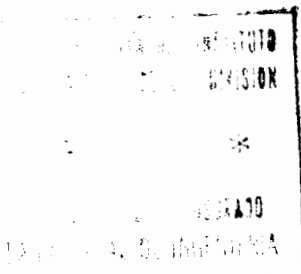


Estudio Comparativo del Diseño de Estructuras Típicas de la Ciudad de México

Rodolfo Ortega García
División de Estudios de
Posgrado de la Facultad
de Ingeniería, UNAM.



RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos en el diseño de un edificio de concreto reforzado de 5 niveles con una estructuración típica de la Ciudad de México, utilizando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión de 1987, tanto para $Q=4$ como para $Q=2$. Los resultados se comparan entre sí y con los que se obtienen al aplicar el Reglamento del Distrito Federal en su versión de 1976, pero empleando los valores del coeficiente sísmico "c" propuestos en la referencia 1 y 2 para las zonas de alta intensidad de la Ciudad de México. Finalmente, se hacen recomendaciones para el diseño de edificios de concreto de poca altura.

INTRODUCCION

Como una consecuencia de los sismos de 1985 se hizo patente la necesidad de que se modificaran algunos aspectos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Entre las modificaciones que se incluyeron en la nueva versión del reglamento se pueden mencionar, por su importancia: los coeficientes sísmicos; los factores de comportamiento sísmico "Q" y los factores de resistencia.

Algunos estudios propusieron aumentar únicamente el coeficiente sísmico "c", manteniendo los factores de resistencia del RCDF-76 usando un Q máximo de 4.0 (ref. 1 y 2).

Con el objeto de analizar estas propuestas se procedió a realizar una comparación de los resultados obtenidos al diseñar con las diferentes alternativas un edificio de concreto de 5 niveles, debido a que la gran mayoría de los inmuebles de la Ciudad de México son de poca altura.

METODO

Para el desarrollo de este trabajo se propuso un edificio con una planta rectangular de 22.5m por 15.0m (fig. 1) y con una elevación de 14.5m (fig. 2). Las dimensiones propuestas para este edificio se tomaron a partir de la revisión de mas de 100 estructuras típicas de la Ciudad de México, cada una de las cuales cuentan con un expediente en el Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana, donde se describe la estructuración y las dimensiones de los diferentes elementos estructurales. Con esto, las secciones que se propusieron inicialmente fueron:

COLUMNAS

	Niveles PB, 1 y 2	Niveles 3 y 4
C-1	35 x 35 cm	35 x 35 cm
C-2	35 x 40 cm	35 x 35 cm
C-3	35 x 50 cm	35 x 35 cm

VIGAS

Niveles PB,1 y 2	Niveles 3 y 4
25 x 50 cm	25 x 40 cm

A partir de estas secciones se procedió a revisar las condiciones mínimas propuestas por el RCDF-87 en lo referente a dimensiones, lo cual condujo a modificar gran parte de las mismas. Estas modificaciones se comentan más adelante para cada caso considerado.

Con las dimensiones modificadas se procedió a realizar el análisis de la estructura de la forma siguiente:

a: Se realizó un análisis sísmico estático para la evaluación de los elementos mecánicos, utilizando el programa SUPER-ETABS (ref.3) que realiza el análisis lineal de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas.

b: La estructura se idealizó mediante un sistema de subestructuras formadas por marcos, interconectados por diafragmas de piso que se consideran rígidos en su plano.

c: La acción del sismo se simuló por medio de fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los pisos en dos direcciones ortogonales. Como la estructura propuesta presenta una simetría tanto en cargas como en rigidez fue posible hacer que la fuerza sísmica actuara con la excentricidad propuesta en el reglamento que únicamente depende de la dimensión de la estructura en dirección perpendicular a la fuerza, debido a que en las expresiones:

$$e = es - 0.1b$$

$$e = 1.5es + 0.1b$$

se tiene que "es" es igual a cero.

d: Estas fuerzas horizontales se calculan según lo indica el RCDF-87 para el análisis estático, es decir, se toman iguales al peso de la masa correspondiente a cada nivel por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el nivel de desplante. El factor de proporcionalidad se toma de tal manera que la fuerza cortante en la base dividida entre el peso total del edificio sea igual al coeficiente "c" reducido por el factor de comportamiento sísmico.

e: El análisis se realizó tomando en cuenta la acción del 100% del sismo en una dirección y el 30% en dirección ortogonal actuando en forma simultánea.

CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO Q=4

La planta y elevación del edificio se muestran en las figuras 1 y 2, el inmueble fue diseñado para uso de oficinas (debido a que el valor de la carga viva para este uso tuvo modificaciones importantes en el nuevo reglamento). La estructura del edificio está formada por marcos de concreto y losa maciza, y se supone ubicada en la zona de lago comprendida entre el Cerro de la Estrella y Ciudad Universitaria (mapa 1).

Para este análisis se usó un coeficiente sísmico $c=0.4$ con un factor de comportamiento $Q=4.0$ debido a que la estructura cumple con los requisitos de marcos dúctiles que son los siguientes:

a) La resistencia de todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar los muros, al menos el 50% de la fuerza sísmica actuante.

b) Existen muros ligados a la estructura los cuales se tomaron únicamente para cumplir con los desplazamientos máximos de entrepiso.

c) Los marcos de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias para marcos dúctiles que son:

Requisitos de materiales

- 1) La resistencia especificada del concreto no debe ser menor que 200kg/cm^2 . En este caso tenemos que $f'c=250\text{kg/cm}^2$.
- 2) Las barras de acero deben ser de grado no mayor al 42. En este caso se usó acero grado 42 ($f_y=4200\text{ kg/cm}^2$).

Requisitos geométricos

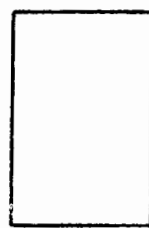
1) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo. En este caso se tiene que el claro más pequeño es de 3.8m y el peralte de la viga es de 0.50m, con lo cual tenemos que el claro libre es más de 7 veces mayor al peralte de la viga.

En sistemas de viga y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no deberá exceder de 30cm:

En este caso la separación máxima es de 4.325m y tenemos:

$$432.5 / 25 > 30$$

3) La relación entre el peralte y el ancho no debe ser mayor de 3



$$50 / 25 = 2 \geq 3$$

25



$$40 / 25 = 1.6 < 3$$

25

4) El ancho de la viga no debe ser menor de 25cm ni mayor que el ancho de las columnas a las que llega. En este caso el ancho es de 25cm.

5) Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h \text{ (de columna)} / d \text{ (barras de viga)} \geq 20$$

$$h \text{ (de viga)} / d \text{ (barras de columna)} \geq 20$$

donde:

h (de columna) es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de la viga considerada.

h (de viga) es el peralte máximo de la viga.

d (barras de viga) diámetro de las barras de refuerzo longitudinal de las vigas.

d (barras de columnas) diámetro de las barras del refuerzo longitudinal de las columnas.

Con la restricción 5, tenemos que si se usa una barra del No. 6 (1.91cm) la sección resultante sería de 38.2cm, si a esto le sumamos el recubrimiento tenemos que la dimensión mínima es de 42.5cm. En este caso las secciones usadas fueron:

Para columnas

Columna	Niveles	
	PB, 1, 2	3 y 4
C-1	45 x 45 cm	45 x 45 cm
C-2	45 x 50 cm	45 x 45 cm
C-3	45 x 60 cm	45 x 45 cm

Para vigas:

PB, 1 y 2	3 y 4
25 x 50 cm	25 x 40 cm

Con estas dimensiones se realizó el análisis del edificio tomando en cuenta las siguientes condiciones de carga: CM+CV+CS multiplicada por 1.1 y CM+CV multiplicada por 1.4 . Los elementos mecánicos que se obtienen son los siguientes:

Para el 100% de la fuerza sísmica en dirección "x" y el 30% en dirección "y" se tiene:

Columna C-1

Niveles PB, 1 y 2	Niveles 3 y 4
P = 48.5 ton.	P = 14.6 ton.
Mx = 10.2 t-m.	Mx = 4.61 t-m
My = 5.1 t-m.	My = 3.15 t-m
V = 5.53 ton.	V = 3.70 ton

Columna C-2

Niveles PB, 1 y 2	Niveles 3 y 4
P = 50.0 ton.	P = 19.1 ton.
Mx = 12.7 t-m.	Mx = 6.21 t-m.
My = 6.4 t-m.	My = 3.10 t-m.
V = 7.72 ton.	V = 4.80 ton.

Columna C-3

Niveles PB, 1 y 2	Niveles 3 y 4
P = 95.0 ton.	P = 33.0 ton.
Mx = 13.9 t-m.	Mx = 5.42 t-m.
My = 8.47 t-m.	My = 2.26 t-m.
V = 7.90 ton.	V = 4.30 ton.

Para 30% de la fuerza sísmica en dirección "x" y 100% en dirección "y" se tiene:

Columna C-1

Niveles PB, 1 y 2

P = 49.8 ton.
Mx = 11.1 t-m.
My = 4.80 t-m.
V = 5.85 ton.

Niveles 3 y 4

P = 14.9 ton.
Mx = 2.57 t-m.
My = 6.00 t-m.
V = 4.60 ton.

Columna C-2

Niveles PB, 1 y 2

P = 51.0 ton.
Mx = 5.72 t-m.
My = 15.7 t-m.

Niveles 3 y 4

P = 19.2 ton.
Mx = 2.90 t-m.
My = 7.90 t-m.

Columna C-3

Niveles PB, 1 y 2

P = 95.0 ton.
Mx = 4.74 t-m.
My = 21.5 t-m.
V = 10.6 ton.

Niveles 3 y 4

P = 33.0 ton.
Mx = 1.95 t-m.
My = 6.00 t-m.
V = 4.90 ton.

