de maximizar la utilidad que va a obtenerse del sistema que se produzca y siendo un sismo intenso la carga más severa a que la mayoría de las estructuras pueden estar sujetas, el enfoque óptimo es diseñar la estructura de tal manera que se evite el colapso ante el sismo mas severo posible asegurando con ello la vida humana; pero aceptando la posibilidad de daño sobre la base de que es menos caro reparar o reemplazar las estructuras afectadas por un sismo fuerte, que construir cada una de ellas lo suficientemente resistente para evitar daños.

El primer reglamento de diseño por sismo para el Distrito Federal se publicó en 1942. En éste se data un incremento del 33% a los esfuerzos para la combinación de cargas de gravedad y sísmicas. El análisis estático daba una aceleración horizontal de $0.025g$ la cual se duplicaba para hospitales y otras estructuras importantes. Después del sismo de 1957 se sustituyó el Reglamento de 1942; ahora los esfuerzos se incrementaban en 50% para combinación de carga sísmica y de gravedad. El cortante basal fué especificado como función de una microrregionalización de la Ciudad: un marco de una estructura ordinaria requería tener un coeficiente de 0.07 en la zona del lago. En 1966 se publicó un nuevo reglamento que seguía la misma línea que el de 1957, aunque marcaba que la zona de transición fuera tomada como zona del lago, daba un factor de multiplicación de 1.3 para estructuras importantes, modificaba los coeficientes de cortante basal y proporcionaba los métodos de análisis dinámico y diseño por esfuerzos últimos.

El reglamento publicado en 1976, introducía notables cambios con respecto a los anteriores; se modificó la microzonificación, amplió el diseño por esfuerzos últimos a más estructuras, el factor de 1.3 para estructuras importantes se mantuvo. Se especificaban relativamente altos coeficientes para cortante basal, pero estos eran divididos por un factor de ductilidad igual a 1.2, 4 o 6 dependiendo del tipo y detalles estructurales. Recientemente se ha publicado un nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1987), en éste, se han introducido notables cambios, desde la concepción arquitectónica de la estructura que incide en la seguridad, nuevos espectros de diseño sísmico, nuevos requerimientos en la calidad de los materiales y sus constantes elásticas, requerimientos por confinamiento muy riguroso. El presente trabajo pretende cuantificar la magnitud de estos cambios en las estructuras de concreto reforzado mediante la solución de algunos ejemplos de edificios típicos.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Debido a los daños ocasionados por los movimientos telúricos de Septiembre de 1985 en algunas estructuras y por ende la afectación a miles de mexicanos, se introdujeron modificaciones sustanciales en las Normas de Diseño por Sismo y de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal; algunas de estas modificaciones son:

- Nuevas ordenadas de aceleraciones espectrales para Diseño Sísmico, las cuales, expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, quedaron:

$$a = (1 + 3T/T_a) c/4 \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c \quad \text{si } T_a < T < T_b$$

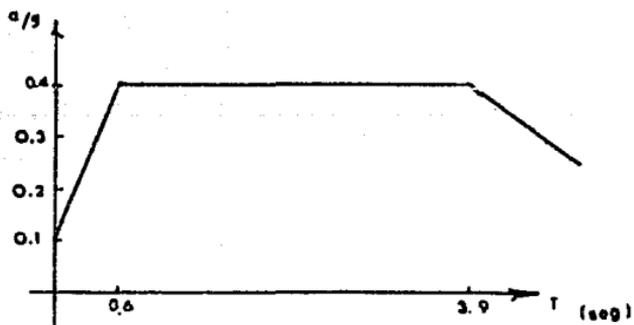
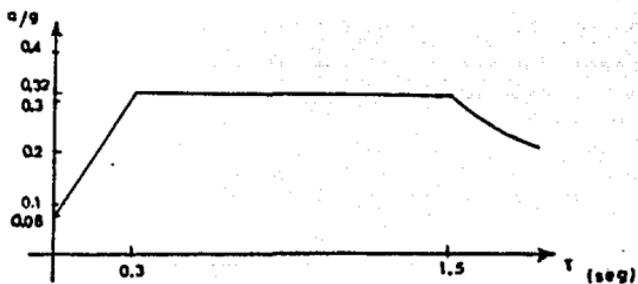
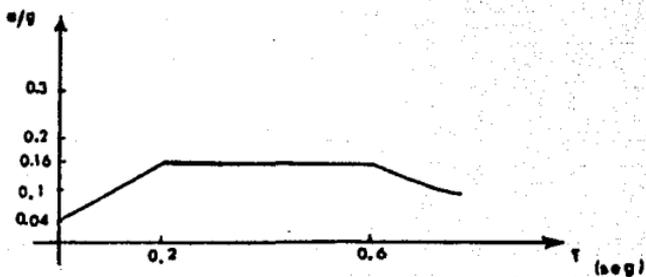
$$a = qc \quad \text{si } T > T_b$$

$$q = (T/T_b)^r$$

T = Período natural de interés
 c = 0.4 Estructuras del grupo B (ZONA III)
 c = 0.6 Estructuras del grupo A (ZONA III)
 T_a y T_b se dan a continuación:

ZONA	T _a	T _b	r
I	0.2	0.6	1/2
II	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

ESPECTROS DE DISEÑO POR ZONAS (ESTRUCTURAS DEL GRUPO B)



- Nuevos factores de comportamiento Sísmico:

En todos los casos se usa para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección, el cual puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones. En las Normas de Diseño por Sismo, se dan las características completas que deben cumplir las estructuras para poder utilizar estos factores; algunos de los aspectos relevantes que se podrían mencionar para utilizar dichos factores son: $Q=4$ Para estructuras de marcos que cumplen con requisitos de regularidad y ductilidad. $Q=3$ Para estructuras de losas planas que cumplen con limitaciones estrictas de tamaño, refuerzo y cuya altura no exceda 20 m. $Q=2$ Para estructuras de los dos grupos anteriores que no cumplan los requisitos y también para estructuras de mampostería maciza. $Q=1.5$ Para estructuras de mampostería hueca. $Q=1.0$ Para estructuras de características diferentes a las anteriormente especificadas.

- Cargas vivas. De acuerdo al artículo 198 se incrementaron, entre otros, los valores para oficinas en análisis sísmico se toma $w = 180 \text{ kg/m}^2$ y para escuelas indica $w = 250 \text{ kg/m}^2$

- Reducción al valor admisible del desplazamiento angular por entrepiso. Si hay elementos no estructurales unidos a la estructura es 0.006; si no lo están 0.012; los cuales, anteriormente eran de 0.008 y 0.016 respectivamente.

- Nuevos módulos de elasticidad del concreto, los cuales son $14000 \sqrt{f'_c}$ ó $8000 \sqrt{f'_c}$ dependiendo de la clase de concreto I o II respectivamente. Anteriormente se tomaba $10000 \sqrt{f'_c}$ (Aunque cuando se realizaron los cálculos, se tomó $12000 \sqrt{f'_c}$ porque se pensaba que sería el valor definitivo).

- En análisis dinámico, tener cuando menos el 80% de cortante basal estático, de lo contrario incrementar desplazamientos y elementos mecánicos en la misma proporción para igualar ese valor

- Define claramente los responsables de la seguridad estructural

- Cuando la estructura no cumple ciertas condiciones de regularidad, simetría y esbeltez, se incrementan las fuerzas sísmicas de diseño.

1.3 OBJETIVOS Y ALCANCE

Para cuantificar las repercusiones que las nuevas normas tienen en el diseño de las estructuras de concreto, se han aplicado a un grupo de edificios típicos para los cuales se han determinado:

- Las dimensiones de los elementos estructurales para cumplir con los requisitos de desplazamiento lateral máximo.
- El refuerzo de algunos elementos típicos, para resistir las fuerzas de diseño y para cumplir con los requisitos de ductilidad.

Se han estudiado distintas estructuraciones y diferentes números de niveles para cada una de ellas. En total se estudiaron 16 edificios. En todos ellos se realizaron los análisis sísmicos para varias opciones de dimensiones de vigas y columnas hasta obtener por aproximaciones sucesivas desplazamientos relativos aproximadamente iguales a los permitidos. El dimensionamiento de los miembros y de su refuerzo se realizó sólo en algunos de los edificios.

II.1 METODOLOGIA EMPLEADA EN LA RESOLUCION DE LOS CASOS

Para resolver cada caso, correspondiente a una estructuración y a un número de pisos dado, se supusieron dimensiones preliminares y se calcularon todos los elementos requeridos por el programa SUPER-ETABS (Áreas, áreas de cortante, momentos de inercia torsional de traves y columnas, momento de inercia a flexión, masas de piso, momento rotacional de inercia por piso). Se realizó un análisis dinámico, utilizando el espectro de la zona III dividido entre el factor de comportamiento sísmico $Q=4$; mediante este análisis se determinaron las fuerzas cortantes en cada piso y se revisó el cortante basal. Si éste era menor que 80% del estático, se incrementaban en la misma proporción desplazamientos y elementos mecánicos.

Posteriormente, con el sistema de fuerzas obtenido, se realizó un análisis estático considerando la excentricidad accidental y se obtuvieron los desplazamientos para el marco más desfavorable. Debe cumplirse:

$$\bar{\delta}_i = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_i} < 0.006$$

La que se supuso que este es el desplazamiento relativo permisible porque los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, se consideró que no están separados de la estructura principal.

Donde:

$\bar{\delta}_i$ = desplazamiento relativo del entrepiso i

Δ_{i+1} = desplazamiento lateral del entrepiso superior

Δ_i = desplazamiento lateral del entrepiso i

h_i = altura del entrepiso en cuestión

En el caso donde el sistema de piso es losa plana, se utilizó el método de análisis descrito en el reglamento el cual supone que la estructura se divide en marcos ortogonales; por carga vertical se utilizó el análisis aproximado por carga vertical descrito en el reglamento. En los casos donde existen muros, estos se modelaron como columnas anchas. Se procedió de esta manera sucesivamente hasta encontrar las dimensiones para las cuales se tenía un $\bar{\rho}$ aproximadamente igual a 0.006

Para efectuar las variaciones de dimensiones en columnas y tabes, se procuró mantener la condición de que se presenten puntos de inflexión en las columnas ante cargas laterales, lo cual queda garantizado con el coeficiente de Blume (ref. 4)

$$\rho = \frac{\sum (I/L)_{\text{vigas}}}{\sum (I/L)_{\text{columnas}}} < 0.1$$

Donde:

- ρ = Índice de rotación del nudo
- I = Momento de inercia (viga ó columna)
- L = Longitud (viga ó columna)

II.2 BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA UTILIZADO (ref. 5)

Para realizar los análisis, se optó por utilizar el programa SUPER-ETABS. La formulación del

modelo idealiza la estructura como un sistema de marcos y de muros de cortante interconectados por los diafragmas de piso, los cuales son rígidos en su propio plano; calcula las respuestas de la estructura, tales como: desplazamientos de piso, fuerzas cortantes de entrepiso, momentos de volteo y elementos mecánicos a nivel de miembros estructurales.

Permite tomar en cuenta los efectos $P-\Delta$ en los análisis estático y dinámico; hace uso de diferentes técnicas de superposición modal en los análisis de tipo dinámico además del criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la respuesta de cada modo de vibración.

El programa tiene opción de realizar 9 tipos de análisis: Por cargas estáticas, formas modales y frecuencias, análisis por cargas estáticas más formas modales y frecuencias, análisis dinámico con la respuesta a un espectro dado, análisis dinámico bajo un acelerograma dado, análisis a nivel de entrepiso con un espectro dado y también con un acelerograma. Además permite definir el número de frecuencias que se desea calcular, los grados de libertad que se permiten a la estructura (en X, Y y giro) y el criterio de superposición modal.

El programa toma en cuenta la torsión a nivel de elemento estructural; permite tomar en cuenta contravientos, paneles y rigidez del suelo. Además, al definir la estructura se puede referenciar a un sistema coordenado tridimensional. Una limitación que tiene es un poco de falta de claridad al definir el eje mayor y menor para las propiedades de los elementos estructurales periféricos de los marcos.

11.3. ESTRUCTURACIONES

Las estructuras que se plantean son típicas de la práctica en edificios de oficinas y escuelas. En las estructuraciones donde el sistema de piso es losa maciza se proponen trabes secundarias por requerimientos de deflexiones de la losa.

Para todas las estructuraciones se supusieron las siguientes características:

Concreto clase I

Refuerzo con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

$E=12000\sqrt{f'_c}$ (Este valor corresponde al que inicialmente se había propuesto para el nuevo reglamento para concreto clase I)

$f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento de loseta vinílica

Altura libre de 2.4 m en todos los casos

Todas las estructuras se supusieron ubicadas en la zona III del D.F.

Muros de mampostería unidos a la estructura principal

Los casos considerados son los siguientes:

Estructuración I

Edificio típico de oficinas a base de marcos con cuatro claros de 7.5 m en cada dirección de con 4, 6, 8, 10 y 14 pisos (fig. 1)

Estructuración II

Edificio de oficinas con marcos de dos claros de 6.0 m en una dirección y cuatro de 5.0 m en la otra; se analizaron edificios con 6, 10 y 14 pisos (fig. 2)

Estructuración III

Escuela de tres niveles, un marco de un claro de 7.0 m en una dirección y otro con cinco claros de 5.0 m cada uno en la otra dirección. En este caso se analizó únicamente para tres niveles.

Estructuración IV

Edificio de oficinas con marcos de cuatro claros de 7.5 m cada uno, sistema de piso con losa plana aligerada y se analizaron edificios para 4, 6 y 8 niveles (fig. 4)

Estructuración V

La misma estructuración del caso I, pero con muros de concreto reforzado en los extremos de los marcos exteriores y se analizaron edificios con 6 y 14 niveles.

Estructuración VI

La misma estructuración del caso I, pero con muros de concreto reforzado en un núcleo central y con 8 y 14 niveles (fig. 6)

Para ilustrar la forma en que se realizaron los análisis, se presentan algunos de los datos y cálculos para la estructura tipo I.8 (estructuración I. 8 niveles):

El sistema de piso se muestra esquemáticamente en la figura 1. Las dimensiones se obtuvieron por aproximaciones sucesivas hasta cumplir con los requisitos de desplazamientos.

Dimensiones preliminares:

losa de concreto de espesor	10cm
sección de trabes principales	30x80cm
sección de trabes secundarias	25x50cm
sección de columnas	80x80cm

Columnas N0 a N8 peso propio= $0.80 \times 0.80 \times 2400 = 1536\text{kg/m}$
Trabes primarias peso propio= $0.30 \times 0.80 \times 2400 = 576\text{kg/m}$
Trabes secundarias peso propio= $0.25 \times 0.40 \times 2400 = 240\text{kg/m}$

Losa (planta tipo)

Losa de concreto de 10cm 0.1×2400	= 240kg/m^2
Carga muerta adicional por losa	= 20kg/m^2
Firme de mortero de cemento 3cm $.03 \times 2200$	= 66kg/m^2
Carga muerta adicional por firme	= 20kg/m^2
Recubrimiento de piso (loseta vinílica)	= 5kg/m^2
Instalaciones y plafones	= 35kg/m^2
Muros divisorias	= 100kg/m^2
<hr/>	
Carga muerta total en planta tipo	= 486kg/m^2

CARGA VIVA INSTANTANEA (oficinas)

$$w = 180\text{kg/m}^2$$

A

CARGA POR UNIDAD DE LONGITUD EN PLANTA TIPO:

Trabe T1

$$\begin{aligned} \text{PESO PROPIO} &= 576 \text{ kg/m} \\ \text{CARGA MUERTA DE PISO} &= 486 \times 1.25 = 607.5 \text{ kg/m} \\ \text{CARGA VIVA} &= 180 \times 1.25 = 225 \text{ kg/m} \\ \hline \text{Carga lineal total} &= 1408.5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Trabe T2

$$\begin{aligned} \text{PESO PROPIO} &= 240 \text{ kg/m} \\ \text{C.M. de piso} &= 486 \times 2.5 = 1215 \text{ kg/m} \\ \text{C.V.} &= 180 \times 2.5 = 450 \text{ kg/m} \\ \hline \text{C.L.T.} &= 1905 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Trabe T3

$$\begin{aligned} \text{PESO PROPIO} &= 576 \text{ kg/m} \\ \text{C.M. de piso} &= 486 \times 2.5 = 1215 \text{ kg/m} \\ \text{C.V.} &= 180 \times 2.5 = 450 \text{ kg/m} \\ \hline \text{C.L.T.} &= 2241 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Trabe T4

$$\begin{aligned} w_{pp} &= 576 \text{ kg/m} \\ \text{Cargas puntuales } (1905 \times 7.5) / 2 &= 7144 \text{ kg} \end{aligned}$$

Trabe T5

$$\begin{aligned} w_{pp} &= 576 \text{ kg/m} \\ \text{Cargas puntuales} &= 2 \times 7144 = 14288 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cuando se modificaban las secciones en las distintas iteraciones, se cambiaba la masa de piso. Para expresar la magnitud de la masa en terminos de las dimensiones de columnas y trabes se tiene:

$$\text{masa} = \frac{486 \times 900 + 180 \times 900 + 8 \times 30 \times 240 + 10 \times 30 \times 576 - P - Q + C}{9.81}$$

