

23  
2ej

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON

DISEÑO DE COLUMNAS RECTANGULARES DE  
CONCRETO REFORZADO CONFORME AL  
RCDDF — 87''

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
EDUARDO RAMIREZ RODRIGUEZ

TELIS CON  
FALLA DE ORIGEN





## **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.

# CONTENIDO

	Pag.
I.- Introducción .....	1
II.- Mecanismos de falla .....	4
2.1. Comportamiento de columnas sujetas a flexocompresión .....	4
2.2. Modos de falla .....	5
2.2.1. Compresión pura .....	5
2.2.2. Cálculo de la falla balanceada.....	6
2.2.3. Falla por compresión del concreto.....	8
2.2.4. Falla por tensión en columnas .....	9
2.3. Estados límite de falla .....	11
2.3.1. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño conforme al RCDDF-87 .....	11
2.3.2. Diagrama de interacción .....	12
III.- Efectos de esbeltez .....	20
3.1. Comportamiento y variables principales .....	20
3.1.1. Restricción lateral de los extremos de columnas .....	20
3.1.2. Altura de columnas .....	21
3.1.3. Longitud efectiva de pandeo .....	21
3.1.4. Miembros en los que pueden despreciarse - los efectos de esbeltez según el RCDDF-87.	25
3.2. Método de amplificación de momentos del RCDDF-87.	26
IV.- Diseño plástico .....	29
4.1. Datos de diseño .....	29
4.1.2. Combinaciones de acciones de diseño o últimas .....	29
4.2. Diseño a flexocompresión .....	30
4.3. Diseño por cortante .....	32

	Pag.
4.3.1. Datos de diseño por cortante .....	32
4.3.2. Diseño por cortante conforme el RCDDF-87..	32
4.4. Revisión del diseño de columnas .....	35
<b>V.- Columnas dúctiles .....</b>	<b>37</b>
5.1. Requisitos generales conforme al RCDDF-87 .....	37
5.2. Miembros a flexión .....	37
5.2.1. Requisitos geométricos .....	38
5.2.2. Refuerzo longitudinal .....	38
5.2.3. Refuerzo transversal .....	38
5.2.4. Requisitos por fuerza cortante .....	38
5.3. Miembros a flexocompresión .....	39
5.3.1. Requisitos geométricos .....	39
5.3.2. Resistencia mínima a flexión .....	40
5.3.3. Refuerzo longitudinal .....	42
5.3.4. Refuerzo transversal .....	42
5.3.5. Requisitos para fuerza cortante .....	43
5.4. Uniones Viga - Columna .....	44
5.4.1. Requisitos generales .....	44
5.4.2. Refuerzo transversal .....	44
5.4.3. Resistencia a fuerza cortante .....	45
5.4.4. Anclaje del refuerzo .....	46
<b>VI.- Conclusiones .....</b>	<b>77</b>
6.1. Programa para computadora personal .....	77
6.2. Lenguaje Basic .....	77
6.3. Diagramas de flujo .....	80
6.4. Presentación del programa .....	103
6.5. Ejemplo de corridas .....	111
6.6. Conclusiones .....	114

## CAPITULO I. INTRODUCCION

Los daños causados por los sismos y otros fenómenos naturales a las construcciones, han obligado al hombre desde tiempos muy remotos a desarrollar técnicas para la mitigación de esos daños. Estas técnicas son el fruto de la experiencia, del estudio y de la investigación. Para que esas técnicas sean conocidas y aplicadas por todos aquéllos que construyen, se les agrupa en documentos denominados Reglamentos de Construcción.

Un reglamento de construcción es entonces un documento de carácter legal que impone requisitos mínimos de seguridad que deben cumplirse en una ciudad o en una circunscripción administrativa. Los reglamentos tienen como principal objetivo defender los intereses de la sociedad, logrando que las construcciones resulten seguras, pero dentro de un marco de economía, para que se optimice el beneficio de las inversiones que la propia sociedad hace al construir.

Para un profesionista involucrado en la construcción un reglamento es un documento de apoyo que aparte de orientarlo sobre la forma como debe proyectar y construir las edificaciones a su cargo, le sirve de respaldo legal a sus decisiones.

En la Ciudad de México el primer Reglamento de Construcciones que incluyó normas para el diseño sísmico de las edificaciones data de 1940. Las recomendaciones para la consideración del efecto sísmico, eran, sin embargo, muy simplistas de acuerdo con el escaso conocimiento que en aquella época se tenía sobre el comportamiento sísmico de las edificaciones.

A medida que la Ciudad fué creciendo y se fueron construyendo nuevos edificios más altos con estructuras a base de marcos con claros cada vez más grandes, ese primer reglamento resultó inadecuado, como quedó de manifiesto por los daños ocasionados por el sismo de julio de 1957.

A raíz de ese sismo se promulgó un nuevo reglamento que incluyó por primera vez disposiciones de diseño sísmico que tomaban en cuenta las características dinámicas y de ductilidad de las estructuras así como los efectos de amplificación de la excitación por la naturaleza del suelo. Este reglamento estuvo vigente hasta 1985, con algunos cambios de orden menor que se introdujeron en ediciones subsiguientes.

Los terremotos de septiembre de 1985 tuvieron en la Ciudad de México una intensidad inesperada, razón por la cual causaron daños muy extensos en las edificaciones del Distrito Federal. Esta circunstancia obligó a promulgar un nuevo reglamento editado en 1987, con disposiciones más severas para diseño sísmico.

Como las columnas forman un elemento vital para el comportamiento sísmico de una construcción, las disposiciones reglamentarias vigentes en la Ciudad de México desde 1987 son especialmente severas en lo que se refiere al diseño de ellas.

En esta tesis se presentan las disposiciones de ese nuevo reglamento en relación con las columnas de concreto reforzado de sección rectangular. En primer término, en los capítulos II a V se hace una exposición teórica del comportamiento de secciones de concreto reforzado sujetas a flexocompresión, incluyendo no sólo la determinación de las capacidades nominales últimas por resistencia de la sección sino también los efectos de esbeltez. En estos mismos capítulos se revisan las provisiones reglamentarias relativas a la ductilidad. Para lograr la mejor comprensión de estos conceptos, se presentan al mismo tiempo algunos ejemplos numéricos resueltos manualmente.

En virtud de la rapidez y precisión que pueden tenerse aplicando computadoras en los procesos de cálculo, se estimó conveniente complementar esta tesis con el desarrollo de un programa integral de computadora que pudiese aplicarse al diseño de columnas conforme al Reglamento de Construcciones de D.D.F.-

de 1987.

Tomando en cuenta la gran difusión que actualmente tienen las computadoras personales en los despachos de cálculo de estructuras (PC, por sus siglas en inglés) se decidió elaborar -- ese programa en lenguaje BASIC para computadora PC.

Este programa se presenta en el capítulo VI, toma en cuenta la geometría del elemento, los efectos de esbeltez, la ductilidad y calcula la capacidad de carga mediante el trazo del diagrama de interacción que es la representación gráfica de las -- combinaciones de carga axial y de momento flexionante que puede resistir la columna con el armado y dimensiones previamente propuestos. El Programa calcula también la capacidad a la fuerza cortante de la columna y proporciona el refuerzo transversal -- que debe colocarse en el elemento, mediante estribos. Todo lo anterior se realiza para las diversas zonas sísmicas del área metropolitana y aplicando los criterios de diseño plástico del reglamento de 1987.

Con el objeto de comprobar la bondad del programa elaborado, se resolvieron por computadora los mismos problemas resueltos numéricamente en los capítulos II a V, con resultados de -- una concordancia satisfactoria.

El autor de esta tesis espera que este programa resulte -- una aportación útil para los ingenieros y estudiantes que de -- seen calcular columnas con base en el reglamento vigente en el D.F.

### CAPITULO II.- MECANISMOS DE FALLA

#### 2.1. Comportamiento de Columnas sujetas a flexocompresión

Una columna sujeta a carga  $P$  y momento  $M$  puede alcanzar su resistencia bajo distintas combinaciones de  $M$  y  $P$ , que van desde el punto de carga axial máxima  $P_o$  y momento flexionante nulo (caso de compresión simple), hasta la de momento máximo  $M_o$  y -- carga axial nula (caso de flexión simple).

Lo anterior se puede representar en forma gráfica, llamada diagrama de interacción:

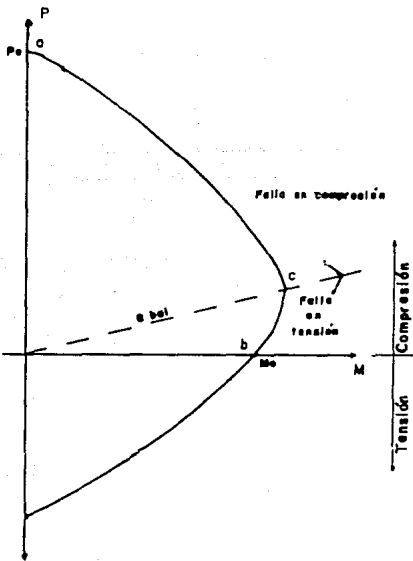


Fig. 2.1 Diagrama de interacción



## 2.2. Modos de falla

El tipo de falla depende esencialmente de la relación entre momento y carga axial en el colapso. En el diagrama de interacción mostrada en la fig. 2.1, el punto C separa la zona de fallas en compresión de la de fallas en tensión; y recibe el nombre de punto de falla balanceada.

La flexocompresión del concreto reforzado por el método plástico se representa esquemáticamente como sigue:

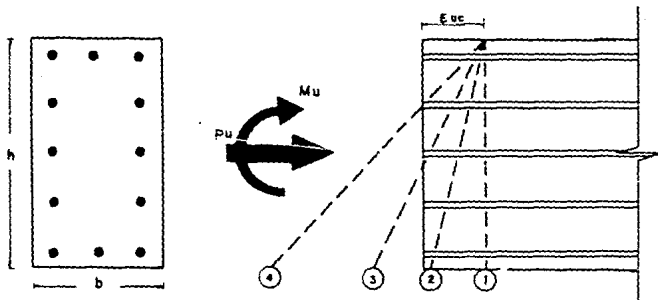


Fig. 2.2 Representación de la flexocompresión por el Método Plástico.

### 2.2.1. Compresión Pura

La resistencia de un elemento de concreto simple sujeto a compresión axial puede estimarse como el producto del 85% del esfuerzo medido en un cilindro de control ( $f'_c$ ), ensayado en --

las mismas condiciones, por el área de la sección transversal del elemento ( $A_g$ ).

Si se adiciona refuerzo longitudinal a un espécimen de concreto simple y se utiliza el refuerzo transversal necesario para mantener las barras longitudinales en su posición durante el colado, la carga máxima se obtiene bajo las mismas condiciones que un prisma de concreto simple, es decir, a una deformación unitaria del orden de 0.002. La falla se produce a una deformación unitaria de 0.003. De lo anterior la resistencia a compresión pura se obtiene tomando en cuenta el punto 1 de la fig. 2.2.

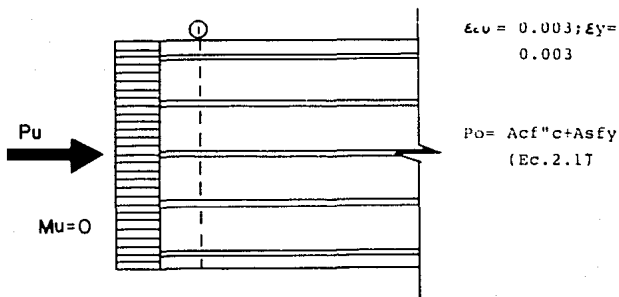
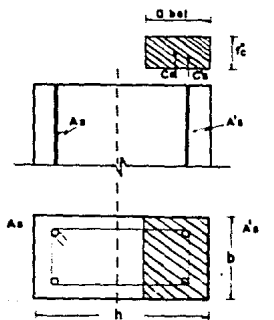


Fig. 2.3 Compresión pura

### 2.2.2. Cálculo de la falla balanceada

Se llamará columna balanceada aquella en la que simultáneamente alcanzan su resistencia en compresión el concreto (a una deformación unitaria  $\epsilon_c = 0.003$ ) y el acero alcanza su esfuerzo de fluencia.

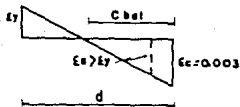
Para el cálculo de la carga balanceada  $P_{bal}$  con la excentricidad " $e_{bal}$ ", se hará de acuerdo a la siguiente figura y con las hipótesis que marca el RCDDF-87, las cuales se enunciarán más adelante.



$$\begin{aligned} a_{bal} &= 0.8 C_{bal} \\ C_c &= f''_{cb} a_{bal} \\ C's &= A_s' f_y \\ T &= A_s f_y \end{aligned}$$

(fig. 2.4a)

Por equilibrio de fuerzas

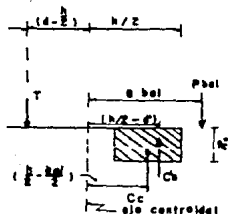


$$\sum F_y = 0$$

$$P_{bal} = C_c + C's = T$$

$$P_{bal} = f''_{cb} a_{bal} + A_s' f_y - A_s f_y \quad (Ec.2.2)$$

Tomando momentos con respecto al eje de simetría



$$\sum M = 0$$

(fig. 2.4c)

$$(P_{bal}) e_{bal} - A'sfy (h/2-d) - f''c b_{abal} (h/2 - abal/2) - A_sfy(d-h/2) = 0$$

( Ec. 2.3)

$$e_{bal} = \frac{f''c b_{abal} (\frac{h-abal}{2}) + A'sfy(h/2-d') + A_sfy(d-h/2)}{P_{bal}}$$

$$M_{bal} = P_{bal} \times e_{bal}$$

### 2.2.3. Falla por compresión del concreto

De acuerdo con lo visto en el diagrama de interacción - - (Fig. 2.1), cuando las excentricidades son pequeñas y las cargas considerablemente grandes, la falla en la columna se presenta por compresión en el concreto al alcanzar su máxima deformación unitaria, con valores del orden de  $E_c = 0.003$ .

Si el valor de la excentricidad "e" en una columna es menor que la excentricidad balanceada  $e_{bal}$ , la falla se presentará como lo describe el párrafo anterior, es decir por compresión del concreto; ya que esto requiere un incremento del bloque de compresión  $C_c$ , trasladándose el eje neutro hacia el acero en tensión, por lo tanto un incremento de "a", profundidad del bloque de esfuerzos y de "c", profundidad del eje neutro.

Pueden presentarse dos casos de falla en compresión del concreto:

a) El acero de tensión no fluye

De acuerdo con la fig. 2.4b,  $f_s$  es una tensión, pero siendo  $f_s < f_y$ , las ecuaciones 2.2 y 2.3 quedaría como sigue:

$$P_u = f''c b a + A'sfy - A_s f_s$$

Tomando momentos con respecto a T:

$$P_u e' = f''c b a (d - \frac{a}{2}) + A'sfy(d-d')$$

siendo  $e'$ , la distancia de  $P_u$  al centro de gravedad del armado en tensión.

- b) Si toda la sección está comprimida y  $f_s$  es una compresión.

De acuerdo a la fig. 2.4c, por equilibrio de fuerzas:

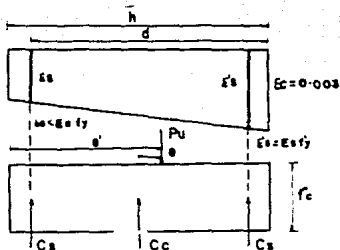
$$P_u = f'c b h + A's f_y + A_s f_s$$

si  $A's = A_s$  y  $e=0$

$$P_u = f'c b h + A_s f_y = P_o$$

donde:  $A_s =$  Area total del refuerzo.

si hacemos una suma de momentos con respecto a  $A_s$ :



$$P_u e = f'c b h (d - h/2) + A's f_y (d - d')$$

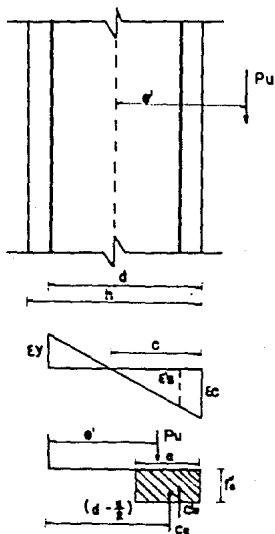
(fig. 2.5)

#### 2.2.4 Falla por tensión en columnas

Quando la excentricidad es grande, la resistencia del elemento se alcanzará cuando el acero de tensión llegue a su esfuerzo de fluencia. Esto se debe a que la acción del momento flexionante es considerablemente mayor que la carga axial, siendo el límite cuando la carga es nula y sólo actúa el momento. (Flexión simple).

Para excentricidades mayores que la excentricidad balanceada  $e_{bal}$ , la falla en la columna se producirá por fluencia del

acero, ya que al fluir el acero el centro de gravedad se desplaza hacia la zona de compresión, reduciendo esta área y provocando la ruptura del concreto como consecuencia secundaria (fig. - 2.6).



Por equilibrio

$$\Sigma F_y = 0$$

$$P_u = f'_c b a + A'_s f_y - A_s f_y$$

Por MAS = 0

$$P_u e' = f'_c b a (d - \frac{a}{2}) + A'_s f_y (d - d')$$

(Ec. 2.4)

( fig. 2.6)

Estas ecuaciones son semejantes a las de la falla balanceada salvo que  $a < a_{bal}$  y que la fluencia de acero  $A_s$  de tensión se produce antes que la deformación máxima del concreto.

## 2.3 Estados límite de falla

### 2.3.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño conforme al RCDDF-87

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a  $0.85 F^*c$  si

$$F^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

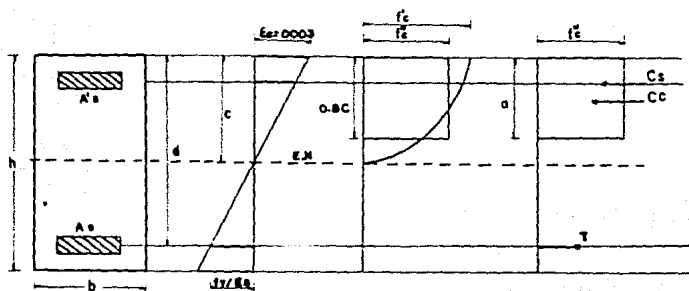
e igual a

$$(1.05 - \frac{F^*c}{1250})F^*c \quad \text{si } F^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, sea o no torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a  $E_s$  y una recta horizontal que pase por la ordenada co --

respondiente al esfuerzo de fluencia del acero,  $f_y$ . En aceros que no presentan fluencia bien definida, la recta horizontal - pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo-convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002.

Suponiendo la sección transversal de una columna con el armado indicado, las hipótesis se interpretan como sigue:



### 2.3.2. Diagrama de interacción

Un diagrama de interacción para flexión y carga axial es la representación gráfica de todas las combinaciones de carga axial y momento flexionante en una dirección principal, que causa la falla de una sección.

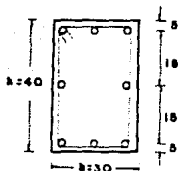
Las combinaciones de  $P_u$  (carga axial de diseño) y  $M_u$  (momento flexionante de diseño) de falla se obtienen a partir de un análisis plástico de la sección, basado en las hipótesis del inciso 2.3.1.



El diagrama de interacción se obtiene determinando varios-puntos que lo definan. La mejor manera de entender lo anterior-es mediante un ejemplo que lo ilustre.

### Ejemplo

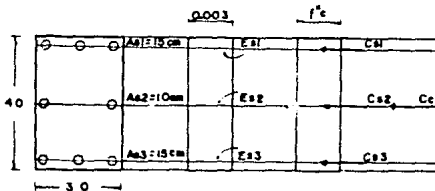
Determinar el diagrama de interacción de la siguiente sección.



### Datos

$$\begin{aligned}
 f'c &= 200 \text{ kg/cm}^2 & P'c &= 0.85 f'c \\
 Fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f''c &= 0.8 f'c \\
 As &= 8 \# 8 & f''c &= 136 \text{ kg/cm}^2 \\
 F.R. &= 0.8
 \end{aligned}$$

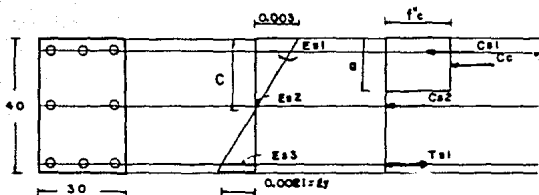
Obtención del punto a compresión pura:



$$P_o = f''c A_g + A_s f_y = (C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3}) F.R.$$

$$P_o = (136 \times 30 \times 40 + 40 \times 4200) 0.8 = 264960 \text{ kg.} \quad P_o = 264.96 \text{ ton.}$$

Obtención del punto de falla balanceada: 2



Por triángulos semejantes

$$0.003/c = 0.003 + 0.0021/d \Rightarrow c = 0.003 \times 35 / 0.0051 = 20.59 \text{ cm}$$

$$a = 0.8 c = 0.8 \times 20.59 = 16.47 \text{ cm}$$

$$0.003/20.59 = ES1/15.59 \Rightarrow ES1 = 0.003 \times 15.59 / 20.59 = 0.0022 > E_y$$

$$0.003/20.59 = ES2/0.59 \Rightarrow ES2 = 0.003 \times 0.59 / 20.59 = 0.000086 < E_y$$

$$ES3 = 0.0021 = E_y$$

Esfuerzos en el acero

$$Fs1 = fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fs2 = Es Es2 = 2 \times 10^6 \times 0.000086 = 172 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fs3 = fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerzas en el acero

$$Cs1 = As1 Fs1 = 15 \times 4200 = 63000 \text{ kg} = 63 \text{ ton}$$

$$Cs2 = As2 Fs2 = 10 \times 172 = 1720 \text{ kg} = 1.72 \text{ ton}$$

$$Ts1 = As3 Fs3 = 15 \times 4200 = 63000 \text{ kg} = 63 \text{ ton}$$

Fuerza en el concreto

$$Cc = abf'c = 16.47 \times 30 \times 136 = 67198 \text{ Kg} = 67.198 \text{ ton.}$$

cálculo de P:

$$P = (Cc - Cs1 + Cs2 - Ts1) F.R. = (67.198 - 63 + 1.72 - 63) 0.8 = 55.134 \text{ ton.}$$

Cálculo de M:

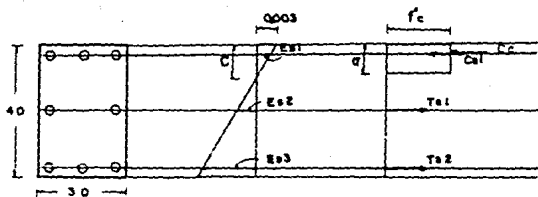
$$M = (ccx(h/2 - a/2) + (CS1x(h/2 - 5) + (CS2x(0) + CS3x(h/2 - 5)))F.R$$

$$M = (67.198 \times 0.1176 + 63 \times 0.15 + 1.72 \times 0 + 63 \times 0.15) 0.8 = 21.442 \text{ ton-m}$$

$$\therefore P = 55.134 \text{ ton}$$

$$M = 21.442 \text{ ton-m}$$

Obtención de un punto cercano a Mo:3



suponiendo  $C = 10 \text{ cm} \Rightarrow a = 0.8c = 0.8 \times 10 = 8 \text{ cm}$

Por triángulos semejantes

$$0.003/10 = ES1/5 \Rightarrow ES1 = 0.003 \times 5/10 = 0.0015 < E_y$$

$$0.003/10 = ES2/10 \Rightarrow ES2 = 0.003 \times 10/10 = 0.003 > E_y$$

$$0.003/10 = ES3/25 \Rightarrow ES3 = 0.003 \times 25/10 = 0.0075 > E_y$$

Esfuerzo en el acero

$$FS1 = E_s ES1 = 2 \times 10^6 \times 0.0015 = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS2 = F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS3 = F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza en el acero

$$CS1 = AS1 FS1 = 15 \times 3000 = 45000 \text{ kg} = 45 \text{ ton.}$$

$$TS1 = AS2 FS2 = 10 \times 4200 = 42000 \text{ kg} = 42 \text{ ton.}$$

$$TS3 = AS3 FS3 = 15 \times 4200 = 63000 \text{ kg} = 63 \text{ ton.}$$

Fuerza en el concreto

$$Cc = abf'c = 8 \times 30 \times 136 = 32640 \text{ kg} = 32.64 \text{ ton.}$$

Cálculo de P:

$$P = (Cc + CS1 - TS1 - TS2) F.R. = (32.64 + 45 - 42 - 63) 0.8 = -21.888 \text{ ton.}$$

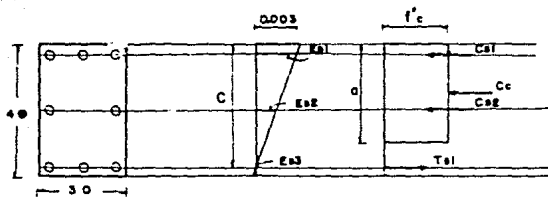
Cálculo de M:

$$M = (32.64 \times 0.16 - 45 \times 0.15 + 63 \times 0.15) 0.8 = 17.138 \text{ ton-m}$$

$$P = -21.888 \text{ ton.}$$

$$M = 17.138 \text{ ton-m.}$$

Obtención de un punto en la zona de falla por compresión 4



$$\text{suponiendo } c = 35 \text{ cm} \Rightarrow a = 0.8 c = 0.8 \times 35 = 28 \text{ cm}$$

Por triángulos semejantes

$$0.003/35 = ES1/30 \Rightarrow ES1 = 0.003 \times 30 / 35 = 0.00257 > E_y.$$

$$0.003/35 = ES2/15 \Rightarrow ES2 = 0.003 \times 15 / 35 = 0.00129 < E_y.$$

$$ES3 = 0$$

Esfuerzo en el acero

$$FS1 = Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS2 = ES2 = 2 \times 10^6 \times 0.00129 = 2580 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS3 = 0$$

Fuerza en el acero

$$CS1 = AS1 FS1 = 15 \times 4200 = 63000 \text{ Kg} = 63 \text{ ton}$$

$$CS2 = AS2 FS2 = 10 \times 2580 = 25800 \text{ kg} = 25.8 \text{ ton}$$

$$TS1 = AS3 FS3 = 15 \times 0 = 0 = 0 \text{ ton}$$

Fuerza en el concreto

$$CC = abf_c = 28 \times 30 \times 136 = 114\,240 \text{ Kg} = 114.24 \text{ ton}$$