Los elementos mecánicos de diseño para las vigas son:

Para los marcos de los ejes A y D:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 8.00 t-m
M = - 11.1 t-m
V = 6.52 ton

Niveles 3 y 4

M = + 2.90 t-m
M = - 6.13 t-m
V = 4.34 ton

Para los marcos de los ejes B y C:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 6.26 t-m
M = - 12.1 t-m
V = 8.70 ton

Niveles 3 y 4

M = + 3.00 t-m
M = - 7.17 t-m
V = 6.70 ton

Para los marcos de los ejes 1 y 6:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 8.90 t-m
M = - 13.0 t-m
V = 6.85 ton

Niveles 3 y 4

M = + 3.32 t-m
M = - 7.66 t-m
V = 5.00 ton

Para los marcos de los ejes 2,3,4 y 5:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 6.70 t-m
M = - 15.0 t-m
V = 10.0 ton

Niveles 3 y 4

M = + 3.60 t-m
M = - 9.10 t-m
V = 7.62 ton

Los desplazamientos máximos de entrepiso que se presentaron para el 100% del sismo en dirección "x" y 30% en dirección "y" y visceversa son:

Nivel	desplazamiento		desplazamiento	
	100% "x"	30% "y"	30% "x"	100% "y"
	(dirección x)		(dirección y)	
PB	1.00 cm		0.88 cm	
1	1.43 cm		0.94 cm	
2	1.32 cm		0.93 cm	
3	1.28 cm		0.97 cm	
4	0.92 cm		0.72 cm	

El desplazamiento máximo permisible en los niveles Pb,1 y 2 es de 1.44cm y para los niveles 3 y 4 es de 1.50cm. Se puede observar que en ninguno de los niveles se presentaron desplazamientos mayores a los permisibles, además de que en algunos niveles dichos desplazamientos estan muy por debajo del máximo, esto es debido a que las dimensiones de las columnas quedan regidas por el diámetro de las barras usadas en las vigas, por lo que no se puede disminuir las secciones para tratar de incrementar los desplazamientos.

Con estos elementos mecánicos se procedió a diseñar los diferentes miembros de la estructura, con los factores de resistencia que a continuación se señalan:

un factor de resistencia para flexocompresión de $F_R = 0.6$, para cortante en columnas $F_R = 0.5$ y para cortante en vigas $F_R = 0.6$, para flexión en vigas tenemos que $F_R = 0.9$.

Ademas fue necesario cumplir con determinados requisitos para los armados longitudinales en vigas y en columnas, entre los cuales se tienen, para las segundas que la cuantía mínima sea del 1% y la máxima de 6%. Asimismo se debe de cumplir con los requisitos para la separación del refuerzo transversal, que son las siguientes:

$S \leq 850 / f_y$ veces el diámetro de la barra longitudinal mas delgada.

$S \leq 48$ veces el diámetro del estribo

$S \leq$ la mitad de la dimensión menor de la columna

Esta separación se redujo a la mitad en los extremos de las columnas en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima, 60cm o $h/6$, donde h es la dimensión mayor de la columna.

Para las vigas tenemos que la separación máxima en estribos es de:

$S \leq 0.25$ veces el peralte efectivo de la sección

$S \leq 24$ veces el diámetro del estribo

$S \leq 8$ veces el diámetro de la barra mas delgada.

Con estos factores de resistencia y los requisitos antes mencionados, se obtuvieron los armados de columnas que se muestran en la figura 3 en donde se puede observar que el refuerzo longitudinal de las columnas es en su mayoría igual al 1%, esto no es debido a que se requiera por resistencia, sino que es un requisito de cuantía mínima que marca el reglamento cuando se usa $Q=4.0$, lo cual trae como consecuencia que gran parte de las columnas queden sobrediseñadas a flexocompresión, así mismo se observa que el refuerzo por cortante queda regido por las separaciones máximas impuestas en el reglamento.

En la figura 4 se muestran los armados resultantes en las vigas, en los cuales se puede observar que, a diferencia de las columnas, los armados longitudinales de estas si quedan diseñados por resistencia, con lo que se tienen cuantías de acero por abajo del 1%. En lo que respecta al refuerzo por cortante se observa que esta al igual que para las columnas queda regido por la separación máxima impuesta para elementos a flexión.

CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO PARA $Q=2.0$ (RDF87-4)

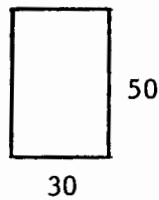
Para realizar el análisis de la estructura con $Q=2.0$ se tomaron como base las secciones del edificio diseñado como marco dúctil, observándose que dichas dimensiones tuvieron que ser modificadas, debido a que existe una restricción en el nuevo reglamento que limita las dimensiones de las columnas para $Q=2.0$ a la longitud de anclaje de las varillas de las vigas "L", como se muestra en la figura 9, en donde se tiene que L debe ser al menos igual a $0.076d_b f_y / \sqrt{f'_c}$, que para las varillas del No. 8 (2.54cm) usadas en las vigas resulta igual a 51.3cm. Si a este resultado le sumamos el recubrimiento tenemos que la dimensión mínima en columnas es de 55cm, con lo cual la sección de la mayoría de las tuvo que ser aumentada.

Las secciones propuesta para el análisis de la estructura fueron las siguientes:

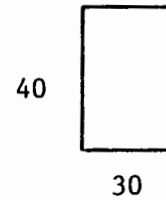
COLUMNAS	PB, 1 y 2	3 y 4
C-1	55 x 55 cm	55 x 55 cm
C-2	70 x 60 cm	55 x 55 cm
C-3	70 x 60 cm	55 x 55 cm

Para las vigas se usaron las siguientes dimensiones:

Niveles PB,1 y 2



Niveles 3 y 4



Con estas dimensiones se realizó el análisis de la estructura tomando en cuenta las combinaciones de carga siguientes: CM+CV+CS multiplicada por 1.1 y CM+CV multiplicada por 1.4.

Los elementos mecánicos críticos de diseño que se obtienen son:

Para el 100% de la fuerza sísmica en dirección "x" y el 30% en dirección "y" se tiene:

Columna C - 1

Niveles PB, 1 y 2

P = 72.0 ton
Mx = 9.12 t-m
My = 21.2 t-m
V = 10.2 ton

Niveles 3 y 4

P = 20.0 ton
Mx = 12.0 t-m
My = 9.90 t-m
V = 7.67 ton

Columna C - 2

Niveles PB, 1 y 2

P = 72.0 ton
Mx = 36.0 t-m
My = 26.0 t-m
V = 22.0 ton

Niveles 3 y 4

P = 25.3 ton
Mx = 15.3 t-m
My = 10.8 t-m
V = 11.9 ton

Columna C - 3

Niveles PB, 1 y 2

P = 94.9 ton
Mx = 40.8 t-m
My = 21.6 t-m
V = 22.3 ton

Niveles 3 y 4

P = 33.0 ton
Mx = 9.90 t-m
My = 4.60 t-m
V = 9.90 ton

Para el 30% de la fuerza sísmica en dirección "x" y el 100% en y:

Columna C - 1

Niveles PB, 1 y 2

P = 71.5 ton
Mx = 20.3 t-m
My = 7.50 t-m
V = 9.80 ton

Niveles 3 y 4

P = 19.3 ton
Mx = 11.5 t-m
My = 7.30 t-m
V = 6.50 ton

Columna C - 2

Niveles PB, 1 y 2

P = 68.0 ton
Mx = 25.2 t-m
My = 30.2 t-m
V = 18.7 ton

Niveles 3 y 4

P = 22.5 ton
Mx = 12.3 t-m
My = 9.50 t-m
V = 10.5 ton

Columna C - 3

Niveles PB, 1 y 2

P = 92.0 ton
Mx = 17.5 t-m
My = 35.7 t-m
V = 19.5 ton

Niveles 3 y 4

P = 32.0 ton
Mx = 5.70 t-m
My = 8.00 t-m
V = 8.30 ton

Los elementos mecánicos críticos para las vigas son:

Para los marcos de los ejes A y D:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 15.9 t-m
M = - 19.1 t-m
V = 10.1 ton

Niveles 3 y 4

M = + 7.32 t-m
M = - 10.4 t-m
V = 6.30 ton

Para los marcos de los ejes B y C:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 13.9 t-m
M = - 19.7 t-m
V = 12.1 ton

Niveles 3 y 4

M = + 4.96 t-m
M = - 11.0 t-m
V = 8.15 ton

Para los marcos de los ejes 1 y 6:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 19.4 t-m
M = - 23.6 t-m
V = 11.2 ton

Niveles 3 y 4

M = + 8.63 t-m
M = - 13.0 t-m
V = 4.40 ton

Para los marcos de los ejes 2,3,4 y 5:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 16.4 t-m
M = - 24.7 t-m
V = 13.4 ton

Niveles 3 y 4

M = + 5.77 t-m
M = - 13.9 t-m
V = 9.13 ton

Los desplazamientos de entrepiso que se presentan para el 100% del sismo en dirección "x" y 30% en dirección "y" son:

Nivel	desplazamientos		desplazamientos	
	100% "x"	30% "y"	30% "x"	100% "y"
	(dirección x)		(dirección y)	
PB	0.73 cm		0.78 cm	
1	1.17 cm		0.62 cm	
2	1.15 cm		0.69 cm	
3	1.23 cm		0.76 cm	
4	0.88 cm		0.58 cm	

Se puede observar que los desplazamientos obtenidos del análisis son con mucho inferiores a los permisibles por el reglamento, esto es debido a que las secciones de gran parte de las columnas queda regida por la condición de anclaje del refuerzo longitudinal de vigas antes descrita.

Con los elementos mecánicos obtenidos del análisis se procedió a diseñar la estructura de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F. para $Q=2.0$, tomando en cuenta los siguientes factores de resistencia: para flaxocompresión y cortante $F_R = 0.8$ y para flexión $F_R = 0.9$.

Con lo anterior se obtienen los armados de columnas que se muestran en la figura 5, en las que se puede observar que los porcentajes de acero longitudinal son un poco mayores a la cuantía mínima (0.476%), debido a que las dimensiones de las columnas quedan determinadas por la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal en vigas y no por resistencia ni por desplazamientos de entrepiso y porque no existe la restricción que se presenta en marcos dúctiles en donde se limita la cuantía al 1% como mínimo.

En la figura 6 se presentan los armados de las vigas, en las cuales se puede observar que el porcentaje de refuerzo es mayor como era de suponerse para $Q=2$ que para $Q=4$. Esto es debido a que los factores de resistencia son iguales para ambos, sin tomarse en cuenta, como en columnas, la diferencia entre los factores de comportamiento sísmico.

CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO USANDO $Q=4$ Y $C=0.6$ (REF1)

Con base en el estudio de la referencia 1 en donde se sugiere que se use el valor de $c=0.6$ en las zonas de alta intensidad para el análisis estático, se procedió a realizar el análisis con dicho coeficiente sísmico y $Q=4.0$ manteniendo los factor de resistencia del RDF-76.

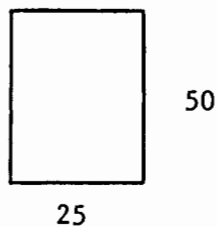
Para dicho análisis las secciones propuestas se tomaron apartir de estructuras reales y comparando las dimesiones que anteriormente se obtuvieron. Con esto las dimensiones propuestas para el análisis fueron las siguientes:

Para las columnas tenemos:

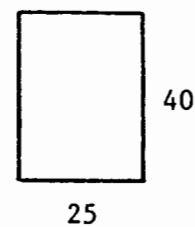
Columna	Niveles	
	PB, 1 y 2	3 y 4
C - 1	50 x 50 cm	40 x 40 cm
C - 2	50 x 55 cm	50 x 50 cm
C - 3	50 x 60 cm	50 x 50 cm

Para las vigas tenemos:

Niveles PB, 1 y 2



Niveles 3 y 4



Para el análisis de la estructura se consideraron las siguientes combinaciones de cargas: CM+CV+CS multiplicado por 1.1 y CM+CV multiplicada por 1.4, obteniéndose los siguientes elementos de diseño:

COLUMNAS

Para el 100% de la fuerza sísmica en dirección "x" y 30% en dirección "y" se tiene:

Columna C - 1

Niveles PB, 1 y 2

P = 63.3 ton
Mx = 18.7 t-m
My = 9.40 t-m
V = 9.11 ton

Niveles 3 y 4

P = 17.9 ton
Mx = 7.13 t-m
My = 4.37 t-m
V = 5.65 ton

Columnas C - 2

Niveles PB, 1 y 2

P = 50.0 ton
Mx = 23.1 t-m
My = 12.7 t-m
V = 12.8 ton

Niveles 3 y 4

P = 18.8 ton
Mx = 10.3 t-m
My = 5.00 t-m
V = 8.00 ton

Columna C - 3

Niveles PB, 1 y 2

P = 94.0 ton
Mx = 22.6 t-m
My = 12.6 t-m
V = 12.1 ton

Niveles 3 y 4

P = 32.5 ton
Mx = 8.90 t-m
My = 3.90 t-m
V = 7.00 ton

Para el 30% de la fuerza sísmica en dirección "x" y 100% en dirección "y" se tiene:

Columna C - 1

Niveles PB, 1 y 2

P = 65.5 ton
Mx = 21.2 t-m
My = 8.70 t-m
V = 9.84 ton

Niveles 3 y 4

P = 18.5 ton
Mx = 8.90 t-m
My = 3.70 t-m
V = 7.00 ton

Columna C - 2

Niveles PB, 1 y 2

P = 73.5 ton
Mx = 10.4 t-m
My = 24.7 t-m
V = 15.0 ton

Niveles 3 y 4

P = 22.2 ton
Mx = 4.80 t-m
My = 12.0 t-m
V = 9.44 ton

Columna C - 3

Niveles PB, 1 y 2

P = 94.4 ton
Mx = 7.90 t-m
My = 32.6 t-m
V = 15.4 ton

Niveles 3 y 4

P = 32.5 ton
Mx = 3.30 t-m
My = 10.2 t-m
V = 8.20 ton

Los elementos mecánicos que se presentan en las vigas son:

Para los marcos de los ejes A y D:

Niveles PB, 1 y 2

M = +13.8 t-m
M = -16.4 t-m
V = 9.35 ton

Niveles 3 y 4

M = +5.70 t-m
M = -8.78 t-m
V = 5.75 ton

Para los marcos de los ejes B y C:

Niveles PB, 1 y 2

M = + 10.6 t-m
M = - 17.0 t-m
V = 11.1 ton

Niveles 3 y 4

M = +5.70 t-m
M = -8.78 t-m
V = 7.50 ton

Para los marcos de los ejes 1 y 6:

Niveles PB, 1 y 2

M = +15.5 t-m
M = -19.8 t-m
V = 10.0 ton

Niveles 3 y 4

M = +6.52 t-m
M = -10.9 t-m
V = 6.12 ton

Para los marcos de los ejes 2,3,4 y 5:

Niveles PB, 1 y 2

M = +12.5 t-m
M = -20.7 t-m
V = 12.0 ton

Niveles 3 y 4

M = +3.54 t-m
M = -12.0 t-m
V = 8.00 ton

Los desplazamientos máximos de entrepiso que se presentan para el 100% del sismo en dirección "x" y 30% en dirección "y" y viceversa son:

Nivel	Desplazamiento 100% x 30% y (dirección x)	Desplazamiento 30% x 100% y (dirección y)
PB	1.52 cm	1.76 cm
1	2.33 cm	2.86 cm
2	2.26 cm	2.84 cm
3	2.11 cm	2.80 cm
4	1.60 cm	2.17 cm

Se puede observar que los desplazamientos en los niveles 1,2 y 3 son muy cercanos a los permisibles por el RCDF-76 (2.88cm) lo cual ocasionó que las dimensiones de las columnas quedaran determinadas por desplazamientos de entrepiso a diferencia de lo obtenido con el RCDF-87.

Con los elementos mecánicos obtenidos del análisis se procedió a diseñar la estructuras con los factores de resistencia del Reglamento de Construcciones del D.F. en su versión 1976 que son los siguientes: el factor de resistencia para flexocompresión es $F_R = 0.85$, para cortante $F_R = 0.8$ y para flexión $F_R = 0.9$.

Con estos factores de resistencia se obtienen los armados de columnas y vigas que se muestran en las figuras 7 y 8 respectivamente en donde se puede observar que se obtienen menores cuantías de refuerzo longitudinal, tanto en columnas como en vigas que cuando se diseña con el RCDF-87 con $Q=4$.

Comparación

Con los resultados obtenidos en cada caso se procedió a realizar un análisis comparativo entre cada una de las estructuras obteniéndose los siguientes resultados:

Para las estructuras diseñadas con el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se observa que las dimensiones de las columnas quedan regidas por condiciones de anclaje en ambos casos, a diferencia del diseñado con $c=0.6$, $Q=4$ y los factores de resistencia del RCDF-76, en donde las secciones quedan determinadas por desplazamientos máximos de entrepiso o por resistencia.

Los armados longitudinales en columnas cuando se usa RCDF-87 y $Q=4$ están regidos por la cuantía mínima impuesta por las Normas Técnicas Complementarias que es del 1%, por otra parte, cuando se usa $Q=2$ se observa que las cuantías son en general menores al 1% debido a las dimensiones tan grandes que resultan en las columnas por especificación de anclaje y a que no se limita el refuerzo longitudinal al 1% como mínimo.

Por otra parte se puede ver que cuando se diseña con $c=0.6$, $Q=4.0$ y los factores de resistencia y desplazamientos del RCDF-76 las secciones quedan regidas por desplazamientos y las cuantías de acero por resistencia. Por lo que respecta al refuerzo por cortante en columnas, tenemos que queda regido por las separaciones máximas impuestas en el reglamento.

En lo que se refiere a vigas, este es el unico elemento en el cual se nota la diferencia entre diseñar con diferentes factores de comportamiento sísmico Q para el RCDF-87. Esto es debido a que el factor de resistencia es el mismo para ambos valores ($Q=4$ y $Q=2$). Además de las observaciones anteriores, se ha realizado una cuantificación del material cuyos resultados se presentan en las tablas siguientes:

COLUMNAS

	Para RCDF-87		Para $c=0.6$ $Q=4.0$
	$Q = 4$	$Q = 2$	
Volumen de concreto.	65.12 m ³	105.5 m ³	76.4 m ³
Acero longitudinal.	6.5 ton	6.6 ton	6.2 ton
Acero transversal.	1.6 ton	1.9 ton	1.7 ton

VIGAS

	Para RCDF-87		Para $c=0.6$ $Q=4.0$
	$Q = 4$	$Q = 2$	
Volumen de concreto.	84.2 m ³	100.9 m ³	84.2 m ³
Acero longitudinal.	10.5 ton	14.0 ton	13.3 ton
Acero transversal.	1.5 ton	1.6 ton	1.5 ton

LOSAS

Para todos los casos los volumenes de concreto y la cantidad de acero es el mismo teniendose:

Volumen de concreto 202.5 m³ Vol. acero 9.4 ton.

TOTALES

	RCDF-87		Para c=0.6 Q=4.0
	Q = 4.0	Q = 2.0	
Volumen de concreto.	351.8 m ³	408.9 m ³	363.1 m ³
Acero longitudinal	26.4 ton.	30 ton.	28.9 ton.
Acero transversal.	3.1 ton	3.5 ton	3.7 ton.

Con base en estos resultados se puede observar que en las columnas el volumen de concreto para Q=2 es mayor que para Q=4. Esto se debe a que se requieren mayores secciones en columnas cuando se usa el Q=2 debido a la longitud de anclaje del refuerzo de las vigas antes descrita, sin embargo, la cantidad de acero longitudinal es practicamente la misma, lo cual se debe a que cuando se aplica un Q=4, esta queda regida por la cuantía mínima del 1% y cuando se aplica el Q=2 no existe tal restricción.

Por lo que respecta al armado transversal resulta ser similar para ambos casos, debido a que queda regido por las separaciones máximas permitidas por el reglamento. Con esto se tiene que a diferencia del RCDF-76 en el cual cuando se diseñaba con Q=4 las separaciones máximas del refuerzo transversal eran mas pequeñas que cuando se usaba Q=2; en la versión del reglamento para 87 no se presentan estas diferencias del armado.

Se puede observar que las vigas son los únicos elementos en los cuales se tiene una diferencia notable en el volumen de materiales al usar factores de comportamiento sismico diferentes, debido a que el F es el mismo para todos los casos, y el refuerzo transversal queda regido por la separación máxima.