Cruce de traves secundarias con primarias

$$P = 0.25 \times 0.4 \times 2400 \times 8 \times b \times 5$$

traves secundarias   traves primarias

Cruce de traves primarias con primarias

$$Q = b \times h \times 2400 \times 5 \times b \times 5$$

cruces   cruces

Peso columnas

$$C = L \times L \times 2400 \times (3.4 - h) \times 25$$

Traves b x h

Columnas L x L

Cálculo del momento rotacional de inercia (M.R.I.):

$$\text{masa} = W/g$$

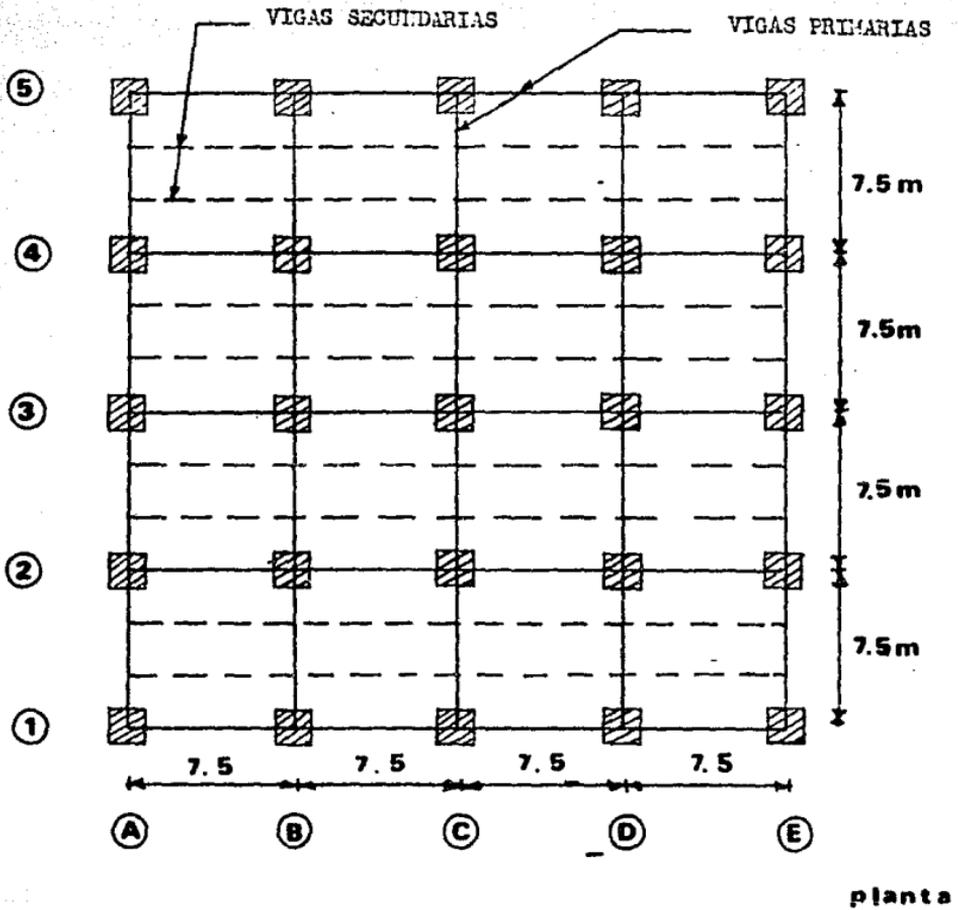
$$\text{M.R.I.} = (W / (12 g)) \times (b^2 + d^2)$$

siendo:

W = Peso del nivel

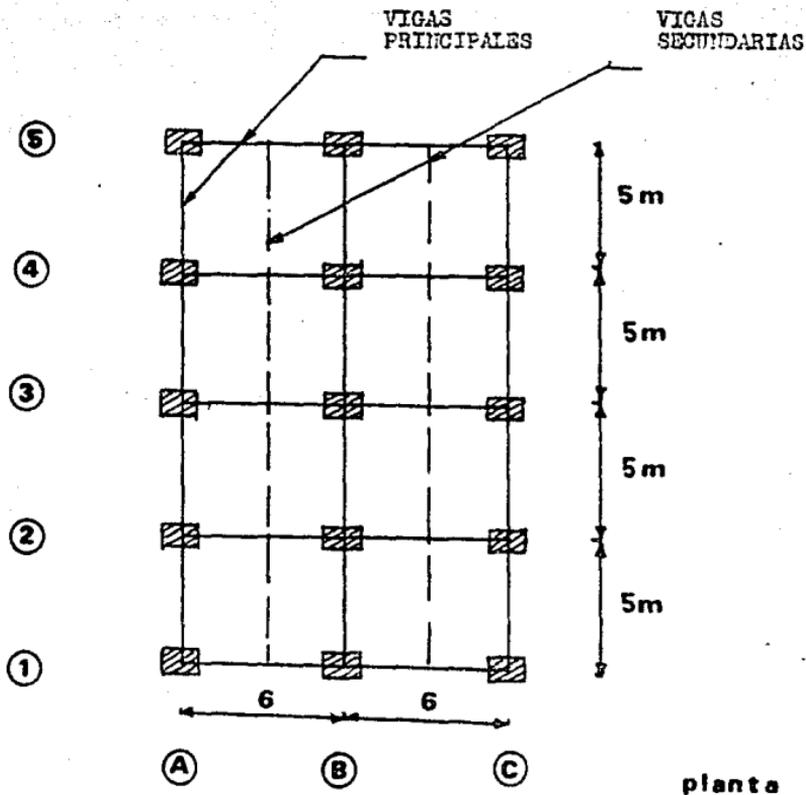
g = Aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

b y d dimensiones de los lados adyacentes del nivel.



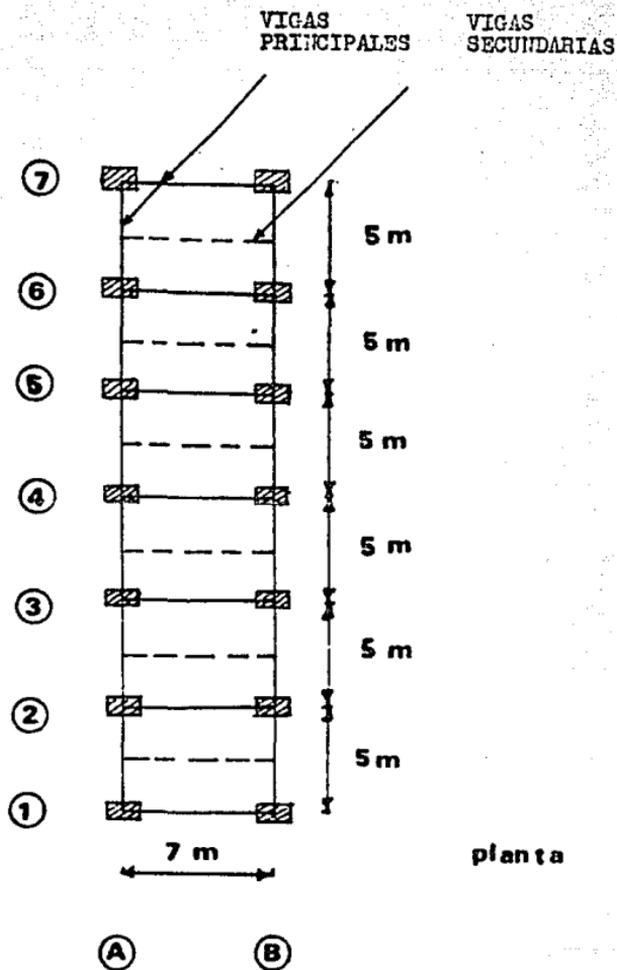
ESTRUCTURACION I

(fig.1)



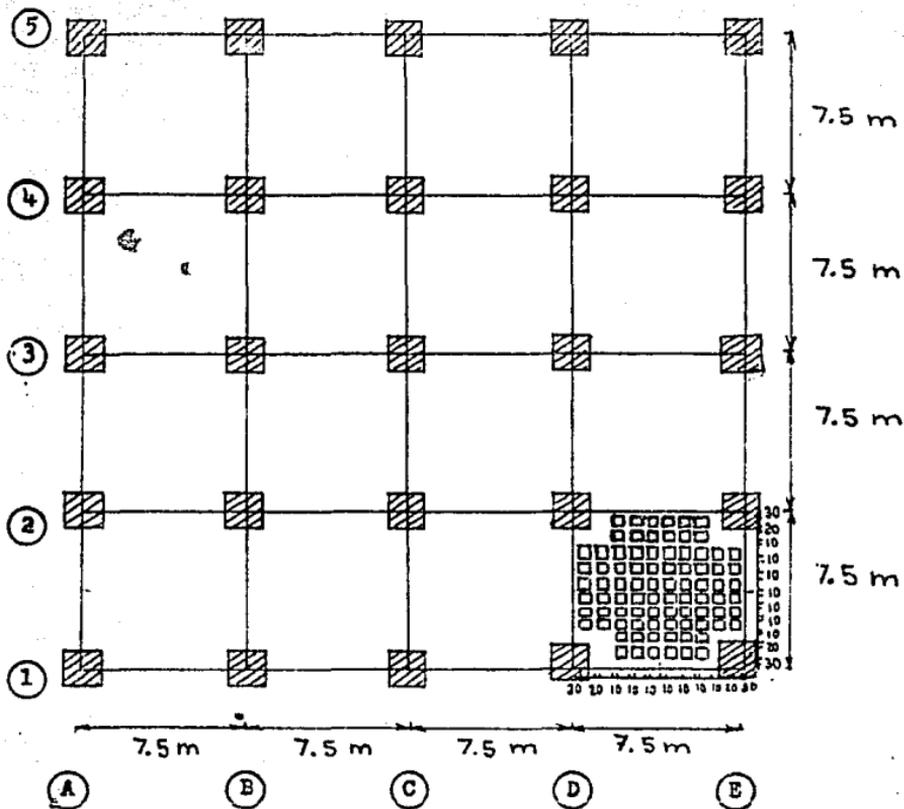
ESTRUCTURACION II

(fig. 2)



ESTRUCTURACION III

(fig. 3)



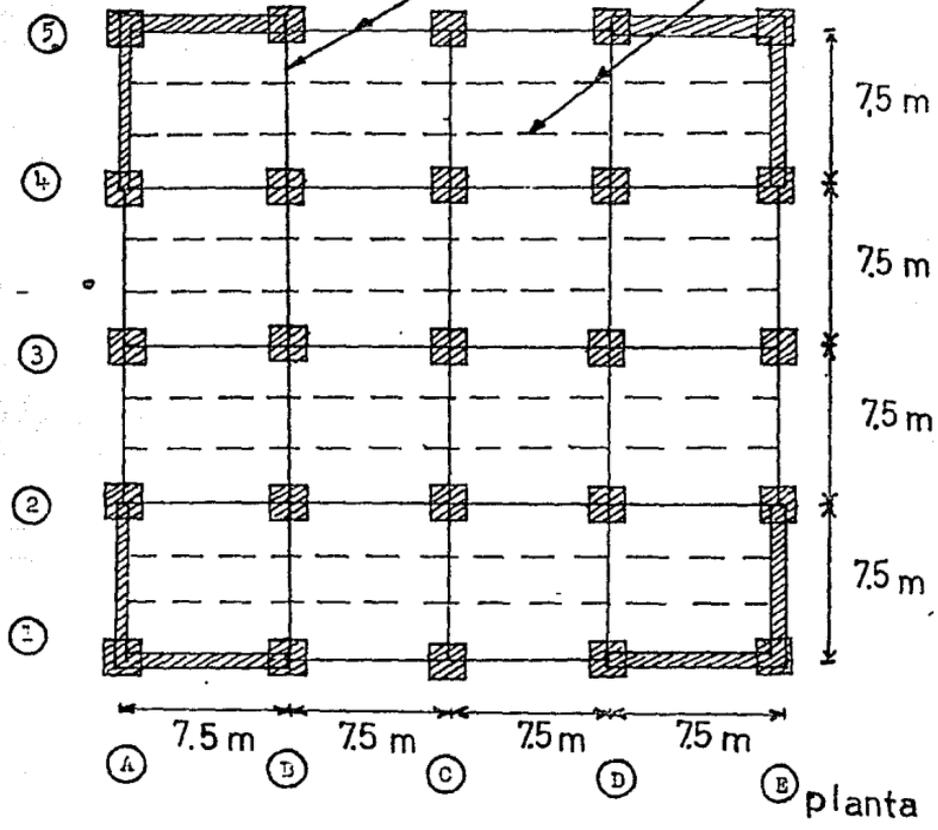
VISTA PARCIAL DE DISTRIBUCION DE CASETONES Y ZONAS RIGIDAS ALREDEDOR DE COLUMNAS

ESTRUCTURACION IV

(fig. 4)

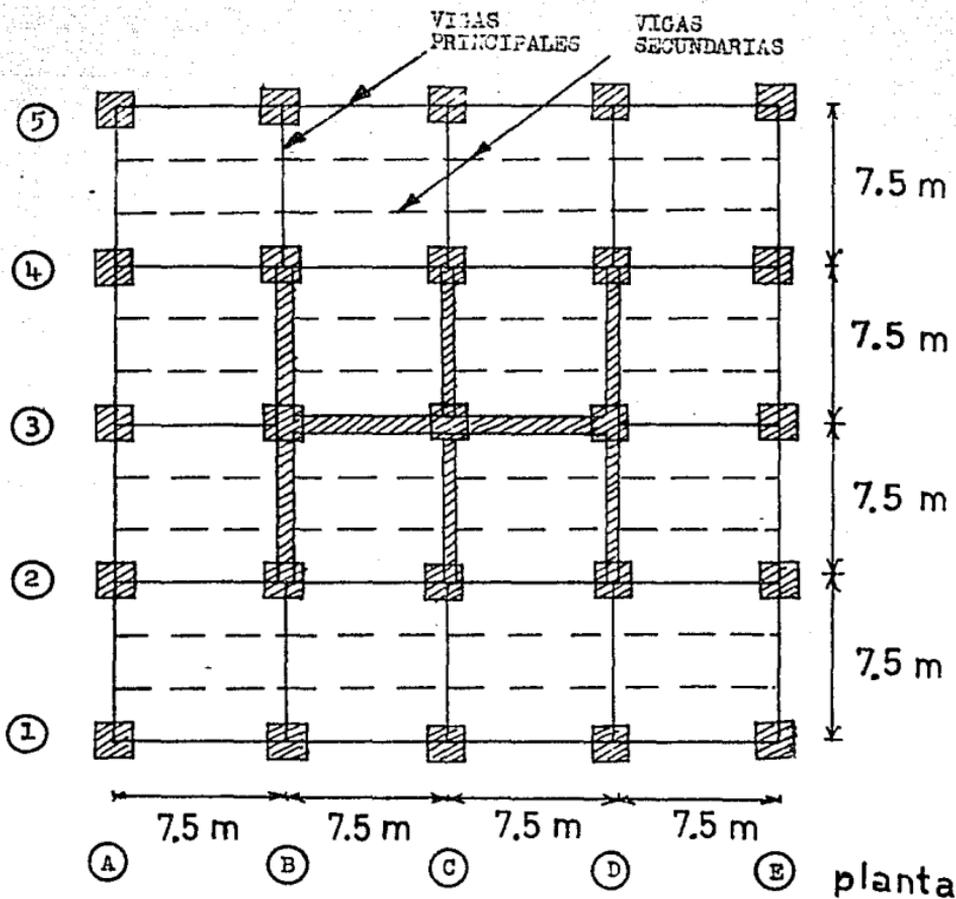
VIGAS
PRINCIPALES

VIGAS
SECUNDARIAS



ESTRUCTURACION V

(fig.5)



ESTRUCTURACION VI

(fig. 6)

III. RESULTADOS DEL ANALISIS

RESULTADOS DEL ANALISIS

En los capítulos anteriores se han expuesto las bases que han servido para el cálculo de las estructuras propuestas. En resumen, la secuencia de cálculo seguida para la obtención de las dimensiones mínimas atendiendo a la condición de seguridad referente a los desplazamientos laterales admisibles por entrepiso es:

1. Proponer dimensiones preliminares y calcular todos los elementos requeridos por el programa (áreas de las secciones, áreas de cortante, masa de piso, momentos polares de inercia, momento rotacional de inercia de cada piso y momento de inercia de las secciones).

2. Realizar una corrida del programa utilizando la opción de análisis dinámico para calcular el cortante basal, si éste es inferior al 80% del estático, se incrementan en la misma proporción los cortantes por entrepiso hasta igualar ese valor.

3. Obtener un sistema de fuerzas por entrepiso con base en el resultado 2.

4. Realizar una nueva corrida del programa con la opción de análisis estático, permitiendo el movimiento de la estructura en el espacio y dando la excentricidad accidental con las fuerzas obtenidas del inciso anterior.

5. Obtener los desplazamientos laterales del marco más desfavorable y multiplicar por el factor de comportamiento sísmico ($U=4$).

6. Calcular $\bar{\delta} = (\Delta_i - \Delta_{i+1}) / h_i$: si es aproximadamente 0.006, se tienen las dimensiones adecuadas, de lo contrario pasar al punto 1.

El programa proporciona los períodos por cada grado de libertad en cada modo de vibración; como en los casos estudiados se dieron los tres grados de libertad (desplazamiento en X, Y y giro), se obtuvieron 12 períodos en total. En la tabla resumen (pág 28) se dan los cuatro primeros con respecto a X.