Cálculo de P:

$$P = (CC + CS1 + CS2 - TS1) F.R. = (114.24 + 63 + 25.8 - 0) 0.8 = 162.432 \text{ ton.}$$

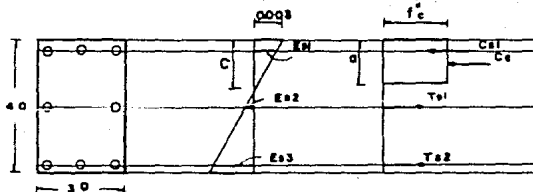
Cálculo de M:

$$M = (114.24 \times 0.06 + 63 \times 0.15 + 0 \times 0.15) 0.8 = 13.043 \text{ ton-m}$$

$$P = 162.432 \text{ ton}$$

$$M = 13.043 \text{ ton-m}$$

Obtención de un punto en la zona de falla por tensión: 5



$$\text{Suponiendo } c = 15 \text{ cm} \Rightarrow a = 0.8c = 0.8 \times 15 = 12 \text{ cm}$$

Por triángulos semejantes

$$0.003/15 = ES1/10 \Rightarrow ES1 = 0.003 \times 10 / 15 = 0.002 < E_y$$

$$0.003/15 = ES2/5 \Rightarrow ES2 = 0.003 \times 5 / 15 = 0.001 < E_y$$

$$0.003/15 = ES3/20 \Rightarrow ES3 = 0.003 \times 20 / 15 = 0.004 > E_y$$

Esfuerzo en el acero

$$FS1 = ES \quad ES1 = 2 \times 10^6 \times 0.002 = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS2 = ES \quad ES2 = 2 \times 10^6 \times 0.001 = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS3 = F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza en el acero

$$CS1 = AS1 \quad FS1 = 15 \times 4000 = 60000 \text{ Kg} = 60 \text{ ton}$$

$$TS1 = AS2 \quad FS2 = 10 \times 2000 = 20000 \text{ Kg} = 20 \text{ ton}$$

$$TS2 = AS3 \quad FS3 = 15 \times 4200 = 63000 \text{ Kg} = 63 \text{ ton}$$

Fuerza en el concreto

$$Cc = abf''c = 12 \times 30 \times 136 = 48960 \text{ kg} = 48.96 \text{ ton}$$

Cálculo de P:

$$P = (Cc + CS1 - TS1 - TS2) \text{ F.R.} = (48.96 + 60 - 20 - 63) 0.8 = 20.768 \text{ ton}$$

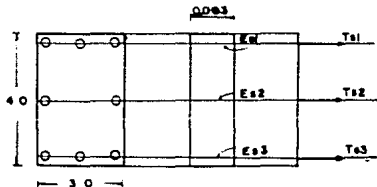
Cálculo de M:

$$M = (48.96 \times 0.14 + 60 \times 0.15 + 63 \times 0.15) 0.8 = 20.244 \text{ ton-m}$$

$$P = 20.768 \text{ ton}$$

$$M = 20.244 \text{ ton-m}$$

Obtención del punto a tensión pura: 6

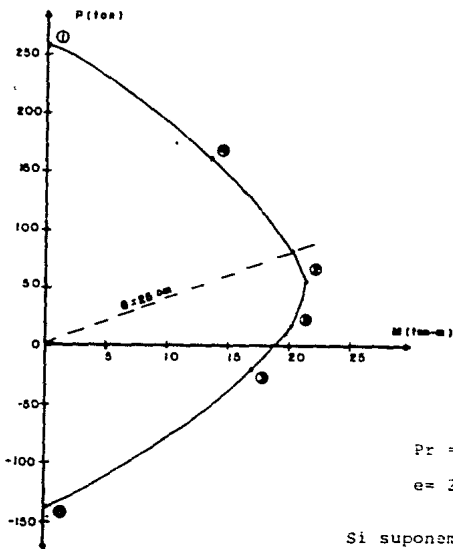


$$P_T = A S f_y = (-T S_1 - T S_2 - T S_3) F.R.$$

$$P_T = (40 \times 4200) 0.8 = 134\,400 \text{ kg}$$

$$P_T = 134.40 \text{ ton.}$$

Con los puntos obtenidos se grafica el diagrama de interacción a escala. Con este diagrama, puede saberse la resistencia de la sección para cualquier combinación de  $P$  y  $M$ . También se muestra la obtención de la resistencia de la columna cuando la carga actúa con una excentricidad de 25 cm.



$$P_r = ?$$

$$e = 25 \text{ cm} = M/P$$

Si suponemos  $P = 100$  ton podemos obtener:

$M$ :

$$M = P e = 100 \times 0.25 = 25 \text{ ton-m}$$

De la gráfica obtenemos:

$$P_r = 78.80 \text{ ton.}$$

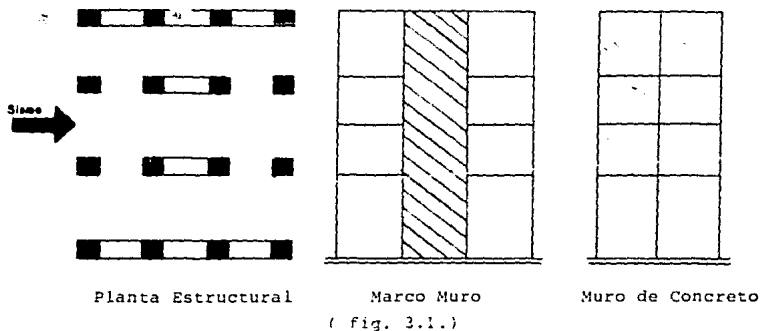
### CAPITULO III. EFECTOS DE ESBELTEZ

#### 3.1 Comportamiento y Variables Principales

El comportamiento de una columna que forma parte de una estructura de concreto reforzado es complejo, debido a que las estructuras generalmente son monolíticas y a que las columnas están restringidas por otros elementos estructurales que influyen en su comportamiento. Se han realizado ensayos de columnas esbeltas que forman parte de marcos de concreto. Sin embargo, la interpretación de su comportamiento requiere un estudio previo del comportamiento de estructuras hiperestáticas. Sólo se describirá la influencia de algunas variables sobre la resistencia de columnas esbeltas que forman parte de estructuras.

##### 3.1.1. Restricción lateral de los extremos de columnas

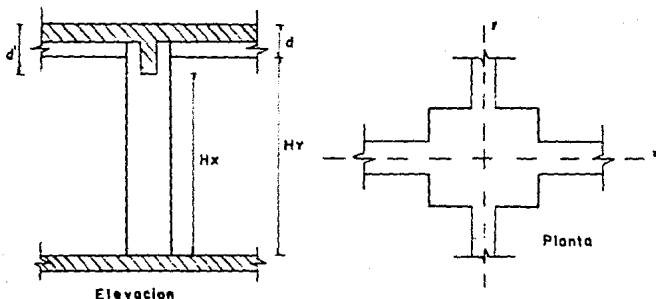
Según el RCDDF, se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no sea menor que el 85% de la rigidez total de entrepiso fig. 3.1.





### 3.1.2. Altura de Columnas

La altura libre, de una columna a flexocompresión es la distancia libre entre elementos capaces de darle a la columna apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, la altura libre será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión fig. 3.2. En aquéllas que soporten losas planas, la altura libre será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa según el caso.



(Fig. 3.2.)

Una columna puede tener inicialmente dos alturas distintas si el peralte de las trabes es distinto.

### 3.1.3. Longitud efectiva de pandeo

La longitud efectiva de pandeo, depende del grado de restricción de la columna en sus extremos y de la posibilidad de que exista desplazamiento lateral relativo. En la fig. 3.3. se

muestran las longitudes efectivas de pandeo de columnas con condiciones ideales de restricción (perfectamente articuladas o perfectamente empotradas).

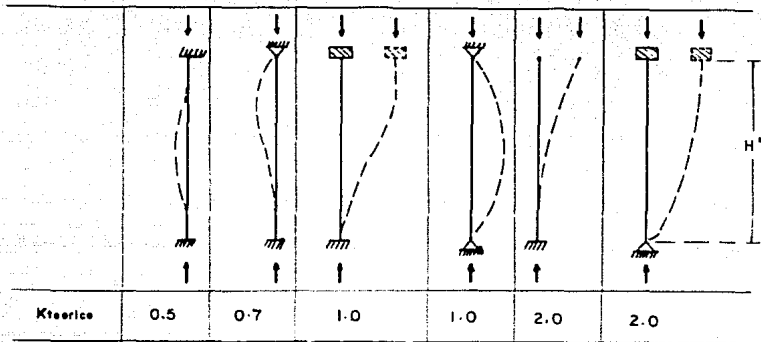


Fig. 3.3 Longitud efectiva de pandeo

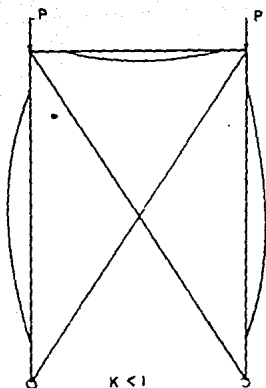
El grado de restricción depende de la relación entre las rigideces de las columnas y de las trabes, la cual puede definirse en la siguiente forma:

$$\psi = \frac{\sum R_{col}}{\sum R_{piso}}$$

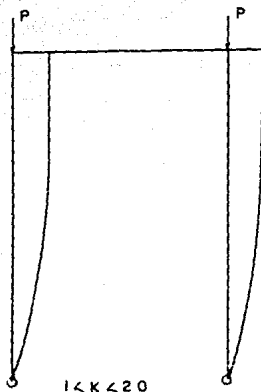
(Ec. 3.1.)

En esta ecuación,  $R$  es la rigidez ( $EI/L$ );  $\sum R_{col}$  se refiere a las columnas que concurren en un nudo en la estructura; y  $R_{piso}$  se refiere a los elementos que forman el sistema de piso y que están contenidos en el plano del marco estructural que se analiza; o sea, que no se incluyen en la suma las rigideces de

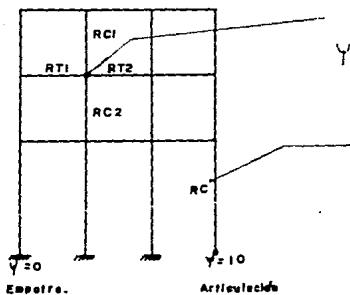
las vigas perpendiculares al marco fig. 3.4.



Movimientos laterales  
Restringidos



Movimientos laterales  
No Restringidos



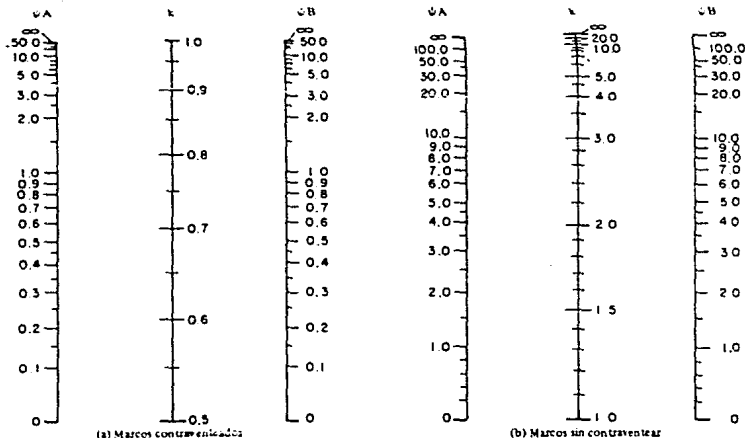
$$\gamma = \frac{\sum R_{col}}{\sum R_{piso}} = \frac{RC1 + RC2}{RT1 + RT2}$$

Rigidez angular de la barra  
(relativa)

(fig. 3.4)

Los nomogramas de la fig. 3.5 nos son útiles para determinar la longitud efectiva de pandeo para miembros a flexocompresión. Para ello es necesario obtener la relación existente de las rigideces de columnas ( $I/L$ ) entre la de los miembros de flección que llegan a un extremo de la columna, es decir, la rigidez ( $I/L$ ) de trapes o vigas.

Una vez obtenida dicha relación y dependiendo del tipo de movimiento que tiene la columna, de las gráficas obtenemos el valor de  $K$  que finalmente multiplicado por la altura de la columna nos dará la longitud efectiva ( $H'$ ) de pandeo de la columna Ec.3.1



$\psi$  = Relación de  $\Sigma (EI/L_c)$  de los elementos en compresión a  $\Sigma (EI/L)$  de elementos en flexión dispuestos en un plano, en el extremo de un elemento en compresión.

$k$  = Factor de longitud efectiva.

Fig. 3.5 Factores de longitud efectiva.

### 3.1.4. Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez según el RCDDP-87.

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación entre  $H^1$  y el radio de giro  $r$ , de la sección en la dirección considerada es menor que  $(34-12 M_1/M_2)$ . Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables ( en la expresión anterior  $M_1$  es el menor y  $M_2$  el mayor de los momentos en los extremos del miembro); el cociente  $M_1/M_2$  es positivo cuando el miembro se flexiona en curva sencilla y negativo cuando lo hace en curva doble fig. 3.6.

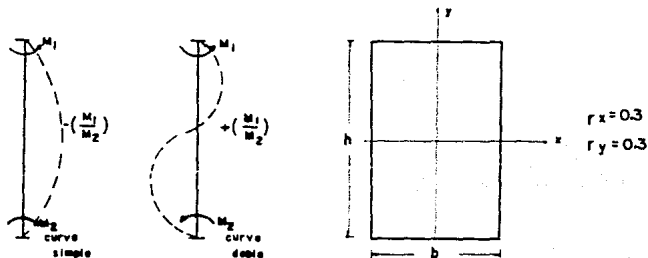
En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a carga vertical, cuando éstas causen desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si  $H^1/r$  es menor que 22.

Extremos restringidos:

$$H^1/r < 34-12 (M_1/M_2) \text{-(Ec.3.2)}$$

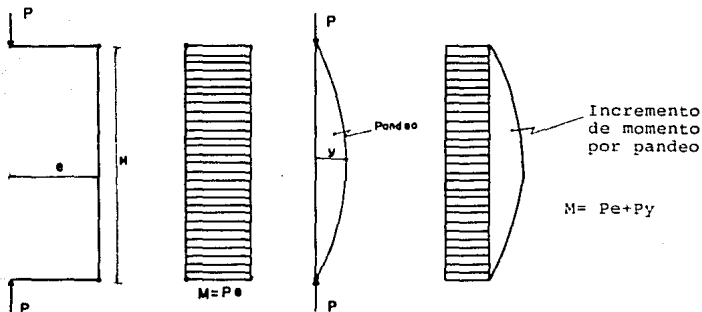
Extremos no restringidos:

$$H^1/r \leq 22 \quad \text{(Ec.3.3)}$$



(Fig. 3.6)

## 3.2. Método de Amplificación de momentos del RCDDF-87



Los miembros sujetos a flexocompresión en los que no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño,  $P_u$ , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado,  $M_c$ , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2S} \quad (\text{Ec.3.4})$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - (P_u/P_c)} \geq 1.00 \quad (\text{Ec.3.5})$$

$$C_m = 0.60 + 0.40 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.40 \quad (\text{Ec.3.6})$$

$$P_c = \frac{P_u \pi^2 EI}{(H')^2} \quad (\text{Ec.3.7})$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + U} \quad (\text{Ec.3.8})$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u/h_e}{R/Q - 1.2} \left( \frac{W_u}{h_e} \right) \quad (\text{Ec.3.9})$$

Donde:

$U$  = Relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

$W_u$  = Suma de las cargas de diseño, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

$R$  = Rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada).

$Q$  = Cantidad adimensional (factor de comportamiento sísmico).

$h_e$  = Altura del entrepiso (entre ejes).

$M_{2b}$  = Es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables. Este momento no se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita.

$M_{2s}$  = Es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables.

$P_u$  = Carga axial de diseño.

$I_g$  = Momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto.

FR= En flexocompresión, se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo -  
esté confinado con zuncho que cumpla con los requisitos de -  
5.3.4. , o con estribos que cumplan con los requisitos  
de 5.3.4.

Ec= Módulo de elasticidad del concreto

$$Ec= 14000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{concreto clase 1}) \quad (\text{Ec.3.10})$$

$$Ec= 8000 \sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{concreto clase 2}) \quad (\text{Ec.3.11})$$

De acuerdo con la práctica común en el D.F. y para simplifi-  
car el proceso de análisis consideramos:

Para los concretos clase 1:  $f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$

Para los concretos clase 2:  $f'c < 250 \text{ kg/cm}^2$



## CAPITULO IV. DISEÑO PLASTICO

## 4.1 Datos de diseño

Para realizar el diseño de una columna rectangular de concreto reforzado debemos conocer sus elementos mecánicos o fuerzas internas (momentos, axiales y cortantes), las cuales se obtienen de los análisis estáticos y dinámicos bajo cargas de servicio.

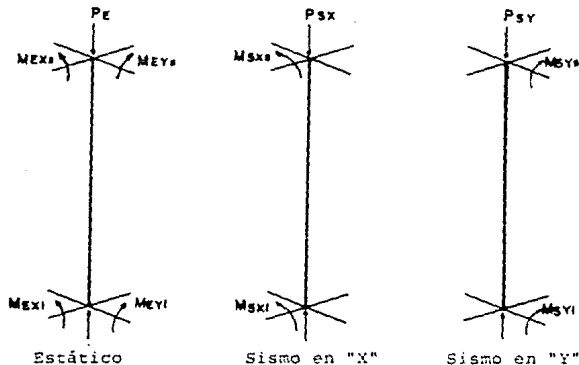


Fig.4.1.)

## 4.1.2 Combinaciones de acciones de diseño o últimas

$$\text{Carga Estática} \begin{cases} F.C = 1.4 \text{ (Estructuras grupo B)} \\ F.C = 1.5 \text{ (Estructuras grupo A)} \end{cases}$$

Las combinaciones que se hacen con las fuerzas internas de la fig. 4.1 son las siguientes:

Carga Estática

$$P_{uE} = P_E \cdot F.C$$

$$M_{uEX} = M_{EX} \cdot F.C$$

$$M_{uEY} = M_{EY} \cdot F.C$$

Excentricidad de diseño.

$$\begin{aligned} \text{MEX2} \quad \text{Maccx} &= \text{PuE} \cdot e_x & 0.05h \leq e_x \leq 2 \text{ cm} \\ \text{MEy2} \quad \text{Maccy} &= \text{PuE} \cdot e_y & 0.05h \leq e_y \leq 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$h$  = Dimensión de la sección en la dirección analizada

Carga estática y sismo en "x". . . F.C. = 1.1

$$\text{PUESX} = ( \text{PE} + \text{Psx} + 0.3 \text{Psy} ) \text{ F.C}$$

$$\text{MTESx} = \text{MEX2} \cdot \text{F.C} - \text{Msx} \cdot \text{F.C}$$

$$\text{MTESy} = \text{MEY2} \cdot \text{F.C} + 0.3 \text{MSy} \cdot \text{F.C}$$

Carga estática y sismo en "y". . . F.C = 1.1

$$\text{PUESY} = ( \text{PE} + \text{PSy} + 0.3 \text{PSx} ) \text{ F.C}$$

$$\text{MTESY} = \text{MEY2} \cdot \text{F.C.} + \text{MSy} \cdot \text{F.C.}$$

$$\text{MTESx} = \text{MEX2} \cdot \text{F.C.} + 0.3 \text{MSx} \cdot \text{F.C}$$

Nota: Este proceso se hace para los datos de la parte superior y los de la parte inferior; tomándose de ellos los más desfavorables para el diseño.

#### 4.2. Diseño a flexocompresión

La columna se debe armar para la condición más desfavorable, pudiéndose utilizar dos alternativas. La primera es mediante la obtención del diagrama de interacción de la sección de la columna, como se describe en el capítulo II, y la segunda utilizando las gráficas de diseño plástico del Instituto de Ingeniería No.-428, las cuales presuponen el diagrama de interacción en forma bidimensional y abarcan una gran variedad de secciones, tipos de refuerzo y condiciones de carga; en las cuales se deben fijar los siguientes valores:

- concreto  $f'_c$ ,  $f^*c$ ,  $f''c$
- Acero  $f_y$
- la relación  $d/h$ ; la cual fija el peralte efectivo

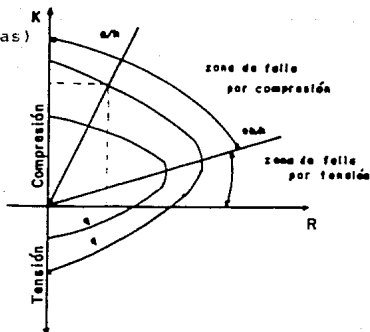
d) calcular

$$q = \frac{P_g f_y}{f''c} \left. \vphantom{\frac{P_g f_y}{f''c}} \right\} K \text{ (De gráficas)}$$

$$\frac{e}{h}$$

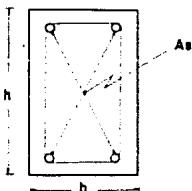
$$K = \frac{P \bar{u}}{FRbh''c}$$

$$R = \frac{Mu}{FRbh^2 f''c}$$



Gráfica Adimensional

El diseño lo podemos realizar suponiendo un  $P_g$  (Porcentaje - de acero) si conocemos las dimensiones de la sección transversal de la columna o viceversa, conocido el  $P_g$  podemos calcular las dimensiones de la sección transversal. Pero según el RCDDF-87, la relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y - la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será - por lo menos igual a 20 cm. El porcentaje de acero no será menor que  $20/f_y$ , ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será de cuatro en columnas rectangulares.



$$20/f_y < P_g < 0.06$$

$$h/b \leq 4$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$P_g = \frac{A_s}{bn} \dots (\text{Ec. 4.1})$$

Donde

$P_g$  = Porcentaje de acero

$A_s$  = Area de acero

Obtenida el As, proponemos un arreglo de varillas y obtenemos la resistencia de la columna para esa combinación por medio del diagrama de interacción o por las gráficas para diseño plástico.

### 4.3 Diseño por Cortante

#### 4.3.1. Datos de diseño por Cortante

Quando la columna está sometida a fuerza cortante se debe diseñar para que resista tales efectos; se tendrá que revisar para las dos direcciones (si es el caso), actuando simultáneamente.

$$1a. \text{ Condición } \begin{cases} VuEx ; PuE \\ VuEy \end{cases}$$

$$2a. \text{ Condición } \begin{cases} VuEx \pm Vsx ; PuE + Psx + 0.3 Psy \\ VuEy + 0.3 Vsy \end{cases}$$

$$3a. \text{ Condición } \begin{cases} VuEx + 0.3 Vsx ; PuE + Psy + 0.3 Psx \\ VuEy + Vsy \end{cases}$$

#### 4.3.2 Diseño por cortante conforme el RCDDF-87

##### a) Refuerzo transversal

En miembros a flexocompresión en los que:

$$Pu < 0.7 Ag f^*c + 2000 As \quad (\text{Ec. 4.2})$$

se tomarán las siguientes ecuaciones:

Si  $P' < 0.01$

$$Vcr = (1 + 0.007(Pu/Ag)) Fr bd (0.2 + 30 P') \sqrt{f^*c} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Si  $p' \geq 0.01$

$$V_{cr} = (1 + 0.007 (P_u / A_g)) 0.5 F_{rbd} \sqrt{f'c} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde:

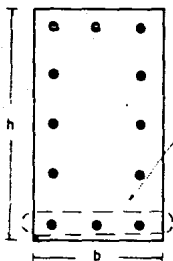
$P'$  = área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o compresión mínima.

$P_u$  = carga axial de diseño

$A_g$  = Área de la sección bruta de concreto

$V_{cr}$  = Fuerza cortante que toma el concreto

Para valuar  $p'$



$$p' = \frac{a_s (4 \text{ varillas})}{bh} \quad (\text{Ec.4.5})$$

si  $P_u > 0.7 A_g f'c + 2000 A_s$  (Ec. 4.6)

se hará variar linealmente  $v_{cr}$  en función de  $P_u$ , hasta cero para:

$$P_u = A_g f'c + A_s f_y \quad (\text{Ec. 4.7})$$

b) Refuerzo por tensión diagonal

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. Para estribos de columnas no

se usará acero de grado mayor que el 42.

$$\text{Si } V_u > V_{cr} \quad S = \frac{FRAVf_yd}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{FRAVf_v}{3.5b} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Donde:

$A_v$  = Area transversal o área del estribo

$V_u$  = Cortante de diseño

$S$  = separación de estribos

Limitaciones:  $S \geq 5 \text{ cm}$

Si  $V_{cr} < V_u \leq 1.5 FRbd \sqrt{f'_c}$  entonces

$$S \leq 0.5 d$$

Si  $V_{cr} < V_u > 1.5 FRbd \sqrt{f'_c}$  entonces

$$S \leq 0.25d$$

en ningún caso  $V_u > 2FRbd f'_c$

si  $V_u < V_{cr}$  entonces se colocarán estribos por especificación.

c) Separación por especificación:

$$S_{max} = (850 / \sqrt{f_y}) \phi_v \quad \text{Donde:}$$

$$S_{max} = 48 \phi_e$$

$\phi_v$  = Diámetro del refuerzo vertical

$\phi_e$  = Diámetro del refuerzo transver  
sal.

$$S_{max} = b/2$$

La separación máxima de estribos, se reducirá a la mitad de la antes mencionada, abajo y arriba de cada unión de columna con travesos o losas, en una longitud no menor que:

10. B ( Dimensión transversal máxima )

- 2o. H/6  
3o. 60 cm.

#### 4.4. Revisión del diseño de Columnas

Cuando la columna trabaja a compresión y flexión en dos direcciones y tiene sección rectangular puede usarse la fórmula de Bresler para la revisión de nuestro diseño y ésta consiste en - que:

$$PR = \frac{1}{(1/PRx) + (1/PRy) - (1/PRO)} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

donde:

PR = carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

PRO = Carga axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x = e_y = 0$

PRx = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$  en un plano de simetría.

PRy = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_y$  en el otro plano de simetría.

La Ec. 4.9 es válida para  $PR/PRO \geq 0.1$ . Los valores de  $e_x$  y  $e_y$  deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad de diseño.

Para valores de  $PR/PRO$  menores que 0.10, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{Mux}{MRx} + \frac{Muy}{MRy} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 4.10})$$

donde:

$M_{ux}$  = Momento de diseño en el eje x.