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones a las que se puede llegar del estudio que aquí se presenta son las siguientes:

No se presentan diferencias en el refuerzo longitudinal de las columnas diseñadas con diferentes factores de comportamiento sísmico al aplicar el RCDF-87, debido a que la diferencia en Q es compensada directamente con los F.

Las secciones de las estructuras diseñadas con RCDF-87 quedan determinadas por la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas y no por desplazamientos ni por resistencia.

- En el refuerzo longitudinal de las vigas se tiene que el factor de resistencia es el mismo para todos los casos, lo cual conduce a diferencias en el volúmenes de materiales al aplicar diferentes Q.

Para el caso de edificios de concreto, estructurados con marcos no contraventeados, es mas conveniente el diseño con Q=2 cuando se usa RCDF-87, debido a que los armados longitudinales resultantes son realmente calculados y no determinados por especificaciones como sucede con marcos dúctiles.

Por otra parte resulta ser mas económico diseñar con $c=0.6$ y $Q=4$ debido a que el coeficiente sísmico "c" tiene este valor unicamente para las dos zonas descritas en la referencia 2, mientras que para el resto de la zona de lago se usaría un valor de $c=0.4$ lo cual tendría como resultados armados y secciones mas pequeñas en los diferentes elementos y por consecuencia menor cantidad de material.

REFERENCIAS

1. Ortega, R. y Guerrero, J. J. "Requerimientos de resistencia impuestos por el sismo del 19 de septiembre de 1985 en edificios de concreto". Trabajo de Investigacion 1, Division de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingenieria, UNAM. Mexico D.F. Marzo 1988.
2. Iglesias, J. et al. "Estudio de las intensidades del sismo de 19 de septiembre en la Ciudad de México." Universidad Autonoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, junio de 1987.
3. Maison, B. and Neuss, C. "SUPER-ETABS, a report to the National science Foundation." J. G. Bowkamp INC, January 1983.
4. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México D.F., 6 de Julio de 1987.
5. "Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño por Sismo". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México D.F., 5 de Noviembre de 1987.
6. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto". Gaceta Oficial del Departamento de Distrito Federal, Mexico D.F., 26 de Noviembre de 1987.
7. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM. Julio de 1977.

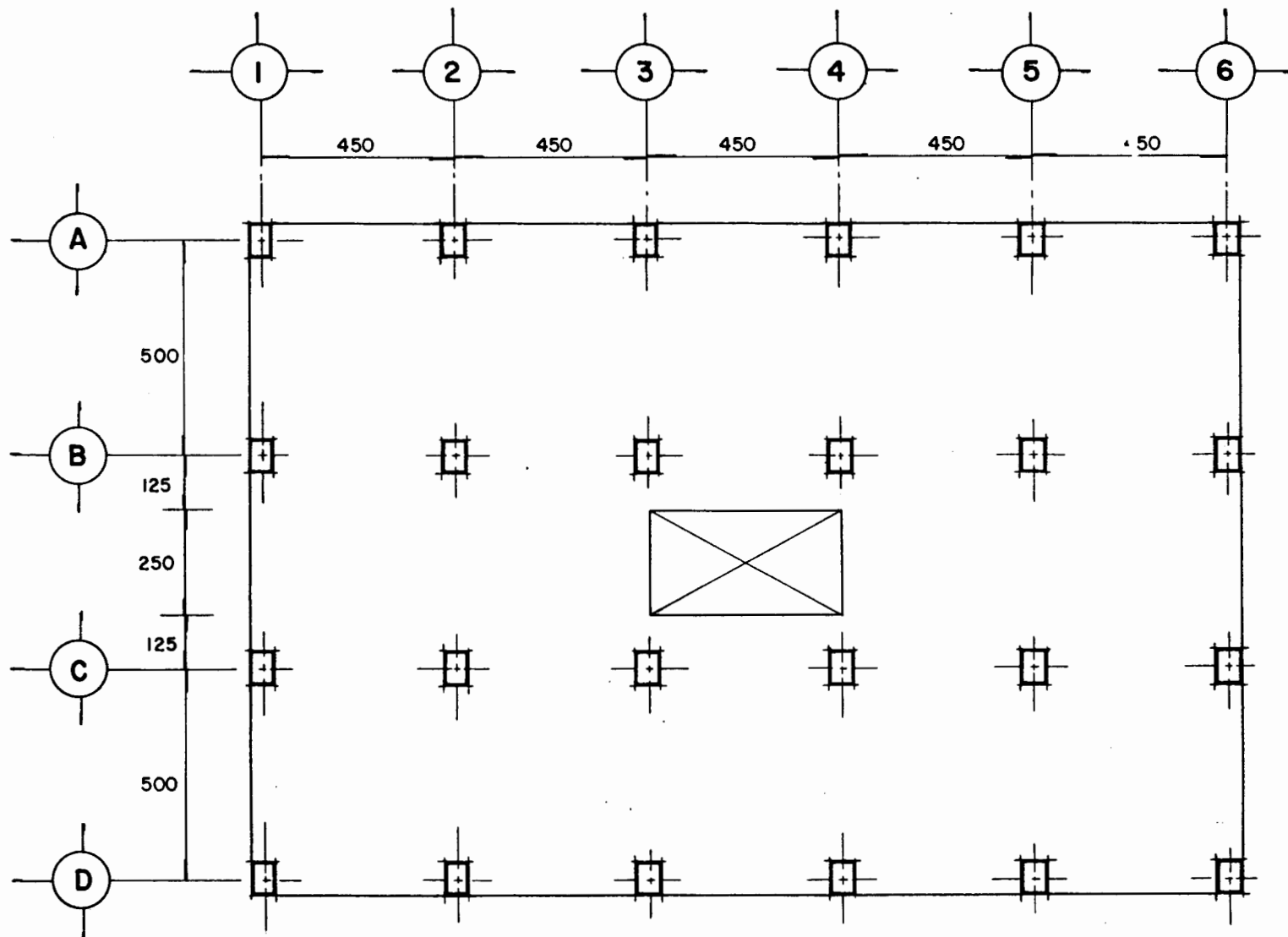


FIG. 1 PLANTA TIPO

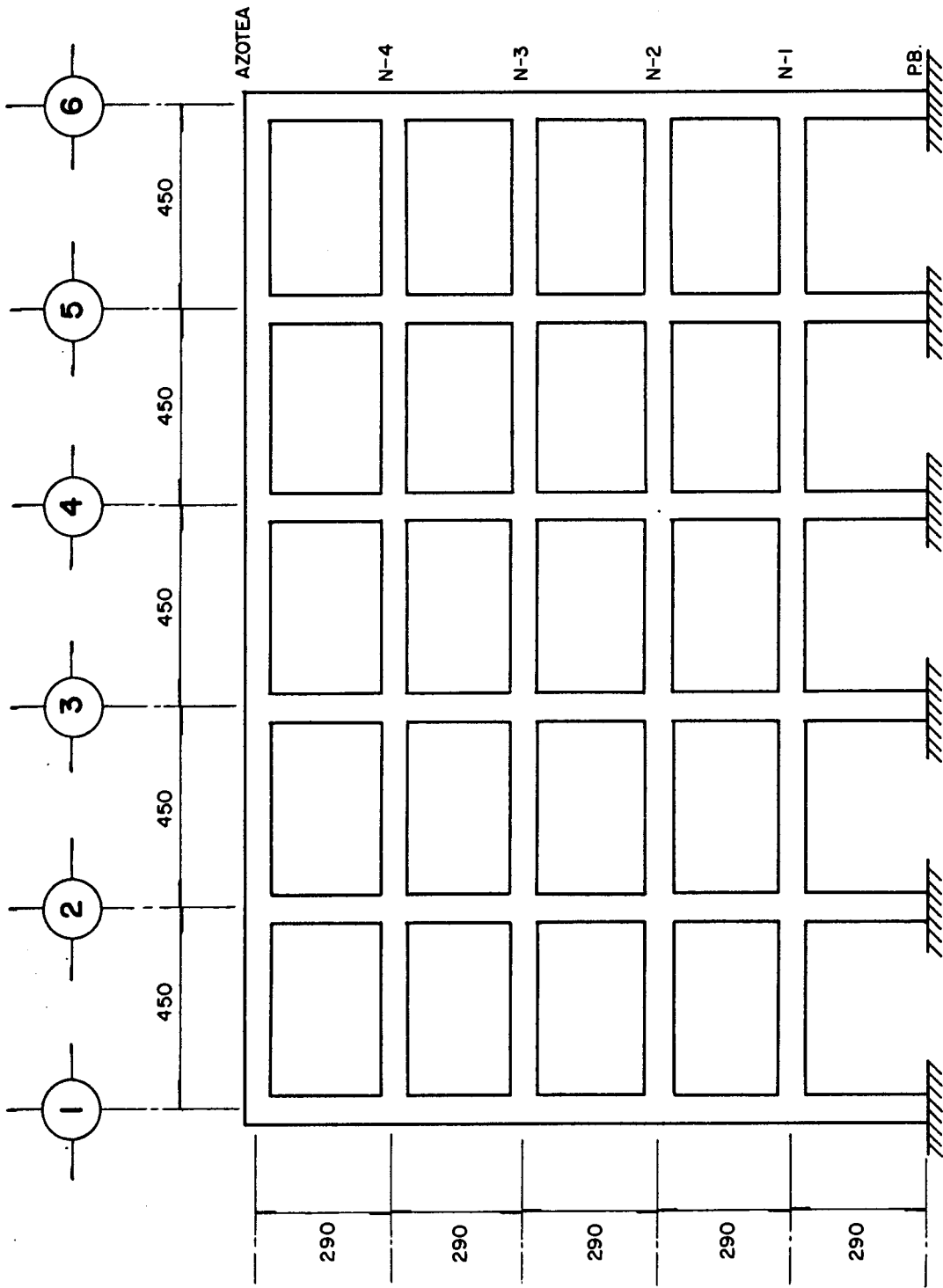
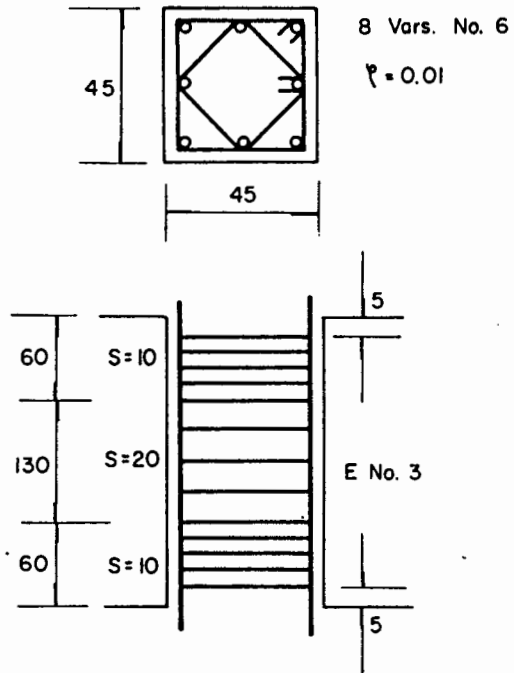
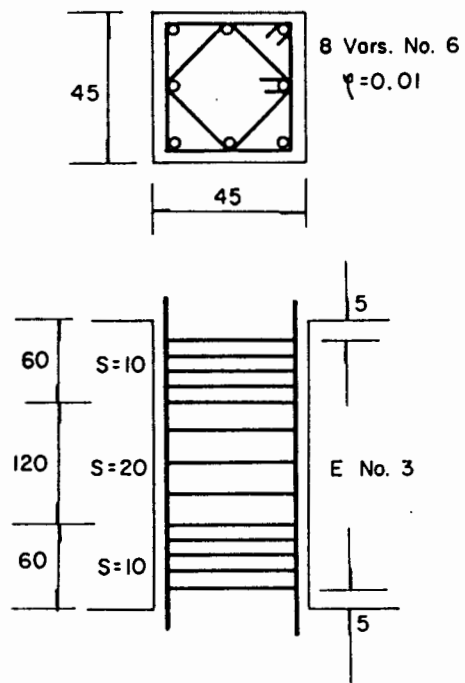