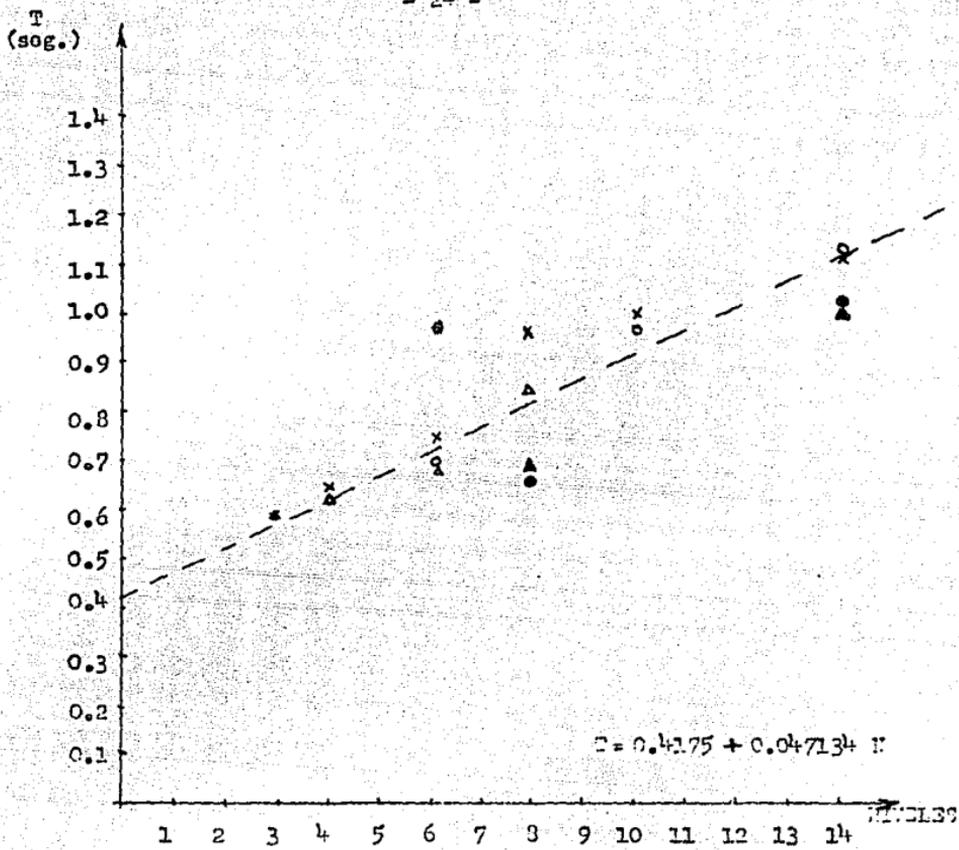
La primera columna de la tabla resumen (pág. 28) proporciona el caso de que se trata indicando el tipo de estructuración en número romano y el número de niveles para cada estructuración. La segunda columna proporciona las dimensiones en centímetros de las columnas y en segundo lugar de las trabes principales; las estructuraciones II y III tienen columnas rectangulares. La tercera columna proporciona los cuatro primeros períodos con respecto a X. La cuarta columna proporciona los desplazamientos laterales totales del marco más desfavorable en cm con el sismo actuando en dirección paralela a éste. Finalmente, en la quinta columna se presenta el desplazamiento relativo por entrepiso mayor para cada caso.

Las estructuraciones I, IV, V y VI son simétricas en ambas direcciones, por ello el marco que presentó los desplazamientos laterales mayores, cuando se consideró la excentricidad accidental fue el (5). Las estructuraciones II y III que presentan esbeltez mayor en una dirección los marcos que presentaron los mayores desplazamientos laterales fueron el (6) y el (7) respectivamente.

En la fig. 7 se muestra la variación del período fundamental con el número de pisos para todos los casos estudiados; el ajuste de la recta presenta un coeficiente de correlación de 0.9165. Nótese que las estructuras con muros de cortante caen consistentemente abajo de la recta, indicando que estas son más rígidas que las de marcos. Parte de la variabilidad de los resultados se debe a que no todos los edificios quedaron proporcionados para el mismo desplazamiento lateral, en algunos casos la rigidez fue mayor que la mínima requerida.

En la fig. 8, se presenta la gráfica de la variación de las dimensiones de columnas para cada caso estudiado, la recta de regresión presenta un coeficiente de correlación de 0.723. Nótese que las mayores dimensiones para cada caso corresponden a la estructuración IV y con una reducción muy notable las de los casos V y VI: en que la rigidez lateral es proporcionada esencialmente por los muros y las columnas quedaron proporcionadas por carga vertical.

En la fig. 9 está la gráfica peralte de trabes principales-número de niveles. La estructuración que tiene los mayores peraltes es la I, la estructuración tipo IV con losa plana no se consideró para el ajuste de la recta de regresión.

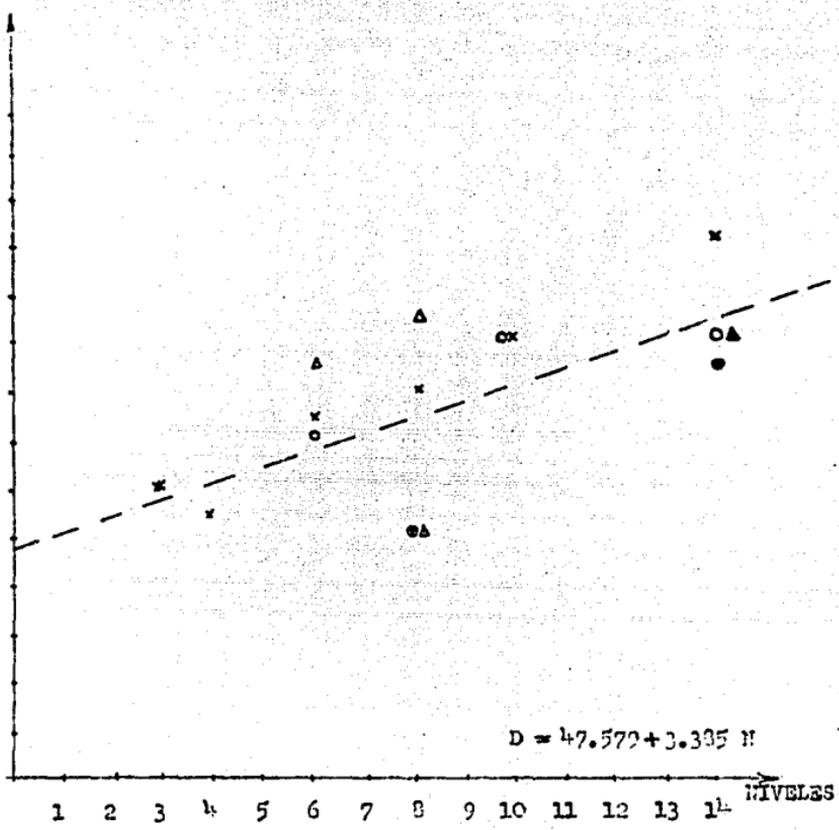


- ESTRUCTURACION I x
- ESTRUCTURACION II o
- ESTRUCTURACION III *
- ESTRUCTURACION IV Δ
- ESTRUCTURACION V ●
- ESTRUCTURACION VI ▲

(fig. 7)

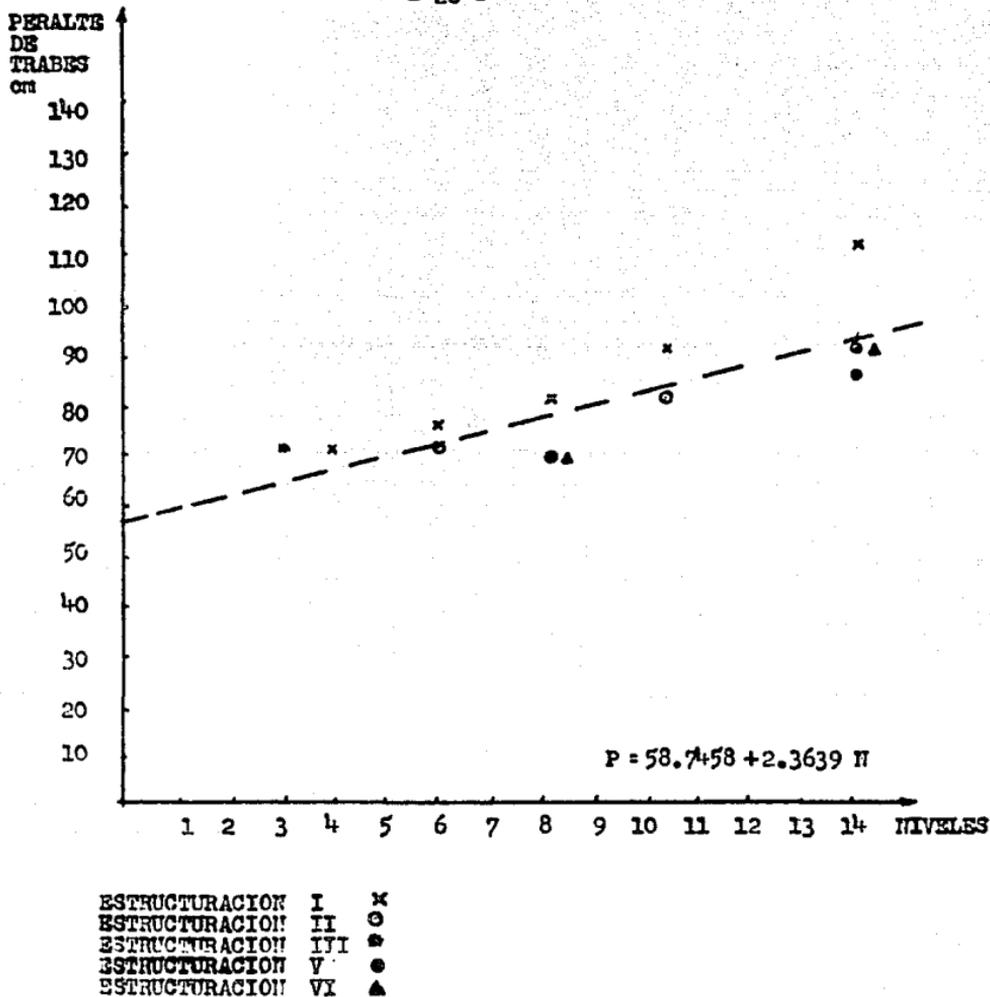
DIMENSION
COLUMNAS
cm

140
130
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10



- ESTRUCTURACION I *
- ESTRUCTURACION II x
- ESTRUCTURACION III o
- ESTRUCTURACION IV Δ
- ESTRUCTURACION V ●
- ESTRUCTURACION VI ▲

(fig. 8)



(fig. 9)

TABLA RESUMEN

CASO	DIMENSION COLUMNAS Y TRABES (cm)	PERIODOS (seg.)	DESPLAZAMIENTOS LATERALES (cm)	δ max
I.4	55X55 25X70	0.637523	N4 6.4765964	0.00590289
		0.182178	N3 5.1644256	
		0.085735	N2 3.3345284	
		0.051423	N1 1.2892752	
I.6	75X75 30X75	0.729	N6 9.1411744	0.00597656
		0.2095	N5 7.8195748	
		0.09928	N4 6.2890436	
		0.05642	N3 4.5290176	
			N2 2.6464004	
		N1 0.9352228		
I.8	80X80 30X80	0.956901	N8 12.355795	0.00654763
		0.285427	N7 11.489803	
		0.143044	N6 10.318720	
		0.084256	N5 8.7979984	
			N4 6.9658056	
			N3 4.9173816	
		N2 2.8221392		
		N1 0.9852328		
I.10	90X90 35X90	0.995997	N10 16.235813	0.00668519
		0.305696	N9 15.330324	
		0.160075	N8 14.237872	
		0.098203	N7 12.887301	
			N6 11.288195	
			N5 9.3785316	
			N4 7.2927508	
			N3 5.0886364	
		N2 2.9044700		
		N1 1.0195464		

El número de caso indica primero el tipo de estructuración y el segundo número de niveles. (Por ejemplo I.4, indica estructuración I y 4 niveles)

CASO	DIMENSION COLUMNAS Y TRABES (cm)	PERIODOS (seg.)	DESPLAZAMIENTOS LATERALES (cm)	δ max
I.14	110X110 40X110	1.102455	N14 19.986122	0.005555718
		0.346571	N13 19.274491	
		0.187994	N12 18.455136	
		0.120861	N11 17.480806	
			N10 16.330740	
			N9 15.003156	
			N8 13.507907	
			N7 11.861797	
			N6 10.086095	
			N5 8.2075044	
			N4 6.2624892	
			N3 4.3069732	
			N2 2.4401860	
			N1 0.8609332	
II.6	45X65 25X70	0.700697	N6 8.3387332	0.00562551
		0.220345	N5 7.2583756	
		0.119699	N4 5.9519464	
		0.076411	N3 4.3850884	
			N2 2.6411796	
			N1 0.9718104	
II.10	70X90 30X80	0.963523	N10 15.544460	0.00620000
		0.299892	N9 14.642611	
		0.160382	N8 13.562165	
		0.102375	N7 12.247152	
			N6 10.691021	
			N5 8.9211488	
			N4 6.9816416	
			N3 4.9344132	
			N2 2.8824180	
			N1 1.0438400	

CASO	DIMENSIONES COLUMNAS Y TRABES (cm)	PERIODOS (seg)	DESPLAZAMIENTOS LATERALES (cm)	ξ max
II.14	70X90 35X90	1.154573	N14 22.632618	0.00622213
		0.356331	N13 21.674464	
		0.189168	N12 20.585138	
		0.124621	N11 19.323832	
			N10 17.885140	
			N9 16.281168	
			N8 14.531770	
			N7 12.660461	
			N6 10.692822	
			N5 8.6572840	
			N4 6.5884980	
			N3 4.5351948	
			N2 2.5827412	
	N1 0.9161476			
III	40X60 25X70	0.581000	N3 6.5419304	0.00697183
		0.178000	N2 4.2099948	
		0.096000	N1 1.6284880	
IV.4	55X55 losa 40cm	0.618061	N4 5.6683876	0.00575188
		0.175700	N3 4.3403464	
		0.082646	N2 2.7298180	
		0.050234	N1 1.0340128	
IV.6	85X85 losa 40cm	0.667104	N6 8.03613680	0.00571268
		0.178749	N5 6.6559072	
		0.078363	N4 5.1568056	
		0.043092	N3 3.5572544	
			N2 1.9714264	
	N1 0.6450712			

CASO	DIMENSIONES COLUMNAS Y TRABES (cm)	PERIODOS (seg)	DESPLAZAMIENTOS LATERALES (cm)	ξ_{max}
IV.8	95X95 losa 40cm	0.835308	N8 11.126410	0.00611085
		0.230883	N7 9.8389632	
		0.104668	N6 8.4493132	
		0.058100	N5 6.9230440	
			N4 5.2683552	
			N3 3.5573164	
			N2 1.9306460	
			N1 0.6203364	
V.8	50X50 25X70	0.646574	N8 6.8260184	0.00342239
		0.150637	N7 5.8027552	
		0.069600	N6 4.7476312	
		0.044975	N5 3.6866876	
			N4 2.6565352	
			N3 1.7070424	
			N2 0.8993156	
			N1 0.3016292	
V.14	85X85 35X80	1.102696	N14 21.089796	0.00563839
		0.280110	N13 19.467961	
		0.125356	N12 17.825408	
		0.074428	N11 16.136919	
			N10 14.393360	
			N9 12.601676	
			N8 10.778340	
			N7 8.9489540	
			N6 7.1476920	
			N5 5.4172204	
			N4 3.8090136	
			N3 2.3840496	
			N2 1.2143164	
	N1 0.3821840			

En este caso las dimensiones mínimas se consideraron como 50x50 para columnas por restricciones de carga vertical ($\Delta g > P_u / 0.5f'_c$) aunque por desplazamientos admisibles resulten sobradas.

CASO	DIMENSIONES COLUMNAS Y TRABES (cm)	PERIODOS (seg)	DESPLAZAMIENTOS δ_{max} LATERALES (cm)
VI.8	50X50 25X70	0.6864	N8 8.324824
		0.1939	N7 7.260324
		0.0994	N6 6.099572
		0.0632	N5 4.890880
			N4 3.678044
			N3 2.514232
		N2 1.461744	
		N1 0.576004	
			0.0050362
VI.14	90X90 35X90	1.0332	N14 20.60428
		0.2854	N13 19.13584
		0.1405	N12 17.64867
		0.0906	N11 16.12083
			N10 14.52661
			N9 12.86937
			N8 11.16402
			N7 9.43265
			N6 7.70401
			N5 6.01338
			N4 4.40285
			N3 2.92178
			N2 1.62777
N1 0.58806			
		0.0054899	

En este caso las dimensiones mínimas se consideraron como 50x50 cm para columnas por restricciones de carga vertical (Ag>Pu/0.5f'c) aunque por desplazamientos admisibles resulten sobradas.

IV. DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS TÍPICOS

DISEÑOS SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO (1987)

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1987), se dan las bases para el diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado, simple, presforzado y prefabricado.

En el diseño utilizando concreto reforzado se deben cumplir diversos requisitos: geométricos, de refuerzo longitudinal, de uniones de barras, refuerzo transversal por confinamiento y fuerza cortante. En este capítulo se presenta el diseño de columnas interiores y exteriores de algunos casos, así como de las trabes y en su caso la franja de losa que une a las columnas diseñadas.

En la fig. 10 se presenta la comparación del tamaño y armado necesario de las columnas de los casos I.8, IV.8 y V.14; nótese que la utilización de losa plana aligerada requiere columnas de mayor dimensión así como mayor acero debido al porcentaje mínimo. En el caso V.14, con la presencia del muro las dimensiones de las columnas son menores. La cantidad de acero en las columnas utilizando como sistema de piso losa plana aligerada es 43% mayor que con losa maciza y trabes secundarias, aunque en ambas rigió el porcentaje mínimo de acero.

En la fig. 11 se presentan las trabes y franja de columna de los casos I.8, V.14 y IV.8. Nótese que la cantidad de acero por flexión de los casos I.8 y V.14 en el lecho inferior es la misma, sin embargo, en el lecho superior es mayor en el segundo caso debido a la cuantía de área de acero mínima ($0.7\sqrt{f'_c} b d / f_y$), ya que en el caso V.14, b es mayor. Para la franja de losa B5-B4 del caso IV.8, en las nervaduras de 10 cm, la cantidad de acero en el lecho superior e inferior es igual (fig. 11). El número de los estribos es un cambio notable con respecto al Reglamento anterior, ya que ahora deben tener en losas una separación mínima de $d/3$. En elementos a flexocompresión la separación mínima es de 10 cm en zonas críticas, empezando a 5 cm del paño; dobles de 135° alternando uno y otro; el diámetro de éstos en elementos a flexión es de $\phi > 7.9$ mm y en miembros a flexocompresión de $\phi > 9.5$ mm.

En la fig. 12, está la representación gráfica del área de acero de columnas-niveles para las estructuraciones I, IV y V. En los casos de las columnas exteriores e interiores, que se diseñaron con detalle en este capítulo, rigió el porcentaje mínimo de acero para los casos I y IV lo cual se debe a que sus dimensiones son considerables tal como se obtuvo por desplazamientos laterales admisibles. En el caso V.14 la columna exterior tiene 9.6% más acero que la interior ya que los elementos mecánicos que se obtuvieron en la exterior fueron mayores.