$M_{uy}$  = Momento de diseño en el eje y.

$M_{Rx}$  = Momento resistente de diseño en el eje x.

$M_{Ry}$  = Momento resistente de diseño en el eje y.



## CAPITULO V. COLUMNAS DUCTILES

### 5.1 Requisitos generales conforme al RCDDF-87

**Ductilidad.**- Es la propiedad que tiene un material de sufrir - grandes deformaciones antes de romperse. La ductilidad es la - propiedad de las estructuras de experimentar grandes deformaciones antes de la falla sin que se incremente el nivel de la fuerza que sobre ellas actúa.

Los requisitos que debe de cumplir un marco o sistema de - marcos para considerarlos como dúctiles son que, deben de ser - colados en el lugar, diseñados por sismo con un factor  $Q=4$ ; o también con el mismo factor  $Q$  a los marcos de estructuras, formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con el requisito 4.5.2 del RCDDF-87, o a marcos y contravientos que cumplan con 4.6 del mismo; en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea por lo menos el 50% de la total, y, así mismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas con  $Q=3$  y formadas por marcos y muros o contravientos que - cumplan con 4.5.2 o 4.6 del RCDDF-87, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea menor que el 50% de la total. En todos los casos anteriores los requisitos se aplicarán también a los elementos estructurales de la cimentación.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor que el 25% de la -- que correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia  $f'c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

### 5.2 Miembros a flexión.

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales, que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vi -

gas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas:

$$P_u \leq Agf'c/10$$

(Ec. 5.1)

#### 5.2.1. Requisitos geométricos

- a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- b) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor que 3.0
- c) La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 25 cm.

#### 5.2.2. Refuerzo longitudinal

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. La cuantía para columnas  $R_g$  no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

En las barras para flexión se permiten traslapes sólo si - en la longitud de traslape se suministra refuerzo transversal - de confinamiento.

#### 5.2.3. Refuerzo transversal

Se suministrarán estribos cerrados del No. 2.5, en cada extremo del miembro sobre una distancia de  $2h$ . El primer estribo - se colocará a 5 cm de la cara del miembro y la separación de los estribos no excederá de a) 0.25d, b) 8  $\mu$ v, c) 24  $\mu$ e y d) 30 cm.

Fuera de la zona definida en el párrafo anterior, la separación de los estribos no será mayor que  $0.5d$  a todo lo largo.

#### 5.2.4. Requisitos por fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se di -

mensionarán de manera que no presenten falla por cortante antes que puedan formarse articulaciones plásticas en sus extremos. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a  $1.25f_y$ .

Como opción, puede dimensionarse con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si al factor de resistencia, FR, se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

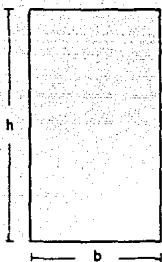
### 5.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que:

$$P_u > A_g f'_c / 10$$

#### 5.3.1 Requisitos geométricos

- a) La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- b) El área,  $A_g$ , no será menor que  $P_u / 0.5 f'_c$  para toda combinación de carga.
- c) La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- d) La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.



- a)  $b \geq 30 \text{ cm}$
- b)  $A_g = bh \geq P_u / 0.5 f'_c$
- c)  $b/n \geq 0.4$
- d)  $H/b \leq 15$

### 5.3.2. Resistencia mínima a flexión

La resistencia a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente:

$$\Sigma M_e \geq 1.5 \Sigma M_g$$

donde:

$\Sigma M_e$  = Es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidas al centro del nudo.

$\Sigma M_g$  = Es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, referidas al centro de éste.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas (fig. 5.2) La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

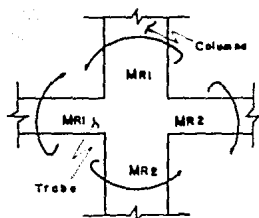
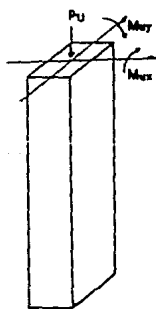


Fig. 5.2. Nudo formado por vigas y columnas .

Al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente,  $M_e$ , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual al doble de la calculada, cuando ésto conduzca a un momento resistente menor. En tal caso, la columna se dimensionará tomando en cuenta el incremento de carga mencionado, fig. 5.3. El factor de resistencia por fleocompresión se tomará igual a 0.8.

Como opción, las columnas podrán dimensionarse con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis, si el factor de resistencia por fleocompresión se le asigna el valor de 0.6.



$$\left. \begin{aligned} e_x &= M_{uy}/P_u = MR_x \\ e_y &= M_{ux}/P_u = MR_y \end{aligned} \right\} \text{Del diagrama de interacción}$$

$$P_u = P_{estática} + P_{sismo}$$

$$\text{si } P_u = 2 P_{sismo}$$

$$\left. \begin{aligned} e_{x1} &= M_{uy}/P_u = MR_{x1} \\ e_{y1} &= M_{ux}/P_u = MR_{y1} \end{aligned} \right\} \text{Del diagrama de interacción}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{si } \begin{matrix} MR_{x1} & MR_x \\ MR_{y1} & MR_y \end{matrix} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} FR &= 0.8 \text{ y} \\ P_u &= P_{est} + 2 P_{sismo} \end{aligned}$$

(fig. 5.3)

### 5.3.3 Refuerzo longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $P_g$  no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

### 5.3.4 Refuerzo transversal

Debe cumplir con los requisitos de 4.3.2, c) y los que se enuncian, no debe ser de grado mayor que el 42 ( $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ ).

En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa, fig. 5.4, a).

En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas,  $A_{sn}$ , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que:

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} S_h c \leq A_{sh} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} S_h c \quad (\text{Ec.5.1})$$

Este refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza, sencillos o sobrepuestos, de número no menor al 3. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblado de  $135^\circ$  seguido de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de  $4/b$ , ni de 10 cm. En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de 5.2.

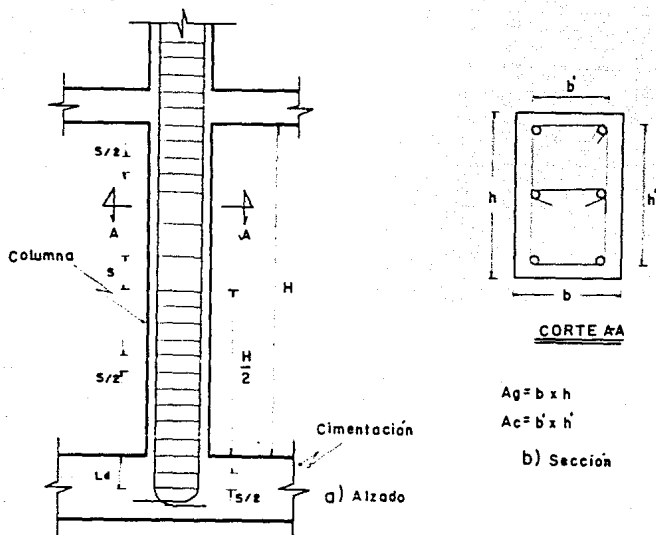


fig. 5.4 Armado de columna (panta baja)

### 5.3.5. Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen las articulaciones plásticas en las vigas. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de  $1.5 \Sigma Mg$ . En el extremo inferior de columnas de planta baja, se usará el momento resistente de diseño que conduzca al mayor momento resistente. En el extremo superior de columnas del

último entreciso, se usará  $1.5 M_g$  ( $M_g$  esta definida en 5.3.2).

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión se puede como opción, diseñar a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un  $FR = 0.5$ .

#### 5.4. Uniones Viga- Columna

##### 5.4.1 Requisitos Generales

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión es  $1.25 f_y$ .

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna fig. 5.5.

Una unión viga-columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

##### 5.4.2 Refuerzo transversal

En un nudo debe suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado en 5.3.4. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.



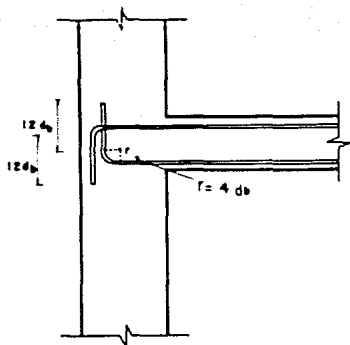


fig. 5.5 Detalle de anclaje del refuerzo de una viga en una columna de borde en zona sísmica.

#### 5.4.3 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. En nudos confinados como dice 5.4.2, la resistencia de diseño a fuerza cortante se toma igual a:

$$V_{cR} = 5.5 \cdot FR \sqrt{f'c} \text{ beh.}$$

en otros nudos

$$V_{cR} = 4.5 \cdot FR \sqrt{f'c} \text{ beh.}$$

La cantidad  $be$  es el ancho efectivo del nudo y  $h$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza. El ancho  $be$  se tomará igual al promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de la o las vigas mas  $h$ .

#### 5.4.4 Anclaje del refuerzo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblé a  $90^\circ$  seguidos de un tramo recto no menor de 12 diámetros. fig. 5.5.

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

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

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

Quando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Fig. 5.6.

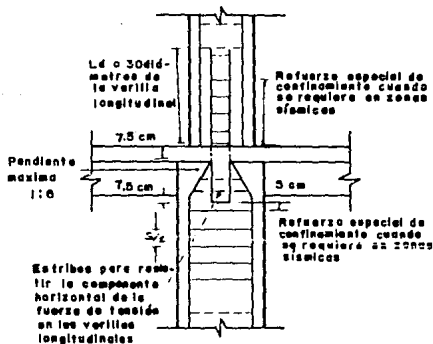
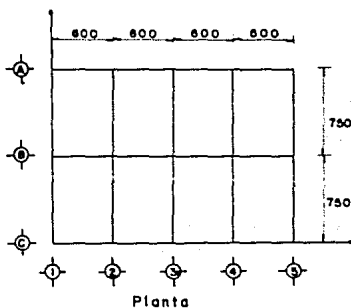


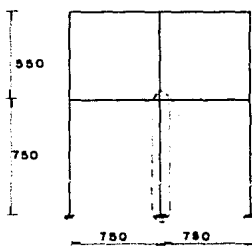
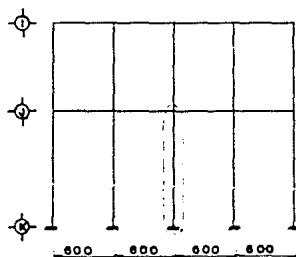
fig.5.6 Detalle del refuerzo en los cambios de sección de columnas.

Ejemplo:

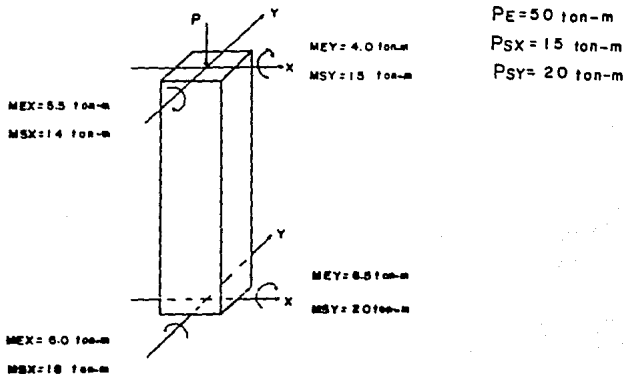
Diseñar la columna B-3 sujeta a flexocompresión biaxial, según los datos dados, bajo carga muerta, viva y accidental; suponiendo sus extremos restringidos.



Columnas 40 x 60  
 Trabes long. 30 x 60  
 Trabes trans. 35 x 70



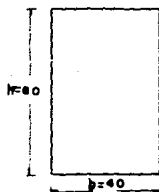
Datos del análisis estructural por carga vertical y horizontal



Datos de diseño

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $R_x = 60 \text{ ton/cm}$   
 $R_y = 30 \text{ ton/cm}$   
 $Q = 2$   
 $W_u = 744 \text{ ton}$   
 $F.C. = 1.4$   
 $F.R. = 0.8$

Revisión de la geometría de la sección



$h/b \leq 4; 60/40 = 1.5 < 4$   
 $b \geq 20; b = 40$

## Solución:

## Combinación de acciones de diseño

carga estática ( carga muerta + carga viva )

$$P_u = P E \times F.C. = 50 \times 1.4 = 70 \text{ ton.}$$

## Caso 1

Extremo superior

Extremo inferior

$$M_{ux} = M_{Ex} \times F.C. = 5.5 \times 1.4 = 7.7 \text{ ton-m} \quad M_{ux} = M_{Ex} \times F.C. - 6.0 \times 1.4 = -8.4 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = M_{Ey} \times F.C. = 4.0 \times 1.4 = 5.6 \text{ ton-m} \quad M_{uy} = M_{Ey} \times F.C. = 6.5 \times 1.4 = 9.1 \text{ ton-m}$$

Carga estática y accidental en "x".... F.C. 1.1

$$P_{u1} = (P_E + P_s \times 0.3 \text{ Psy}) F.C. = (50 + 15 + 0.3 \times 20) 1.1 = 78.1 \text{ ton}$$

$$P_{u2} = (P_E + P_s \times 0.3 \text{ Psy}) F.C. = (50 + 15 - 0.3 \times 20) 1.1 = 64.9 \text{ ton}$$

## Caso 2

Extremo superior

$$M_{ux} = (M_{Ex} + M_{SX}) F.C. = (5.5 + 14) 1.1 = 21.45 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = (M_{Ey} + 0.3 M_{SY}) F.C. = (4.0 + 0.3 \times 15) 1.1 = 9.35 \text{ ton-m}$$

Extremo inferior

$$M_{ux} = (M_{Ex} + M_{SX}) F.C. = (6.0 + 18) 1.1 = 13.2 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = (M_{Ey} + 0.3 M_{SY}) F.C. = (6.5 + 0.3 \times 20) 1.1 = 13.75 \text{ ton-m}$$

## Caso 3

Extremo superior

$$M_{ux} = (M_{Ex} + M_{SX}) F.C. = (5.5 + 14) 1.1 = 21.45 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = (M_{Ey} - 0.3 M_{SY}) F.C. = (4.0 - 0.3 \times 15) 1.1 = 0.55 \text{ ton-m}$$

Extremo inferior

$$M_{ux} = (M_{Ex} + M_{SX}) F.C. = (6.0 + 18) 1.1 = 13.2 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = (M_{Ey} - 0.3 M_{SY}) F.C. = (6.5 - 0.3 \times 20) 1.1 = 0.55 \text{ ton-m}$$

$$P_{u3} = (P_E - P_s \times 0.3 \text{ Psy}) F.C. = (50 - 15 + 0.3 \times 20) 1.1 = 45.1 \text{ ton}$$

$$P_{v4} = (PE - P_{sx} - 0.3 P_{sy}) F.C = (50 - 15 - 0.3 \times 20) 1.1 = 31.9 \text{ ton}$$

## Caso 4

## Extremo superior

$$M_{ux} = (MEX - MSX) F.C = (5.5 - 14) 1.1 = -9.35 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = (MEY + 0.3 MSY) F.C = (4.0 + 0.3 \times 15) 1.1 = 9.35 \text{ ton-m}$$

## Extremo inferior

$$M_{ux} = (MEX - MSX) F.C = (-6.0 - 18) 1.1 = -26.4 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = (MEY + 0.3 MSY) F.C = (6.5 + 0.3 \times 20) 1.1 = 13.75 \text{ ton-m}$$

## Caso 5

## Extremo superior

$$M_{ux} = (MEX - MSX) F.C = (5.5 - 14) 1.1 = -9.35 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = (MEY - 0.3 MSY) F.C = (4.0 - 0.3 \times 15) 1.1 = -0.55 \text{ ton-m}$$

## Extremo inferior

$$M_{ux} = (MEX - MSX) F.C = (-6.0 - 18) 1.1 = -26.4 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = (MEY - 0.3 MSY) F.C = (6.5 - 0.3 \times 20) 1.1 = 0.55 \text{ ton-m}$$

## Carga estática y accidental en "y"..... F.C = 1.1

$$P_{u5} = (PE + P_{sy} + 0.3 P_{sx}) F.C = (50 + 20 + 0.3 \times 15) 1.1 = 81.95 \text{ ton}$$

$$P_{u6} = (PE + P_{sy} - 0.3 P_{sx}) F.C = (50 + 20 - 0.3 \times 15) 1.1 = 72.05 \text{ ton}$$

## Caso 6

## Extremo superior

$$M_{uy} = (MEY + MSY) F.C = (4.0 + 15) 1.1 = 20.9 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = (MEX + 0.3 MSX) F.C = (5.5 + 0.3 \times 14) 1.1 = 10.67 \text{ ton-m}$$

## Extremo inferior

$$M_{uy} = (MEY + MSY) F.C = (6.5 + 20) 1.1 = 29.15 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = (MEX + 0.3 MSX) F.C = (-6.0 + 0.3 \times 18) 1.1 = -0.66 \text{ ton-m}$$

## Caso 7

Extremo superior

$$M_{uy} = (MEY + MSY) F.C = (4.0 + 15) 1.1 = 20.9 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = (MEX - 0.3 MSX) F.C = (5.5 - 0.3 \times 14) 1.1 = 1.43 \text{ ton-m}$$

Extremo inferior

$$M_{uy} = (MEY - MSY) F.C = (6.5 - 20) 1.1 = 29.15 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = (MEX - 0.3 MSX) F.C = (-0.6 - 0.3 \times 18) 1.1 = -12.54 \text{ ton-m}$$

$$P_{u7} = (PE - P_{sy} + 0.3 P_{sx}) F.C = (50 - 20 + 0.3 \times 15) 1.1 = 37.95 \text{ ton}$$

$$P_{u3} = (PE - P_{sy} - 0.3 P_{sx}) F.C = (50 - 20 - 0.3 \times 15) 1.1 = 28.05 \text{ ton}$$

## Caso 8

Extremo superior

$$M_{uy} = (MEY - MSY) F.C = (4.0 - 15) 1.1 = -12.10 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = (MEX + 0.3 MSX) F.C = (5.5 + 0.3 \times 14) 1.1 = 10.67 \text{ ton-m}$$

Extremo inferior

$$M_{uy} = (MEY - MSY) F.C = (6.5 - 20) 1.1 = -14.85 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = (MEX + 0.3 MSX) F.C = (-6.0 + 0.3 \times 18) 1.1 = -0.66 \text{ ton-m}$$

## Caso 9

Extremo superior

$$M_{uy} = (MEY - MSY) F.C = (4.0 - 15) 1.1 = -12.10 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = (MEX - 0.3 MSX) F.C = (5.5 - 0.3 \times 14) 1.1 = 1.13 \text{ ton-m}$$

Extremo inferior

$$M_{uy} = (MEY - MSY) F.C = (6.5 - 20) 1.1 = -14.85 \text{ ton-m}$$

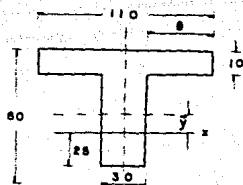
$$M_{ux} = (MEX - 0.3 MSX) F.C = (-6.0 - 0.3 \times 18) 1.1 = -12.54 \text{ ton-m}$$

obtención de  $H/r$  y rigidez en los nudos

Eje "X"

$$H_x = 690 \text{ cm (Altura libre)}$$

## Nudo superior



$$e = 4t \text{ ó } 40 \text{ cm}$$

$$e = 4 \times 10 = 40 \text{ cm}$$

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

$$\bar{y} = \frac{10 \times 110 \times 30}{30 \times 50 + 110 \times 10} = 12.7 \text{ cm}$$

$$I_t = (110 \times 10^3 / 12) + 110 \times 10 \times 17.3^2 + (30 \times 50^3 / 12) + 30 \times 50 \times 12.7^2$$

$$I_t = 892820.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{col} = 60 \times 40^3 / 12 = 320000 \text{ cm}^4$$

## Rigideces

$$K \text{ traves} = 892820.67 / 600 = 1488 \text{ cm}^3$$

$$K \text{ col sup.} = 320000 / 550 = 582 \text{ cm}^3$$

$$K \text{ col inf.} = 320000 / 750 = 427 \text{ cm}^3$$

$$V_A = \frac{\sum K \text{ cols.}}{\sum K \text{ traves}} = \frac{582 + 427}{1488 + 1488} = 0.34$$

## Nudo inferior

Como se trata de un empotramiento perfecto

$$V_B = 0$$

Del nomograma para columnas con movimientos restringidos (fig. 3.5) tenemos que:

$$K = 0.56 \Rightarrow H^i = KHx = 0.56 \times 690 = 386.4 \text{ cm}$$

$$r = 0.3h = 0.3(40) = 12 \text{ cm}$$

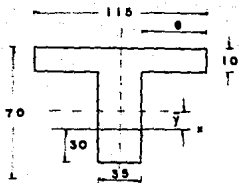
$$H^i / r = 386.4 / 12 = 32.2$$



Eje "y"

$H_y = 680$  cm (Altura libre)

Nudo superior



$$\bar{y} = \frac{10 \times 115 \times 35}{35 \times 60 + 115 \times 10} = 12.40 \text{ cm}$$

$$I_t = (115 \times 10^3 / 12) + 115 \times 10 \times 22.6^2 + (35 \times 60^3 / 12) + 35 \times 60 \times 12.4^2$$

$$I_t = 1549853.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{cols}} = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

Rigideces

$$K_{\text{trabes}} = 1549853.33 / 750 = 2066 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{col sup.}} = 720000 / 550 = 1307 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{col inf.}} = 720000 / 750 = 960 \text{ cm}^3$$

$$\psi_A = \frac{\sum K_{\text{cols}}}{\sum K_{\text{trabes}}} = \frac{1307 + 960}{2066 + 2066} = 0.55$$

$$\sum K_{\text{trabes}} = 2066 + 2066$$

Nudo inferior

Como se trata de un empotramiento perfecto

$$\psi_B = 0$$

Del nomograma para columnas con movimientos restringidos -  
(fig. 3.5) tenemos que:

$$K = 0.58 = H^i = KH_y = 0.58 \times 680 = 394.4 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 h = 0.3 (60) = 18 \text{ cm}$$

$$H^i / r = 394.4 / 18 = 21.91$$

### Revisión de los efectos de esbeltez

#### Dirección "x"

##### Caso 1

Si  $H^i / r < 34 - 12 (M^1 / M_2)$  . . . no hay efectos de esbeltez

donde:

$M_1$  = momento total menor

$M_2$  = momento total mayor

$32.3 < 34 - 12 (7.7 / 8.4)$  se flexiona en curva simple

$32.3 > 23$  . . . se toman en cuenta

##### Casos 2 y 3

$32.3 < 34 - 12 (-13.2 / 21.45)$  se flexiona en curva doble

$32.3 < 41.4$  . . . no se toman en cuenta

##### Casos 4 y 5

$32.2 < 34 - 12 (-9.35 / -26.4)$  se flexiona en curva doble

$32.2 < 38.25$  . . . no se toman en cuenta

##### Casos 6 y 8

$32.2 < 34 - 12 (-0.66 / 10.67)$

$32.3 < 33.26$ . no se toman en cuenta

##### Casos 7 y 9

$32.2 < 34 - 12 (1.43 / 12.54)$  se flexiona en curva simple

$32.2 < 32.63$ . no se toman en cuenta

**Dirección "y"****Caso 1**

21.91 < 34-12  $(-(5.6/9.1))$  se flexiona en curva doble

21.91 < 41.38 . . . no se toman en cuenta

**Casos 2 y 4**

21.91 < 34-12  $(-(9.35/13.75))$  se flexiona en curva doble

21.91 < 42.16 . . . no se toman en cuenta

**Casos 3 y 5**

21.91 < 34-12  $(0.55/0.55)$  se flexiona en curva simple

21.91 < 22.0 . . . no se toman en cuenta

**Casos 6 y 7**

21.91 < 34-12  $(-(20.9/29.15))$  se flexiona en curva doble

21.91 < 42.6 . . . no se toman en cuenta

**Casos 8 y 9**

21.91 < 34-12  $(-(-12.10/-14.85))$  se flexiona en curva doble

21.91 < 43.8 . . . no se toman en cuenta

**Amplificación de momentos**

Caso 1 dirección "x" único caso

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 + 0.4 \left( \frac{7.7}{8.4} \right) = 0.96$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} = 14000 \sqrt{250} = 221359.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = bh^3/12 = 60 \times 40^3/12 = 320000 \text{ cm}^4$$

$$U = |M(c.M)/M \text{ total}| = |0.7 \times 8.4/8.4| = 0.7$$

$$EI = 0.4 E_c I_g / (1+U) = 0.4 \times 221359.4 \times 320000 / (1+0.7) = 1.666 \times 10^{10} \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = P.R. \pi^2 EI / (H')^2 = 0.8 \pi^2 \times 1.666 \times 10^{10} / (386.4)^2 = 881402.98 \text{ Kg}$$

$$P_{as} = 1 + ((W_u / HE) / (R_x / Q)) - 1.2 \times (W_u / HE)$$

$$= 1 + ((744/750) / (60/2)) - 1.2 \times (744/750) = 1.03$$

$$Fab = cm / 1 - (Pu/Pc) = 0.96 / 1 - (70000/881402.98)$$

$$Fab = 1.04$$

$$eacc \geq 0.05 \text{ m} > 0.02 : 0.05(40) = 0.02 \text{ m} \Rightarrow eaccX = 2 \text{ cm}$$

$$Puxe accX = 70 \times 0.02 = 1.4 \text{ ton-m} = M2b = 7.7 \text{ ton-m}$$

$$M2b = 8.4 \text{ ton-m}$$

$$MC = Fab (M2b) + Fas (MSX)$$

$$MC1 = 1.04 (7.7) = 8.01 \text{ ton-m}$$

$$MC2 = 1.04 (8.4) = 8.74 \text{ ton-m}$$

### Obtención de combinaciones de diseño

El Reglamento especifica que se deben tomar en cuenta las excentricidades mínimas accidentales, las cuales tienen los siguientes valores.

$$e accx = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$e accy = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

#### Caso 1

$$Pu xeaccx = 70 \times 0.02 = 1.4 \text{ ton-m} = MEX 2$$

$$Pu xeaccy = 70 \times 0.03 = 2.1 \text{ ton-m} = MEY 2$$

Se toma el mayor de MEX y MEX2 en ambos extremos y lo mismo para MEY y MEY2, sumándose al momento accidental en valor absoluto.