FIG. 2 ELEVACION MARCOS A, B, C y D

Niveles
P.B., 1 y 2

Niveles
3 y 4

Columna C-1



Columna C-2

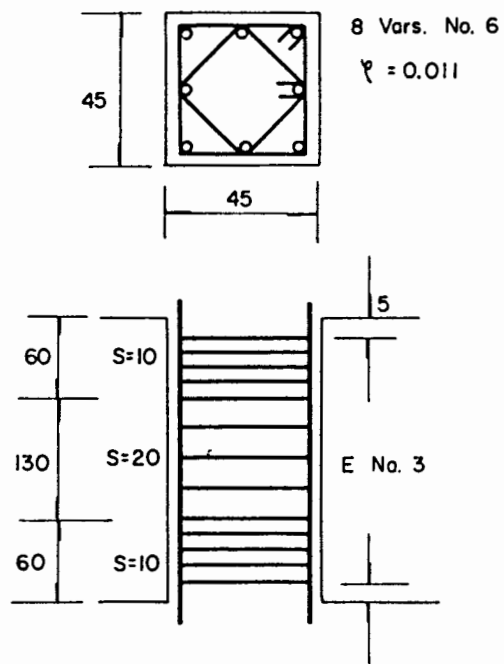
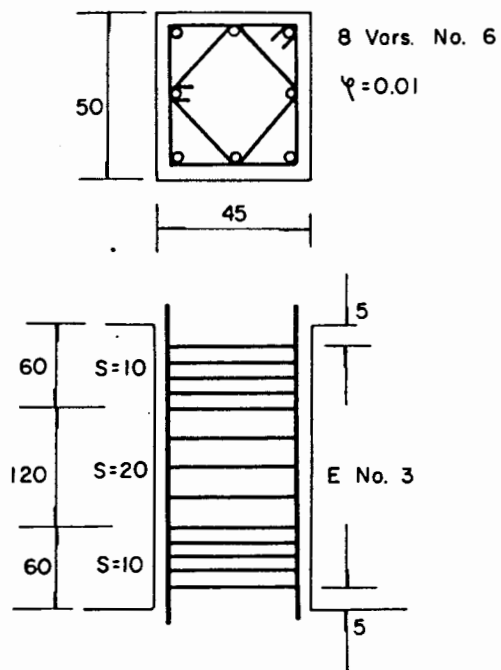
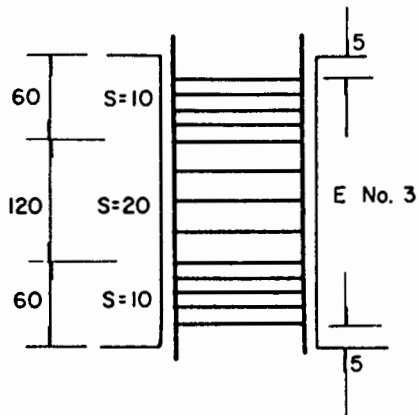
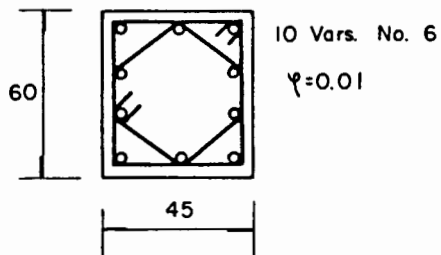


Fig. 3 Armado de columnas usando RCDF-87 y Q=4

Niveles
P.B., 1 y 2
Columna C-3



Niveles
3 y 4

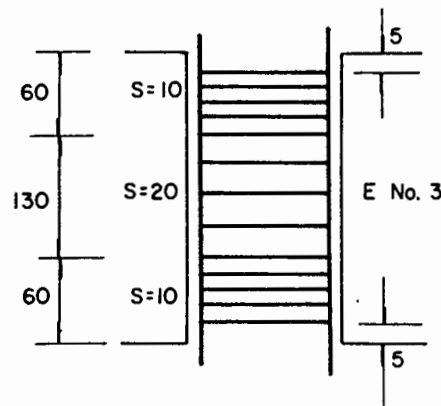
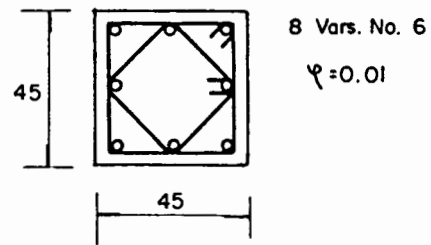
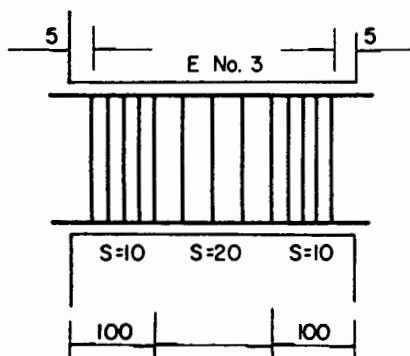
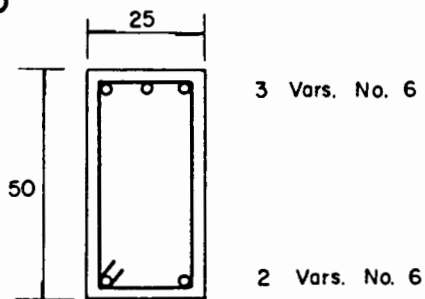


Fig. 3a Continuación

Niveles
P.B., 1 y 2
Ejes Ay D



Niveles
3 y 4

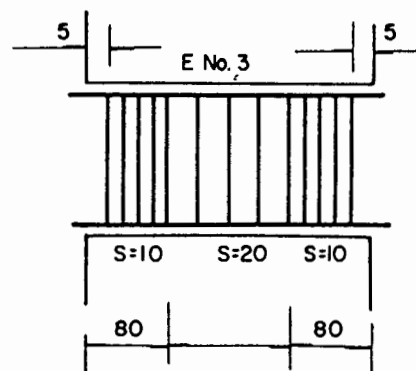
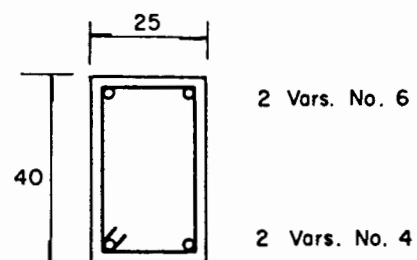