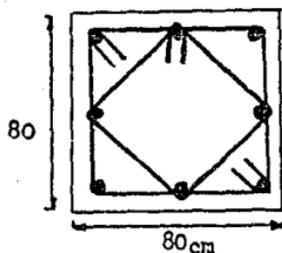
Los coeficientes de correlación para las rectas de regresión de área de acero de columnas exteriores e interiores-No. de niveles fueron 0.963 y 0.9476 respectivamente.

En la fig. 13 se presenta la gráfica de área de acero de trabes y franja de columna de la losa plana-No. de niveles para las estructuraciones I, IV y V. Nótese que la cantidad de acero para las diferentes estructuraciones con diferentes niveles en trabes no difiere de manera considerable. Para las nervaduras de 10cm de la losa rigió el porcentaje mínimo de acero en los dos lechos. Para la estructuración V.14 la trabe C5-C4 rigió el porcentaje mínimo en el lecho superior en los extremos.

COMPARACION DEL ARMADO NECESARIO
DE ALGUNOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES
DE LOS CASOS I.8, IV.8 Y V.14*

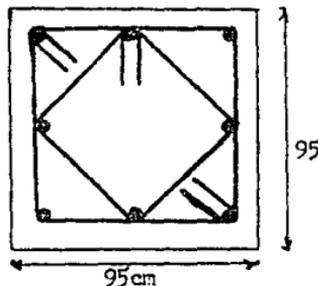
Todas las columnas se localizan en el entrepiso 2.

COL. B-5
CASO I.8



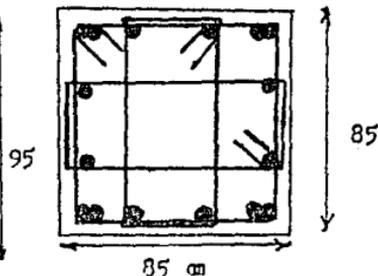
8 #10
 $A_s = 63.64 \text{ cm}^2$

COL. B-5
CASO IV.8



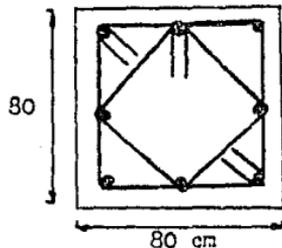
8 #12
 $A_s = 91.2 \text{ cm}^2$

COL. C-5
CASO V.14



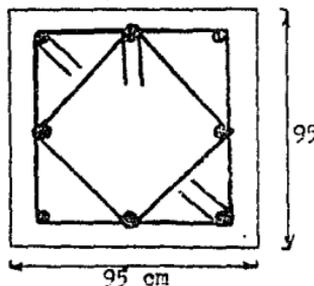
12 #12 + 4 #9
 $A_s = 162.44 \text{ cm}^2$

COL. B-4
CASO I.8



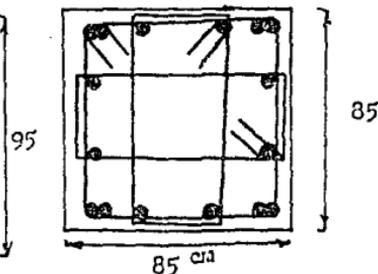
8 #10
 $A_s = 63.65 \text{ cm}^2$

COL. B-4
CASO IV.8



8 #12
 $A_s = 91.2 \text{ cm}^2$

COL. C-4
CASO V.14



3 #12 + 8 #10
 $A_s = 154.6 \text{ cm}^2$

*El número de caso indica primero el tipo de estructuración y el segundo número de niveles. (Por ejemplo I.8, indica estructuración I con 8 niveles)

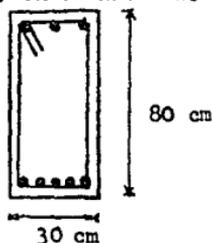
COMPARACION DEL ARMADO NECESARIO
DE ALGUNOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES
DE LOS CASOS I.8, IV.8 Y V.14*

Todos los armados son al centro del claro y en el nivel 2.

CASO I.8
VIGA B5-B4 (30 x 80 cm)

3 vars #5
As 5.94 cm²

5 vars #8
As 25.34 cm²



• -FRANJA DE LOSA B5-B4 CASO IV.8

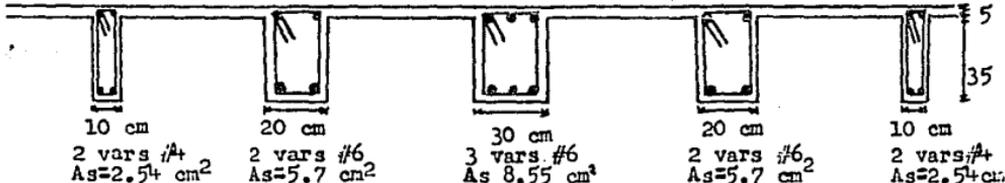
2 vars #4
As=2.54 cm²

2 vars #4
As=2.54 cm²

3 vars #4
As=3.81 cm²

2 vars #4
As=2.54 cm²

2 vars #4
As=2.54 cm²

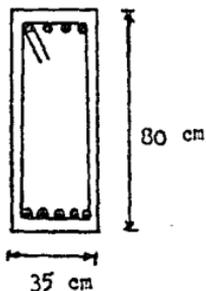


CASO V.14

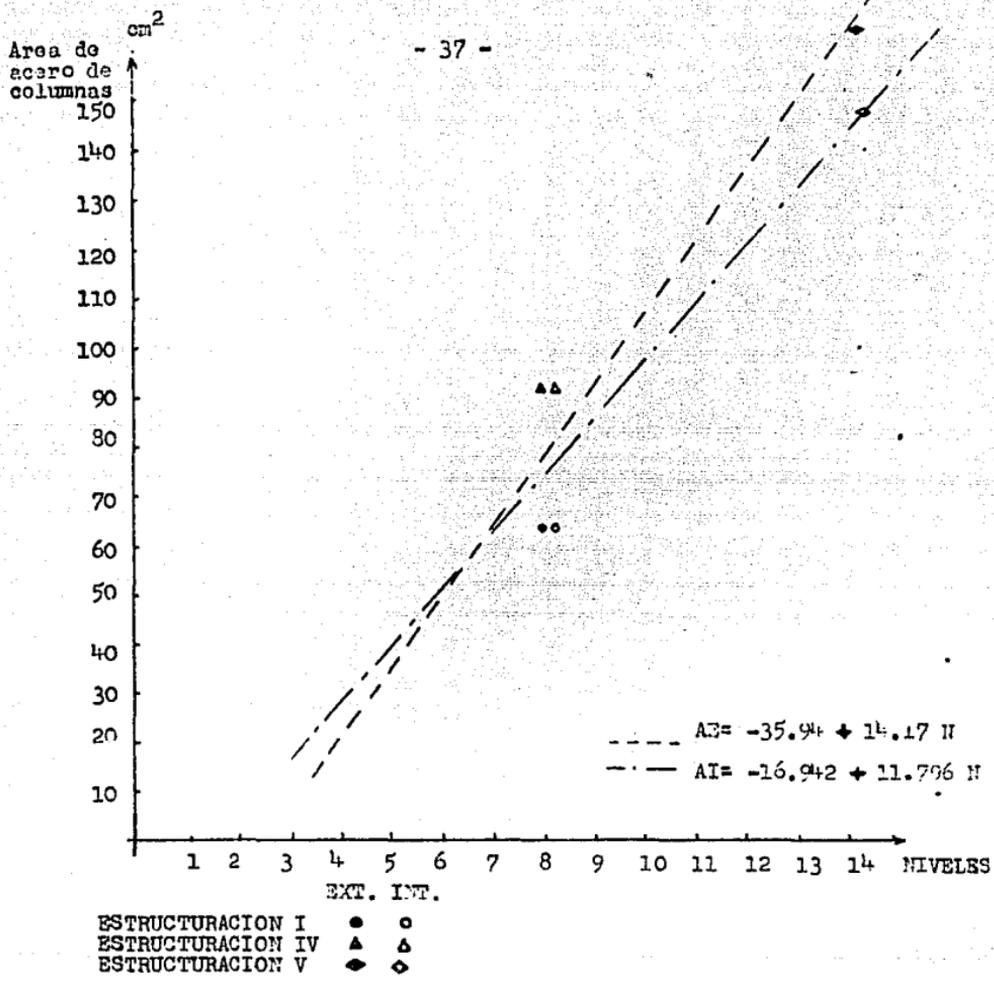
VIGA C5-C4 (35x80cm)

4 vars #5
As 7.92 cm²

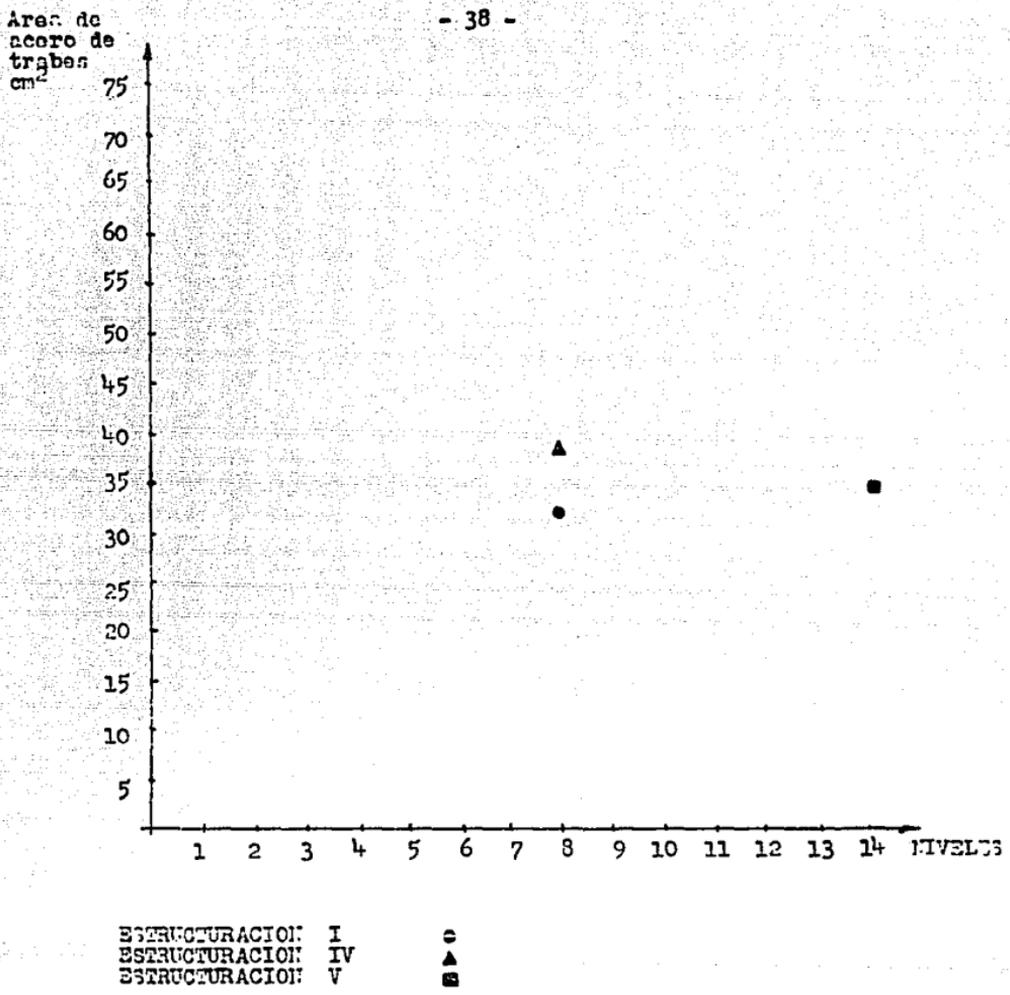
5 vars #8
As 25.35 cm²



* El número de caso indica primero el tipo de estructuración y el segundo número de niveles. (Por ejemplo I.8 indica estructuración I con 8 niveles)



(fig. 12)



(fig. 13)

DISEÑO DE LA FRANJA B5-B4 LOSA PLANA ALIGERADA DE LA ESTRUCTURA IV.8 NIVEL 2

COLUMNAS DE 95X95 cm

COMPROBACION DEL PERALTE:

Se usarán casetones de 60x60x35 cm y capa de concreto de 5 cm; siendo h=40cm

REVISION POR DEFLEXIONES

$$d > 1.44kL(1-2c/3L) \quad (\text{tableros exteriores})$$

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{0.6fyw} > 0.025$$

$$ws = wcv + wcm = 250 + (30 \times 30 \times 0.4 - 21 \times 64 \times 0.6 \times 0.6 \times 0.35) \times 2400 / 30 \times 30 + 176$$

$$ws = 934.42 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 750 \text{ cm}$$

$$c = 95 \text{ cm}$$

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{0.6 \times 4200 \times 934.42} = 0.0294 > 0.025$$

$$d > 1.44 \times 0.0294 \times 750 (1 - 2 \times 95 / 3 \times 750) = 29.07 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm} > 29.07 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

El análisis bajo cargas verticales se efectuó asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa (según 6.4 del reglamento). Como la altura del edificio fué de 22.4 m > 20 m, el factor de comportamiento sísmico que se usó fué de 2.0. Para el análisis ante cargas de sismo, se consideró el ancho efectivo de losa igual a $c2+3h$ centrado con respecto al eje de columnas.

Después de analizar el marco se obtuvieron los momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

CONSTANTES

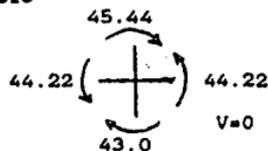
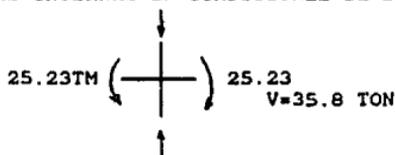
$$f^*c = 0.8f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85f'c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{min} = 0.7\sqrt{f'c} / f_y = 0.0026$$

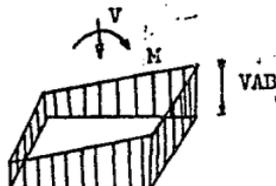
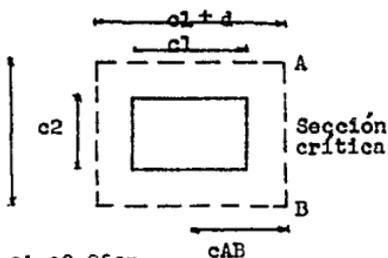
REVISION POR TENSION DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA INTERIOR B4

FUERZAS INTERNAS EN CONDICIONES DE SERVICIO



Bajo carga muerta y viva

Por sismo



$$c1 = c2 = 95 \text{ cm}$$

$$c1 + d = c2 + d = 95 + 35 = 130 \text{ cm}$$

$$cAB = (c1 + d) / 2 = 130 / 2 = 65 \text{ cm}$$

Area de la sección crítica.

$$Ac = 2d(c1 + c2 + 2d) = 2 \times 35(95 + 95 + 2 \times 35) = 18200 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la fracción de momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante:

$$a = 1 - 1 / (1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}) = 0.4012$$

$$J_c = d(c_1 + d)^3 / 6 + (c_1 + d)d^3 / 6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2 / 2 = 52192292 \text{ cm}^4$$

Revisión bajo CM+CV

$$V_u = V \times 1.4 = 35.8 \times 1.4 = 50.10 \text{ ton}$$

$$M_u = 0$$

$$V_{u\max} = V_u / A_c = 2.75 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo = $FR \sqrt{f'c} = 0.8 \times \sqrt{200} = 11.30 \text{ kg/cm}^2 > V_u$

Luego, por resistencia no es necesario refuerzo bajo CM+CV

REVISION BAJO CARGAS MUERTA, VIVA Y SISMO

$$V_u = 35.8 \times 1.1 = 39.38 \text{ ton}$$

$$M_u = (45.44 + 43.0) \times 1.1 = 97.284 \text{ ton.m}$$

$$V_{u\max} = V_u / A_c + a M_u C A B / J_c = 7.18 \text{ kg/cm}^2 < FR \sqrt{f'c} = 0.7 \times 200 = 9.89 \text{ kg/cm}^2$$

Nótese que en este caso se usa F.R. = 0.7

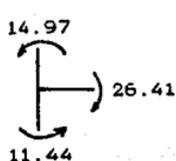
Luego, bajo CM+CV+CA no se necesita refuerzo por resistencia

Refuerzo transversal mínimo

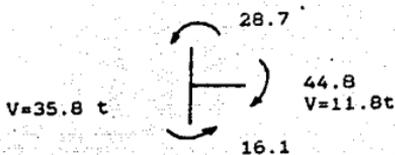
Se usarán estribos #2 de cuatro ramas, espaciados a $d/3 = 11.7 \text{ cm}$ hasta un cuarto del claro correspondiente. Comenzando a partir del paño de la columna a 5 cm.