#### Combinación 1

$$Pu = 70 \text{ ton}$$

$$Mx = 8.01 \text{ ton-m}$$

$$My = 5.6 \text{ ton-m}$$

#### Combinación 2

$$Pu = 70 \text{ ton}$$

$$Mx = 8.74 \text{ ton-m}$$

$$My = 9.10 \text{ ton-m}$$

#### Caso 2

$$Pulxe accx = 78.1 \times 0.02 = 1.56 \text{ ton-m} = MEX2$$

$$Pulxe accy = 78.1 \times 0.03 = 2.34 \text{ ton-m} = MEY2$$

**Combinación 3**

Pu= 78.1 ton  
 Mx= 21.45 ton-m  
 My= 9.35 ton-m

Pu2 x e accx= 64.9 x 0.02= 1.30 ton-m = MEX2

Pu2 x e accy= 64.9 x 0.03= 1.95 ton-m = MEY2

**Combinación 4**

Pu=78.1 ton  
 Mx= 14.76 ton-m  
 My= 13.75 ton-m

**Combinación 5**

Pu= 64.9 ton  
 Mx= 21.45 ton-m  
 My= 9.35 ton-m

**Combinación 6**

Pu= 64.9 ton  
 Mx= 14.5 ton-m  
 My= 13.75 ton-m

**Caso 3**

Pu1 x e accx= 1.56 ton-m = MEX2

Pu1 x e accy= 2.34 ton-m = MEY2

**Combinación 7**

Pu= 78.1 ton  
 Mx= 21.45 ton-m  
 My= 2.89 ton-m

**Combinación 8**

Pu= 78.1 ton  
 Mx= 14.76 ton-m  
 My= 2.89 ton-m

Pu2 x e accx= 1.30 ton-m = MEX2

Pu2 x e accy= 1.95 ton-m = MEY2

**Combinación 9**

Pu= 64.9 ton.  
 Mx= 21.45 ton-m  
 My= 2.50 ton-m

**Combinación 10**

Pu= 64.9 ton  
 Mx= 14.5 ton-m  
 My= 2.50 ton-m

**Caso 4**

Pu3 x e accx= 45.1x 0.02= 0.9 ton-m= MEX2

Pu3 x e accy= 45.1x 0.03= 1.35 ton-m MEY2

**Combinación 11**

Pu= 45.1 ton  
 Mx= 10.25 ton-m  
 My= 9.35 ton-m

Pu4 x eaccx= 31.9x 0.02= 0.64 ton-m = MEX2

Pu4 x eaccy= 31.9x 0.03= 0.96 ton-m = MEY2

**Combinación 12**

Pu= 45.1 ton  
 Mx= 26.4 ton-m  
 My= 13.75 ton-m

**Combinación 13**

Pu= 31.9 ton  
 Mx= 9.99 ton-m  
 My= 9.35 ton-m

**Combinación 14**

Pu= 31.9 ton  
 Mx= 26.4 ton-m  
 My= 13.75 ton-m

**Caso 5**

Pu3 x eaccx= 0.9 ton-m = MEX2

Pu3 x eaccy= 1.35 ton-m = MEY2

**Combinación 15**

Pu= 45.1 ton  
 Mx= 10.25 ton-m  
 My= 1.90 ton-m

**Combinación 16**

Pu= 45.1 ton  
 Mx= 26.4 ton-m  
 My= 1.3 ton-m

Pu4 x eaccx= 0.64 ton-m = MEX2

Pu4 x eaccy= 0.96 ton-m = MEY2

**Combinación 17**

Pu= 31.9 ton  
 Mx= 9.99 ton-m  
 My= 1.51 ton-m

**Combinación 18**

Pu= 31.9 ton  
 Mx= 26.4 ton-m  
 My= 0.96 ton-m

**Caso 6**

Pu5 x eaccx= 81.95 x 0.02= 1.64 ton-m = MEX2

Pu5 x eaccy= 81.95 x 0.03= 2.46 ton-m = MEY2

**Combinación 19**

Pu= 81.95 ton  
 Mx= 10.67 ton-m  
 My= 20.9 ton-m

**Combinación 20**

Pu= 81.95 ton  
 Mx= 1.64 ton-m  
 My= 29.15 ton-m

Pu6 x eaccx= 72.05x 0.02= 1.44 ton-m= MEX2  
 Pu6 x eaccy= 72.05x 0.03= 2.16 ton-m = MEY2

**Combinación 21**

Pu= 72.05 ton  
 Mx= 10.67 ton-m  
 My= 20.9 ton-m

**Combinación 22**

Pu= 72.05 ton  
 Mx= 1.44 ton-m  
 My= 29.15 ton-m

**Caso 7**

Pu5x e accx= 1.64 ton-m= MEX2  
 Pu5x e accy= 2.46 ton-m= MEY2

**Combinación 23**

Pu= 81.95 ton  
 Mx= 1.64 ton-m  
 My= 20.9 ton-m

**Combinación 24**

Pu= 81.95 ton  
 Mx= 12.54 ton-m  
 My= 29.15 ton-m

Pu6 x eaccx= 1.44 ton-m = MEX2  
 Pu6 x eaccy= 2.16 ton-m = MEY2

**Combinación 25**

Pu= 72.05 ton  
 Mx= 1.44 ton-m  
 My= 20.9 ton-m

**Combinación 26**

Pu= 72.05 ton  
 Mx= 12.54 ton-m  
 My= 29.15 ton-m

**Caso 8**

Pu7 x eaccx= 37.95 x 0.02= 0.76 ton-m= MEX2  
 Pu7 x eaccy= 37.95 x 0.03= 1.14 ton-m= MEY2

**Combinación 27**

Pu= 37.95 ton  
 Mx= 10.67 ton-m  
 My= 13.24 ton-m

Pu8x e accx= 28.05x 0.02= 0.56 ton-m= MEX2  
 Pu8x e accy= 28.05x 0.03= 0.84 ton-m= MEY2

**Combinación 28**

Pu= 37.95 ton  
 Mx= 0.76 ton  
 My= 15.99 ton

**Combinación 29**

Pu= 28.05 ton  
 Mx= 10.67 ton-m  
 My= 12.94 ton-m

**Combinación 30**

Pu= 28.05 ton  
 Mx= 0.66 ton-m  
 My= 15.69 ton-m

**Caso 9**

Pu7x e accx= 0.76 ton-m= MEX2  
 Pu7x e accy= 1.14 ton-m= MEY2

**Combinación 31**

Pu= 37.95 ton  
 Mx= 1.42 ton-m  
 My= 13.24 ton-m

**Combinación 32**

Pu= 37.95 ton  
 Mx= 12.54 ton-m  
 My= 15.99 ton-m

Pu8x e accx= 0.56 ton-m= MEX2  
 Pu8x e accy= 0.84 ton-m= MEY2

**Combinación 33**

Pu= 28.05 ton  
 Mx= 1.43 ton-m  
 My= 12.94 ton-m

**Combinación 34**

Pu= 28.05 ton  
 Mx= 12.54 ton-m  
 My= 15.69 ton-m

De los porcentajes de acero para columnas:

Pgmin= 20 / fy = 20/4200 = 0.005  
 Pgmax= 0.06



Proponemos  $P_g = 0.025$

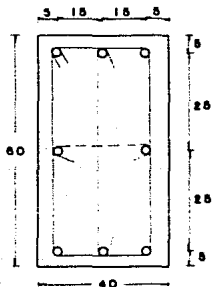
$$A_s = bhP_g = 40 \times 60 \times 0.025 = 60 \text{ cm}^2$$

si proponemos varillas del # 10 =  $a_s = 7.92 \text{ cm}^2$

$$A_s/a_s = 60/7.92 = 7.58 = 8 \sqrt{5} \approx 10$$

$$A_{st} = 8 \times 7.92 = 63.36 = P_g = A_{st}/bh = 63.36/40 \times 60 = 0.0264$$

Proponiendo un arreglo nos queda que:



Revisión del diseño de columnas por medio de las gráficas para diseño plástico del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Datos para entrar a las gráficas.

$$q = P_g (f_y/E''c) = 0.0264 (4200/170) = 0.65$$

Dirección "x"

$$d/h = 35/40 = 0.875 \approx 0.95 \quad \text{gráfica B-7}$$

Dirección "y"

$$d/h = 55/60 = 0.916 \approx 0.9 \quad \text{gráfica B-6}$$

De las combinaciones más desfavorables tenemos:

**Combinación 2**

Dirección "x"

$P_u = 70 \text{ ton/m}$

$$e_x = M_x/P_u = 8.74/70 = 0.125 \text{ m} = 12.5 \text{ cm}$$

$$e_x/h = 12.5/40 = 0.31$$

$$q = 0.65$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 0.80 \\ R = 0.24 \end{array} \right\}$$

$$P_{R_x} = K F.R bh f''c = 0.8 \times 0.8 \times 60 \times 40 \times 170 = 261\,120 \text{ Kg}$$

$$M_{R_x} = R F.R bh^2 f''c = 0.24 \times 0.8 \times 60 \times 40^2 \times 170 = 3133\,440 \text{ kg-cm}$$

Dirección "y"

$$e_y = M_y/P_u = 9.1/70 = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

$$e_y/h = 13/60 = 0.216$$

$$q = 0.65$$

$$\left. \begin{array}{l} k = 1.1 \\ R = 0.21 \end{array} \right\}$$

$$P_{R_y} = k F.R bh f''c = 1.1 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 359\,040 \text{ kg}$$

$$M_{R_y} = R F.R bh^2 f''c = 0.21 \times 0.8 \times 40 \times 60^2 \times 170 = 4112\,640 \text{ kg-cm}$$

Obtención de la carga a compresión pura

$$P_{R_0} = F_c (f''c b h + A_s t f_y) = 0.8 (170 \times 40 \times 60 + 63.36 \times 200) = 539\,290 \text{ Kg}$$

sustituyendo valores en la fórmula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{(1/P_{R_x}) + (1/P_{R_y}) - (1/P_{R_0})}$$

$$P_R = \frac{1}{(1/261120) + (1/359040) - (1/539290)} = 210\,058 \text{ Kg}$$

$P_R > P_u$  . . . Esta bien

Por reglamento (4.4)

$$P_R/P_{R_0} \geq 0.1 = 210\,058/539290 = 0.38 > 0.1$$

Cumple con el requisito pero está muy sobrado el armado

### Combinación 3

Dirección "x"

$P_u = 78.1$  ton

$$e_x = 21.45/78.1 = 0.275 \quad m = 27.5 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_x/h = 27.5/40 = 0.69 \\ q = 0.65 \end{array} \right\} \begin{array}{l} K = 0.42 \\ R = 0.28 \end{array}$$

$$PR_x = 0.42 \times 0.8 \times 60 \times 40 \times 170 = 137\,088 \text{ kg}$$

$$MR_x = 0.28 \times 0.8 \times 60 \times 40^2 \times 170 = 3655680 \text{ kg-cm}$$

Dirección "y"

$$e_y = 9.35/78.1 = 0.119 \quad m = 12.0 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_y/h = 12.0/60 = 0.20 \\ q = 0.65 \end{array} \right\} \begin{array}{l} k = 1.12 \\ R = 0.20 \end{array}$$

$$PR_y = 1.12 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 365\,568 \text{ kg}$$

$$MR_y = 0.2 \times 0.8 \times 40 \times 60^2 \times 170 = 3916\,800 \text{ kg-cm}$$

$$PR = \frac{1}{(1/97920) + (1/365\,568) - (1/539\,290)} = 90\,142 \text{ kg}$$

$$PR > P_u$$

$$PR/PRO = 90\,142/539\,290 = 0.167 > 0.1$$

cumple con el requisito y el armado es adecuado.

### Combinación 4

Dirección "x"

$P_u = 78.1$  ton

$$e_x = 14.76/78.1 = 0.19 \quad m = 19 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_x/h = 19/40 = 0.48 \\ q = 0.65 \end{array} \right\} \begin{array}{l} K = 0.58 \\ R = 0.27 \end{array}$$

$$PR_x = 0.58 \times 0.8 \times 60 \times 40 \times 170 = 189\,312 \text{ kg}$$

$$MR_x = 0.27 \times 0.8 \times 60 \times 40^2 \times 170 = 3525\,120 \text{ kg-cm}$$

Dirección "y"

$$e_y = 13.75/78.1 = 0.176 \quad m = 17.6 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_y/h = 17.6/60 = 0.28 \\ q = 0.65 \end{array} \right\} \begin{array}{l} K = 0.87 \\ R = 0.24 \end{array}$$

$$PR_y = 0.87 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 283\,968 \text{ kg}$$

$$MR_y = 0.24 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 4700\,160 \text{ kg-cm}$$

$$PR = \frac{1}{(1/189\,312) + (1/283\,968) - (1/539\,290)} = 143\,895 \text{ kg}$$

$$PR > Pu$$

$$PR/Pro = 143895/539\,290 = 0.266 > 0.1$$

Combinación 5

Dirección "x" Pu = 64.9 ton

$$e_x = 21.45/64.9 = 0.33 \quad m = 33 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_x/h = 33/40 = 0.83 \\ q = 0.65 \end{array} \right\} \begin{array}{l} K = 0.34 \\ R = 0.275 \end{array}$$

$$PR_x = 0.34 \times 0.8 \times 60 \times 40 \times 170 = 110\,976 \text{ kg}$$

$$MR_x = 0.275 \times 0.8 \times 60 \times 40^2 \times 170 = 3\,590\,400 \text{ kg-cm}$$

Dirección "y"

$$e_y = 9.35/64.9 = 0.144 \quad m = 14.4 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_y/h = 14.4/60 = 0.23 \\ q = 0.65 \end{array} \right\} \begin{array}{l} K = 0.97 \\ R = 0.224 \end{array}$$

$$PR \ y = 0.97 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 316 \ 608 \text{ kg}$$

$$MR \ y = 0.224 \times 0.8 \times 40 \times 60^2 \times 170 = 4 \ 386 \ 816 \text{ kg-cm}$$

$$\therefore PR = \frac{I}{(1/110 \ 976) + (1/316 \ 608) - (1/539 \ 290)} = 96945 \text{ kg}$$

$$PR > Pu$$

$$PR/PRO = 96 \ 945/539 \ 290 = 0.179 > 0.1$$

### Combinación 12

Dirección "x"

$Pu = 45.1 \text{ ton}$

$$ex = 26.4/45.1 = 0.585 \text{ m} = 58.5 \text{ cm}$$

$$ex/h = 58.5/40 = 1.46$$

$$q = 0.65$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 0.20 \\ R = 0.268 \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 0.20 \\ R = 0.268 \end{array} \right\}$$

$$PRx = 0.2 \times 0.8 \times 60 \times 40 \times 170 = 65 \ 280 \text{ kg}$$

$$MRx = 0.268 \times 0.8 \times 60 \times 40^2 \times 170 = 3 \ 499 \ 008 \text{ kg-cm}$$

Dirección "y"

$$e \ y = 13.75/45.1 = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$e \ y/h = 30/60 = 0.50$$

$$q = 0.65$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 0.62 \\ R = 0.28 \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 0.62 \\ R = 0.28 \end{array} \right\}$$

$$PR \ y = 0.62 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 202 \ 368 \text{ kg}$$

$$MR \ y = 0.28 \times 0.8 \times 40 \times 60^2 \times 170 = 5 \ 483 \ 520 \text{ kg-cm}$$

$$\therefore PR = \frac{I}{(1/65 \ 280) + (1/202 \ 368) - (1/539 \ 290)} = 54 \ 330 \text{ kg}$$

$$PR > Pu$$

$$PR / PRO = 54 \ 330/539 \ 290 = 0.101 > 0.1$$

Combinación 14

Dirección "x"

Pu = 31.9 ton.

$$e_x = 26.4/31.9 = 0.828 \text{ m} = 82.8 \text{ cm}$$

$$x/h = 82.8/40 = 2.07$$

$$q = 0.65$$

$$K = 0.12$$

$$R = 0.268$$

$$PR_x = 0.12 \times 0.8 \times 60 \times 40 \times 170 = 39\,168 \text{ kg}$$

$$MR_x = 0.268 \times 0.8 \times 60 \times 40^2 \times 170 = 3\,499\,008 \text{ kg-cm}$$

Dirección "y"

$$e_y = 13.75/31.9 = 0.43 \text{ m} = 43 \text{ cm}$$

$$y/h = 43/60 = 0.72$$

$$q = 0.65$$

$$K = 0.50$$

$$R = 0.305$$

$$PR_y = 0.5 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 163\,200 \text{ kg}$$

$$MR_y = 0.305 \times 0.8 \times 40 \times 60^2 \times 170 = 5973120 \text{ kg-cm}$$

$$\therefore PR = \frac{1}{(1/39\,168) + (1/163\,200) - (1/539\,290)} = 33\,552 \text{ kg}$$

$$PR > P_u$$

$PR/PR_o = 33\,552/539\,290 = 0.06 < 0.1$  No cumple por lo que recurrimos a la Ec. 4.10

$$\frac{M_x}{MR_x} + \frac{M_y}{MR_y} \leq 1.0 ; \frac{26.4}{34.9} + \frac{13.09}{59.73} = 0.98 < 1.0$$

\(\therefore\) si cumple y el armado es muy adecuado

Combinación 26

Dirección "x"

Pu = 72.05 ton.

$$e_x = 12.54/72.05 = 0.174 \text{ m} = 17.4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} ex/h &= 17.4/40 = 0.45 \\ q &= 0.65 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} K = 0.59 \\ R = 0.27 \end{array} \right\}$$

$$\begin{aligned} PR_x &= 0.59 \times 0.8 \times 60 \times 40 \times 170 = 192\,576 \text{ kg} \\ MR_x &= 0.27 \times 0.8 \times 60 \times 40^2 \times 170 = 3525120 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

Dirección "y"

$$ey = 29.15/72.05 = 0.404 \text{ m} = 40.4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} ey/h &= 40.4/60 = 0.67 \\ q &= 0.65 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} K = 0.47 \\ R = 3.04 \end{array} \right\}$$

$$\begin{aligned} PR_y &= 0.47 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 153\,408 \text{ kg} \\ MR_y &= 0.304 \times 0.8 \times 40 \times 60^2 \times 170 = 5\,953\,536 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

$$FR = \frac{1}{(1/192\,576) + (1/153\,408) - (1/539\,290)} = 101\,450 \text{ kg}$$

$$FR > Pu ; FR / PR_0 = 101\,450 / 539\,290 = 0.188 > 0.1$$

Combinación 34

Dirección "x" Pu = 28:05 ton.

$$\begin{aligned} ex &= 12.54/28.05 = 0.45 \text{ m} = 45 \text{ cm} \\ ex/h &= 45/40 = 1.12 \\ q &= 0.65 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} K = 0.25 \\ R = 0.27 \end{array} \right\}$$

$$\begin{aligned} PR_x &= 0.25 \times 0.8 \times 60 \times 40 \times 170 = 81\,600 \text{ kg} \\ MR_x &= 0.27 \times 0.8 \times 60 \times 40^2 \times 170 = 3525\,120 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

Dirección "y"

$$\begin{aligned} ey &= 15.69/28.05 = 0.56 \text{ m} = 56 \text{ cm} \\ ey/h &= 56/60 = 0.93 \\ q &= 0.65 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} K = 0.32 \\ R = 0.30 \end{array} \right\}$$

$$\begin{aligned} PR_y &= 0.32 \times 0.8 \times 40 \times 60 \times 170 = 104\,448 \text{ kg} \\ MR_y &= 0.30 \times 0.8 \times 40 \times 60^2 \times 170 = 5\,875\,200 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

$$\dots PR = \frac{1}{(1/81\ 600) + (1/104\ 448) - (1/539\ 290)} = 50\ 063\ \text{kg}$$

$$PR > Pu ; PR / Pro = 50\ 063 / 539\ 290 = 0.09 < 0.1 \quad \text{no cumple}$$

$$\dots (13.2/35.25) + (15.69/58.75) = 0.64 < 1.0 \quad \text{si cumple}$$

### COMBINACIONES PARA EL DISEÑO POR CORTANTE

De las combinaciones establecidas en el capítulo 4.3.1 tenemos que

Caso 1 - Combinaciones 1 y 2 con  $P = 70$  ton.

$$V_x = ((8.01 - 8.74) \times 10^5) / 750 = -97.33\ \text{kg}$$

$$V_y = ((5.6 + 9.10) \times 10^5) / 750 = 1960\ \text{kg}$$

$$V_u = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = \sqrt{(-97.33)^2 + (1960)^2} = 1962.42\ \text{kg}$$

Caso 2 - Combinaciones 3 y 4 con  $P = 78.1$  ton.

$$V_x = ((21.45 + 14.76) \times 10^5) / 750 = 4828\ \text{kg}$$

$$V_y = ((9.35 + 13.74) \times 10^5) / 750 = 3080\ \text{kg}$$

$$V_u = \sqrt{(4828)^2 + (3080)^2} = 5726.77\ \text{kg}$$

Combinaciones 5 y 6 con  $P = 64.9$  ton.

$$V_x = ((21.45 + 14.50) \times 10^5) / 750 = 4793.33\ \text{kg}$$

$$V_y = ((9.35 + 13.75) \times 10^5) / 750 = 3080\ \text{kg}$$

$$V_u = \sqrt{(4793.33)^2 + (3080)^2} = 5697.58\ \text{kg}$$

Caso 3 - Combinaciones 7 y 8 con  $P = 78.1$  ton.

$$V_x = ((21.45 + 14.76) \times 10^5) / 750 = 4828\ \text{kg}$$

$$V_y = ((-2.89 + 2.89) \times 10^5) / 750 = -00.00\ \text{kg}$$

$$V_u = \sqrt{(4828)^2 + (-00.00)^2} = 4828.0\ \text{kg}$$



## Combinaciones 9 y 10 con P= 64.9 ton.

$$V_x = ((21.45 + 14.5) \times 10^5) / 750 = 4793.33 \text{ kg}$$

$$V_y = ((-2.50 + 2.50) \times 10^5) / 750 = -00.00 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(4793.33)^2 + (-00.00)^2} = 4793.32 \text{ kg}$$

## Caso 4 - Combinaciones 11 y 12 con P= 45.1 ton.

$$V_x = ((-10.25 - 26.4) \times 10^5) / 750 = -4886.67 \text{ kg}$$

$$V_y = ((9.35 + 13.75) \times 10^5) / 750 = 3080 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(-4886.67)^2 + (3080)^2} = 5776.33 \text{ kg}$$

## Combinaciones 13 y 14 con P= 31.9 ton.

$$V_x = ((-9.99 - 26.4) \times 10^5) / 750 = -4852 \text{ kg}$$

$$V_y = ((9.35 + 13.75) \times 10^5) / 750 = 3080 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(-4852)^2 + (3080)^2} = 5747.03 \text{ kg}$$

## Caso 5 - Combinaciones 15 y 16 con P= 45.1 ton

$$V_x = ((-10.25 - 26.4) \times 10^5) / 750 = -4886.67 \text{ kg}$$

$$V_y = ((-1.90 + 1.35) \times 10^5) / 750 = -73.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(-4886.67)^2 + (-73.33)^2} = 4887.22 \text{ kg}$$

## Combinaciones 17 y 18 con P= 31.9 ton

$$V_x = ((-9.99 - 26.4) \times 10^5) / 750 = -4852 \text{ kg}$$

$$V_y = ((-1.51 + 0.96) \times 10^5) / 750 = -73.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(-4852)^2 + (-73.33)^2} = 4852.55 \text{ kg}$$

## Caso 6 - Combinaciones 19 y 20 con P= 81.75 ton.

$$V_x = (10.67 + 1.64) \times 10^5 / 750 = 1641.33 \text{ kg}$$

$$V_y = ((20.9 + 29.15) \times 10^5) / 750 = 6673.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(1641.33)^2 + (6673.33)^2} = 6872.21 \text{ kg}$$

## Combinaciones 21 y 22 con P= 72.05 ton

$$V_x = ((10.67 + 1.44) \times 10^5) / 750 = 1614.66 \text{ kg}$$

$$V_y = ((20.9 + 29.15) \times 10^5) / 750 = 6673.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(1614.66)^2 + (6673.33)^2} = 6865.89 \text{ kg}$$

## Caso 7 - Combinaciones 23 y 24 con P= 81.95 ton

$$V_x = ((1.64 - 12.54) \times 10^5) / 750 = -1453.33 \text{ kg}$$

$$V_y = ((20.9 + 29.15) \times 10^5) / 750 = 6673.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(-1453.33)^2 + (6673.33)^2} = 6829.75 \text{ kg}$$

## Combinaciones 25 y 26 con P= 72.05 ton

$$V_x = ((1.64 - 12.54) \times 10^5) / 750 = -1480 \text{ kg}$$

$$V_y = ((20.9 + 29.15) \times 10^5) / 750 = 6673.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(-1480)^2 + (6673.33)^2} = 6835.47 \text{ kg}$$

## Caso 8 - Combinaciones 27 y 28 con P= 37.95 ton

$$V_x = ((10.67 + 0.76) \times 10^5) / 750 = 1524 \text{ kg}$$

$$V_y = ((-13.24 - 15.99) \times 10^5) / 750 = -3897.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(1524)^2 + (-3897.33)^2} = 4184.71 \text{ kg}$$

## Combinaciones 29 y 30 con P= 28.05 ton

$$V_x = ((10.67 + 0.66) \times 10^5) / 750 = 1510.66 \text{ kg}$$

$$V_y = ((-12.94 - 15.69) \times 10^5) / 750 = -3817.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(1510.66)^2 + (-3817.33)^2} = 4105.37 \text{ kg}$$

## Caso 9 - Combinaciones 31 y 32 con P= 37.95 ton

$$V_x = ((1.43 - 12.54) \times 10^5) / 750 = -1481.33 \text{ kg}$$

$$V_y = ((-13.15 - 15.99) \times 10^5) / 750 = -3885.33 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(-1481.33)^2 + (-3885.33)^2} = 4105.37 \text{ kg}$$

Combinaciones 33 y 34 con  $P = 28.05$  ton

$$V_x = ((1.43 - 12.54) \times 10^5) / 750 = -1481.33 \text{ kg}$$

$$V_y = ((-12.94 - 15.56) \times 10^5) / 750 = -3800 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{(-1481.33)^2 + (-3800)^2} = 4158.14 \text{ kg}$$

Tomando de todas las combinaciones las acciones más desfavorables para el diseño por cortante tenemos que:

$$P_u = 81.95 \text{ ton}$$

$$V_u = 6872.21 \text{ kg}$$

#### DISEÑO POR CORTANTE

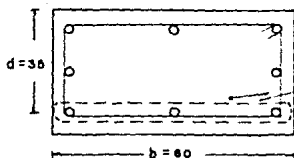
Dirección "x"