Fig. 4 Armado de vigas usando RCDF-87 y Q=4

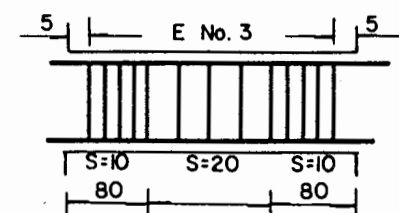
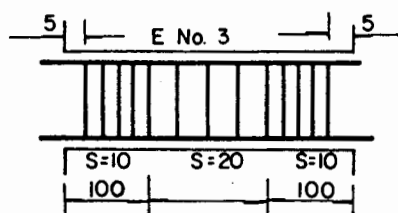
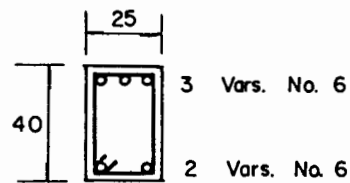
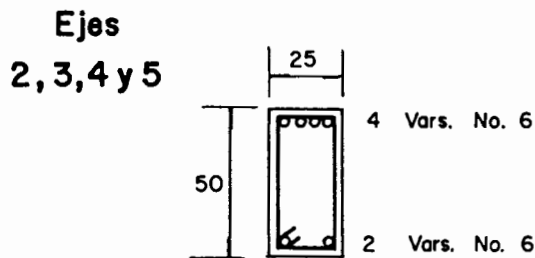
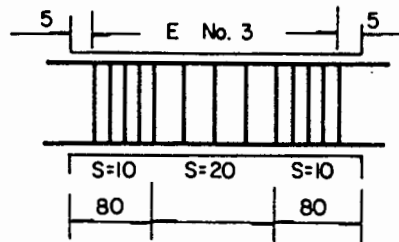
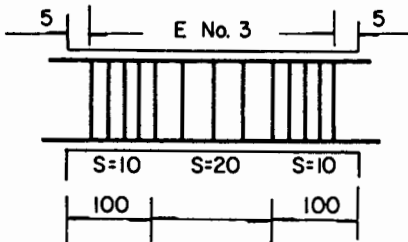
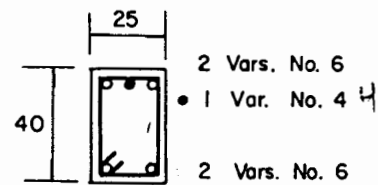
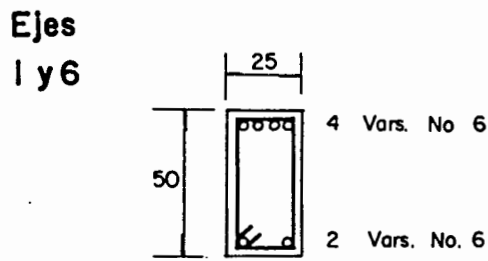
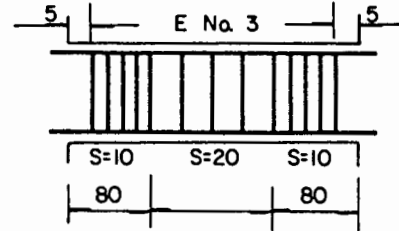
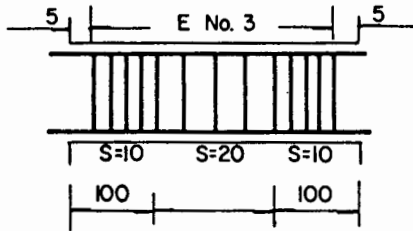
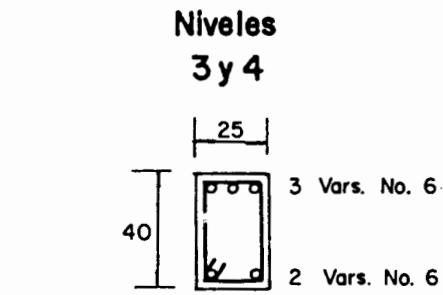
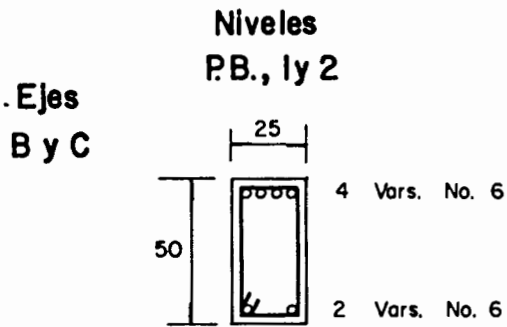
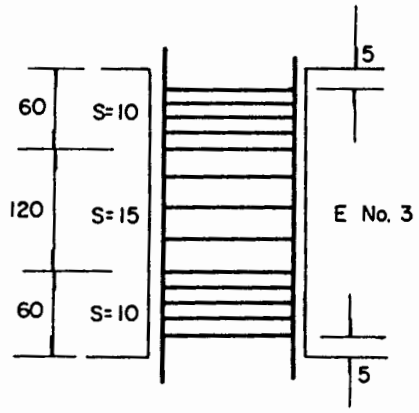
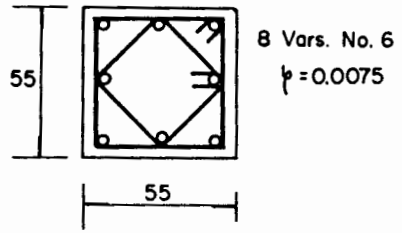


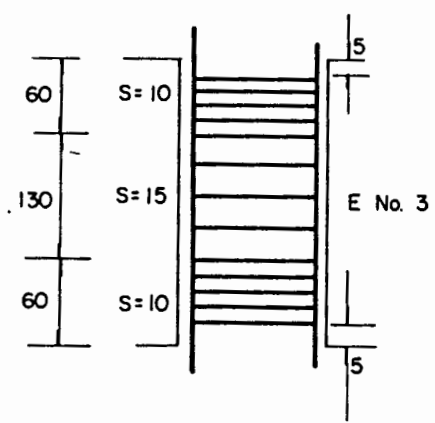
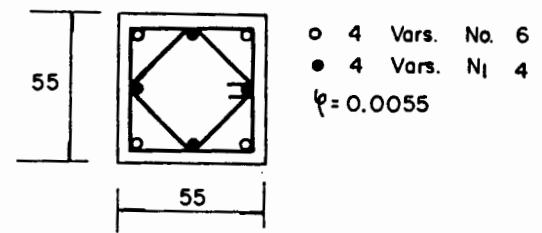
Fig. 4a Continuación

**Niveles
PB., 1y2**

Columna C-1



**Niveles
3y4**



Columna C-2

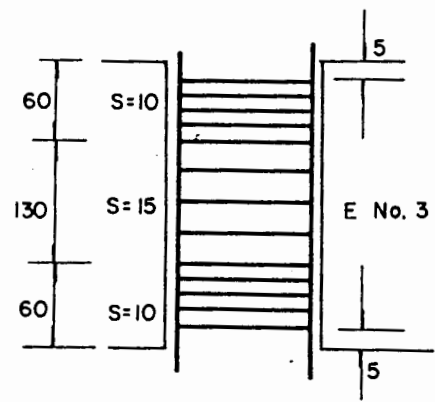
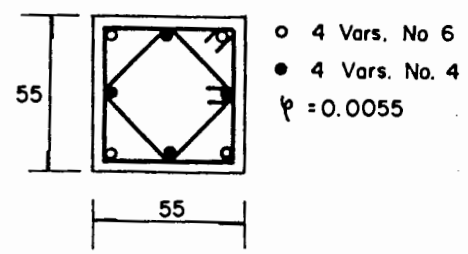
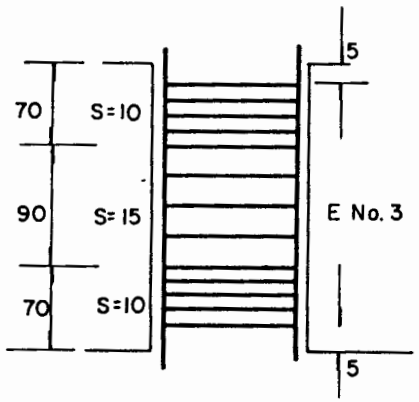
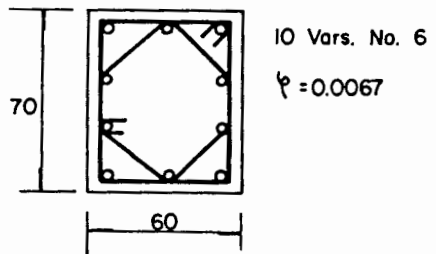
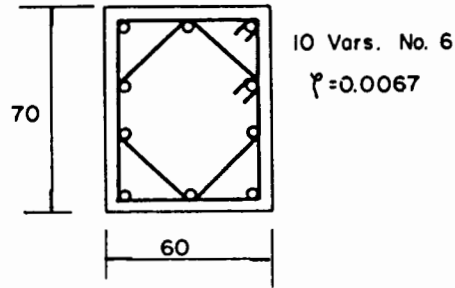


Fig. 5 Armado de columnas usando RCDF-87 y Q=2

Columna C-3

**Niveles
P.B., 1y2**



**Niveles
3y4**

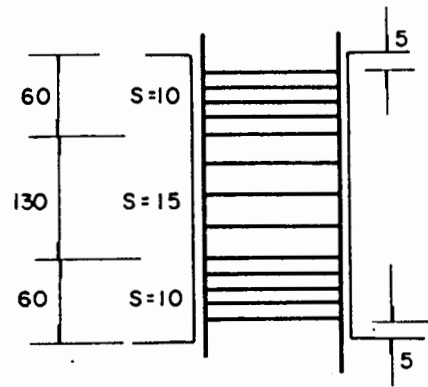
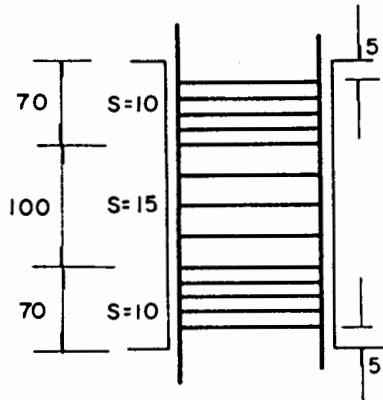
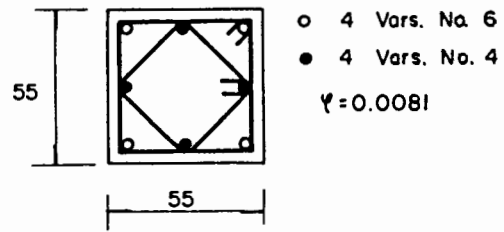
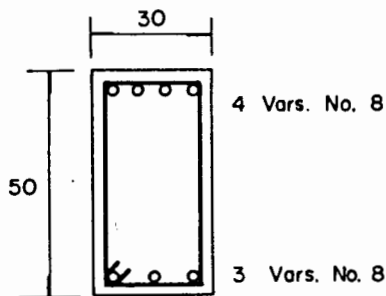