DIMENSIONAMIENTO POR TENSION DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA BS

Fuerzas internas en condiciones de servicio

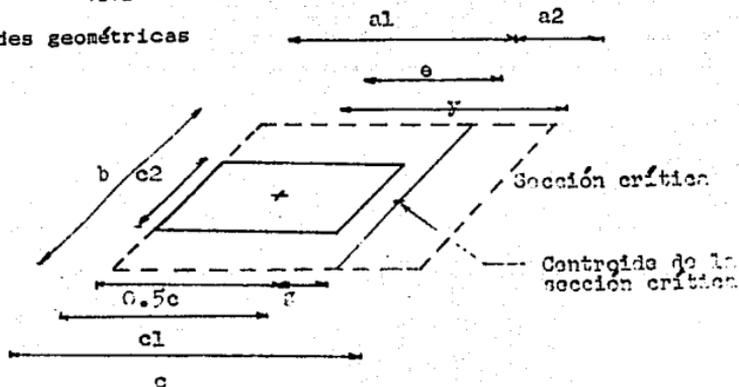


Por cargas muerta y viva



Por sismo

Propiedades geométricas



$$c = c_1 + d/2 = 95 + 35/2 = 112.5 \text{ cm}$$

$$b = c_2 + d = 95 + 35 = 130 \text{ cm}$$

Area de la sección crítica:

$$A_c = (2c + b)d = (2 \times 112.5 + 130) \times 35 = 12425 \text{ cm}^2$$

$$g = bc/2(2c + b) = 20.6 \text{ cm}$$

$$y=c-c1/2=112.5-95/2=65 \text{ cm}$$

$$a2=c/2-g=112.5/2-20.6=35.65 \text{ cm}$$

$$e=y-c/2+g=65-112.5/2+20.6=29.35 \text{ cm}$$

Cálculo del momento polar de inercia

$$Jc=dc^3/6+cd^3/6+2cdg^2+bd(c/2-g)^2=18234103 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la fracción de momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante

$$a=1-1/(1+0.67\sqrt{(c1+d/2)/(c2+d)})=0.384$$

REVISION BAJO CARGAS MUERTA Y VIVA

$$Mu=MFC=26.41 \times 1.4=36.97 \text{ tm}$$

$$Vu=VxFC=35.8 \times 1.4=50.12 \text{ ton}$$

$$Vumax=Vu/Ac+aMua2/Jc=6.2 \text{ kg/cm}^2$$

REVISION BAJO CARGAS MUERTA, VIVA Y SISMO

$$Mu=FCM=1.1 \times (26.41+44.8)=78.33 \text{ tm}$$

$$Vu=FCV=1.1 \times 49.5=54.45 \text{ ton}$$

$$Vumax=Vu/Ac+aMua2/Jc=9.61 \text{ kg/cm}^2 < FR\sqrt{f'c}=0.7\sqrt{200}=9.9 \text{ kg/cm}^2$$

Luego, bajo CM+CV+sismo no se requiere refuerzo

Refuerzo transversal mínimo

Se usarán estribos del #2 de cuatro ramas espaciados a $d/3=11.7 \text{ cm}$, hasta un cuarto del claro correspondiente comenzando a partir del paño de la columna a 5 cm .

Dimensionamiento por flexión en la sección crítica próxima al eje S:

Momento que debe transmitirse por flexión (CM+CV+CA)

$$(1-a)Mu=(1-0.384)78.3=48.233$$

este momento debe transmitirse por flexión en un ancho:

$$c2+3h=95+3x40=215 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo

$$MR/bd^2=48.233x10^5/215x35^2=18.31 \quad \text{lo cual implica } p=0.0055$$

$$p_{min}(p < 0.75p_{bal}) \quad 0.0026 < p < 0.014$$

$$As=0.0055x215x35=41.39\text{cm}^2$$

Usar 8 vars #8 repartidas en un ancho de 215 cm centrado con respecto a la columna, al menos cinco de ellas deben anclarse dentro de la columna ya que según el nuevo reglamento el refuerzo necesario para momento negativo exterior en los claros extremos, se coloca en un ancho de $c2+3h$ de modo que al menos 60% de éste cruce el núcleo de la columna.

REFUERZO EN LA SECCION CRITICA POR FLEXION

En franjas de columnas

El momento en la sección crítica localizada en el paño de columnas es:

$$M_{crit}=Meje-VxCl/2+w(Cl/2)(Cl/4)$$

$$M_{crit}=78.3-49.5x0.475+0.934x7.5x0.475x0.2375=55.58 \text{ t.m}$$

Momento en la franja de columnas:

$$0.75xM_{crit}=41.70 \text{ t.m}$$

En franjas centrales:

$$0.25x55.58=13.89 \text{ t.m}$$

Pero en la franja de ancho $c+3h$ ya se tomó un momento de 48.233 t.m mayor que 41.57 t.m. La diferencia entre el momento negativo total en la sección crítica y el momento de 48.233 en las nervaduras no incluidas en la franja de ancho $c+3h$, con lo cual ya se tendrá también el acero de las medias franjas centrales.

$$M_u = 55.58 - 48.233 = 7.347 \text{ t.m}$$

8 nervaduras de ancho = 10 cm

$$MR/bd^2 = 7.347 \times 10^5 / 80 \times 35^2 = 7.5$$

$$p = 0.0026$$

En cada nervadura de 10 cm $A_s = 10 \times 0.0035 \times 35 = 1.225 \text{ cm}^2$

Cálculo del refuerzo para momento positivo ($M = 21.53 \text{ tm}$)

$$MR/bd^2 = 21.53 \times 10^5 / 80 \times 35^2 = 21.97 \quad \text{implica } p = 0.0062$$

En cada nervadura de 10 cm $A_s = 10 \times 0.0062 \times 35 = 2.17 \text{ cm}^2$

$$\text{Pero } A_{s \text{ min}} = \begin{cases} 2 \text{ vars } \phi 1/2'' = 2.54 \text{ cm}^2 \text{ RIGE} \\ 0.7 \sqrt{f'_c} b d / f_y = 0.9223 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Usar 2 vars $\phi 1/2'' \#4$

CONDICIONES DE CARGA

momentos en ton.m

	EXTREMO B5	CENTRO CLARO	EXTREMO B4
1.4 (CM+CV)	-36.8	+39.9*	-35.3
1.1 (CM+CV+SISMO)	-78.3*	+31.4	+20.9
1.1 (CM+CV+SISMO)	+21.5	+31.4	-76.4*

* MOMENTOS ELEGIDOS PARA DISEÑO

Dimensionamiento para el momento positivo máximo en el claro B5-B4 (MU= 39.9 t.m)

Franjas de columna

$$Mu=0.6 \times 39.9 = 23.94 \text{ t.m}$$

Las franjas de columna incluyen una nervadura de 30 cm, 2 de 20 cm y 2 de 10 cm

$$\odot \text{ beq} = 90 \text{ cm}$$

$$MR/bd^2 = 23.94 \times 10^8 / 90 \times 35^2 = 21.72$$

$$p = 0.006$$

en cada nervadura de 30 cm $AS = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$

$$AS > AS_{\min} \begin{cases} 2.54 \text{ cm}^2 \\ 0.7 \sqrt{f'c} \quad bd/fy = 2.77 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Usar 3 vars #6 $AS = 8.55 \text{ cm}^2$

En cada nervadura de 20 cm $AS = 0.006 \times 20 \times 35 = 4.2 \text{ cm}^2$

$$AS = 4.2 \text{ cm}^2 > AS_{\min} \begin{cases} 2.54 \text{ cm}^2 \\ 0.7 \sqrt{f'c} \quad bd/fy = 1.84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Usar 2 vars #6 $AS = 5.7 \text{ cm}^2$

En cada nervadura de 10 cm $AS = 0.006 \times 10 \times 35 = 2.1 \text{ cm}^2$

$$AS = 2.1 \text{ cm}^2 < AS_{\min} \begin{cases} 2.54 \text{ cm}^2 \text{ RIGE} \\ 0.7 \sqrt{f'c} \quad bd/fy = 0.92 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Usar 2 vars #4 $AS = 2.54 \text{ cm}^2$

Franjas centrales

$$MU = 0.4 \times 39.9 = 15.96 \text{ t.m}$$

Las franjas centrales incluyen 5 nervaduras de 10 cm

$$MR/bd^2 = 15.96 \times 10^5 / 50 \times 35^2 = 26.06$$

$$\rho = 0.0075$$

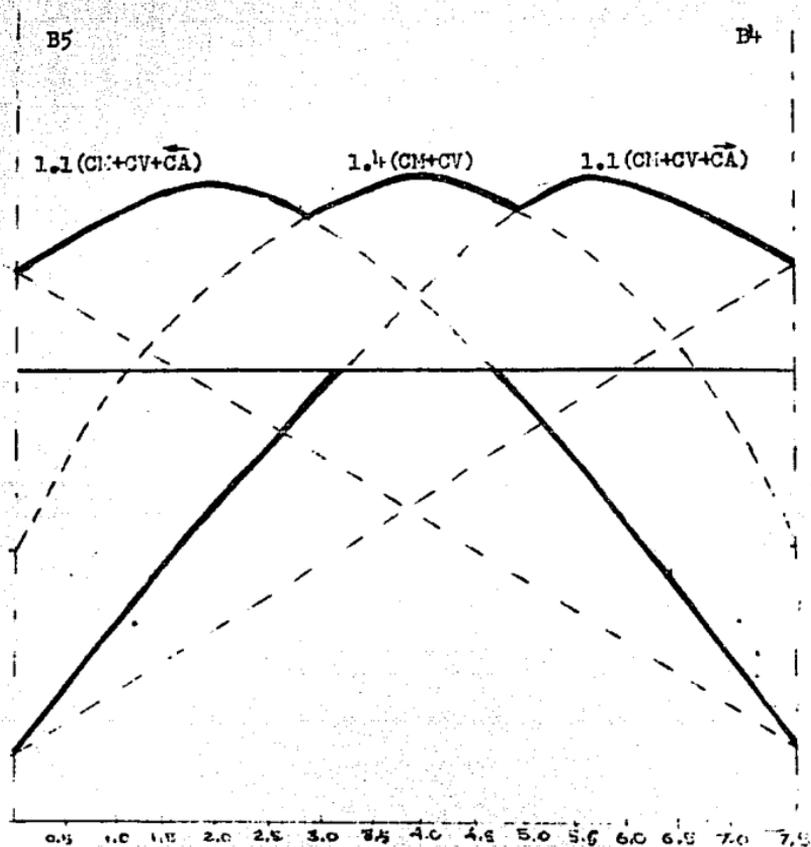
$$\text{En cada nervadura } A_s = 10 \times 35 \times 0.0075 = 2.625 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.625 \text{ cm}^2, A_{smin} \begin{cases} 2.54 \text{ cm}^2 \\ 0.7 \sqrt{f'_c} bd / f_y = 0.92 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Usar 2 vars \# 5 } A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

El nuevo reglamento indica que el acero se debe distribuir por carga vertical en franjas de columna y centrales en la proporción 60% y 40% respectivamente y para momento negativo 75% y 25% con la salvedad que en sismo se realizó.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS



1.4(CM+CV)	-36.8	39.9*		-35.3
1.1(CM+CV+CA)	-78.3*		39.6	20.9
1.1(CM+CV+CA)	21.5	33.5		-76.5*

* Momentos elegidos para diseño.

ESTRUCTURA I.8

DISEÑO DE LA COLUMNA B-5 ENTRE NIVEL 1 Y 2 (80x80 cm)

CONDICION CRITICA DE CARGA
DIRECCION Y

	EXTREMO INFERIOR	EXTREMO SUPERIOR
CM+CV	Pu=191 ton	
SISMO	1.9 t.m	1.8 t.m
	56.7 t.m	27.02 t.m
DIRECCION X	Pu=191 ton	
CM+CV	0.06 t.m	0.09 t.m
SISMO	17.02 t.m	8.12 t.m

REQUISITOS GEOMETRICOS

$b/h=80/80=1 > 0.4$ ok

$H/b=240/80=3 < 15$ ok

$\left. \begin{array}{l} h=80 \text{ cm} \\ b=80 \text{ cm} \end{array} \right\} > 30 \text{ cm}$ ok

$A_g=80 \times 80=6400 \text{ cm}^2$

PARAMETROS PARA EL CALCULO DE RESISTENCIA

$f'c=0.8f'c=0.8 \times 250=200 \text{ kg/cm}^2$

$f''c=0.65f'c=0.65 \times 200=130 \text{ kg/cm}^2$

CUANTIA $0.01 < p < 0.04$

PROPONIENDO $p=0.01$ Y CONSIDERANDO QUE EL PROGRAMA UTILIZADO TOMA EN CUENTA EL EFECTO P- Δ PARA ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN, OBTENEMOS:

$M_{ux}=0.06+191 \times 0.025+17.02=21.86 \text{ t.m}$

$M_{uy}=1.9+191 \times 0.025+56.7=63.4 \text{ t.m}$

$e_x=21.86/191=0.1144$

$$e_y = 63.4 / 191 = 0.33$$

TOMANDO $f_r = 0.6$ (FLEXOCOMPRESION). LA COLUMNA SE DISEÑA CON LOS MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES OBTENIDOS DEL ANALISIS. UTILIZANDO LA FORMULA DE BRESLER:

$$P_R = 1 / (1 / P_{RX} + 1 / P_{RY} - 1 / P_{R0})$$

O. EN FORMA ADIMENSIONAL:

$$K_R = 1 / (1 / K_{RX} + 1 / K_{RY} - 1 / K_{R0})$$

VALIDA PARA $K_R / K_{R0} > 0.1$

$$K_{R0} = 1 + q = 1 + (0.01 \times 4200 / 170) = 1.25$$

$$K_R = P_u / F_R b h f' c = 0.29$$

$$K_R / K_{R0} = 0.234 > 0.1 \quad \text{OK}$$

CALCULO DE K_{RX}

$d/h = 0.75 / 0.8 = 0.95$; $e/h = 11.44 / 80 = 0.143$; $q = 0.25$
DE LA FIG. 9. PUB. 428 DEL I.I.. SE TIENE $K_{RX} = 0.95$ (FALLA EN COMPRESION)

CALCULO DE K_{RY}

$d/h = 0.75 / 0.8 = 0.95$; $e/h = 33 / 80 = 0.4125$; $q = 0.25$
DE LA FIG. 9. PUB. 428 DEL I.I.. SE TIENE $K_{RY} = 0.5$ (FALLA EN COMPRESION)

$$K_R = 1 / (1 / 0.95 + 1 / 0.5 - 1 / 1.25) = 0.444$$

$$P_u = K_R F_R b h f' c = 0.444 \times 0.6 \times 80 \times 80 \times 170 = 289794.39 \text{ kg}$$

$$P_u = 289.8 \text{ ton} \quad \text{ok} \quad (\text{QUE CORRESPONDE A } p_{min} = 0.01)$$

$$A_s = 64 \text{ cm}^2$$

$$8 \text{ vars \#10. } A_s = 63.64 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL:

LOS ESTRIBOS DEBEN CUMPLIR:

-SER CERRADOS

-DE UNA SOLA PIEZA

-SENCILLÓS O SOBREPUESTOS

-Ø 9.5 mm (No. 3)

-REMATAR EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135°, SEGUIDOS DE TRAMOS RECTOS DE NO MENOS DE 10 DIAMETROS (IGUAL SEPARACION)

-ANCLAJE DE GRAPAS A 135°

$$s < \begin{cases} 0.25b & \text{si } b < h \text{ o } 0.25h & \text{si } h < b \\ 10 \text{ cm} & \text{rige} \end{cases}$$

DISTANCIA CENTRO A CENTRO, TRANSVERSAL AL EJE DEL MIEMBRO:

-ENTRE RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $b < 45 \text{ cm}$

-ENTRE GRAPAS Y RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $b < 25 \text{ cm}$

Revisión cuantía refuerzo longitudinal

$$p = A_s / b h = 63.64 / 80 \times 80 = 0.009$$

$$p_{\min} = 0.01$$

$$A_c = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$h_c = 80 - 2 \times 6 = 68 \text{ cm}$$

Refuerzo en zonas confinadas proximas a los paños de las juntas

$$A_{sh} \left\{ \begin{array}{l} 0.3(A_g/A_c - 1) f'_c / f_y (s_x h_c) = 0.3(6400/4900 - 1) 250 / 4200 (10 \times 68) = 3.7 \text{ cm}^2 \\ 0.12 f'_c / f_y (s_x h_c) = 4.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Por tanto, usar estribos de cuatro ramas del No. 4

$$A_s = 5.1 \times 4.65$$

Tramo lo en que debe conservarse la separación de 10 cm

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$320 / 6 = 53.3 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm}$$

} implica lo = 80 cm

Refuerzo en porcion central de la columna

TOMANDO $f_R = 0.5$, ESTRIBOS #4 4 RAMAS $A_V = 5.1 \text{ cm}^2$

$$VCR = 0.5 \times 0.5 \times 80 \times 75 \sqrt{200} = 21213.203 \text{ kg}$$

$$s = (0.5 \times 5.10 \times 4200 \times 75) / (26416 - 21213) = 154.4 \text{ cm}$$

$$FRAV / 3.5b = 0.5 \times 5.1 \times 4200 / 3.5 \times 80 = 38.25 \text{ cm}$$

16x3.18=50.9 cm (diámetro mayor por flexión)
48x1.9=91.2 cm (diámetro menor por flexión)
b=80 cm
d/2=75/2=37.5 cm

COLOCAR LOS
ESTRIBOS @ 35 cm

DISEÑO DE LA COLUMNA B-4 (80x80 CM) ESTRUCTURA I.8

CONDICION CRITICA DE CARGA

DIRECCION Y

	EXTREMO INFERIOR	EXTREMO SUPERIOR
	Pu=400 ton	
CM+CV	0.45 t.m	0.56t.m
SISMO	56.65 t.m	27.02t.m
	Pu=400 ton	
DIRECCION X		
CM+CV	0.24 t.m	0.3 t.m
SISMO	17.01t.m	8.12t,m

REQUISITOS GEOMETRICOS

$b/h=80/80=1 > 0.4$ ok

$H/b=240/80=3 < 15$ ok

$h=60$ cm }
 $b=60$ cm } > 30 cm ok

$A_g=80 \times 80=6400$ cm² $> P_u/0.5f'_c=400000/0.5 \times 250=3200$ OK

PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA RESISTENCIA

$f'_c=0.8f'_c=0.8 \times 250=200$ kg/cm²

$f''_c=0.85f'_c=0.85 \times 200=170$ kg/cm²

CUANTIA $0.01 < p < 0.04$

PROPONIENDO $p=0.01$ Y CONSIDERANDO QUE EL PROGRAMA UTILIZADO TOMA EN CUENTA EL EFECTO P-A PARA ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN, OBTENEMOS:

$M_{ux}=0.24+400 \times 0.025+17.01=27.25$ t.m

$M_{uy}=0.45+400 \times 0.025+56.65=67.1$ t.m

$e_x=0.068$ m

ey=0.18 m

TOMANDO FR=0.6 (FLEXOCOMPRESION). LA COLUMNA SE DISEÑA CON LOS MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES OBTENIDAS DEL ANALISIS. UTILIZANDO LA FORMULA DE BRESLER:

$$PR=1/(1/PRX+1/PRY-1/PRO)$$

O. EN FORMA ADIMENSIONAL:

$$KR=1/(1/KRX+1/KRY-1/KRO)$$

VALIDA PARA KR/KRO > 0.1

$$KRO=1+q=1+0.01 \times 4200/170=1.247$$

$$KR=Pu/FRbhf''c=0.613$$

$$KR/KRO=0.491 > 0.1 \quad \text{OK}$$

CALCULO DE KRX

d/h=75/80=0.95; e/h=0.085; q=0.247
DE LA FIG. 9 PUB. 428 DEL I.I., SE TIENE KRX=1.18 (FALLA EN COMPRESION)

CALCULO DE KRY

d/h=75/80=0.95; e/h=0.225; q=0.247
DE LA FIG. 9 PUB. 428 DEL I.I., SE TIENE KRY=0.71 (FALLA EN COMPRESION)

$$KR=1/(1/1.18+1/0.71-1/1.247)=0.687$$

$$Pu=KRFRbhf''c=0.687 \times 0.6 \times 80 \times 80 \times 170=443961.712 \text{ Kg}$$

$$Pu=449 \text{ ton} \quad \text{ok} \quad (\text{QUE CORRESPONDE A } p_{min})$$

$$As=64 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ VARS } \#10 \quad As=63.65 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL

LOS ESTRIBOS DEBEN CUMPLIR:

- SER CERRADOS
- DE UNA SOLA PIEZA
- SENCILLOS O SOBREPUESTOS
- Ø 9.5 mm (No. 3)
- REMATAR EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135°. SEGUIDOS DE DE TRAMOS RECTOS DE NO MENOS DE 10 DIAMETROS DEL ESTRIBO DE LARGO

-SE PUEDEN COMPLEMENTAR CON GRAPAS DEL MISMO DIAMETRO (IGUAL SEPARACION)

-ANCLAJE DE GRAPAS A 135°

$$S < \begin{cases} 0.25b & \text{si } b < h \text{ o } 0.25h & \text{si } h < b \\ 10 \text{ CM} & \text{RIGE} \end{cases}$$

DISTANCIA CENTRO A CENTRO, TRANSVERSAL AL EJE DEL MIEMBRO

-ENTRE RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $b < 45 \text{ cm}$

-ENTRE GRAPAS Y RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $b < 25 \text{ cm}$

Revision cuantia longitudinal

$$p = AS/bh = 63.65/80 \times 80 = 0.009$$

$$p_{min} = 0.01$$

$$AC = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$hc = 80 - 2 \times 6 = 68 \text{ cm}$$

Refuerzo en zonas confinadas proximas a los paños de las juntas

$$\text{Ash} \begin{cases} 0.3(Ag/AC - 1) f'c / fy (sxhc) = 0.3(6400/4900 - 1) 250 / 4200 (10 \times 68) = 3.4 \text{ cm}^2 \\ 0.2 f'c / fv (sxhc) = 4.85 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Por tanto, usar estribos de 4 ramas del No. 4 ($AS = 5.1 > 4.85$)

Tramo lo en que se debe conservar la separacion de 10 cm

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$320/6 = 53.3 \text{ cm}$$

$$\text{RIGE } l_0 = 80 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm}$$

Refuerzo en porcion central de columna

TOMANDO $FR = 0.5$, ESTRIBOS #4 4 RAMAS $AV = 5.10 \text{ cm}^2$

$$VCR = 0.5 \times 0.5 \times 80 \times 75 \times 200 = 21213.203 \text{ Kg}$$

$$S = (0.5 \times 5.10 \times 4200 \times 75) / (27958.3 - 21213.203) = 119.09 \text{ cm}$$

$$FRAVfy/3.5b = 0.5 \times 5.1 \times 4200 / 3.5 \times 80 = 38.23 \text{ cm}$$

$$16 \times 3.16 = 50.9 \text{ cm}$$

$$48 \times 1.9 = 91.2 \text{ cm}$$

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

$$d/2 = 75/2 = 37.5 \text{ cm}$$

COLOCAR LOS ESTRIBOS @ 35 cm

ESTRUCTURA V.14

DISEÑO DE LA COLUMNA C-5 ENTRE EL NIVEL 1 Y NIVEL 2 (85x85)

CONDICION CRITICA DE CARGA

DIRECCION Y	EXTREMO INFERIOR	EXTREMO SUPERIOR
CM+CV	Pu=605.6 ton 103.1 t.m	103.7 t.m
SISMO	37.7	14.2
DIRECCION X	Pu=605.6 ton	
CM+CV e	1.4 t.m	1.5 t.m
SISMO	11.32 t.m	4.26 t.m

REQUISITOS GEOMETRICOS

$$b/h=65/85=1.0.4 \text{ ok}$$

$$H/b=240/85=2.82 < 15 \text{ ok}$$

$$\left. \begin{array}{l} h=85\text{cm} \\ b=85\text{cm} \end{array} \right\} > 30\text{cm} \text{ ok}$$

$$Ag=85 \times 85 = 7225 > Pu/0.5f'c = 605600/0.5 \times 250 = 4844.8 \text{ ok}$$

PARAMETROS PARA EL CALCULO DE RESISTENCIA

$$f'c = 0.8f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{CUANTIA } 0.01 < \rho < 0.04$$

PROPONIENDO $\rho = 0.02$ Y CONSIDERANDO QUE EL PROGRAMA UTILIZADO TOMA EN CUENTA EL EFECTO P- Δ PARA ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN, OBTENEMOS:

$$M_{ux} = 1.4 + 605.6 \times 0.025 + 11.32 = 27.86 \text{ t.m}$$

$$M_{uy} = 37.7 + 605.6 \times 0.025 + 103.1 = 155.94 \text{ t.m}$$

$$e_x = 0.046$$

$$e_y = 0.26$$

TOMANDO $FR=0.6$ (FLEXOCOMPRESION), LA COLUMNA SE DISEÑA CON LOS MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES OBTENIDAS DEL ANALISIS.

EMPLEANDO LA FORMULA DE BRESLER:

$$PR=1/(1/PRX+1/PRY-1/PRO)$$

O, EN FORMA ADIMENSIONAL:

$$KR=1/(1/KRX+1/KRY-1/KRO)$$

VALIDA PARA $KR/KRO > 0.1$

$$KRO=1+q=1+0.02 \times 4200/170=1.49$$

$$KR=Pu/FRbhf''c=0.82$$

$$KR/KRO=0.55 > 0.1 \text{ ok}$$

CALCULO DE KRX :

$d/h=80/85=0.95$; $e/h=4.6/85=0.054$; $q=0.49$
DE LA FIG. 9 PUB. 428 I.I., SE TIENE $KRX=1.5$ (FALLA EN COMPRESION)

CALCULO DE KRY :

$d/h=80/85=0.95$; $e/h=26/85=0.31$; $q=0.49$
DE LA FIG. 9 PUB. 428 I.I., SE TIENE $KRY=0.83$ (FALLA EN COMPRESION)

$$KR=1/(1/1.5+1/0.83-1/1.49)=0.83$$

$$Pu=KRFRbhf''c=0.83 \times 0.6 \times 85 \times 85 \times 170=611668.5 \text{ Kg}$$

$$Pu=611.7 \text{ ton ok}$$

$$As=162 \text{ cm}^2 \quad 12 \text{ VARS \#12} + 4 \text{ VARS \#9} \quad As=162.44 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL

LOS ESTRIBOS DEBEN CUMPLIR:

- SER CERRADOS
- DE UNA SOLA PIEZA
- SENCILLOS O SOBREPUESTOS
- $\phi > 9.5 \text{ mm}$ (No. 3)
- REMATAR EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° , SEGUIDOS DE TRAMOS RECTOS DE NO MENOS DE 10 DIAMETROS DEL ESTRIBO DE LARGO

-SE PUEDEN COMPLEMENTAR CON GRAPAS DEL MISMO DIAMETRO (IGUAL SEPARACION)

-ANCLAJE DE GRAPAS A 135°

$$S < \begin{cases} 0.25b \text{ SI } b < h \text{ o } 0.25h \text{ SI } h < b \text{ (21.25 cm)} \\ 10 \text{ cm} \quad \text{RIGE} \end{cases}$$

DISTANCIA CENTRO A CENTRO. TRANSVERSAL AL EJE DEL MIEMBRO

-ENTRE RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $b < 45\text{cm}$

-ENTRE GRAPAS Y RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $b < 25\text{cm}$

Revisión cuantía refuerzo longitudinal

$$p = AS / bh = 162.44 / 85 \times 85 = 0.022$$

$$0.01 < p < 0.06$$

$$Ac = 75 \times 75 = 5625 \text{ cm}^2$$

$$hc = 85 - 2 \times 6 = 73 \text{ cm}$$

Refuerzo en zonas confinadas próximas a los paños de las juntas

$$AS_{\text{R}} \begin{cases} 0.3(Ag/Ac - 1) f'c / fy (sxhc) = 0.3(7225/5625 - 1) 250 / 4200 (10 \times 73) = 3.7 \text{ cm}^2 \\ 0.12 f'c / fy (sxhc) = 5.09 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Por tanto, usar estribos de 4 ramas del No. 4 (AS=5.1 > 5.09)

Tramo lo en que debe conservarse la separación de 10 cm

$$\left. \begin{array}{l} h = 85 \text{ cm} \\ 320/6 = 53.3 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ implica } lo = 85 \text{ cm}$$

Refuerzo en porción central de columna

TOMANDO FR=0.5 ESTRIBOS #4 4 RAMAS AV=5.10 cm² (S.3.5. Rgl.)

$$Vcr = 0.5 \times 0.5 \times 85 \times 80 \sqrt{200} = 24041.6 \text{ Kg}$$

$$S = 0.5 \times 5.10 \times 4200 \times 80 / (58866 - 24041.6) = 25.09 \text{ cm}$$

$$FR = fy / 3.5b = 0.5 \times 5.7 \times 4200 / 3.5 \times 85 = 35.97 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 16 \times 2.858 = 45.73 \text{ cm} \\ 48 \times 1.9 = 91.2 \text{ cm} \\ b = 85 \text{ cm} \\ d/2 = 80/2 = 40.0 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ COLOCAR LOS ESTRIBOS @ 25 cm}$$

ESTRUCTURA V.14

DISEÑO DE LA COLUMNA C-4 ENTRE EL NIVEL 1 Y NIVEL 2 (85X85)

CONDICION CRITICA DE CARGA

DIRECCION X

	EXTREMO INFERIOR	EXTREMO SUPERIOR
	Pu=665.9 ton	
CM+CV	0.24 t.m	0.08 t.m
SISMO	9.39	3.78

DIRECCION Y

	Pu=665.9 ton	
CM+CV	91.9 t.m	91.2 t.m
SISMO	31.3	12.6

REQUISITOS GEOMETRICOS

$$b/h=85/85=1 > 0.4 \text{ ok}$$

$$H/b=240/85=2.82 < 15 \text{ ok}$$

$$\left. \begin{array}{l} h=85 \text{ cm} \\ b=85 \text{ cm} \end{array} \right\} > 30 \text{ cm ok}$$

$$A_g=85 \times 85=7225 > P_u/0.5f'_c=665900/0.5 \times 250=5327.2 \text{ ok}$$

PARAMETROS PARA EL CALCULO DE RESISTENCIA

$$f^*c=0.8f'_c=0.8 \times 250=200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c=0.85 \times 200=170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{CUANTIA } 0.01 < p < 0.04$$

PROPONIENDO $p=0.018$ Y CONSIDERANDO QUE EL PROGRAMA UTILIZADO TOMA EN CUENTA EL EFECTO P- Δ PARA ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN. OBTENEMOS:

$$M_{ux}=0.24+665.9 \times 0.025+9.39=26.2775 \text{ t.m}$$

$$M_{uy}=91.9+665.9 \times 0.025+31.3=139.8475 \text{ t.m}$$

$$e_x=0.04$$

$$e_y=0.21$$

TOMANDO $FR=0.6$ (FLEXOCOMPRESION), LA COLUMNA SE DISEÑA CON LOS MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES OBTENIDOS DEL ANALISIS. EMPLEANDO LA FORMULA DE BRESLER:

$$PR=1/(1/PRX+1/PRY-1/PR0)$$

O, EN FORMA ADIMENSIONAL:

$$KR=1/(1/KRX+1/KRY-1/KR0)$$

VALIDA PARA $KR/KR0 > 0.1$

$$KR0=1+q=1+0.018 \times 4200/170=1.445$$

$$KR=Pu/FRbhf''c=0.9$$

$$KR/KR0=0.625 > 0.1 \quad \text{ok}$$

CALCULO DE KRX

$d/h=80/85=0.95$; $e/h=4/85=0.047$; $q=0.445$
DE LA FIG. 9 PUB. 428 DEL I.I., SE TIENE $KRX=1.5$ (FALLA EN COMPRESION)

CALCULO DE KRY

$d/h=80/85=0.95$; $e/h=21/85=0.24$; $q=0.445$
DE LA FIG. 9 PUB. 428 DEL I.I., SE TIENE $KRY=0.85$ (FALLA EN COMPRESION)

$$KR=1/(1/1.5+1/0.85-1/1.445)=0.91$$

$$Pu=KRFRbhf''c=0.91 \times 0.6 \times 85 \times 85 \times 170=670624.5$$

$$Pu=670.6 \text{ ton} \quad \text{ok}$$

$$AS=145.8 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ VARS } \#12 + 8 \text{ VARS } \#10 \quad AS=154.6 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL

LOS ESTRIBOS DEBEN CUMPLIR:

-SER CERRADOS

-DE UNA SOLA PIEZA

-SENCILLOS O SOBREFUESTOS

-Ø 9.5mm (No. 3)

-REMATAR EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° , SEGUIDOS DE TRAMOS RECTOS DE NO MENOS DE 10 DIAMETROS DEL ESTRIBO DE LARGO

-SE PUEDEN COMPLEMENTAR CON GRAPAS DEL MISMO DIAMETRO (IGUAL SEPARACION)

-ANCLAJE DE GRAPAS A 135°

s < { 0.25b si b < h o 0.25h si h < b (21.25 cm)

10 cm RIGE

DISTANCIA CENTRO A CENTRO, TRANSVERSAL AL EJE DEL MIEMBRO

-ENTRE RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS b < 45 cm

-ENTRE GRAPAS Y RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS b < 25 cm

Revision cuantia refuerzo longitudinal

p = As/bh = 148.2/85x85 = 0.0205

0.01 < p < 0.06

Ac = 75x75 = 5625 cm²

hc = 85 - 2x6 = 73 cm

Refuerzo en zonas proximas a los paños de las juntas

Ash { 0.3(Ag/Ac - 1)f'c/fy(sxhc) = 0.3(7225/5625 - 1)250/4200(10x73) = 3.7 cm²

Ash { 0.12f'c/fy(sxhc) = 5.09 cm²

Por tanto, usar estribos de 4 ramas del No. 4 (As=5.1)5.09,

Tramo lo en que debe conservarse la separacion de 10 cm

h=85 cm } IMPLICA lo=90 cm
320/6=53.3 cm }
60 cm }

Refuerzo en porcion central de columna

TOMANDO FR=0.5, ESTRIBOS #4 4 RAMAS AV=5.10 cm²

VCR=0.5x0.5x85x80/200=24041.6 Kg

S=0.5x5.1x4200x80/(56104.167-24041.6)=26.84 cm

FRAv/fy/3.5b=0.5x5.1x4200/3.5x85=35.97cm

16x1.9=30.48 cm }
48x1.9=91.2 cm } COLOCAR LOS ESTRIBOS @ 25 cm
b=90 cm }
d/2=85/2=42.5 cm }

ESTRUCTURA IV.8

DISENO DE LA COLUMNA B-4 ENTRE NIVEL 1 Y NIVEL 2 (95X95 cm)

CONDICION CRITICA DE CARGA

DIRECCION Y	EXTREMO INFERIOR	EXTREMO SUPERIOR
	Pu=680 ton	
CM+CV	0.25 t.m	0.42 t.m
SISMO	29.02	8.05
DIRECCION X	Pu=680 ton	
CM+CV	0.25 t.m	0.42 t.m
SISMO	76.96	21.5

REQUISITOS GEOMETRICOS

$b/h=95/95=1.0.4$ ok

$H/b=240/95=2.5<15$ ok

$$\left. \begin{array}{l} h=95 \text{ cm} \\ b=95 \text{ cm} \end{array} \right\} >30 \text{ cm} \text{ ok}$$

$A_g=95 \times 95=9025 > P_u / 0.5 f'_c = 680000 / 0.5 \times 250 = 5440$ ok

PARAMETROS PARA EL CALCULO DE RESISTENCIA

$f^*c=0.8f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$

$f''c=0.85 \times 200=170 \text{ kg/cm}^2$

CUANTIA $0.01 < p < 0.04$

PROPONIENDO $p=0.01$ Y CONSIDERANDO QUE EL PROGRAMA UTILIZADO TOMA EN CUENTA EL EFECTO P-Δ, PARA ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN. OBTENEMOS:

$M_{UX}=0.25+680 \times 0.025+76.96=94.21 \text{ t.m}$

$M_{UY}=0.25+680 \times 0.025+29.02=46.27 \text{ t.m}$

$e_x=0.14$

$e_y=0.07$

TOMANDO $FR=0.6$ (FLEXOCOMPRESION), LA COLUMNA SE DISEÑA CON LOS MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES OBTENIDOS DEL ANALISIS. EMPLEANDO LA FORMULA DE BRESLER:

$$PR=1/(1/PRX+1/PRY-1/PRO)$$

O, EN FORMA ADIMENSIONAL:

$$KR=1/(1/KRX+1/KRY-1/KRO)$$

VALIDA PARA $KR/KRO > 0.1$

$$KRO=1+q=1+0.01 \times 4200/170=1.247$$

$$KR=Pu/FRbhf'c=0.73$$

$$KR/KRO=0.59 > 0.1 \quad \text{ok}$$

CALCULO DE KRX

$$d/h=90/95=0.95; \quad e/h=0.15; \quad q=0.247$$

DE LA FIG. 9 PUB. 428 DEL I.I., SE TIENE $KRX=0.91$ (FALLA EN COMPRESION)