Revisamos primero  $P_u < 0.7 f'_{cbh} + 2000 A_{st}$

$$81950 < (0.7 \times 200 \times 40 \times 60 + 2000 \times 63.36)$$

$$81950 \text{ kg} < 462\,720 \text{ kg}$$

Para valuar  $P'$  se hará como se indica en 4.3.2 a)



$$A'_s = 3 \# 10 = 23.76 \text{ cm}^2 = P' = 29.76 / 40 \times 60$$

$$P' = 0.0099$$

$$P' < 0.01$$

$$VcR = F.Rbd (0.2 + 30 P') \sqrt{f'c} (1 + 0.007 \frac{Pu}{bh})$$

$$VcR = 0.8 \times 60 \times 35 (0.2 + 30 (0.0099)) \sqrt{200} (1 + 0.007 (81950/40 \times 60))$$

$$VcR = 14\ 630.5 \text{ kg}$$

$$VcR > Vu : 14\ 630.5 \text{ kg} > 6872.21 \text{ kg}$$

.. Los estribos se colocarán únicamente por especificaciones.

$$Smax = (850 / \sqrt{f'c}) \text{ y varilla} = (850 / \sqrt{4200}) 3.18 = 41.7 \approx 41 \text{ cm}$$

$$Smax = 48 \text{ y estribos; si } E \neq 4 \Rightarrow Smax = 48(1.27) = 60.96 \approx 60 \text{ cm}$$

$$Smax = b/2 = 60/2 = 30 \text{ cm}$$

$$.. Smax (\text{eje } x) = 30 \text{ cm}$$

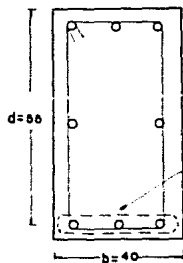
Se reducirá la separación a la mitad abajo y arriba de cada unión, en una longitud no menor que:

$$1) b = 60 \text{ cm} \quad 2) Hx/6 = 690/6 = 115 \text{ cm} \quad 3) 60 \text{ cm}$$

$$.. Long (\text{eje } x) = 115 \text{ cm}$$

Dirección "y"

evaluación de  $P'$



$$A's = 3 \# 10 = 23.76 \text{ cm}^2 = P' = 23.76 / 40 \times 60 = 0.0099$$

$$P' < 0.01$$

$$VcR = F.R.bd (0.2 + 30P') \sqrt{f'c} (1 + 0.007 \frac{P_u}{bh})$$

$$VcR = 0.8 \times 40 \times 55 (0.2 + 30(0.0099)) \sqrt{200} (1 + 0.007 (81950/40 \times 60))$$

$$VcR = 15\,327 \text{ kg}$$

$$VcR > Vu : 15\,327 \text{ kg} > 6872.21 \text{ kg}$$

Los estribos se colocarán únicamente por especificaciones.

$$S_{max} = (850 / \sqrt{f_y}) \phi \text{ varilla} = 41.7 \cdot 41 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 48 \phi \text{ estribo} = 60.96 \cdot 60 \text{ cm}$$

$$S_{max} = b/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

$$S_{max} (\text{eje } y) = 20 \text{ cm}$$

Se reducirá a la mitad abajo y arriba de cada unión, en una longitud no menor que:

$$1) b = 40 \text{ cm}$$

$$2) H_g/6 = 680/6 = 113 \text{ cm}$$

$$3) 60 \text{ cm}$$

$$\text{Long. (eje } y) = 113 \text{ cm}$$

De las dos direcciones escogemos las condiciones más desfavorables y nos queda que

Estribos

# 4

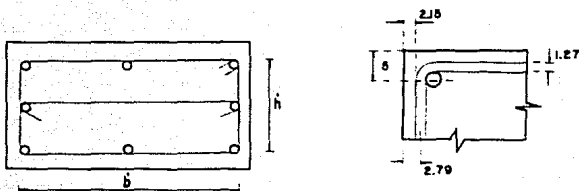
$$S_{max} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 10 \text{ cm en una long.} = 115 \text{ cm (abajo y arriba de cada unión)}$$

#### REVISION DEL DISEÑO POR CORTANTE PARA ZONA SISMICA

Dirección "x"

$$A_{sh} = A_v = 3x A_s(\text{estribo}) = 3x 1.27 = 3.81 \text{ cm}^2$$



$$0.3 (A_g/A_c - 1) (f'_c/f_y) S h c \leq A_{sh} \geq 0.12 (f'_c/f_y) S h c$$

$$n_c = 40 - 2(2.79) = 34.4 \text{ cm}$$

$$A_c = b'h' = (60 - 2(2.15)) \times (40 - 2(2.15)) = 1988.5 \text{ cm}^2$$

$$A_g = bh = 60 \times 40 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$S = 10 \text{ cm (Extremos de la columna)}$$

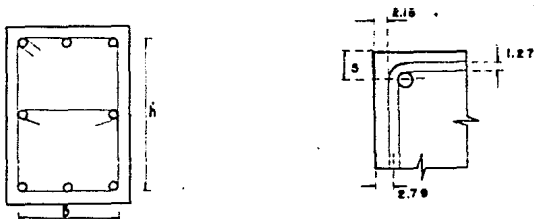
$$0.3 ((2400/1988.5) - 1) (250/4200) 10 \times 34.4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$0.12 (250/4200) 10 \times 34.4 = 2.46 \text{ cm}^2$$

∴ cumple con el requisito en esta dirección.

**Dirección "y"**

$$A_{sh} = A_v = 3 \times A_s (\text{estribo}) = 3.81 \text{ cm}^2$$



$$hc = 60 - 2(2.79) = 54.4 \text{ cm}^2$$

$$Ac = 1988.5 \text{ cm}^2$$

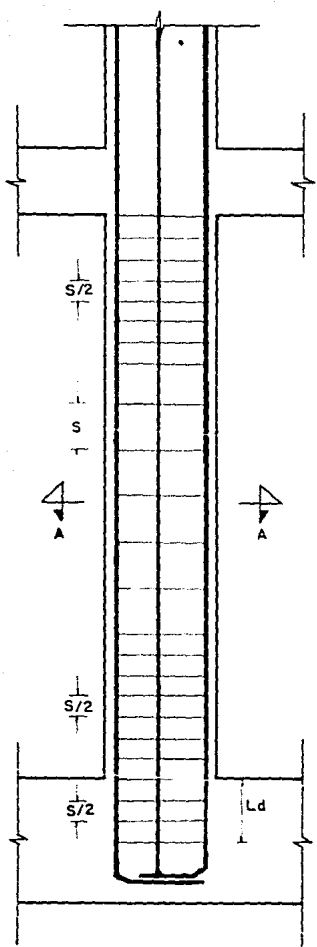
$$Ag = 2400 \text{ cm}^2$$

$$S = 10 \text{ cm (extremos de la columna)}$$

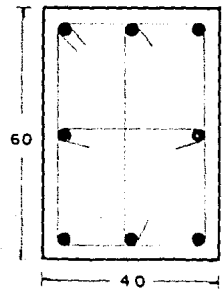
$$0.3 \left( \frac{2400}{1988.5} \right) - 1 \left( \frac{250}{4200} \right) 10 \times 54.4 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$0.12 \left( \frac{250}{4200} \right) 10 \times 54.4 = 3.89 \text{ cm}^2$$

. . cumple con el requisito en esta dirección puesto que se pasa un poco pero es mínima la diferencia.



a) Alzado



$8 \text{ } \phi 10$  ;  $E \neq 4 \text{ e } 20$   
 2 grapas  $\phi 20$

CORTE A-A

b) Sección

Armado de la columna



### 6.1 Programa para Computadora Personal

Debido al grado de desarrollo alcanzado en las últimas décadas en materia de computación, la ingeniería estructural se ha visto enriquecida al optimizarse los mecanismos de entrada, procesamiento, salida y almacenamiento de datos en los sistemas de cálculo.

La computadora, debido a sus características, se ha convertido en una herramienta capaz de sistematizar el análisis y cálculo de estructuras por muy complejas que éstas sean. Además de abatir los tiempos de procesamiento, las computadoras han sido el medio para lograr mejores diseños de estructuras, al liberar a las mentes creativas de las tareas mecánicas y monótonas permitiéndoles canalizar sus esfuerzos a actividades que transformen y optimicen el trabajo de las estructuras y sus elementos.

Es importante, sin embargo, entender que la computadora no es un instrumento infalible y perfecto. Lo mismo que los programas de cómputo y que sus creadores, las computadoras adolecen de algunas deficiencias que las hacen susceptibles de errores, ya sean de concepto o de detalle, por lo que el analista deberá ser precavido al manejar los resultados que esta herramienta le proporcione.

Tomando en cuenta lo expuesto, se ha decidido complementar esta tesis desarrollando un programa general con lenguaje Basic para aplicación en computadora personal, que permita la rápida aplicación de los fundamentos teóricos de los capítulos precedentes a problemas específicos numéricos. Este programa, partiendo de datos geométricos y mecánicos de la estructura diseña las columnas conforme al nuevo Reglamento del D.F. (1987).

### 6.2 Lenguaje Basic

El BASIC es un lenguaje fácil de usar, cuyas instrucciones recuerda las fórmulas elementales del álgebra, complementadas -

con algunas palabras claves en inglés como **LET**, **READ**, **PRINT**, --  
**GOTO**, **IF**, **THEN**, etc. Casi todos los demás lenguajes de alto ni-  
 vel tienen una estructura semejante, pero son más difíciles de  
 aprender y usar que el **BASIC**, el cual se adapta muy bien a las-  
 personas que están aprendiendo a programar.

El empleo del **BASIC** no se restringe de ninguna manera a --  
 aplicaciones elementales, sino que también se extiende a áreas--  
 más avanzadas como los negocios, la economía, psicología y medi-  
 cina, ciencias, ingeniería y matemáticas.

Originalmente el **BASIC** fue desarrollado por John Kemeny y -  
 Thomas Kurtzen Dartmouth College, a mediados de la década del -  
 60. Rápidamente llamó la atención y fue adoptado por varios --  
 servicios comerciales de tiempo compartido, lo cual hizo que el  
 lenguaje se difundiera ampliamente entre miles de usuarios de -  
 computadoras. En breve todos los principales fabricantes de com-  
 putadoras ofrecieron sus propias versiones de **BASIC** para sus má-  
 quinas y el lenguaje llegó a ser el más popular y ampliamente -  
 usado para tiempo compartido en los Estados Unidos.

La mayor parte de las versiones de **BASIC** que se utilizan-  
 en las grandes computadoras o que sirven de base a los servi-  
 cios de tiempo compartido, son muy similares entre sí. Esas ver-  
 siones a veces se citan como variantes del **BASIC**.

Ultimamente se han desarrollado nuevas versiones del **BASIC**,  
 que incluyen diversas características sofisticadas no comprendi-  
 das en las tradicionales y que para sorpresa nuestra en su mayo-  
 ría son versiones avanzadas destinadas a las microcomputadoras,  
 aunque también a las computadoras grandes.

#### Estructura de un Programa en **BASIC**

En un Programa en **BASIC** cada instrucción se escribe como -  
 una proposición separada. El Programa completo está formado --

por una serie de proposiciones, colocadas en el orden que debenser ejecutadas, a menos que se indique una bifurcación, (transferencia de control intencional).

Las siguientes reglas se aplican a cualquier proposición en BASIC.

1. Cada proposición del BASIC debe aparecer en un renglón separado.
2. La proposición no debe exceder la longitud del renglón.
3. Cada proposición comienza con un número entero positivo o número de proposición, que no se puede repetir en dos proposiciones consecutivas.
4. La numeración debe ser creciente.
5. A continuación de este número de proposición debe ir una palabra clave del BASIC, que indica el tipo de operación a ejecutar.
6. Se pueden incluir espacios en blanco donde se desee para hacer más legible la proposición.

También se pueden dejar líneas en blanco en el programa, dando un número de proposición y cuando menos un espacio en blanco.

#### Algunas ventajas del BASIC

1. El BASIC es amable, es decir, está orientado a las personas, es fácil de aprender y agradable de usar, permite a cualquier individuo bien organizado aprender a programar, sin que se requieran conocimientos profundos en matemáticas.
2. Es un lenguaje muy flexible que permite a un programador desarrollar nuevos programas y modificar los ya existentes sin ma

por esfuerzo.

3. El **BASIC** se ajusta muy bien al sistema interactivo, que incluye aplicaciones para microcomputadoras y aplicaciones de tiempo compartido para las computadoras grandes.
4. El lenguaje es universal en grandes y pequeños computadores y se ha convertido en el lenguaje estándar de programación para las microcomputadoras.
5. Las características más frecuentes del **BASIC** son relativamente estándares, aunque existen diferencias menores de las versiones entre sí. El lenguaje es independiente de la máquina y se puede utilizar en muchas computadoras diferentes, sin mayores modificaciones o con ninguna.

### 6.3 Diagramas de Flujo

Un diagrama de flujo es una representación gráfica de lo que se desea que la computadora haga.

La finalidad de un diagrama de flujo es facilitar comunicaciones entre personas. De esta manera, la técnica de la diagramación de flujo no solamente traza un plan en sí mismo para la instrucción de la computadora, sino que también comunica dicho plan a los demás.

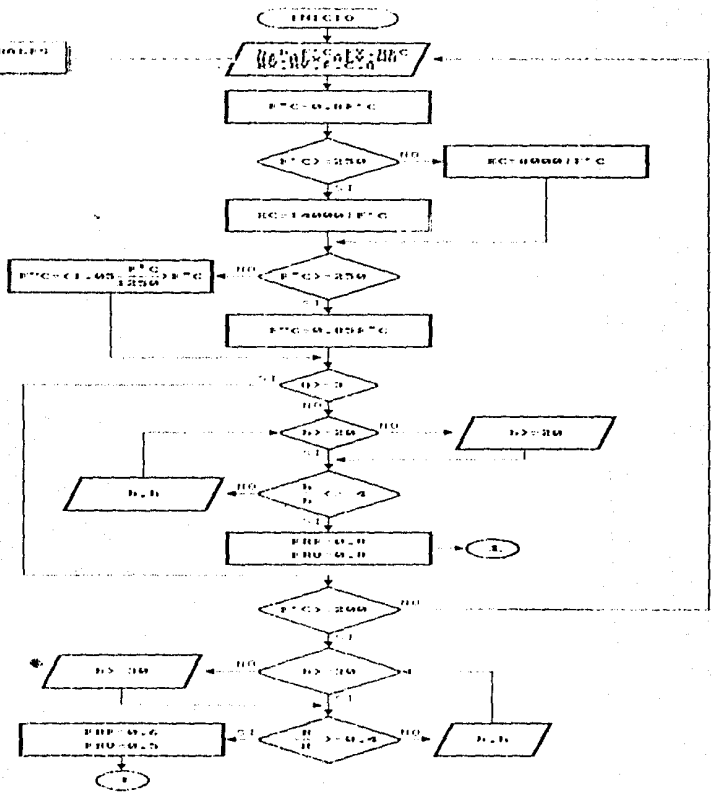
El conocimiento de cómo escribir diagramas de flujo no implica el conocimiento de cómo programar. Cuando se tiene un problema, el programador debe dar con el procedimiento que la computadora debe seguir a fin de resolver el problema. En consecuencia, deberá estudiar el método usado, debido a que dará todas las indicaciones acerca de cómo proceder en el futuro cuando se presenten problemas similares.

Ningún diagrama mostrará la solución de un problema del mismo modo que otro. Cuando se elabora un diagrama de flujo no debe-

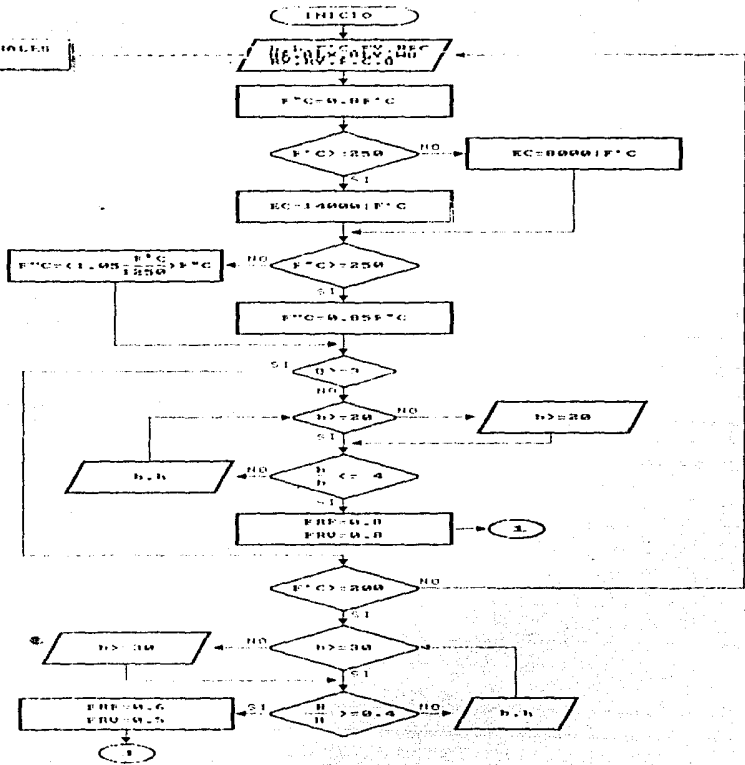
dudarse en ser creativo; además, debe procurarse el uso de los estándares establecidos y hacer un esfuerzo por planear los diagramas de tal manera que el flujo del proceso se muestre de izquierda a derecha y de arriba abajo. Con ésto, se logra que otras personas comprendan mejor los procedimientos que se hayan desarrollado para resolver los problemas.

En las hojas siguientes, se presenta el diagrama de flujo del programa general desarrollado para el diseño de columnas de concreto reforzado.