Fig. 5a Continuación

**Niveles
P.B., 1y2**

Ejes 1y6



**Niveles
3y4**

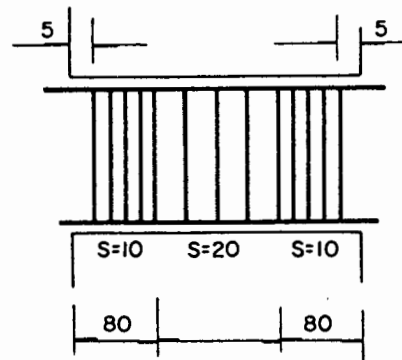
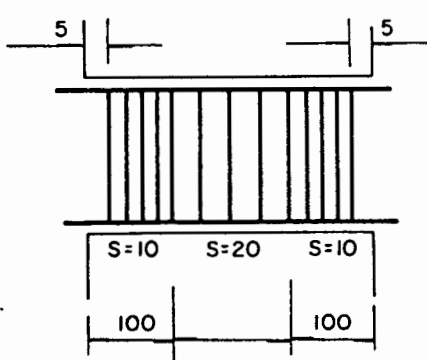
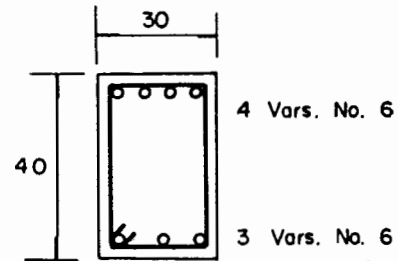
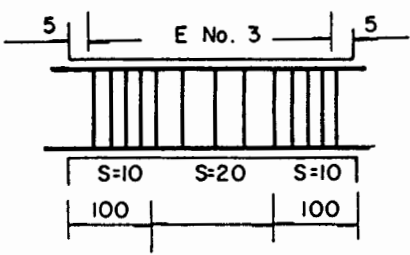
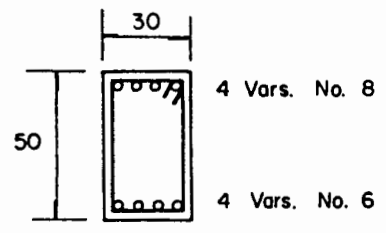


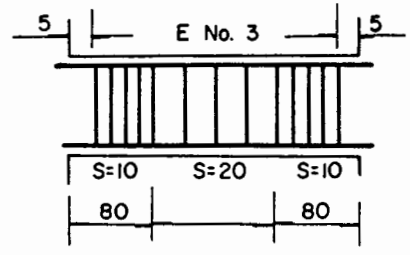
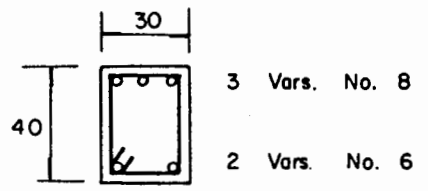
Fig. 6 Armado de vigas usando RCDF-87 y Q=2

**Niveles
P.B., 1y2**

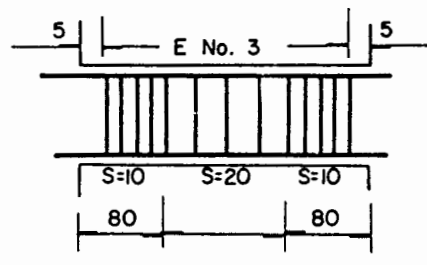
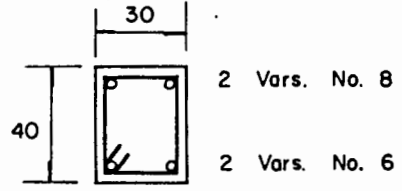
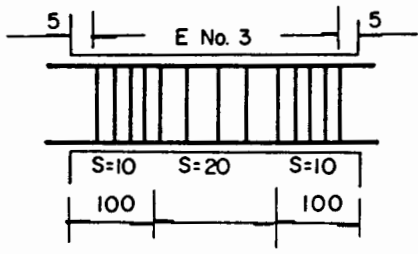
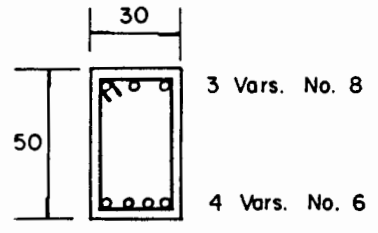
**Ejes
2,3,4y5**



**Niveles
3 y 4**



**Ejes
A y D**



**Ejes
B y C**

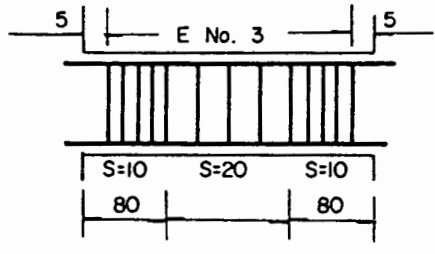
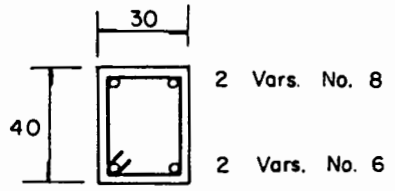
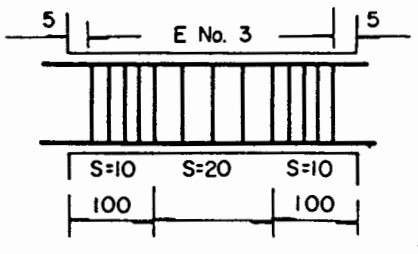
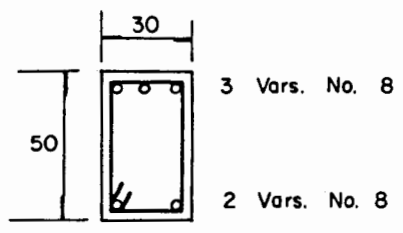
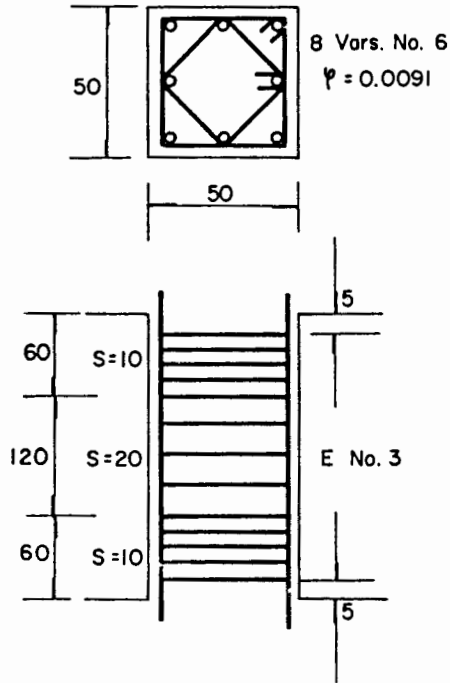


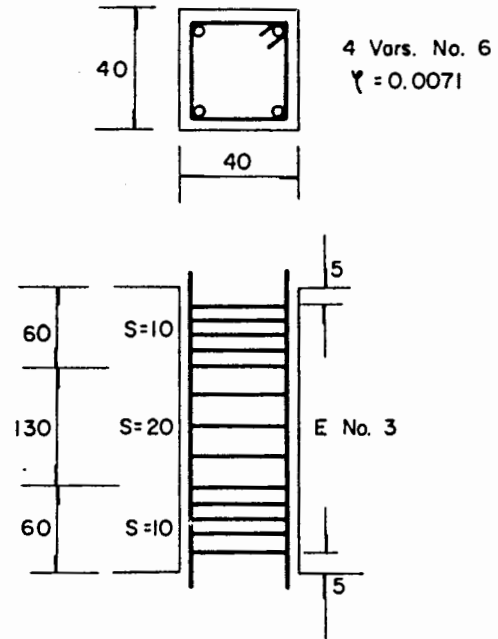
Fig. 6a Continuación

Niveles
P.B., 1 y 2.

Columna C-1



Niveles
3 y 4



Columna C-2

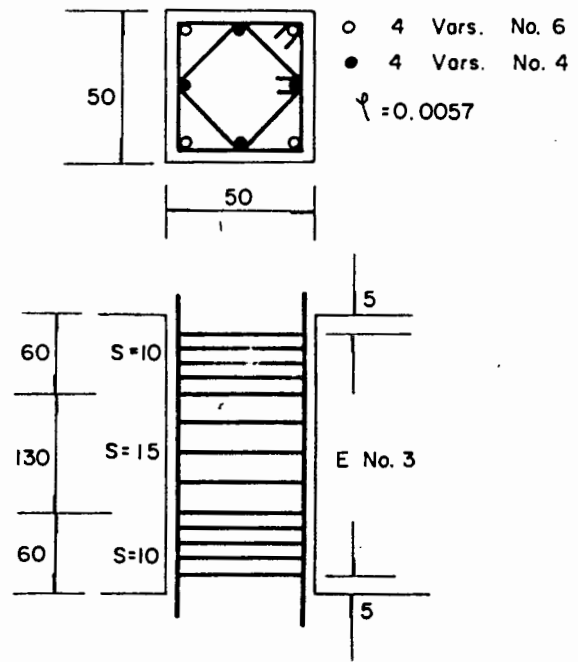
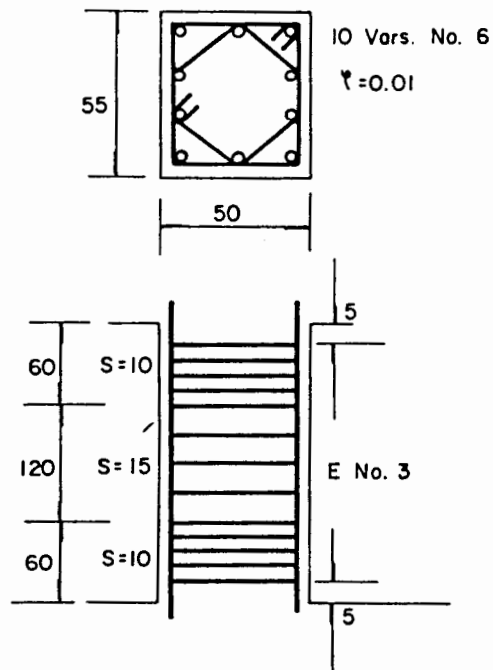
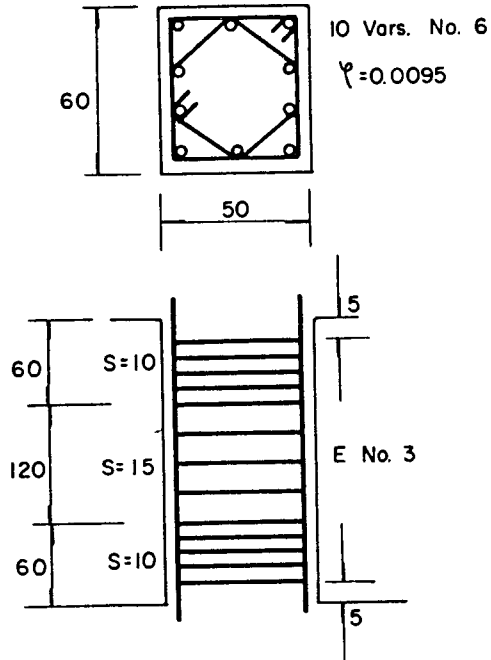