CALCULO DE KRY

$$d/h=90/95=0.95; \quad e/h=0.07; \quad q=0.247$$

DE LA FIG. 9 PUB. 428 DEL I.I., SE TIENE $KRY=1.12$ (FALLA EN COMPRESION)

$$KR=1/(1/0.91+1/1.12-1/1.247)=0.84$$

$$Pu=KRFRbhf'c=0.84 \times 0.6 \times 95 \times 95 \times 170=773675.6 \text{ kg}$$

$$Pu=773.7 \text{ ton} \quad \text{ok} \quad (\text{QUE CORRESPONDE A } p_{min}=0.01)$$

$$As=90.25 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ VARS } \#12 \quad As=91.2 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL

LOS ESTRIBOS DEBEN CUMPLIR:

-SER CERRADOS

-DE UNA SOLA PIEZA

-SENCILLOS O SOBREPUESTOS

- ϕ 9.5mm (No. 3)

-REMATAR EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° . SEGUIDOS DE TRAMOS RECTOS DE NO MENOS DE 10 DIAMETROS DEL ESTRIBO DE LARGO

-SE PUEDEN COMPLEMENTAR CON GRAPAS DEL MISMO DIAMETRO (IGUAL SEPARACION)

-ANCLAJE DE GRAPAS A 135°

$$S < \begin{cases} 0.25b \text{ SI } b < h \text{ o } 0.25h \text{ SI } h > b & (23.75 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

10 cm RIGE

DISTANCIA CENTRO A CENTRO, TRANSVERSAL AL EJE DEL MIEMBRO

-ENTRE RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $b < 45 \text{ cm}$

-ENTRE GRAPAS Y RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $B < 25 \text{ cm}$

Revisión cuantía refuerzo longitudinal

$$p = A_s / b h = 91.2 / 95 \times 95 = 0.01$$

$$0.01 < p < 0.06$$

$$A_c = 85 \times 85 = 7225 \text{ cm}^2$$

$$h_c = 95 - 2 \times 6 = 83 \text{ cm}$$

Refuerzo en zonas confinadas próximas a los paños de las juntas

$$A_{sh} \begin{cases} 0.3(A_g / A_c - 1) f'_c / f_y (s_x h_c) = 0.3(9025 / 7225 - 1) 250 / 4200 (10 \times 83) = 3.69 \text{ cm}^2 \\ 0.12 f'_c / f_y (s_x h_c) = 5.93 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Por tanto, usar estribos de 4 ramas del No. 5 $A_s = 7.92 > 5.93$

Tramo lo en que debe conservarse la separación de 10 cm

$$\left. \begin{array}{l} h = 95 \text{ cm} \\ 280 / \phi = 46.7 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ IMPLICA } l_o = 95 \text{ cm}$$

Refuerzo en porción central de columna

Tomando $f_r = 0.5$ ESTRIBOS #5 4 RAMAS $A_v = 7.92 \text{ cm}^2$

$$VCR = 0.5 \times 0.5 \times 95 \times 90 \times \sqrt{200} = 30228.815 \text{ Kg}$$

$$S = 0.5 \times 7.92 \times 4200 \times 90 / (3 \times 170.833 - 30228.815) = 771 \text{ cm}$$

$$FRA / f_y / 0.5b = 0.5 \times 7.92 \times 4200 / (3.5 \times 95) = 50 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 16 \times 3.81 = 60.96 \text{ cm} \\ 48 \times 2.22 = 105.56 \text{ cm} \\ b = 95 \text{ cm} \\ d / 2 = 90 / 2 = 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ COLOCAR LOS ESTRIBOS @ } 45 \text{ cm}$$

ESTRUCTURA IV.8

DISEÑO DE LA COLUMNA B-5 ENTRE EL NIVEL 1 Y NIVEL 2 (95x95 cm)

CONDICION CRITICA DE CARGA

DIRECCION Y

EXTREMO INFERIOR

EXTREMO SUPERIOR

CM+CV

$P_u=355.2$ ton

12.73 t.m

11.56 t.m

SISMO

79.05 t.m

14.35 t.m

DIRECCION X

$P_u=355.2$ ton

CM+CV

0.0981 t.m

0.17 t.m

SISMO

24.46 t.m

5.15 t.m

REQUISITOS GEOMETRICOS

$b/h=95/95=1 > 0.4$ ok

$H/b=280/95=2.95 < 15$ ok

$\left. \begin{array}{l} h=95\text{cm} \\ b=95\text{cm} \end{array} \right\} > 30 \text{ cm} \quad \text{ok}$

$A_g=95 \times 95=9025 > P_u/0.5f'_c=355200/0.5 \times 250=2841.6$ OK

PARAMETROS PARA EL CALCULO DE RESISTENCIA

$f^*c=0.8f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$

$f''c=0.85 \times 200=170 \text{ kg/cm}^2$

CUANTIA $0.01 < p < 0.04$

PROPONIENDO $p=0.01$ Y CONSIDERANDO QUE EL PROGRAMA UTILIZADO TOMA EN CUENTA EL EFECTO P- Δ , PARA ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN. OBTENEMOS:

$M_{UX}=0.0981+355.2 \times 0.025+24.46=33.44 \text{ t.m}$

$M_{UY}=12.73+355.2 \times 0.025+79.05=100.66 \text{ t.m}$

$e_x=0.09$

$e_y=0.283$

TOMANDO $FR=0.6$ (FLEXOCOMPRESION), LA COLUMNA SE DISEÑA CON LOS MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES OBTENIDAS DEL ANALISIS. EMPLEANDO LA FORMULA DE BRESLER:

$$PR=1/(1/PRX+1/PRY-1/PRO)$$

O. EN FORMA ADIMENSIONAL:

$$KR=1/(1/KRX+1/KRY-1/KRO)$$

VALIDA PARA $KR/KRO > 0.1$

$$KRO=1+q=1+0.01 \times 4200/170=1.247$$

$$KR=Pu/FRbf''c=0.386$$

$$KR/KRO=0.309 > 0.1 \quad \text{ok}$$

CALCULO DE KRX

$$d/h=90/95=0.95; e/h=0.1; q=0.247$$

DE LA FIG. 9 PUB. 428 DEL I.I., SE TIENE $KRX=1.02$ (FALLA EN COMPRESION)

CALCULO DE KRY

$$d/h=90/95=0.95; e/h=0.297; q=0.247$$

DE LA FIG. 9 PUB. 428 DEL I.I., SE TIENE $KRY=0.64$ (FALLA EN COMPRESION)

$$KR=1/(1/1.02+1/0.64-1/1.247)=0.5744$$

$$Pu=KRFRbf''c=0.5744 \times 0.6 \times 95 \times 95 \times 170=528763.92$$

$$Pu=528.8 \text{ ton} \quad \text{ok} \quad (\text{QUE CORRESPONDE A } p_{min}=0.01)$$

$$As=90.25 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ VARS } \#12 \quad As=91.2 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL

LOS ESTRIBOS DEBEN CUMPLIR:

-SER CERRADOS

-DE UNA SOLA PIEZA

-SENCILLOS O SOBREPUESTOS

- ϕ 9.5mm (NO. 3)

-REMATAR EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° . SEGUIDOS DE TRAMOS RECTOS DE NO MENOS DE 10 DIAMETROS DEL ESTRIBO DE LARGO

-SE PUEDEN COMPLEMENTAR CON GRAPAS DEL MISMO DIAMETRO (IGUAL SEPARACION

-ANCLAJE DE GRAPAS A 135°

$S < \begin{cases} 0.25b & \text{SI } b < h \\ 0.25h & \text{SI } h < b \end{cases}$ (23.75 cm)

10 cm RIGE

DISTANCIA CENTRO A CENTRO, TRANSVERSAL AL EJE DEL MIEMBRO

-ENTRE RAMAS DE ESTRIBOS SOBREPUESTOS $b < 25cm$

Revisión cuantía refuerzo longitudinal

$$p = A_s / bh = 90.25 / 95 \times 95 = 0.01$$

$$A_c = 65 \times 85 = 7225 \text{ cm}^2$$

$$h_c = 95 - 2 \times 6 = 83 \text{ cm}$$

Refuerzo en zonas confinadas próximas a los paños de las juntas

$$A_{sh} \begin{cases} 0.3(A_g/A_c - 1) f'_c / f_y (s_x h_c) = 0.3(9025/7225 - 1) 2500 / 4200 (10 \times 83) = 3.7 \text{ cm}^2 \\ 0.12 f'_c / f_y (s_x h_c) = 5.93 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Por tanto, usar estribos de 4 ramas del No. 5 $A_s = 7.92 > 5.93$

Tramo lo en que debe conservarse la separación de 10 cm

$$\left. \begin{array}{l} h = 95 \text{ cm} \\ 280/b = 46.7 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ implica } l_c = 95 \text{ cm}$$

Refuerzo en porción central de columna

$$VCR = 0.5 \times 0.5 \times 95 \times 90 \sqrt{200} = 30228.815$$

$$S = 0.5 \times 7.92 \times 4200 \times 90 / (38242 - 30228.8) = 188 \text{ cm}$$

$$FRAV / f_y / 3.5b = 0.5 \times 7.92 \times 4200 / (3.5 \times 95) = 50 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 16 \times 3.81 = 60.96 \text{ cm} \\ 48 \times 2.22 = 106.56 \text{ cm} \\ b = 95 \text{ cm} \\ d/2 = 90/2 = 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ COLOCAR LOS ESTRIBOS @ 45 cm}$$

ESTRUCTURA 1.8

DISENO DE LA TRABE B5-B4 EN EL NIVEL 2 (30X80 cm)

ACCIONES ULTIMAS DE DISENO

EXTREMO B5 1.1(CM+CV+SISMO)	CENTRO DEL CLARO 1.4(CM+CV)	EXTREMO B4 1.1(CM+CV+SISMO)
+31.24 t.m		+30.6 t.m
-42.02 t.m	+58.856 t.m	-38.28 t.m

REQUISITOS GEOMETRICOS

L=6.7m bt=30cm ht=80cm dt=75cm

L>4dt; 6.7>4x0.75=3 ok

L/bt=6.7/0.3=22.33<30 ok

ht/bt=80/30=2.66<3 ok

bt=30cm $\left\{ \begin{array}{l} >25 \text{ cm} \\ <bc1=80\text{cm} \\ <bc2=80\text{cm} \end{array} \right.$ ok

CONSTANTES

f*c=0.8f'c=0.8x250=200 kg/cm²

f''c=0.85f*c=0.85x200=170 kg/cm²

pb=(4800f''c)/(fy(fy+6000))=0.019

pmax=0.75pb=0.0143

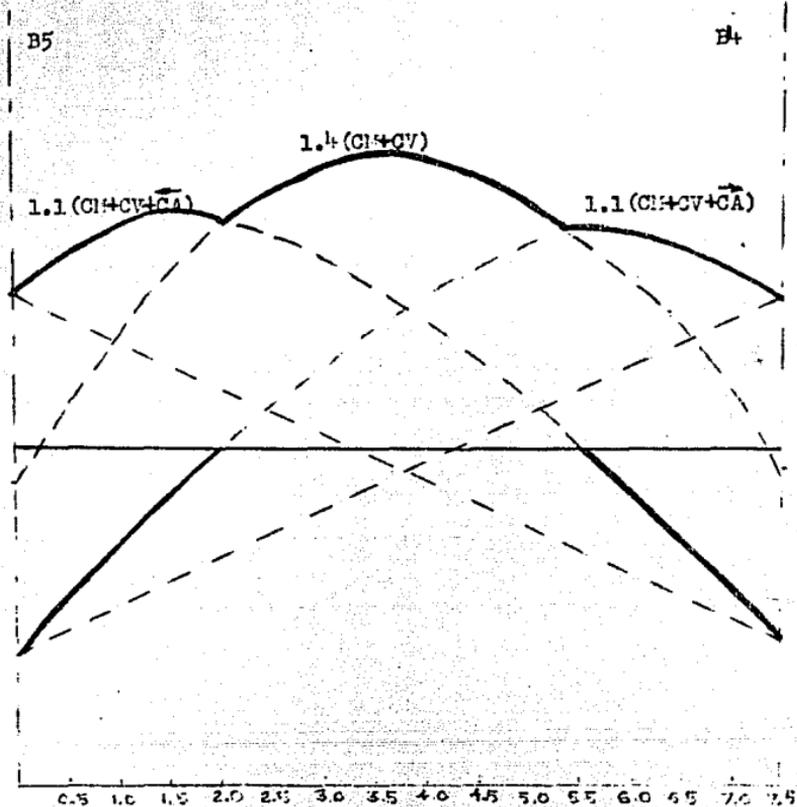
qmax=pmax(fy/f''c)=0.353

CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

PARA M+=58.856 t.m

MR/bd²=58.856x10⁵/30x75²=34.87 p=0.0105

ENVOLVENTE DE MOMENTOS



$1.4(CI+CV)$	-6.0		58.256*		-2.41
$1.1(CI+CV+CA)$	-2.02*			44.0	30.6
$1.1(CI+CV+CA)$	31.24	48.4			-52.28*

*Momentos elegidos para diseño.

$$As = 0.0105 \times 30 \times 80 = 25.2 \text{ cm}^2 \quad 5\#8 \quad As = 25.34 \text{ cm}^2$$

$$As = 25.34 \text{ cm}^2 \rightarrow As_{\text{min}} = \begin{cases} 2 \text{ varillas } \phi 1/2'' = 2.54 \text{ cm}^2 \\ 0.7 \sqrt{f'_c} b d / f_y = 5.929 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

LO CUAL TAMBIEN DEBE CUMPLIRSE PARA As_{Smin} , POR TANTO:

$$As_{\text{Smin}} = 5.929 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ VARS}\#5 \quad As = 5.94 \text{ cm}^2$$

PARA $M = 42.02 \text{ t.m}$

$$MR/bd^2 = 42.02 \times 10^8 / 30 \times 75^2 = 24.9 \quad \text{implica } p = 0.0075$$

$$As = 0.0075 \times 30 \times 75 = 16.875 \text{ cm}^2 \quad 4\#8 \quad As = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$As = 20.27 \text{ cm}^2 \rightarrow As_{\text{min}} = \begin{cases} 2 \text{ var } \phi 1/2'' = 2.54 \text{ cm}^2 \\ 0.7 \sqrt{f'_c} b d / f_y = 5.929 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

PARA As_{min} 4 VARS #5 $As = 7.92 \text{ cm}^2$

Revisión para $M = 31.24 \text{ tm}$ extremo B5

$$31.24 \times 10^8 / 30 \times 75^2 = 18.51 \quad \text{implica } p = 0.0055$$

$$As = 0.0055 \times 30 \times 75 = 12.375 \text{ cm}^2 \rightarrow As_{\text{min}}$$

$$\text{Usar } 3 \text{ vars}\#8 \quad As = 15.21 \text{ cm}^2 > 12.375 \text{ cm}^2$$

DE LA MISMA MANERA SE DA EL MISMO ARMADO PARA $M = 38.28 \text{ I.M}$

Datos para la determinación de corte de barras y revisión de requisitos de anclaje

Longitudes de desarrollo

$$\text{Longitud básica } L_{db} = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} > 0.006 d b f_y$$

Barras del No. 8

$$\left. \begin{aligned} 0.06 \times 5.07 \times 4200 / \sqrt{250} &= 80.8 \text{ cm} \\ 0.006 \times 2.54 \times 4200 &= 64 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ Por tanto } L_{db} = 81 \text{ cm}$$

Factores de modificación

Para barras lecho superior: $1.4 \times 81 = 114$ cm

Para barras lecho inferior: 81 cm

Barras del No. 4

$$\left. \begin{aligned} 0.06 \times 1.27 \times 4200 / \sqrt{250} &= 20.24 \text{ cm} \\ 0.006 \times 1.27 \times 4200 &= 32 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ Por tanto } L_{db} = 32 \text{ cm}$$

Longitudes de desarrollo modificadas

Barras lecho inferior $L_d = L_{db} = 32$ cm

Barras lecho superior $L_d = 1.4 L_{db} = 45$ cm

Distancia mínima que debe prolongarse el refuerzo más allá de donde teóricamente deja de ser necesario

$$\left. \begin{aligned} \text{Barras \#8} \quad d &= 75 \text{ cm} \\ 12d_b &= 12 \times 2.54 = 30 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ RIGE } 75 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Barras \#4} \quad d &= 75 \text{ cm} \\ 12d_b &= 12 \times 1.27 = 15 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ RIGE } 75 \text{ cm}$$

Anclaje en la columna exterior

En tensión

Longitud gancho estándar:

$$L_{dh} = 0.06 f_{ydb} / \sqrt{f'_c} = 0.06 \times 4200 \times 2.54 / \sqrt{250} = 41 \text{ cm} > 8d_b = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud disponible} = 80 - 5 = 75 \text{ cm} > 41 \text{ cm}$$

En compresión

Longitud básica

$$L_{db} = 0.08 f_{ydb} / \sqrt{f'_c} = 0.08 \times 4200 \times 2.54 / \sqrt{250} = 54 \text{ cm} > 0.004 f_y d_b = 43$$

Factor de modificación por confinamiento: 0.75

Longitud de desarrollo modificada:

$$Ld=0.75Ldb=0.75 \times 54=41\text{cm}$$

Longitud recta disponible: $80-7-4db=80-17.6=63\text{cm} > 41\text{cm}$

UNION A BASE DE TRASLAPES DE BARRAS (A FLEXION)

SE DEBERA CONTAR CON ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO (O HELICE)

$$S_c \begin{cases} 0.25d=18.75\text{cm} \\ 8\phi=8 \times 1.27=10.16 \text{ cm (barra más delgada)} \\ 10 \text{ cm RIGE} \end{cases}$$

ZONAS EN LAS QUE NO SE PERMITE UNIONES POR TRASLAPE:

- DENTRO DE LOS NUDOS
- EN UNA DISTANCIA DE DOS VECES EL PERALTE DEL MIEMBRO MEDIDA DESDE EL PAÑO DEL NUDO
- PAQUETES DE BARRAS < 2 VARILLAS POR PAQUETE
- REFUERZO TRANSVERSAL POR CONFINAMIENTO
- EN ZONAS CRITICAS:

I A $2h=2 \times 80=160 \text{ cm}$ DEL PAÑO DEL NUDO

II ARTICULACIONES PLASTICAS (POSIBLE)

$$S_c \begin{cases} 0.5d=0.5 \times 75=37.5\text{cm} \\ \text{POR FUERZA CORTANTE} \end{cases}$$

LOS ESTRIBOS DEBEN CUMPLIR:

- $\phi > 7.9\text{mm}$ (No. 2.5)
- SER VERTICALES
- SER CERRADOS
- DE UNA SOLA PIEZA
- REMATAR EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° . SEGUIDOS DE TRAMOS RECTOS DE NO MENOS DE 10 DIAMETROS DEL ESTRIBO DE LARGO
- EN CADA ESQUINA TENER POR LO MENOS UNA BARRA LONGITUDINAL
- LA LOCALIZACION DEL REMATE DEL ESTRIBO DEBE ALTERNARSE DE UNO A OTRO
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A $< 5\text{cm}$ DEL PAÑO DE LA COLUMNA

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO REQUERIDO A DISTINTAS DISTANCIAS DEL PAÑO DEL APOYO= $Avfv_d/Vs$

$$Vuu=(MR_1+MR_2)/L+WuuL/2=(42+42)/6.7+27.4=39.9 \text{ ton}$$

$$Vs=Vs_{\text{apoyo}}-mx$$

x=distancia desde el paño del apoyo. cm

$$m=119.1$$

$$s = Avfyd / (V \text{paño apoyo} - mx)$$

Para estribos del No. 2.5

$$s = 0.98 \times 4200 \times 75 / (V \text{paño apoyo} - mx) = 308700 / (15000 - 119.1X)$$

$$S_{max} = d/2 = 37 \text{ cm}$$

Tabla de distancias a partir de las cuales se pueden utilizar los espaciamientos indicados:

X (distancia desde el paño del apoyo) s (espaciamiento cm)

75 secc. critica	10
140	10
160	10
200	37
250	37
300	37
335	37

ESTRUCTURA V.14

DISEÑO DE LA TRABE C5-C4 EN EL NIVEL 2 (35X80 cm)

ACCIONES ULTIMAS DE DISEÑO

EXTREMO C5 1.1(CM+CV+SISMO)	CENTRO DEL CLARO 1.4(CM+CV)	EXTREMO C4 1.1(CM+CV+SISMO)
+11.55 t.m		+16.83 t.m
-24.53 t.m	+59.08 t.m	-18.59 t.m

REQUISITOS GEOMETRICOS

$$L=6.65m \quad bt=35cm \quad ht=80cm \quad dt=75cm$$

$$L > 4dt; 6.65 > 4 \times 0.75 = 3.0 \quad \text{ok}$$

$$L/bt = 6.6/0.35 = 18.85 < 30 \quad \text{ok}$$

$$ht/bt = 80/35 = 2.28 < 3 \quad \text{ok}$$

$$bt=35cm \quad \left\{ \begin{array}{l} > 25 \text{ cm} \\ < bc1=85cm \\ < bc2=85cm \end{array} \right. \quad \text{ok}$$

CONSTANTES

$$f^*c = 0.8f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85f'c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$pb = (4800f''c) / (fy(fy + 6000)) = 0.019$$

$$pmax = 0.75pb = 0.0143$$

$$qmax = pmax(fy/f''c) = 0.353$$

CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

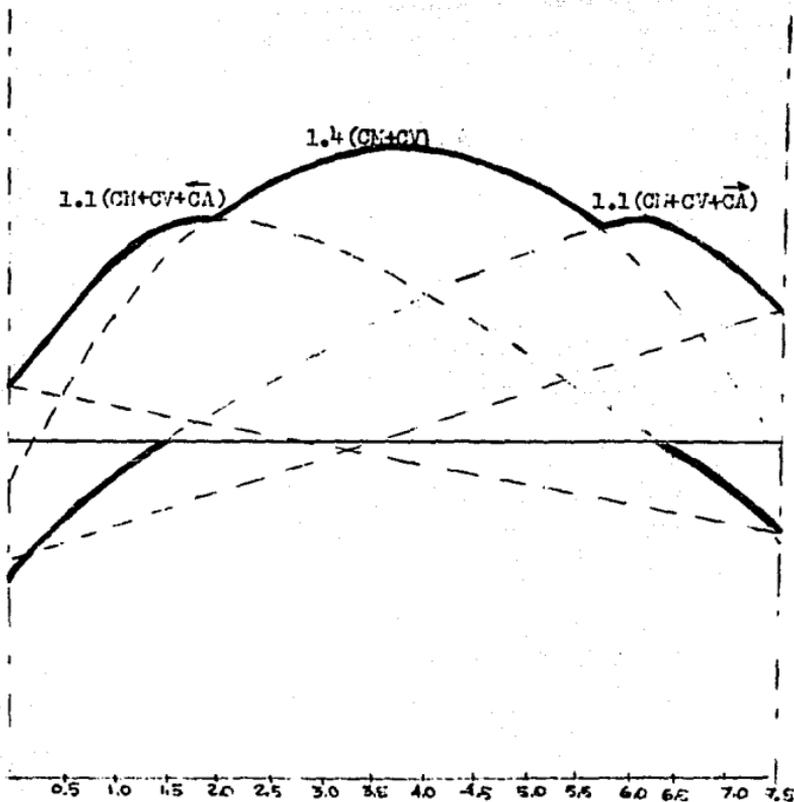
PARA $M+ = 59.08 \text{ t.m}$

$$MR/bd^2 = 59.08 \times 10^5 / 35 \times 75^2 = 30.00 \quad p = 0.009$$

$$As = 0.009 \times 35 \times 75 = 23.625 \text{ cm}^2 \quad 5\#8 \quad As = 25.35 \text{ cm}^2$$

$$As = 25.35 \text{ cm}^2 > As_{\text{min}} = \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ varillas } \phi 1/2'' = 2.54 \text{ cm}^2 \\ 0.7\sqrt{f'c}bd/fy = 7.84 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

ENVOLVENTE DE MOMENTOS



$1.4(CI+CV)$	-8.26	59.03		-1.12
$1.1(CI+CV+CA)$	-24.53		45.65	16.03
$1.1(CI+CV+CA)$	11.55	41.5		-18.59

LO CUAL TAMBIEN DEBE CUMPLIRSE PARA ASSmin. POR TANTO:

$$Assmin=7.84cm^2 \quad 4 \text{ VARS} \#5 \quad As=7.92 cm^2$$

PARA M=24.53 t.m

$$MR/bd^2=24.53 \times 10^5 / 35 \times 75^2 = 12.46 \text{ implica } pmin=0.0026$$

$$As=0.0026 \times 35 \times 75 = 6.92 cm^2 \quad 4 \text{ vars} \#5 \quad As=7.92 cm^2$$

$$As=7.92 cm^2 \rightarrow Assmin = \begin{cases} 2 \text{ var } \phi 1/2'' = 2.54 cm^2 \\ 0.7 \sqrt{f'c} bd / f_y = 7.84 cm^2 \end{cases}$$

Revisión para M+=11.55 tm y M+=16.83 tm

Como para M=24.53 rigió pmin. se dan 4 vars #5 AS=7.92 cm² para ambos momentos positivos en los extremos C5 y C4.

DE LA MISMA MANERA SE DA EL MISMO ARMADO PARA M-=18.59 T.M

Datos para la determinación de corte de barras y revisión de requisitos de anclaje

Longitudes de desarrollo

$$\text{Longitud básica } Ldb = 0.06 \text{ asfy} / \sqrt{f'c} > 0.006 \text{ dbry}$$

Barras del No. 8

$$\left. \begin{aligned} 0.06 \times 5.07 \times 4200 / \sqrt{250} &= 80.8 \text{ cm} \\ 0.006 \times 2.54 \times 4200 &= 64 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ For tanto } Ldb=81 \text{ cm}$$

Factores de modificación

$$\text{Para barras lecho superior: } 1.4 \times 61 = 114 \text{ cm}$$

$$\text{Para barras lecho inferior: } 81 \text{ cm}$$

Barras del No. 4

$$\left. \begin{aligned} 0.06 \times 1.27 \times 4200 / \sqrt{250} &= 20.24 \text{ cm} \\ 0.006 \times 1.27 \times 4200 &= 32 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ For tanto } Ldb=32 \text{ cm}$$

Longitudes de desarrollo modificadas

Barras lecho inferior $L_d = L_{db} = 32 \text{ cm}$

Barras lecho superior $L_d = 1.4L_{db} = 45 \text{ cm}$

Distancia mínima que debe prolongarse el refuerzo más allá de donde teóricamente deja de ser necesario

Barras #8 $\left\{ \begin{array}{l} d = 75 \text{ cm} \\ 12d_b = 12 \times 2.54 = 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$ RIGE 75cm

Barras #4 $\left\{ \begin{array}{l} d = 75 \text{ cm} \\ 12d_b = 12 \times 1.27 = 15 \text{ cm} \end{array} \right\}$ RIGE 75cm

Anclaje en la columna exterior

En tensión

Longitud gancho estándar:

$L_{dh} = 0.06f_{ydb} / \sqrt{f'_c} = 0.06 \times 4200 \times 2.54 / \sqrt{250} = 41 \text{ cm} > 8d_b = 20 \text{ cm}$

Longitud disponible $= 90 - 5 = 85 \text{ cm} > 41 \text{ cm}$

En compresión

Longitud básica

$L_{db} = 0.08f_{ydb} / \sqrt{f'_c} = 0.08 \times 4200 \times 2.54 / \sqrt{250} = 54 \text{ cm} > 0.004f_{ydb} = 43$

Factor de modificación por confinamiento: 0.75

Longitud de desarrollo modificada:

$L_d = 0.75L_{db} = 0.75 \times 54 = 41 \text{ cm}$

Longitud recta disponible: $90 - 7 - 4d_b = 90 - 17.6 = 72.4 \text{ cm} > 41 \text{ cm}$

UNION A BASE DE TRASLAPES DE BARRAS (A FLEXION)

SE DEBERA CONTAR CON ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO (O HELICE)

$S_c \left\{ \begin{array}{l} 0.25d = 18.75 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \quad \text{RIGE} \end{array} \right.$

ZONAS EN LAS QUE NO SE PERMITE UNIONES POR TRASLAPE:

- DENTRO DE LOS NUDOS
- EN UNA DISTANCIA DE DOS VECES EL PERALTE DEL MIEMBRO MEDIDA DESDE EL PANO DEL NUDO
- PAQUETES DE BARRAS < 2 VARILLAS POR PAQUETE
- REFUERZO TRANSVERSAL POR CONFINAMIENTO

EN ZONAS CRITICAS:

I A $2h = 2 \times 80 = 160$ cm DEL PANO DEL NUDO

II ARTICULACIONES PLASTICAS (POSIBLE)

$$S < \begin{cases} 0.5d = 0.5 \times 75 = 37.5 \text{ cm} \\ \text{POR FUERZA CORTANTE} \end{cases}$$

LOS ESTRIBOS DEBEN CUMPLIR:

- $\phi \geq 7.9$ mm (No. 2.5)
- SER VERTICALES
- SER CERRADOS
- DE UNA SOLA PIEZA
- REMATAR EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° , SEGUIDOS DE TRAMOS RECTOS DE NO MENOS DE 10 DIAMETROS DEL ESTRIBO DE LARGO
- EN CADA ESQUINA TENER POR LO MENOS UNA BARRA LONGITUDINAL
- LA LOCALIZACION DEL REMATE DEL ESTRIBO DEBE ALTERNARSE DE UNO A OTRO
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A < 5 cm DEL PANO DE LA COLUMNA

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO REQUERIDO A DISTINTAS DISTANCIAS DEL PANO DEL APOYO = $A_v f_y d / V_s$

$$V_{uu} = (MR_1 + MR_2) / L + W_{uu} L / 2 = (25 + 25) / 6.6 + 27.4 = 34.86 \text{ ton}$$

$$V_s = V_{\text{spano apoyo}} - m x$$

x = distancia desde el paño del apoyo, cm

$$m = 104.06$$

$$s = A_v f_y d / (V_{\text{spano apoyo}} - m x)$$

Para estribos del No. 2.5

$$s = 0.98 \times 4200 \times 85 / (V_{\text{spano apoyo}} - m x) = 349860 / (15000 - 104.1x)$$

$$S_{\text{max}} = d / 2 = 42.5 \text{ cm}$$

Tabla de distancias a partir de las cuales se pueden utilizar los espaciamientos indicados:

X (distancia desde el paño del apoyo) s (espaciamento cm)

75 secc. critica	10
140	10
180	10
200	42
250	42
300	42
335	42

V. CONCLUSIONS

CONCLUSIONES

Las Normas de Diseño por Sismo y de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal sufrieron modificaciones importantes que han inducido cambios sustanciales en las estructuras. Durante los sismos, la gran mayoría de las fallas en edificios con marcos de concreto reforzado, se debió a fallas de columnas sujetas a compresión excéntrica, a tensión diagonal o a una combinación de ambas. Una causa determinante fue la escasez de estribos de columnas y su separación excesiva, lo cual, aunado a la concentración excesiva del acero longitudinal en paquetes de esquina, originó el desprendimiento del recubrimiento de concreto y el subsecuente deterioro y falla del núcleo. La mayoría de las losas planas en la ciudad de México son reticulares, son muy flexibles, y como se estaban diseñando en la Ciudad de México, desarrollaban muy bajas ductilidades, la omisión de un volumen macizo de concreto alrededor de la columna fue evidente en algunas losas reticulares.

La modificación del espectro de Diseño, ha provocado un importante incremento en las dimensiones de miembros estructurales, ya que además de este cambio se disminuyó la posibilidad de desplazamiento lateral admisible a 0.006 y 0.012 dependiendo de si los elementos no estructurales sean capaces de resistir deformaciones o no. No obstante, cuando se usa un concreto de mucha mayor calidad del que normalmente se obtiene con los agregados del Distrito Federal, se permite ahora usar un módulo de elasticidad mayor ($14000\text{Vf}^2\text{C}$): esto compensa en parte los efectos anteriores.

Respecto al primer objetivo de determinar las dimensiones mínimas de los elementos estructurales atendiendo a los desplazamientos laterales fijados por el nuevo reglamento, se puede concluir lo siguiente:

- Las dimensiones de los elementos estructurales los fija esta condición y no la de los elementos mecánicos actuantes.
- No es recomendable modificar las dimensiones para los diferentes entrepisos, ya que esto se intentó realizar en los casos estudiados, pero la discontinuidad provocaba fuertes variaciones en los desplazamientos y las dimensiones eran inclusive mayores de las que se obtuvieron.

- En las estructuraciones que incluyen muros de concreto reforzado se reducen las dimensiones de los demás elementos estructurales permitiendo significativos ahorros en acero y concreto ya que no rigen los porcentajes mínimos (tal como se obtuvo en el caso V).

Respecto al objetivo referente a la comparación de los sistemas estructurales desde el punto de vista del diseño sismorresistente, se puede concluir que para un mismo número de niveles las dimensiones mínimas de columnas corresponden a los casos en que se usó muros de concreto reforzado, siendo más eficiente su colocación en los extremos de las fachadas como en el caso V, ya que en un núcleo central la rigidez torsional es menor y hace incrementar las dimensiones de los demás elementos estructurales, tal como se observa en la tabla resumen para los casos V y VI.

Para las estructuraciones I y IV, que tienen sistemas de piso de losa sobre trabes y losa plana respectivamente, las dimensiones para columnas del caso IV fueron 18.75% mayores que para la I aunque el peralte de la losa es de 40 cm y las trabes del caso I son 30x80 cm. El sistema de piso de losa plana se utiliza mucho porque la cimera es muy sencilla permitiendo ahorros en la construcción, aunque con el nuevo reglamento el factor de comportamiento sísmico que se debe aplicar es 3.0 y si la altura de la estructura excede 20.0 m se aplica $Q=2.0$; tal como el caso que se resolvió.

Respecto al armado, cuando no se colocan muros, las dimensiones de los elementos estructurales son considerables por desplazamientos laterales admisibles, rigiendo en éstos los porcentajes mínimos de acero en las columnas, en cambio cuando se colocan muros no rige dicha condición.

Un cambio significativo en el nuevo reglamento son los requisitos por confinamiento y separación máxima de estribos, los cuales para losas es de $d/3$ y antes eran de $d/2$, para columnas en zonas críticas $s_{min}=10cm$ y en elementos a flexión. La zona rígida de losas planas alrededor de columnas de $2.5n$; los factores de reducción en elementos a flexocompresión de 0.5 si se diseña con los elementos mecánicos actuantes para cortante y 0.6 en flexocompresión.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

1. Leet y Judson. 'Fundamentos de Geología Física'. Limusa México 1984.
2. 'Tectónica de Placas'. Información Científica y Tecnológica (CONACYT) Noviembre de 1980.
3. Newmark y Rosenblueth. 'Fundamentos de Ingeniería Sísmica' Editorial DIANA, México 1978.
4. Bazón y Meli. 'Manual de Diseño Sísmico de Edificios'. Limusa. México 1985.
5. Wilson y Dovey. 'Three Dimensional Analysis of Building Systems ' Microconversion by B.F. Maison and G. A. Rodríguez . NISEE 1985.
6. Meli. 'Diseño Estructural'. Limusa. México 1986.
7. Rosenblueth y Meli. 'El Sismo del 19 de Septiembre 1985. sus causas y efectos en la Ciudad de Mexico. Concrete International. Mayo de 1986.
8. Rioboo. ' Observaciones a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto'. (1987)
9. 'Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal.'
10. Meli y Rodriguez. Publicaciones 428 y 401 del Instituto de Ingeniería UNAM.