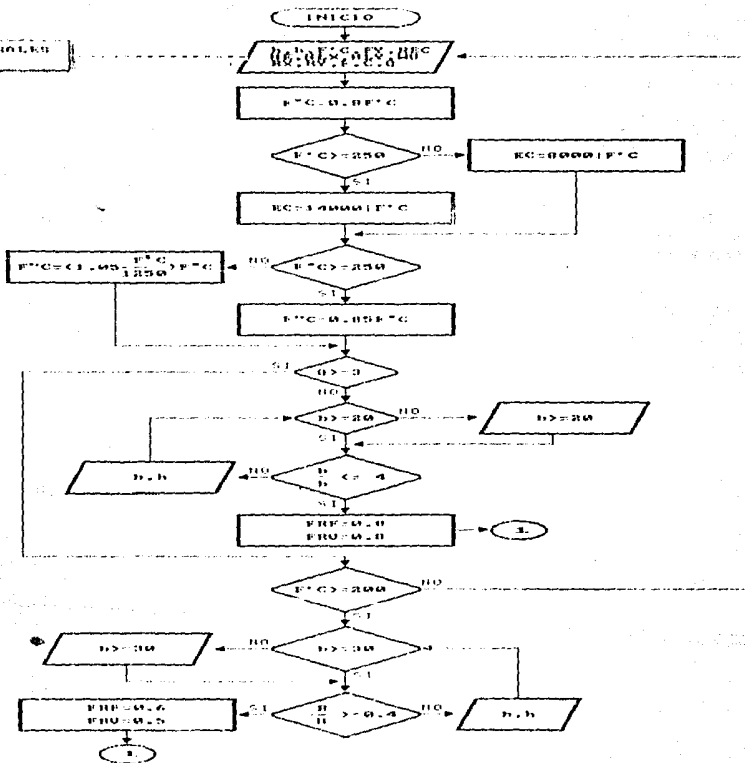
DATA GENERAL'S  
DIPRO



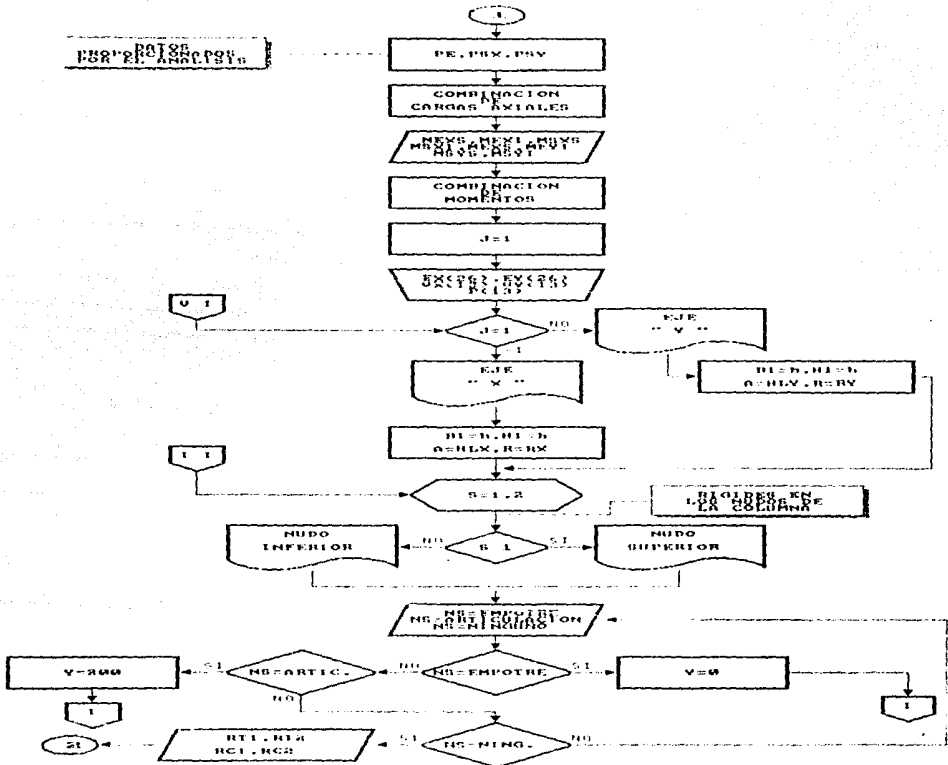
DAIOS GENERALES  
DIRENO

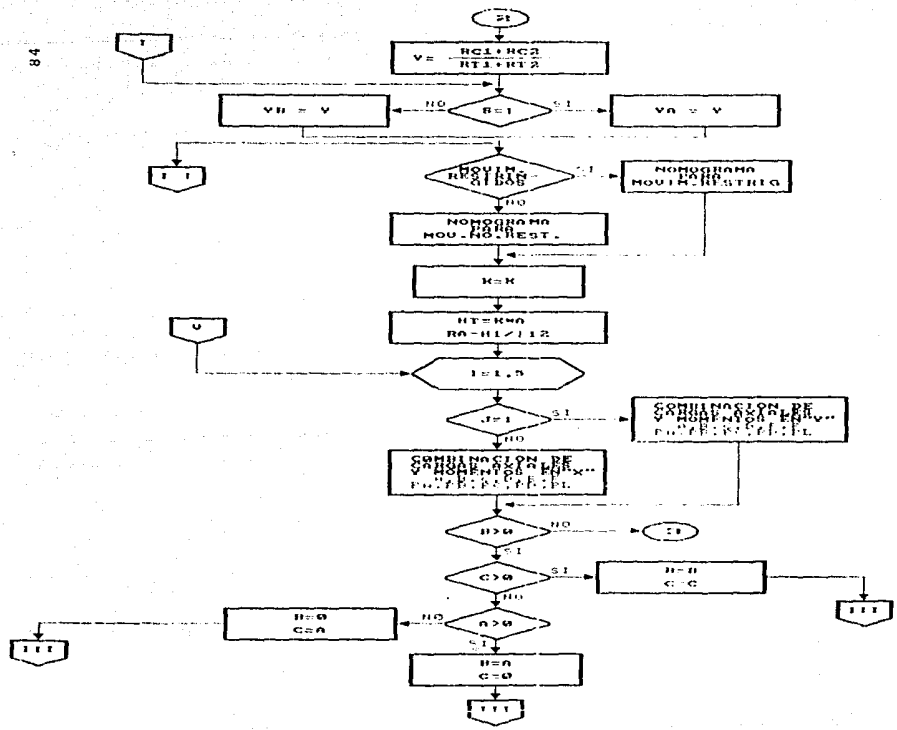


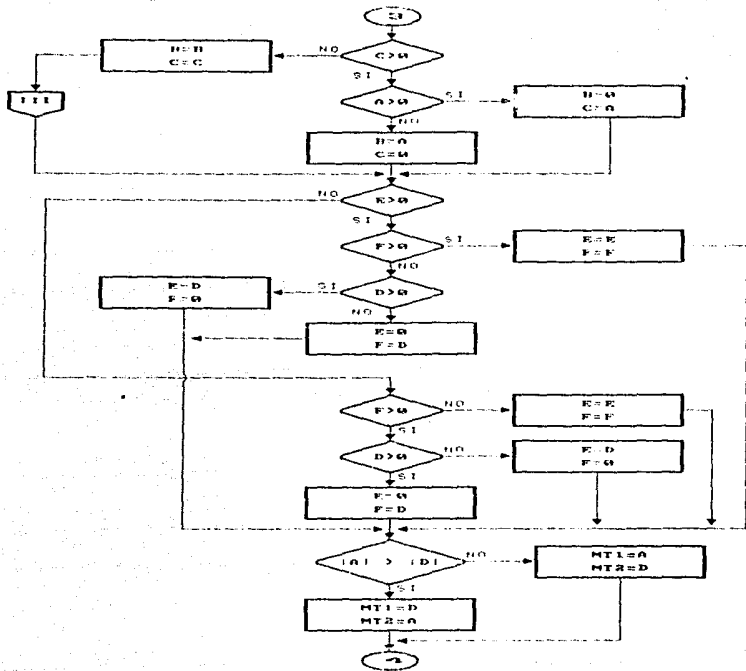
DATOS GENERALES  
DIRENO



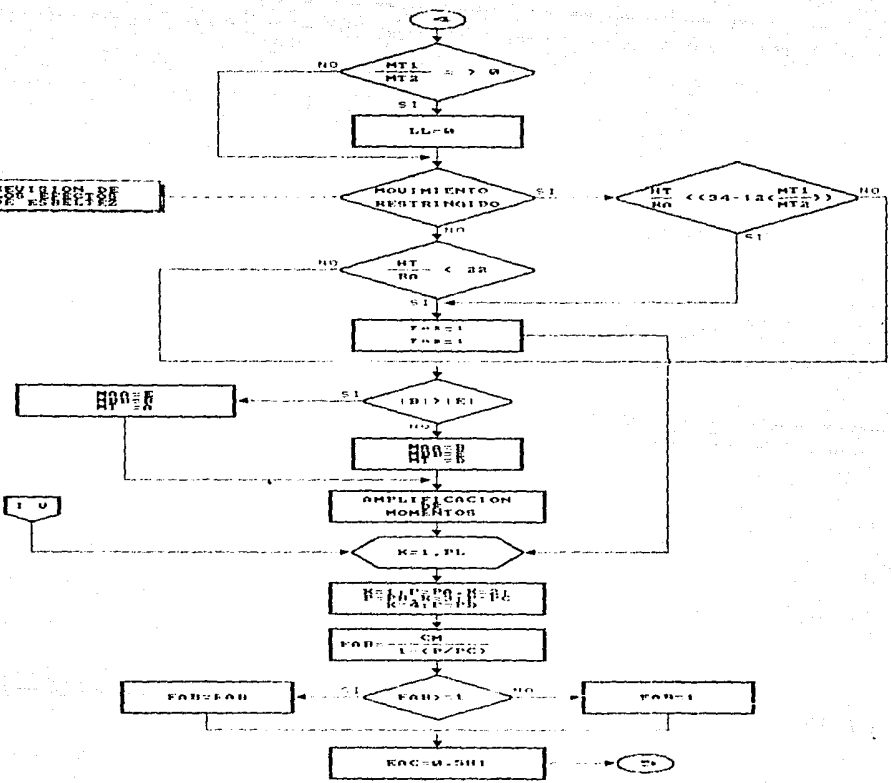


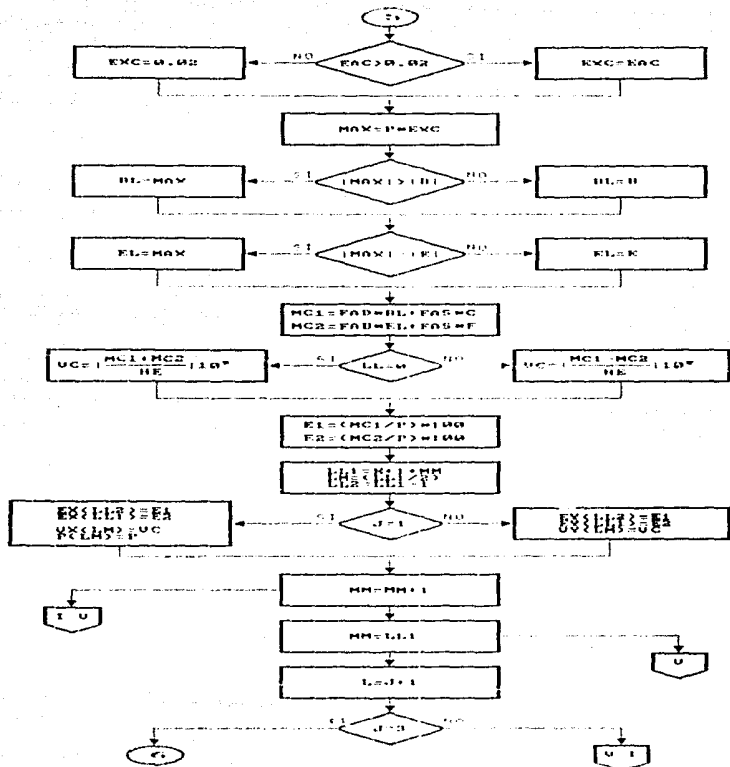




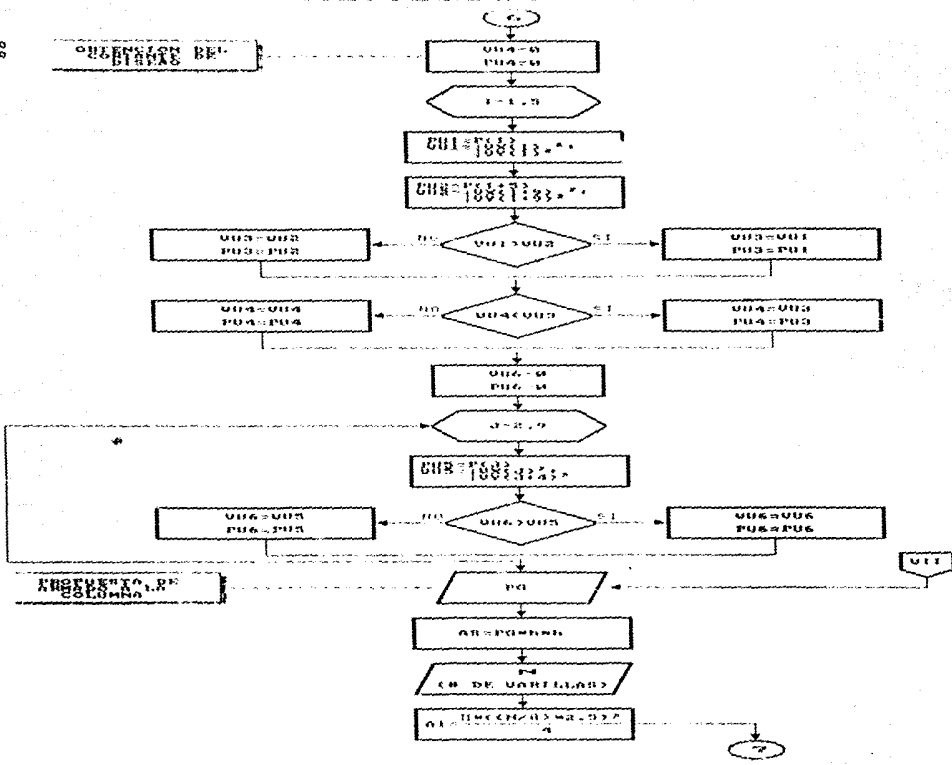


REVISAR EL ESTADO DE LOS REACTORES



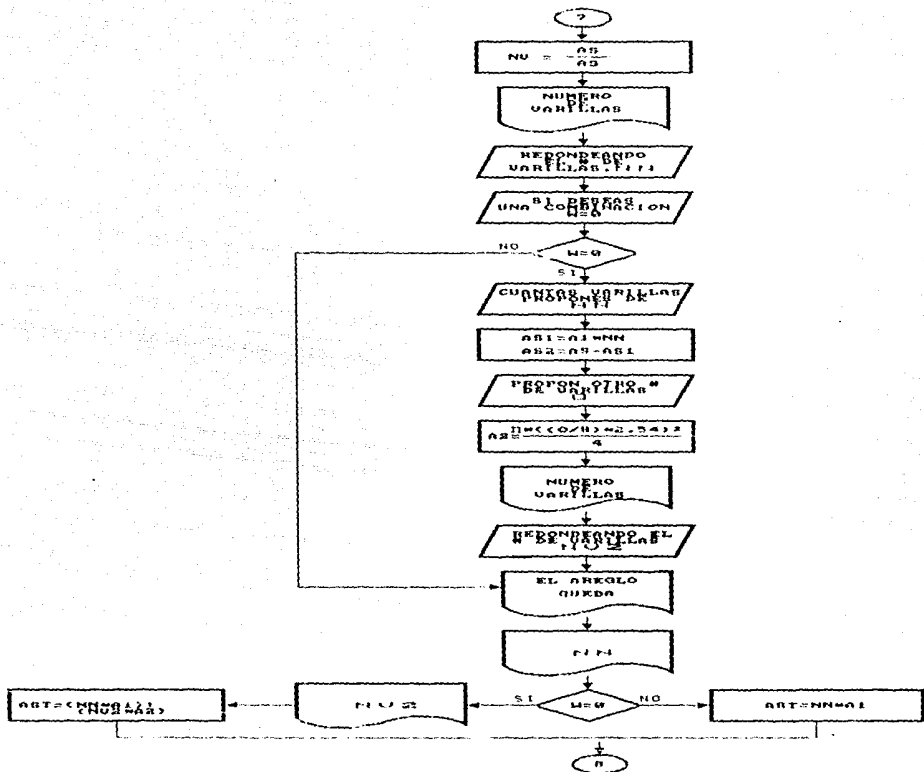


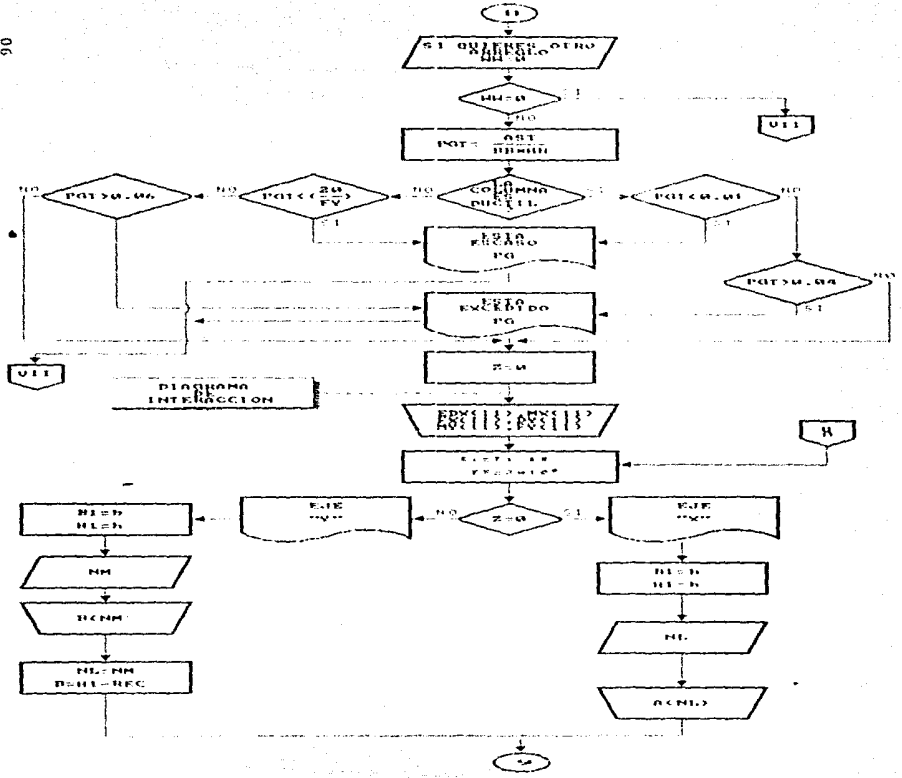
QUESTION BE



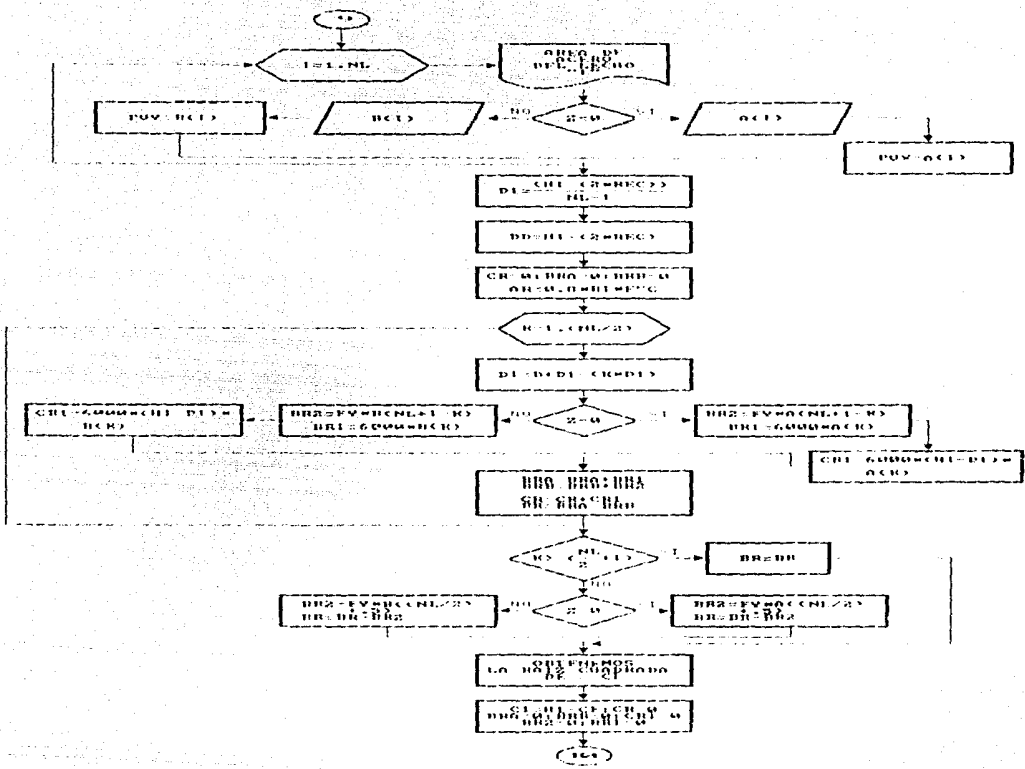
QUESTION BE

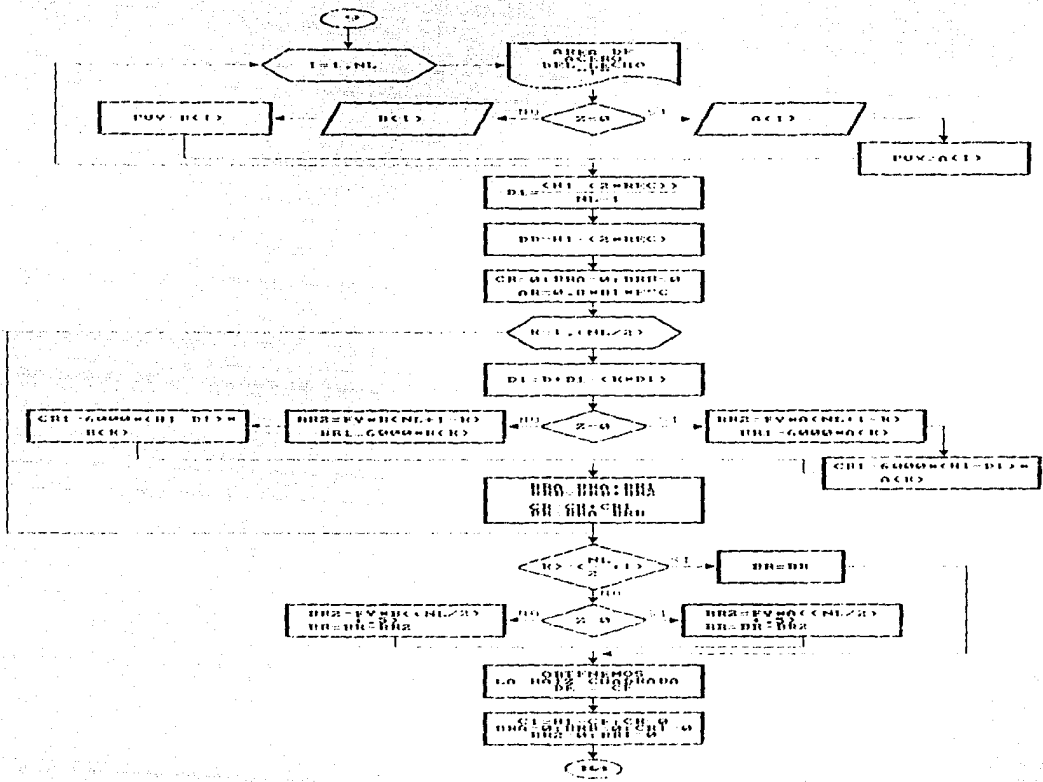
7

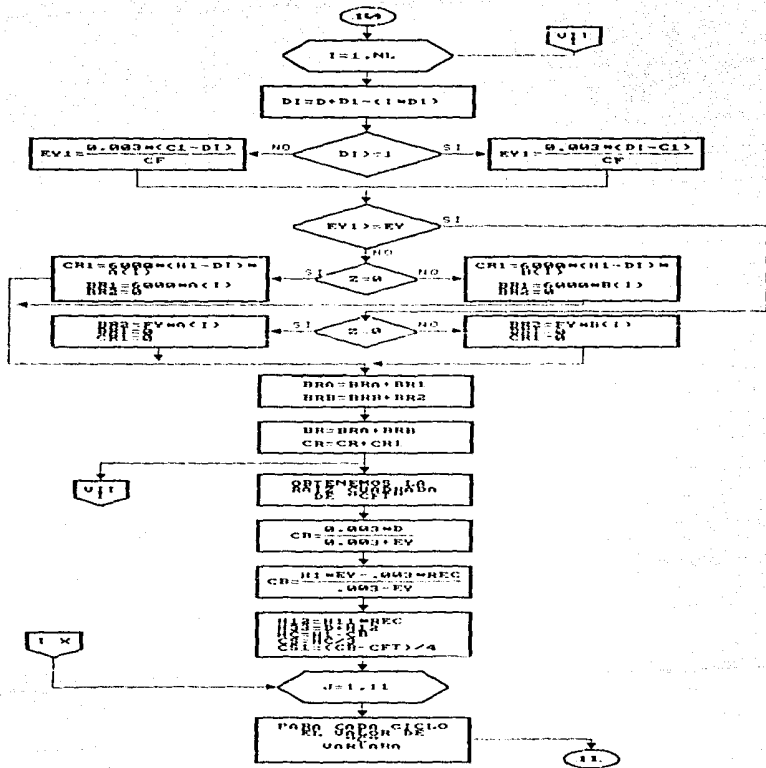


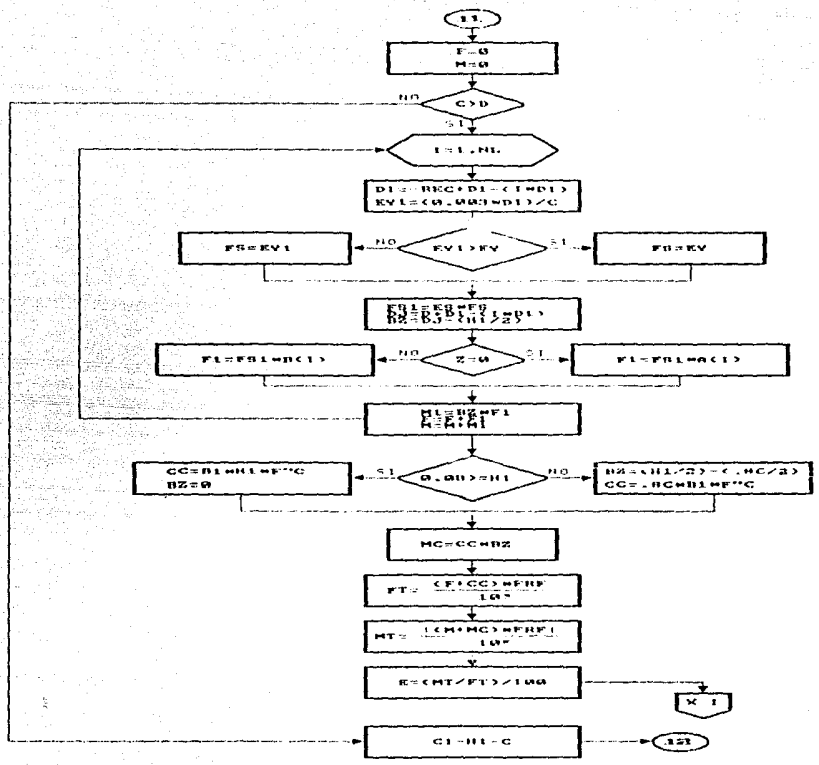


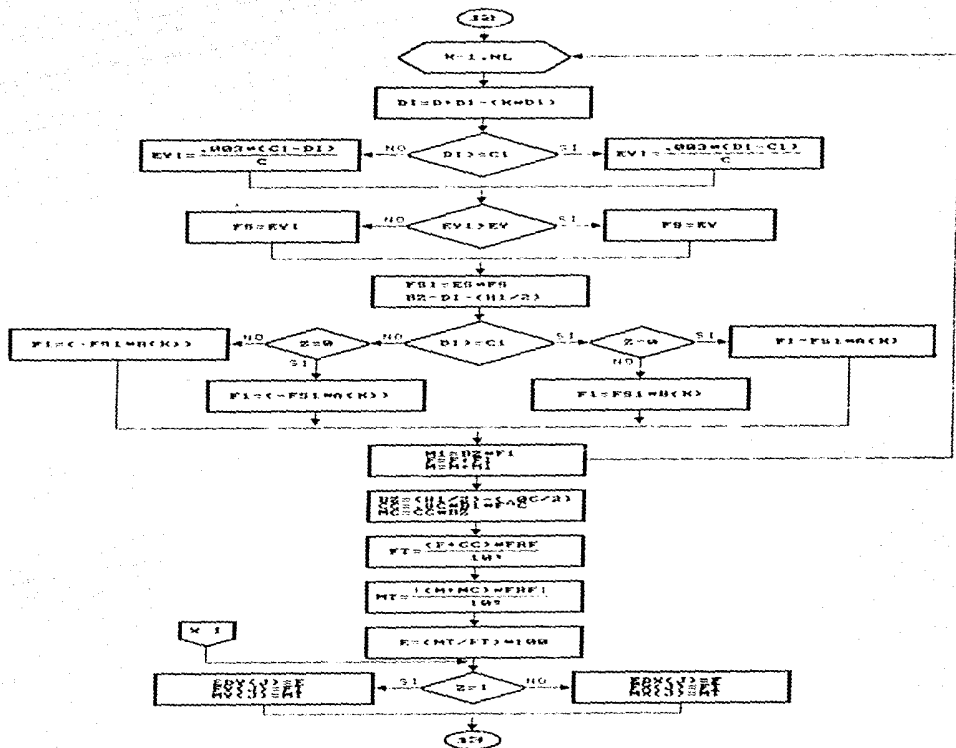


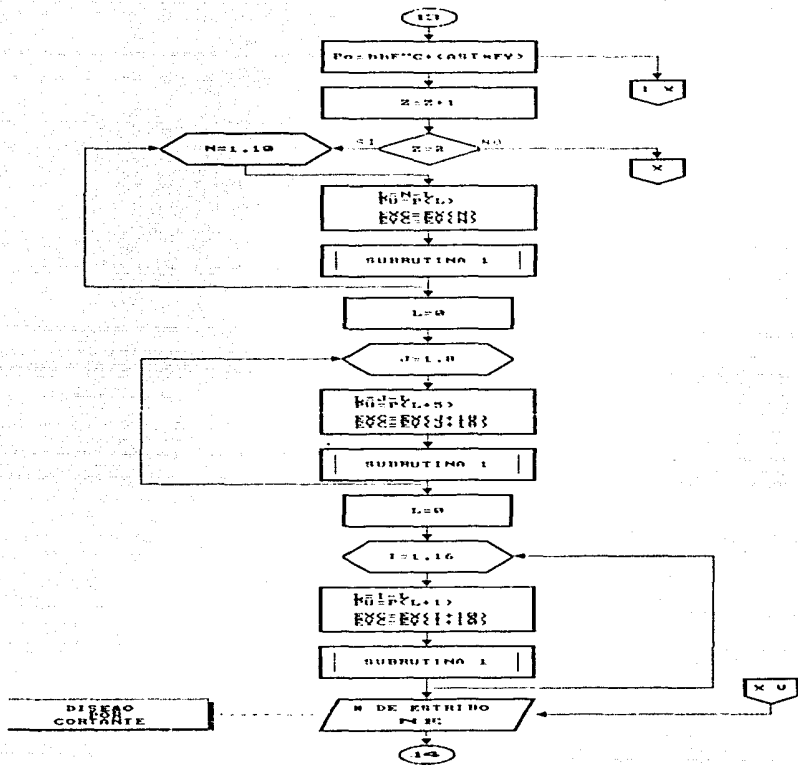


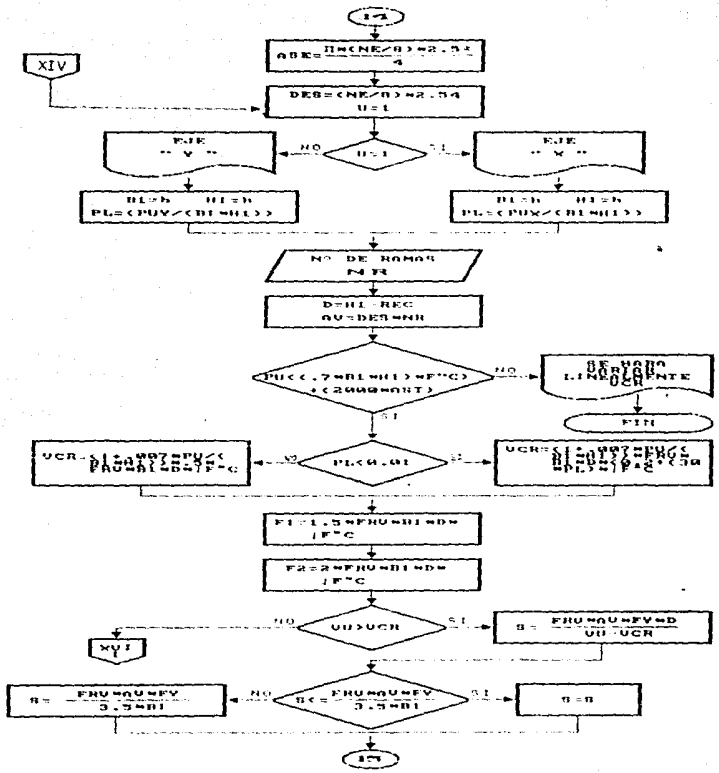


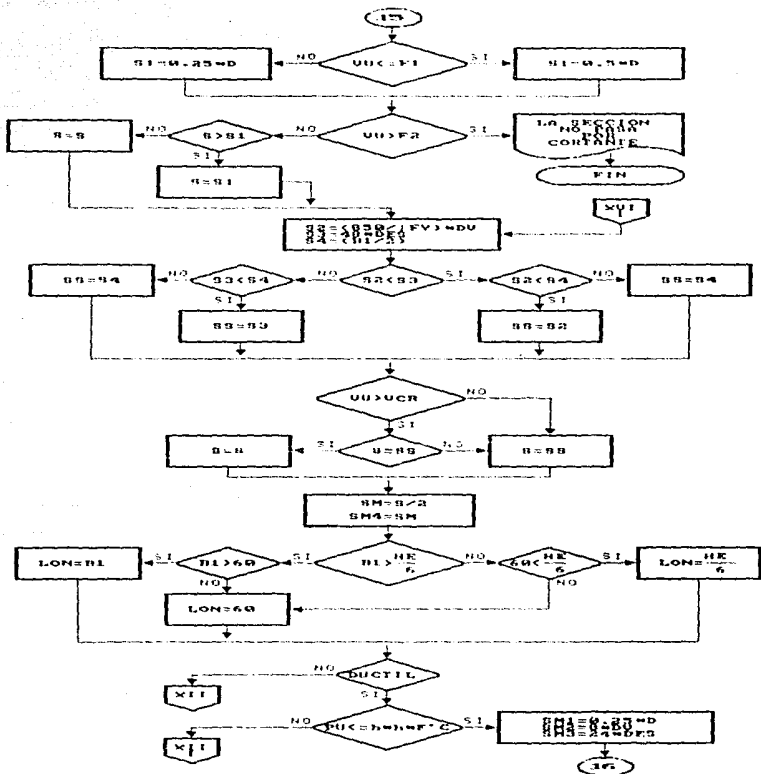




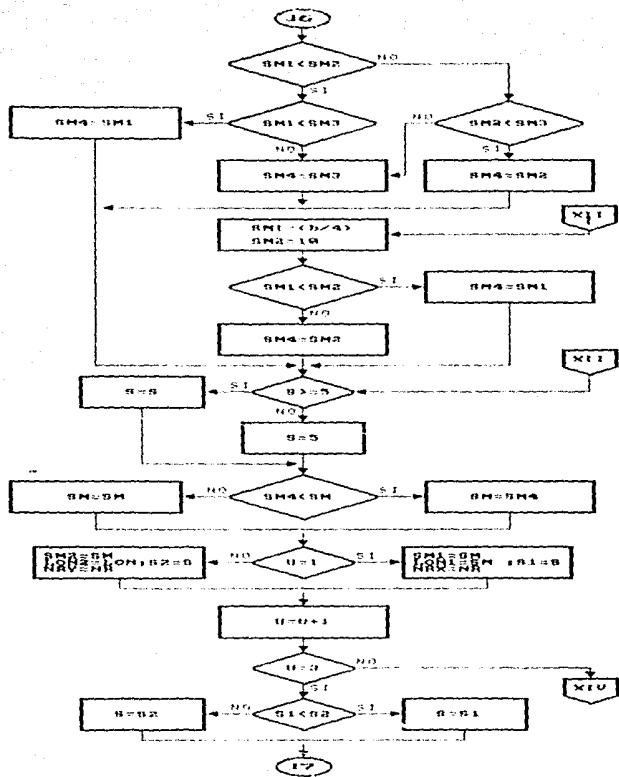


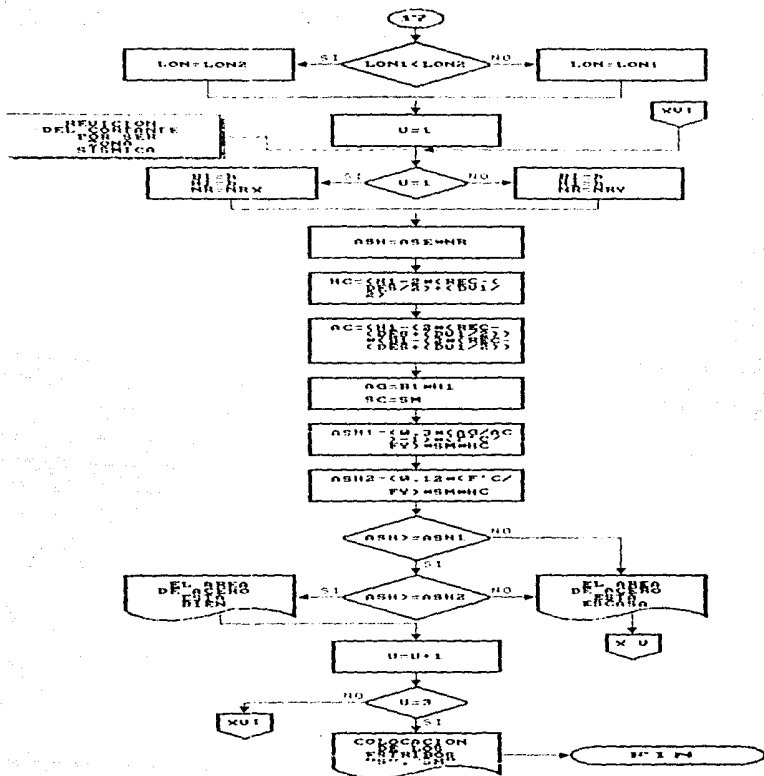




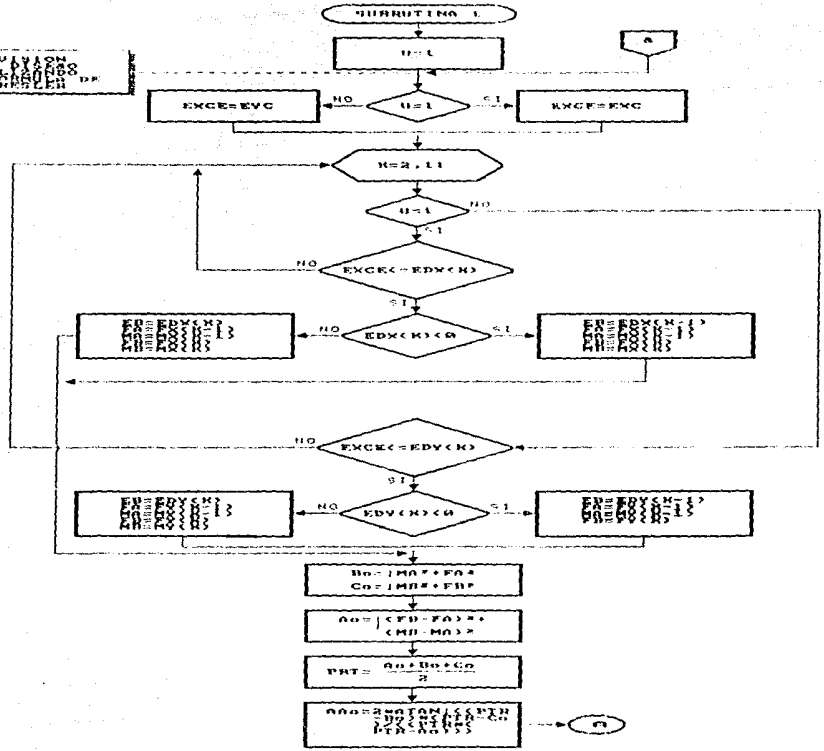






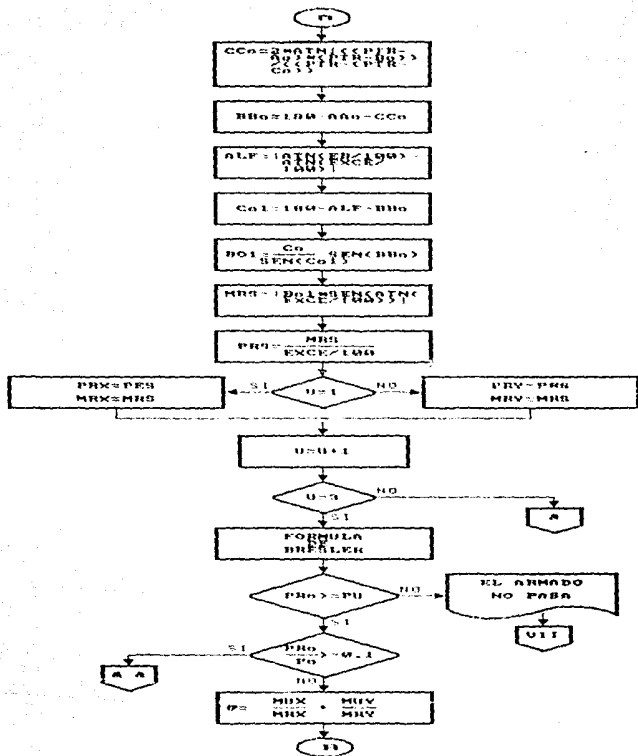


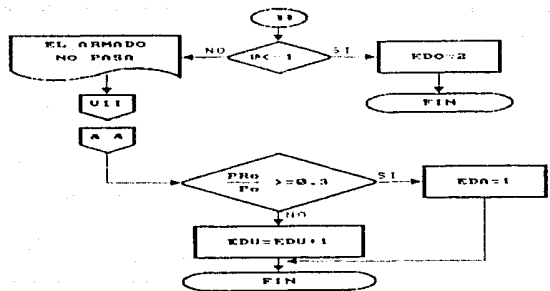
INFORMATION REPORT  
NO. 100  
1968



A

C





#### 6.4 Presentación del Programa

Con base en el diagrama de flujo elaborado se procede a la codificación en lenguaje BASIC para formar el programa con que se alimentará a la computadora. El diagrama de flujo es una presentación lógica del pensamiento humano, el programa es una presentación en un lenguaje que entiende la computadora.

A continuación se incluye el programa elaborado.

```

1 REM " PROGRAMA PARA DISEÑO DE COLUMNAS RECTANGULARES DE CONCRETO REFORZADO
2 REM
3 REM
4 REM
5 REM " DATOS GENERALES DE DISEÑO Y GEOMETRICOS "
6 REM
10 INPUT"BASE (cm)=";B5:INPUT"ALTURA (cm)=";HH:INPUT"FC (kg/cm2)=";FIC:INPUT"
   (kg/cm2)=";FY:INPUT"RECUBRIMIENTO (cm)=";REC:INPUT"ALTURA ENTRE EJES (cm)=";H
   INPUT"ALTURA LIBRE EN X (cm)=";HLX:INPUT"ALTURA LIBRE EN Y (cm)=";HLY
20 INPUT"CARGA TOTAL HASTA ENTREPISO (Ton)=";TU:INPUT"RIGIDES DE ENTREPISO EN X
   (Ton/cm)=";RX:INPUT"RIGIDES DE ENTREPISO EN Y (Ton/cm)=";RY:INPUT"FC=FC:INF
   "05:0
30 FDC=.8*FIC
40 IF FIC<250 THEN EC=14000*SOR(FIC) ELSE EC=8000*SOR(FIC)
50 IF FDC<250 THEN FDC=.85*FDC ELSE FDC=(1.05-(FDC/1250))*FDC
60 IF C<2 THEN I=0 ELSE I=1
70 IF T0 THEN I10 ELSE PRINT"***** LA COLUMNA NO ES DUCTIL *****"
80 IF B5<20 THEN P0 ELSE INPUT"LA BASE SERA POR LO MENOS IGUAL A 20 cm:.....";
   B5
90 IF H/H5<4 THEN PRINT"***** LA SECCION ESTA BIEN PROPORCIONADA *****
   " ELSE PRINT"LA SECCION ESTA MAL PROPORCIONADA (PROFON OTRA)";INPUT"B=";B5:IN
   UT"H=";HH:J10 00
100 PRF=.6:PRV=.9:GOTO 300
110 PRINT"***** LA COLUMNA ES DUCTIL *****"
120 IF FIC<200 THEN 130 ELSE PRINT"FC:200 COMIENZA OTRA VEZ":GOTO 10
130 IF B5<20 THEN 140 ELSE INPUT"LA BASE SERA POR LO MENOS IGUAL A 20 cm:.....
   ";B5
140 IF B5/H5<4 THEN 150 ELSE PRINT"LA SECCION ESTA MAL PROPORCIONADA (PROFON
   OTRA)";INPUT"B=";B5:INPUT"H=";HH:GOTO 100
150 IF HLX/B5<15 THEN IF HLY/H5<15 THEN PRINT"LA SECCION ESTA BIEN PROPORCION
   DA" ELSE INPUT"LA ALTURA ESTA ESCASA (PROFON OTRA MAYOR (ALTURA)=";HH:GOTO 100
   SE INPUT"LA BASE ESTA ESCASA (PROFON OTRA MAYOR (BASE)=";B5:GOTO 100
160 PRF=.6:PRV=.9:GOTO 300
170 REM
180 REM " DATOS PROPORCIONADOS POR EL ANALISIS ESTRUCTURAL "
190 REM
200 INPUT"CARGA AXIAL ESTADICA (Ton)=";PA:INPUT"CARGA AXIAL ACCIDENTAL EN X (T
   N)=";PB:INPUT"CARGA AXIAL ACCIDENTAL EN Y (Ton)=";PC
210 PD=.7*PC:PF=.3*PB
220 P1=PA+PC:P2=(PA+PB+PD)*1.1:P3=(PA+PB-PD)*1.1
230 P4=(PA+PB+PD)*1.1:P5=(PA+PB-PD)*1.1:P6=(PA+PC+PF)*1.1
240 P7=(PA+PC+PF)*1.1:P8=(PA+PC+PF)*1.1:P9=(PA+PC+PF)*1.1
245 PRINT" @@@@@@@@@@ MOMENTOS ESTADICOS @@@@@@@@@@"
250 INPUT"MOMENTO ESTADICO SUPERIOR EN X (Ton-M)=";MA1:INPUT"MOMENTO ESTADICO I
   NFERIOR EN X (Ton-M)=";MA2:INPUT"MOMENTO ESTADICO SUPERIOR EN Y (Ton-M)=";MA3:IN
   UT"MOMENTO ESTADICO EN Y (Ton-M)=";MA4
255 PRINT" @@@@@@@@@@ MOMENTOS ACCIDENTALES @@@@@@@@@@"
260 INPUT"MOMENTO ACCIDENTAL SUPERIOR EN X (Ton-M)=";MC1:INPUT"MOMENTO ACCIDENT
   L INFERIOR EN X (Ton-M)=";MC2:INPUT"MOMENTO ACCIDENTAL SUPERIOR EN Y (Ton-M)=";
   MC3:INPUT"MOMENTO ACCIDENTAL INFERIOR EN Y (Ton-M)=";MC4
270 MA=MA1*1.1;MB=MA2*1.1;MC=MC1*1.1;MD=MC2*1.1
280 ME=MA3*1.1;MF=MA4*1.1;MG=MC3*1.1;MH=MC4*1.1
290 MI=.7*ME;MJ=.7*MF;MK=.7*MG;ML=.7*MH
400 M1=MA1+PC;M2=MB1+PC;M3=MC1+FC;M4=MD1+FC
410 M5=MA+ME;M6=MC+MI;M7=MB+MF;M8=MD+MJ
420 M9=MC+MJ;M10=MD+MJ;M11=MA+ME;M12=MB+MF

```

```

450 M13=MC+MG;M14=MA+MK;M15=MD+MH;M16=MB+ML
460 M17=MA+MK;M18=MB+ML;M19=MC+MG;M20=MD+MH
450 J=1;DIM EX(26),EY(26),VX(26),VY(26),P(13)
450 IF J=1 THEN PRINT"EJE X":B1=HH;H1=BB;A=HLX;R=RX ELSE PRINT"EJE Y":B1=BB;H1=
H1A=HLY;R=RY;I=1
464 REM
465 REM " RIGIDES EN LOS NUDOS DE LA COLUMNA "
466 REM
470 FOR S=1 TO 2
480 IF S=1 THEN PRINT"@@@@ NUDO SUPERIOR @@@@@" ELSE PRINT"@@@@ NUDO INFERIOR
@@@@@"
490 INPUT"EMFOTRS=0 : ARTICULACION=1 : NINGUNO=2 ...:NS
500 IF NS=0 THEN Y1=0;GOTO 530 ELSE IF NS=1 THEN Y1=200;GOTO 530 ELSE IF NS=2
HEN 510 ELSE 480
510 INPUT"RIGIDES TRAPE DERECHA=":RT1;INPUT"RIGIDES TRAPE IZQUIERDA=":RT2;INPUT
RIGIDES COLUMNA SUPERIOR=":RC1;INPUT"RIGIDES COLUMNA INFERIOR=":RC2
520 Y1=(RC1+RC2)/(RT1+RT2)
530 IF S=1 THEN Y1=Y1 ELSE Y1=1
540 NEXT S
550 INPUT"@@@@@@@@ MOVIMIENTOS RESTRINGIDOS=0 : NO RESTRINGIDOS=1 @@@@@@@@@":L
560 IF L=0 THEN 570 ELSE 710
564 REM
566 REM " NOMOGRAMA PARA MOVIMIENTOS RESTRINGIDOS "
568 REM
570 FOR I=1 TO 2
580 IF I=1 THEN YA=YA1 ELSE YA=YB1
590 IF YA=0 THEN XA=0;GOTO 640 ELSE IF YA=.1 THEN XA=(YA/.8);GOTO 640 ELSE IF