Fig. 7 Armado de columnas usando $c=0.6$ y $Q=4$

**Niveles
P.B., 1 y 2**

Columna C-3



**Niveles
3 y 4**

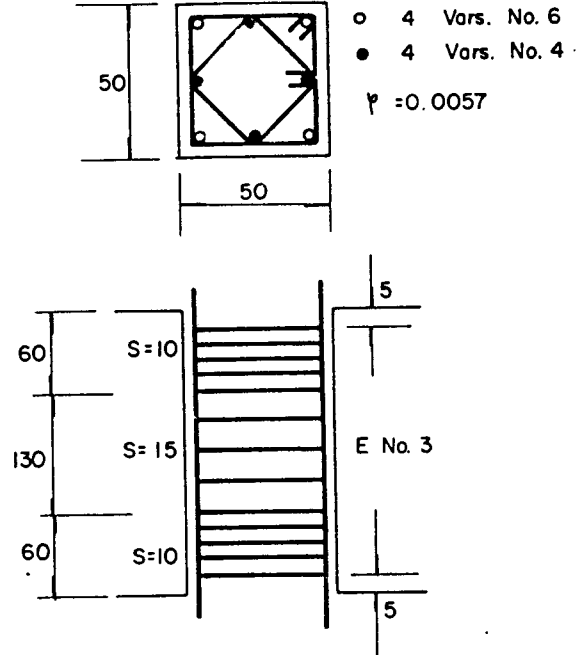
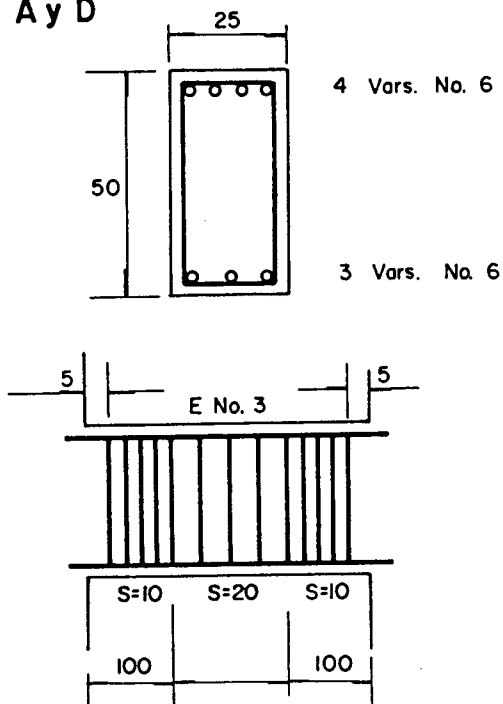


Fig. 7a Continuación

**Niveles
P.B., 1 y 2**

Ejes A y D



**Niveles
3 y 4**

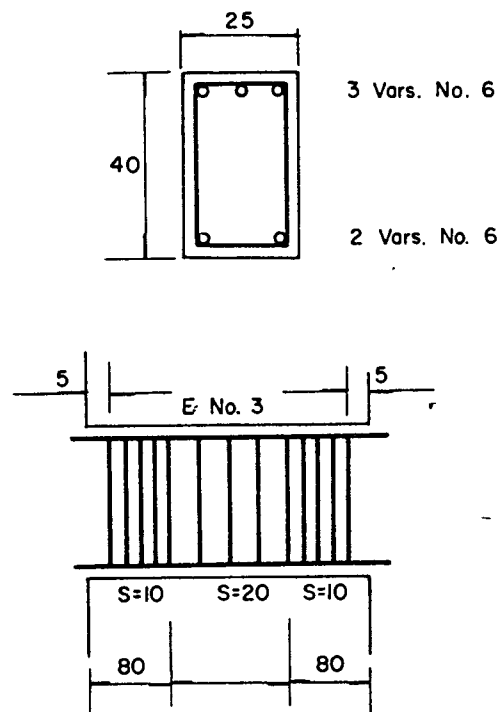
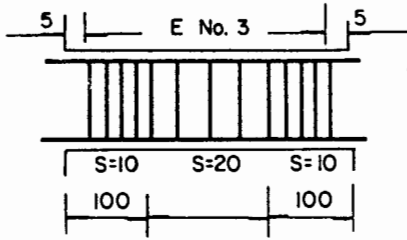
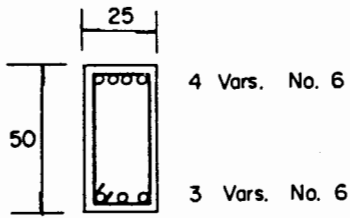


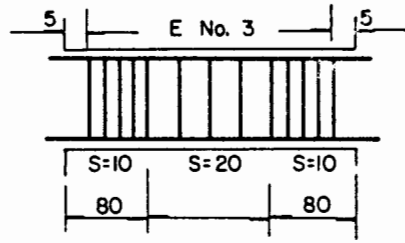
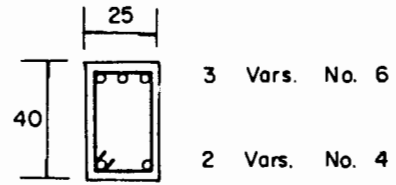
Fig. 8 Armado de vigas usando $C=0.6$ y $Q=4$

Ejes
B y C

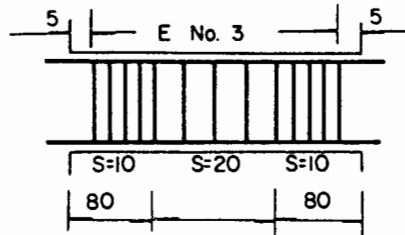
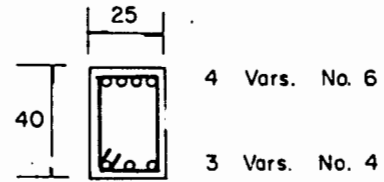
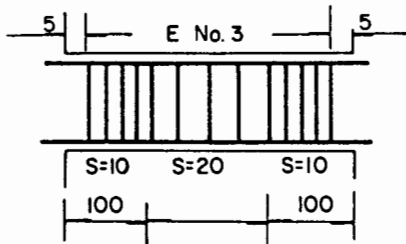
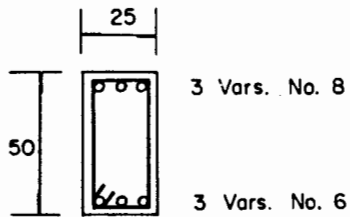
Niveles
P.B., 1y2



Niveles
3 y 4



Ejes
2, 3, 4 y 5



Ejes
1 y 6

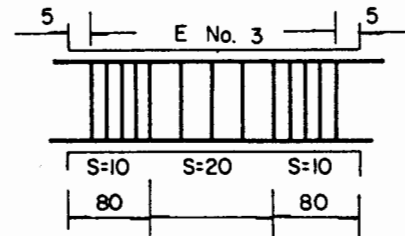
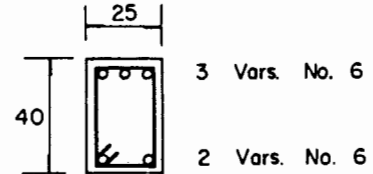
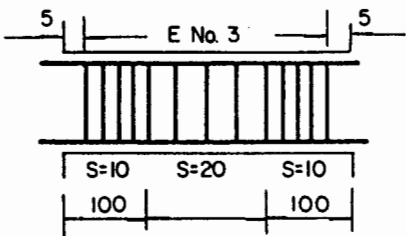
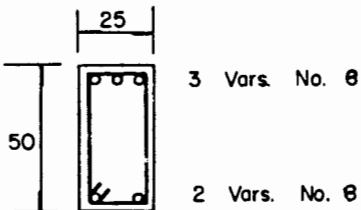


Fig. 8a Continuación

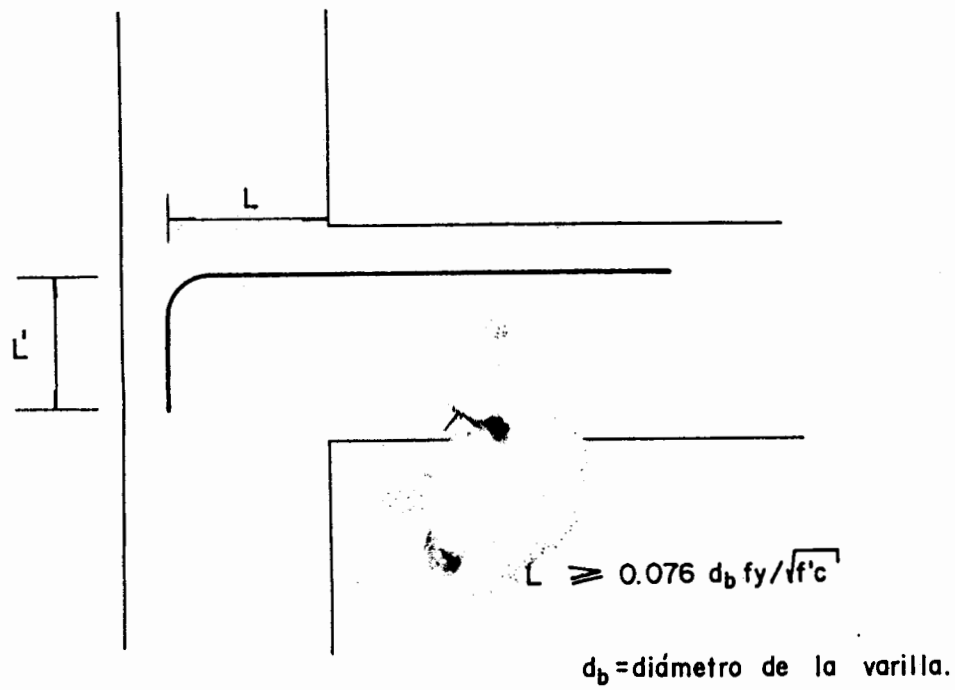


Fig. 9 Anclaje del refuerzo longitudinal en vigas

F-DEPFI
MOOOL
1988

G(2)

18049