A=.2 THEN XA=(1.25+((YA-.1)/(1.1)));GOTO 640 ELSE IF YA=.3 THEN XA=(2.25+((YA-
.1));GOTO 640 ELSE 600
600 IF YA=.4 THEN XA=(3.1+((YA-.3)/(1.75)));GOTO 640 ELSE IF YA=.5 THEN XA=
5.75+((YA-.4)/(1.55));GOTO 640 ELSE IF YA=.6 THEN XA=(4.3+((YA-.5)/(1.45
);GOTO 640 ELSE IF YA=.7 THEN XA=(4.75+((YA-.6)/(1.75)));GOTO 640 ELSE 610
610 IF YA=.8 THEN XA=(5.1+((YA-.7)/(1.75)));GOTO 640 ELSE IF YA=.9 THEN XA=
.4+((YA-.8)/(1.75));GOTO 640 ELSE IF YA=1 THEN XA=(5.65+((YA-.9)/(1.75));
GOTO 640 ELSE IF YA=1.5 THEN XA=(5.95+((YA-1)/(1.577)));GOTO 640 ELSE 620
620 IF YA=2 THEN XA=(6.65+((YA-1.5)/(1.578)));GOTO 640 ELSE IF YA=3 THEN XA=
.25+((YA-2)/(1.75));GOTO 640 ELSE IF YA=4 THEN XA=(7.8+((YA-3)/(1.75));GOT
640 ELSE IF YA=5 THEN XA=(8.05+((YA-4)/(1.75));GOTO 640 ELSE 630
630 IF YA=10 THEN XA=(8.25+((YA-5)/(1.75));GOTO 640 ELSE IF YA=50 THEN XA=
.7+((YA-10)/(40.75));GOTO 640 ELSE XA=.149999
640 IF I=1 THEN XB=XA ELSE 650
650 NEXT I
660 IF XA=XB THEN XC=XB ELSE XC=XA
670 X=(XC+ABS((XA-XB)/2))
680 IF X=0 THEN F=.5;GOTO 890 ELSE IF X=.125 THEN F=(.04*X)+.5;GOTO 890 ELSE I
X=.245 THEN K=(X-1.25)*(.05/1.2)+.55;GOTO 890 ELSE IF X=.355 THEN K=(X-.245)
(.05/1.1)+.6;GOTO 890 ELSE IF X=.455 THEN F=(X-.355)*(.05/1)+.65;GOTO 890 ELSE
690
690 IF X=.55 THEN K=(X-4.55)*(.05/1.95)+.7;GOTO 890 ELSE IF X=.635 THEN K=(X-5
.5)*(.05/1.85)+.75;GOTO 890 ELSE IF X=.72 THEN F=(X-.635)*(.05/1.85)+.8;GOTO 890
LSE IF X=.779 THEN K=(X-7.2)+(.05/1.7)+.85;GOTO 890 ELSE 700
700 IF X=8.600001 THEN K=(X-7.9)*(.05/1.7)+.9;GOTO 890 ELSE IF X=9.149999 THEN
K=(X-8.600001)*(.05/1.55)+.95;GOTO 890 ELSE F=1;GOTO 890
704 REM
706 REM " NOMOGRAMA PARA MOVIMIENTOS NO RESTRINGIDOS "
708 REM
710 FOR V=1 TO 2
720 IF V=1 THEN YA=YA1 ELSE YA=YB1
730 IF YA=0 THEN XA=0;GOTO 780 ELSE 740
740 IF YA=.1 THEN XA=(YA/(1.75));GOTO 780 ELSE IF YA=.15 THEN XA=(1.75+((YA-
1)/(1.577));GOTO 780 ELSE IF YA=.2 THEN XA=(2.45+((YA-1.5)/(1.578)));GOTO 780 E
SE IF YA=.25 THEN XA=(3.05+((YA-2)/(1.575)));GOTO 780 ELSE 750
750 IF YA=.3 THEN XA=(3.6+((YA-2.5)/(1.5745));GOTO 780 ELSE IF YA=.4 THEN XA=
.05+((YA-3)/(1.77));GOTO 780 ELSE IF YA=.6 THEN XA=(4.75+((YA-4)/(2.91));GOTO
780 ELSE IF YA=.9 THEN XA=(5.65+((YA-6)/(3.91));GOTO 780 ELSE 760
760 IF YA=10 THEN XA=(6.55+((YA-9)/(1.72));GOTO 780 ELSE IF YA=15 THEN XA=(

```



```

75+(YA-10)/(5.75)):GOTO 780 ELSE IF YA=20 THEN XA=(7.35+(YA-15)/(15.75)):G
TO 780 ELSE IF YA=50 THEN XA=(6.25+(YA-30)/(20.75)):GOTO 780 ELSE 770
770 IF YA=100 THEN XA=(6.55+(YA-50)/(50.75)) ELSE XA=9.149999
780 IF V=1 THEN XA=XA ELSE 790
790 NEXT V
800 IF XA=XB THEN XC=XB ELSE XC=XA
810 X=(XC+ABS((XA-XB)/2))
820 IF Y=0 THEN K=1:GOTO 890 ELSE IF X<0.5 THEN K=(.5/2.5)*X+1:GOTO 890 ELSE I
F X=4.5 THEN K=(X-2.5)*(5/2)+1.5:GOTO 890 ELSE IF X=6.7 THEN K=(X-4.5)*(1/2.2
+2):GOTO 890 ELSE IF X=7.3 THEN K=(X-5.7)*(1.5/3)+3:GOTO 890 ELSE 830
830 IF X<7.7 THEN K=(X-7.3)*1.5+.4+3:GOTO 890 ELSE IF X=9 THEN K=(X-7.7)*(
5/2)+4:GOTO 890 ELSE IF Y=6.2 THEN K=(X-8)*(1.5/2)+4.5:GOTO 890 ELSE 840
840 IF X=8.95 THEN K=(X-8.2)*(5/75)+5:GOTO 890 ELSE IF X=9.149999 THEN K=(X-
.75)*(10/2)+10:GOTO 890 ELSE K=20:GOTO 890
890 HT=(H+A:RA=(H1/SQR(12)):MM=0
994 REM
995 REM " COMBINACION DE MOMENTOS Y CARGAS AXIALES "
996 REM
900 FOR I=1 TO 5
910 IF I=1 THEN 920 ELSE 940
920 IF I=1 THEN A=M1:B=M1:C=0:D=M2:E=M2:F=0:PA=P1:PL=1:GOTO 960 ELSE IF I=2 THE
A=M5:B=M4:C=M2:D=M7:E=M6:F=M7:PA=P2:PB=P3:PL=2:GOTO 960 ELSE 925
925 IF I=3 THEN A=M11:B=M4:C=M2:D=M10:E=M8:F=M9:PA=P4:PB=P5:PL=2:GOTO 960 EL
IF I=4 THEN A=M14:B=M4:C=M1:D=M15:E=M8:F=M14:PA=P6:PB=P7:PC=P8:PD=P9:PL=4:GOTO
960 ELSE 930
930 IF I=5 THEN A=M17:B=M4:C=M1:D=M18:E=M8:F=M14:PA=P6:PB=P7:PC=P8:PD=P9:PL=4:
GOTO 960 ELSE 950
940 IF I=1 THEN A=M2:B=M3:C=0:D=M4:E=M4:F=0:PA=P1:PL=1:GOTO 960 ELSE IF I=2 THE
A=M6:B=M2:C=M1:D=M8:E=M4:F=M3:PA=P2:PB=P3:PC=P4:PD=P5:PL=4:GOTO 960 ELSE 945
945 IF I=3 THEN A=M9:B=M3:C=M1:D=M10:E=M4:F=M3:PA=P2:PB=P3:PC=P4:PD=P5:PL=4:G
TO 960 ELSE IF I=4 THEN A=M13:B=M3:C=M6:D=M15:E=M4:F=M13:PA=P6:PB=P7:PL=2:GOTO 9
60 ELSE 950
950 IF I=5 THEN A=M19:B=M3:C=M6:D=M20:E=M4:F=M13:PA=P6:PB=P7:PL=2 ELSE 960
960 IF B=0 THEN IF C=0 THEN B=B:C=C:GOTO 980 ELSE IF A=0 THEN B=A:C=0:GOTO 980
LSE B=C:C=0:GOTO 980 ELSE 970
970 IF C=0 THEN IF A=0 THEN B=C:A:GOTO 980 ELSE B=A:C=0:GOTO 980 ELSE B=C:C=0
980 IF E=0 THEN IF F=0 THEN E=E:F:F:GOTO 1000 ELSE IF D=0 THEN E=D:F=0:GOTO 100
ELSE E=0:F=D:GOTO 1000 ELSE 990
990 IF F=0 THEN IF D=0 THEN E=0:F=D:GOTO 1000 ELSE E=D:F=0:GOTO 1000 ELSE E=C:F
F
1000 IF ABS(A) ABS(D) THEN MT1=D:MT2=A ELSE MT1=A:MT2=D
1010 IF (MT1/MT2)=0 THEN LL=0 ELSE LL=1
1020 IF LL=1 THEN 1030 ELSE 1035
1024 REM
1025 REM " REVISION DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ "
1026 REM
1030 IF (HT/RA)<22 THEN FAS=1:FAB=1:FK=1:GOTO 1120 ELSE 1040
1035 IF (HT/RA)<(34+12*(MT1/MT2)) THEN FAS=1:FAB=1:FK=1:GOTO 1120 ELSE 1040
1040 PRINT"SI HAY EFECTOS DE ESBELTEZ":IF ABS(B) ABS(E) THEN MAA=E:MBB=B:MT=A E
SE MAA=B:MBB=E:MT=D
1050 IG=(B1+H1^3)/12
1060 U=ABS((.7*MBB)/MT)
1070 EI=.4+((EC+IG)/(1+U))
1080 FC=(FRF+.7.1418+U)/HT^2)
1090 FAS=1+((WU/HE)*((R/F)-1.2*(WU/HE)))
1100 IF L=0 THEN CM=.8+.4*(MAA:MBB) ELSE CM=1
1110 IF CM=.4 THEN CM=CM ELSE CM=.4
1120 FOR J=1 TO PL
1130 IF J=1 THEN P=FA ELSE IF J=2 THEN P=FB ELSE IF J=3 THEN P=PC ELSE P=PD
1140 PAD=(CM*(1-(E+1000)/FC))
1150 IF FAB=1 THEN FAB=FAB ELSE FAB=1
1160 EAC=.05*(H1/100)
1170 IF EAC<.02 THEN EYC=EAC ELSE EYC=.02
1180 MAE=F+EYC
1190 IF ABS(MAX) ABS(B) THEN BL=MAX ELSE BL=B
1200 IF ABS(MAX) ABS(E) THEN EL=MAX ELSE EL=E

```

```

1210 MCI=FAB*ABS(BL)+FAS*ABS(C)
1220 MC2=FAB*ABS(EL)+FAS*ABS(F)
1225 IF LL=0 THEN VC=((MCI+MC2)/HE)*10*5 ELSE VC=ABS((MCI-MC2)/HE)*10*5
1230 E1=(MCI/F)*100;E2=(MC2/F)*100
1240 LL1=K+1;MM;LM=(LL1/2);LL2=LL1-1
1250 IF J=1 THEN EX(LL2)=E1;EX(LL1)=E2;VX(LM)=VC;P(LM)=P ELSE EY(LL2)=E1;EY(LL1)=E2;VY(LM)=VC
1260 MM=MM+1;NEXT K;MM=LL1
1270 NEXT I
1280 J=J+1;IF J=3 THEN 1290 ELSE 460
1284 REM
1285 REM "OBTENCION DEL CORTANTE DE DISEÑO "
1286 REM
1290 VU4=0;FU4=0
1300 FOR I=1 TO 5
1310 VU1=SQR((VX(I))^2+(VY(I))^2);FU1=F(I)
1320 VU2=SQR((VX(I+1))^2+(VY(I+1))^2);FU2=P(I+5)
1330 IF VU1>VU2 THEN VU3=VU1;FU3=FU1 ELSE VU3=VU2;FU3=FU2
1340 IF VU4>VU3 THEN VU4=VU3;FU4=FU3 ELSE VU4=VU4;FU4=FU4
1350 NEXT I;VU6=0;FU6=0
1360 FOR J=2 TO 9
1370 VU5=SQR((VX(J))^2+(VY(J+1))^2);FU5=P(J)
1380 IF VU6>VU5 THEN VU6=VU5;FU6=FU5 ELSE VU6=VU6;FU6=FU6
1390 NEXT J
1400 IF VU6>VU4 THEN VU7=VU6;FU7=FU6 ELSE VU7=VU4;FU7=FU4
1450 REM
1460 REM " PROPUESTA DE ARMADO DE LA COLUMNA "
1465 REM
1470 INPUT"PROPON UN 'FG' ENTRE .01 Y .06 :.....PG=";PG
1480 AS=PG*BB*HH;PRINT"AS=";AS
1490 INPUT"PROPON UN # DE VARILLAS=";N
1500 A1=(3.1416*(N/6)*2.54)^2/4
1510 NV=AS/A1;PRINT"NUMERO DE VARILLAS=";NV
1520 INPUT"REDONDEANDO EL NUMERO DE VARILLAS NOS DA=";NN
1530 INPUT"SI DEBEAS UNA COMBINACION DE VARILLAS PRECIONA CERO : SI NO UNO";W
1540 IF W=0 THEN 1550 ELSE 1610
1550 INPUT"CUANTAS VARILLAS PROPONES DEL NUMERO ESCOGIDO";NN
1560 AS1=A1*NN;AS2=AS-AS1
1570 INPUT"PROPON OTRO # DE VARILLAS=";O
1580 A2=(3.1416*(O/6)*2.54)^2/4
1590 NV1=AS2/A2;PRINT"NUMERO DE VARILLAS=";NV1
1600 INPUT"REDONDEANDO EL NUMERO DE VARILLAS NOS DA=";NV2
1610 PRINT"***** EL ARREGLO QUEDA *****"
1620 PRINT"NN;"VARILLAS DEL "#";N;IF W=0 THEN 1670 ELSE 1640
1630 PRINT"NV2;"VARILLAS DEL "#";O
1640 IF W=0 THEN AST=(NN*A1)+(NV2*A2) ELSE AST=NN*A1
1650 IF W=0 THEN IF A1>A2 THEN DV=SQR((4*A2)/3.1416);DV1=SQR((4*A1)/3.1416) ELSE DV=SQR((4*A1)/3.1416);DV1=SQR((4*A1)/3.1416);DV1=SQ
((4*A1)/3.1416)
1660 PRINT"AREA DE ACERO TOTAL=";AST;PRINT"*****"
1670 INPUT"SI QUIERES OTRO ARREGLO PRECIONA 'CERO' : SI NO PRECIONA 'UNO!";WW
1680 IF WW=0 THEN 1470 ELSE 1690
1690 FGT=AST/(BB*HH)
1700 IF T=0 THEN 1710 ELSE 1720
1710 IF FGT<.01 THEN 1730 ELSE IF FGT<.04 THEN 1740 ELSE 1750
1720 IF FGT<(20/FY) THEN 1730 ELSE IF FGT<.06 THEN 1740 ELSE 1750
1730 PRINT"EL PORCENTAJE DE ACERO ESTA ESCASO PROPON UNO MAYOR";GOTO 1470
1740 PRINT"EL PORCENTAJE DE ACERO ESTA SOBRESADO PROPON UNO MENOR";GOTO 1470
1750 Z=0;ED0=0;EDA=0;EDU=0
1754 REM
1755 REM " DIAGRAMAS DE INTERACCION "
1756 REM
1760 DIM EDX(11),MX(11),FX(11),EDY(11),MY(11),FY(11)
1770 ES=2*10^6;EY=FY/ES
1780 IF Z=0 THEN PRINT"EJE Y":B1=HH;H1=BB ELSE PRINT"EJE Y":B1=BB;H1=HH;INPUT"

```

108

```

MERO DE LECHOS=":NM:DIM B(NM):NL=NM:D=H1-REC:GOTO 1810
1790 D=H1-REC:INPUT "NUMERÓ DE LECHOS=":NL
1800 DIM A(NL)
1810 FOR I=1 TO NL
1820 PRINT "AREA DE ACERO (cm) DEL LECHO #":I;
1840 IF Z=0 THEN INPUT A(I):PVI=A(I) ELSE INPUT B(I):PVI=B(I)
1850 NEXT I
1860 D1=(H1-(2*REC))/(NL-1)
1870 D=(H1-(2*REC))
1880 CR=0:BR=0:BRB=0:AR=.8*B1*F3C
1890 FOR Y=1 TO (NL/2)
1900 D1=D+D1-(K*D1):IF Z=0 THEN BRD=FY*(A(NL+1-K)):BR1=6000*A(K):CR1=6000*(H1-D1)
A(K) ELSE BRD=FY*(NL+1-K):BR1=6000*B(K):CR1=6000*(H1-D1)+B(K)
1910 BRA=BRA+BR1:BRB=BRB+BRD:CR=CR+CR1:BR=BRA-BRB
1920 NEXT Y:IF L=(NL/2)+1 THEN BR=BR ELSE IF Z=0 THEN BRD=FY*(NL/2)+.5):BR
BR-BRD ELSE BRD=FY*(NL/2)+.5):BR=BR-BRD
1930 CF=(-BR+SQR(BR^2+(4*AR*CR)))/(2*AR):C1=H1-CF:CR=0:BR=0:BRB=0:BR2=0:BR1=0:
R1=0
1940 FOR I=1 TO NL
1950 D1=D+D1-(I*D1)
1960 IF D1<C1 THEN EY1=(.003*(D1-C1))/CF ELSE EY1=(.003*(C1-D1))/CF
1970 IF EY1<EY THEN IF Z=0 THEN BRD=FY*A(I):BR1=0:CR1=0 ELSE BRD=FY*B(I):BR1=0
CR1=0 ELSE IF Z=0 THEN BR2=0:BR1=6000*A(I):CR1=6000*(H1-D1)+A(I) ELSE BR2=0:BR1
6000*B(I):CR1=6000*(H1-D1)+B(I)
1980 IF D1<C1 THEN BR2=BRD ELSE BR2=(-BRD)
1990 BRA=BRA+BR1:BRB=BRB+BR2:CR=CR+CR1:BR=BRA+BRB
2000 NEXT I
2010 CFT=(-BR+SQR(BR^2+(4*AR*CR)))/(2*AR)
2020 CB=(.003*D)/(CF+EY)
2030 H11=(H1+EY)-(CF+REC)/(CF+EY)
2040 H12=H11+REC:H13=D+H12:HC=H1-CB
2050 CS=(HC/3):CS1=(CB-CFT)/4
2060 FOR J=1 TO 11
2070 IF J=1 THEN C=H13 ELSE IF J=2 THEN C=H1 ELSE IF J=3 THEN C=H1-CS ELSE IF J
4 THEN C=(H1-(2*CS)) ELSE IF J=5 THEN C=CB ELSE 2080
2090 IF J=6 THEN C=CB-CS ELSE IF J=7 THEN C=(CB-(2*CS1)) ELSE IF J=8 THEN C=(C
-(3*CS1)) ELSE IF J=9 THEN C=CFT ELSE IF J=10 THEN C=(CFT/2) ELSE IF J=11 THEN
=) ELSE 2090
2090 F=0:M=0
2100 IF C<D THEN 2110 ELSE 2240
2110 FOR I=1 TO NL
2120 D1=C-REC+D1-(I*D1)
2130 EY1=(.003*D1)/C
2140 IF EY1<EY THEN FS=EY ELSE FS=EY1
2150 FS1=ES+FS
2160 DJ=D+D1-(I*D1)
2170 CZ=DJ-(H1/2):IF Z=0 THEN F1=FS1*A(I) ELSE F1=FS1*B(I)
2180 M1=BZ+F1
2190 F=F+F1:M=M+M1
2200 NEXT I
2210 IF (.8*C)>H1 THEN CC=B1*H1*F3C:BZ=0 ELSE CC=.8*C*B1*F3C:BZ=(H1/2)-((.6+C)/2
2220 MC=CC*BZ
2230 FT=((F*CC)*FRF)/10^3:MT=((ABS(M+MC)*FRF))/10^5:E=(MT/FT)*100:GOTO 2380
2240 C1=H1-C
2250 FOR K=1 TO NL
2260 D1=D+D1-(K*D1)
2270 IF D1<C1 THEN EY1=(.003*(D1-C1))/C ELSE EY1=(.003*(C1-D1))/C
2280 IF EY1<EY THEN FS=EY ELSE FS=EY1
2290 FS1=ES+FS:B2=D1-(H1/2)
2300 IF D1<C1 THEN IF Z=0 THEN F1=FS1*A(K) ELSE F1=FS1*B(K) ELSE IF Z=0 THEN F
=(-FS1*A(K)) ELSE F1=(-FS1*B(K))
2310 M1=BZ+F1
2320 F=F+F1:M=M+M1
2330 NEXT K
2340 CC=.8*C*B1*F3C
2350 B7=(H1/2)-((.6+C)/2)

```

```

2350 MC=CC+BZ
2370 FT=((F+CC)+FRF)/10^3:MT=((ABS(M+MC)+FRF)/10^5):E=(MT/FT)+100
2380 IF D=1 THEN EDY(J)=E:FY(J)=FT:MY(J)=MT ELSE SDX(J)=E:FY(J)=FT:MY(J)=MT
2400 NEXT J
2405 FG=((BB+HH*FDC)+(AST*FY)) *FRF/10^3
2410 Z=Z+1:L=0:IF Z=2 THEN 2420 ELSE 1790
2420 FOR N=1 TO 10
2430 L=N-L:EXC=EX(N):EYC=EY(N):PU=P(L)
2440 GOSUB 2600
2450 NEXT N:L=0
2460 FOR J=1 TO 8
2470 L=J-L
2480 EXC=EX(J+16):EYC=EY(J+16):PU=P(L+5)
2490 GOSUB 2600
2500 NEXT J:L=0
2510 FOR I=1 TO 16
2520 L=I-L
2530 EXC=EX(I+3):EYC=EY(I+10):PU=P(L+1)
2540 GOSUB 2600
2550 NEXT I
2560 GOTO 2970
2570 REM
2580 REM " REVISION DEL DISEÑO UTILIZANDO LA FORMULA DE BRESLER "
2590 REM
2600 J=1
2610 IF U=1 THEN EXCE=EXC ELSE EXCE=EYC
2620 FOR K=2 TO 11
2630 IF U=1 THEN 2640 ELSE 2660
2640 IF EXCE=EDX(K) THEN IF EDX(K) < 0 THEN EB=EDX(K-1):FA=FX(K-1):FB=FX(K):MA=MX
(K-1):MB=MX(K):GOTO 2690 ELSE 2650 ELSE 2680
2650 EB=EDX(K):MA=MX(K-1):MB=MX(K):FA=FX(K-1):FB=FX(K):GOTO 2690
2660 IF EXCE=EDY(K) THEN IF EDY(K) < 0 THEN EB=EDY(K-1):FA=FY(K-1):FB=FY(K):MA=MY
(K-1):MB=MY(K):GOTO 2690 ELSE 2670 ELSE 2680
2670 EB=EDY(K):MA=MY(K-1):MB=MY(K):FA=FY(K-1):FB=FY(K):GOTO 2690
2680 NEXT K
2690 BO=SQR((MA^2)+(FA^2)):CO=SQR((MB^2)+(FB^2))
2700 AO=SQR((FB-FA)^2+(MB-MA)^2)
2710 PTR=(AO+BO+CO)/2
2720 AAO=2*ATN(SQR((PTR-BO)*(PTR-CO)/(PTR*(PTR-AO))))*(180/3.1416)
2730 CCO=2*ATN(SQR((PTR-AO)*(PTR-BO)/(PTR*(PTR-CO))))*(180/3.1416)
2740 BBO=180-AAO-CCO
2750 ALF=ABS(ATN(EB/100)-ATN(EXCE/100))*(180/3.1416)
2760 CO1=180-ALF-BBO
2770 BO1=CO/(SIN(CO1*(3.1416/180)))+(SIN(BBO*(3.1416/180)))
2780 MRS=ABS(BO1*SIN(ATN(EXCE/100)))
2790 PRS=MRS/(EXCE/100)
2800 IF U=1 THEN PRX=PRS:MRX=MRS ELSE PRY=PRS:MRY=MRS
2805 U=U+1:IF U=3 THEN 2810 ELSE 2810
2810 PRU=(1/((1/PRX)+(1/PRY)))+(1/PRU)
2820 IF PRU>PU THEN 2830 ELSE PRINT"NO PASA EL ARMADO":GOTO 1470
2830 IF (PRO/PO)>=.1 THEN 2850 ELSE 2640
2840 IF ((PU*(EXC/100))/MRX)+((PU*(EYC/100))/MRY)<1 THEN ED0=2:GOTO 2860 ELSE
PRINT"NO PASA EL ARMADO POR FLEXION : PROPON UNO MAYOR":GOTO 1470
2850 IF (PRO/PO)<=.1 THEN EDA=1 ELSE EDU=EDU+1
2860 RETURN
2970 IF EDU=34 THEN PRINT"EL ARMADO ESTA MUY SOBRADO : PROPON OTRO MENOR":GOTO
1470 ELSE 2980
2980 IF ED0=EDA THEN PRINT"EL ARMADO ES MUY BUENO" ELSE PRINT"EL ARMADO ES APT
RIADO"
2985 REM
2990 REM " DISEÑO POR CORTANTE "
2995 REM
3000 INPUT"PROPON UN # DE ESTRIBO":NE
3010 ASE=(3.1416*(NE/8)+2.54)^2/4
3020 DES=((NE/8)+2.54):U=1
3030 IF U=1 THEN PRINT"EJE Y":R1=HH:U=RR:PL=(PZY*(R1*H)) ELSE PRINT"EJE X":R1=

```

```

BE:HI=HH:FL=(FVY/(B1+H1))
3040 INPUT# DE RAMAS DE ESTRIBO=:NR:D=H1-REC:AV=DES*NR
3050 IF PUT*1000*((.7*B1*H1*F2C)+(2000*AST)) THEN IF PL*.01 THEN VCR=(14.007*((
U*1000)/(B1+H1))+FRV*B1*D*(.2*(30*PL)+SQR(F2C))) ELSE VCR=(14.007*((PUT*1000)/
B1*H1))+.5*FRV*B1*D*SQR(F2C)) ELSE PRINT"SE HARA VARIAR LINEALMENTE VCR":END
3060 F1=1.5*FRV*B1*D*SQR(F2C):F2=D*FRV*B1*D*SQR(F2C)
3070 IF VU/VCR THEN S=(FRV*AV*FY*D)/(VU-VCR) ELSE 3100
3080 IF S<((FRV*AV*FY)/(3.5*B1)) THEN S=S ELSE S=(FRV*AV*FY)/(3.5*B1)
3090 IF VU=FI THEN S1=.5*D ELSE S1=.25*D
3100 IF VU=FD THEN PRINT"LA SECCION NO PASA POR CORTANTE":END ELSE 3110
3110 IF S>S1 THEN S=S1 ELSE S=S
3120 S2=(850/SQR(FY))+DV:S3=46*DES:S4=B1/D
3130 IF S2<S3 THEN IF S2<S4 THEN S=S2 ELSE S=S4 ELSE IF S3<S4 THEN S=S3 ELSE
S=S4
3140 IF VU/VCR THEN IF S<S5 THEN S=S5 ELSE S=S5 ELSE S=S5
3145 SM=S/2:SM4=SM
3150 IF B1>(HE/5) THEN IF B1>60 THEN LON=61 ELSE LON=60 ELSE IF (HE/5)>60 THEN
ON=(HE/5) ELSE LON=60
3151 IF T=0 THEN 3152 ELSE 3160
3152 IF (PUT*1000)=((BB*HH*F1C) THEN 3153 ELSE 3157
3153 SM1=.25*D:SM2=B+DV:SM3=24*DES
3154 IF SM1<SM2 THEN IF SM1<SM3 THEN SM4=SM1 ELSE SM4=SM3 ELSE IF SM2<SM3 THEN
M4=SM2 ELSE SM4=SM3
3155 GOTO 3160
3157 SM1=BB/4 : SM2=10
3158 IF SM1<SM2 THEN SM4=SM1 ELSE SM4=SM2
3160 IF S=5 THEN S=S ELSE S=5
3165 IF SM4<SM THEN SM=SM4 ELSE SM=SM
3170 IF U=1 THEN S1=3:SM1=SM:LON1=LON:NRX=NR ELSE S2=S:SM2=SM:LON2=LON:NRX=NR
3180 U=U+1:IF U=3 THEN 3190 ELSE 3020
3190 IF S1<S2 THEN S=S1 ELSE S=S2:IF LON1<LON2 THEN LON=LON2 ELSE LON=LON1
3195 U=1
3200 IF U=1 THEN B1=HH:H1=BB:NR=NRX ELSE B1=BB:H1=HH:NR=NRX
3204 REM
3205 REM " REVISION DEL CORTANTE POR SER ZONA SISMICA "
3206 REM
3210 ASH=ASE*NR
3220 HC=(H1-D*(REC-(DES/2)+(DV/2)))
3230 AC=(H1-D*(REC-(DES+(DV/2))))*(B1-D*(REC-(DES+(DV/2))))
3240 AG=B1*H1:SC=SM
3250 ASH1=(.3*(AG/AC)-1)*(F1C/FY)+SM*HC
3260 ASH2=(.12*(F1C/FY)+SM*HC)
3270 IF ASH=ASH1 THEN IF ASH=ASH2 THEN PRINT"EL AREA DE ESTRIBO ESTA BIEN":GOTO
3290 ELSE 3280 ELSE 3280
3280 PRINT"EL AREA DE ESTRIBO ESTA ESCASA :PROPON OTRO # DE ESTRIBO MAYOR":GOTO
3000
3290 U=U+1:IF U=3 THEN 3300 ELSE 3200
3300 PRINT"SE COLOCARAN LOS ESTRIBOS A UNA SEPARACION=:S
3310 PRINT"SE COLOCARAN ESTOS EN LOS EXTREMOS A UNA SEPARACION=:SM
3320 PRINT"Y ESTOS SE COLOCARAN A UNA LONGITUD DE LOS EXTREMOS=:LON
3330 END

```

## 6.5 Ejemplo de Corridas

Con el objeto de verificar la bondad del programa elaborado y de ilustrar la aplicación del mismo, se resolvieron en computadora los mismos problemas numéricos resueltos a mano en los capítulos anteriores. A continuación se presentan las corridas correspondientes de las cuales se deduce que el programa queda verificado ya que los resultados por computadora son iguales a los obtenidos manualmente, salvo aproximaciones por redondeo.

## PROGRAMA PARA DISEÑO DE COLUMNAS RECTANGULARES DE CONCRETO REFORZADO

## DATOS GENERALES DE DISEÑO Y GEOMETRIAS

BASE (cm) = 40  
 ALTURA (cm) = 60  
 P.F. (kg/cm<sup>2</sup>) = 4000  
 RECURSIVIDAD (cm) = 5  
 ALTURA ENTRE EJES (cm) = 750  
 ALTURA LIBRE EN X (cm) = 650  
 ALTURA LIBRE EN Y (cm) = 650  
 CARGA TOTAL HASTA ENTREPISO (Ton) = 744  
 RIGIDES DE ENTREPISO EN X (Ton/cm) = 50  
 RIGIDES DE ENTREPISO EN Y (Ton/cm) = 30  
 P.C. = 1.4  
 Q = 0

\*\*\*\*\* LA COLUMNA NO ES DUCTIL \*\*\*\*\*

CARGA AXIAL ESTÁTICA (Ton) = 50  
 CARGA AXIAL ACCIDENTAL EN X (Ton) = 15  
 CARGA AXIAL ACCIDENTAL EN Y (Ton) = 20

## \*\*\*\*\* MOMENTOS ESTÁTICOS \*\*\*\*\*

MOMENTO ESTÁTICO SUPERIOR EN X (Ton-M) = 5.5  
 MOMENTO ESTÁTICO INFERIOR EN X (Ton-M) = -6  
 MOMENTO ESTÁTICO SUPERIOR EN Y (Ton-M) = 4  
 MOMENTO ESTÁTICO INFERIOR EN Y (Ton-M) = 6.5

## \*\*\*\*\* MOMENTOS ACCIDENTALES \*\*\*\*\*

MOMENTO ACCIDENTAL SUPERIOR EN X (Ton-M) = 14  
 MOMENTO ACCIDENTAL INFERIOR EN X (Ton-M) = 16  
 MOMENTO ACCIDENTAL SUPERIOR EN Y (Ton-M) = 15  
 MOMENTO ACCIDENTAL INFERIOR EN Y (Ton-M) = 20

\*\*\*\*\* EL ARREGLO QUEDA \*\*\*\*\*

8 VARILLAS DEL # 10

ESTRIBOS DEL # 5  
 SE COLOCARÁN LOS ESTRIBOS A UNA SEPARACIÓN = 20  
 SE COLOCARÁN ESTOS EN LOS EXTREMOS A UNA SEPARACIÓN = 10  
 Y ESTOS SE COLOCARÁN A UNA LONGITUD DE LOS EXTREMOS = 115

## PROGRAMA PARA DISEÑO DE COLUMNAS RECTANGULARES DE CONCRETO REFORZADO

## DATOS GENERALES DE DISEÑO Y GEOMETRICOS

BASE (cm) = 40  
 ALTURA (cm) = 60  
 F<sub>y</sub> (kg/cm<sup>2</sup>) = 4200  
 RECUBRIMIENTO (cm) = 5  
 ALTURA ENTRE EJES (cm) = 50  
 ALTURA LIBRE EN X (cm) = 25  
 ALTURA LIBRE EN Y (cm) = 25  
 CARGA TOTAL HASTA ENTREPISO (Ton) = 600  
 RIGIDES DE ENTREPISO EN X (Ton/cm) = 70  
 RIGIDES DE ENTREPISO EN Y (Ton/cm) = 65  
 F.C. = 1.4  
 D = 2

\*\*\*\*\* LA COLUMNA NO ES DUCTIL \*\*\*\*\*

CARGA AXIAL ESTADICA (Ton) = 40  
 CARGA AXIAL ACCIDENTAL EN X (Ton) = 15  
 CARGA AXIAL ACCIDENTAL EN Y (Ton) = 18

\*\*\*\*\* MOMENTOS ESTATICOS \*\*\*\*\*

MOMENTO ESTADICO SUPERIOR EN X (Ton-M) = 7  
 MOMENTO ESTADICO INFERIOR EN X (Ton-M) = 2  
 MOMENTO ESTADICO SUPERIOR EN Y (Ton-M) = 8.5  
 MOMENTO ESTADICO INFERIOR EN Y (Ton-M) = 3.5

\*\*\*\*\* MOMENTOS ACCIDENTALES \*\*\*\*\*

MOMENTO ACCIDENTAL SUPERIOR EN X (Ton-M) = 15  
 MOMENTO ACCIDENTAL INFERIOR EN X (Ton-M) = 18  
 MOMENTO ACCIDENTAL SUPERIOR EN Y (Ton-M) = 25  
 MOMENTO ACCIDENTAL INFERIOR EN Y (Ton-M) = 16

\*\*\*\*\* EL ARREGLO QUEDA \*\*\*\*\*

4 VARILLAS DEL # 10  
 4 VARILLAS DEL # 5

ESTRIOS DEL # 5  
 SE COLOCARAN LOS ESTRIOS A UNA SEPARACION = 20  
 SE COLOCARAN ESTOS EN LOS EXTREMOS A UNA SEPARACION = 10  
 Y ESTOS SE COLOCARAN A UNA LONGITUD DE LOS EXTREMOS = 60



## 6.6. CONCLUSIONES

1. Debe quedar claro la importancia que tiene para un ingeniero-respetar las normas y lineamientos que el Reglamento de Construcciones especifica, puesto que no cumplir con lo anterior-implica proporcionar inseguridad a las construcciones y por ende dejarlas en peligro de sufrir una falla de resistencia o de servicio. Además al apartarse del Reglamento el ingeniero pierde el respaldo de tipo legal en caso de que algún percance ocurriera a la edificación.
2. Es importante tener presente que todos los Reglamentos de - - Construcción, aunque parecidos, parten de conceptos básicos - diferentes. Por lo tanto, se incurre en un grave error cuando en un mismo proyecto se mezclan recomendaciones tomadas de va rios Reglamentos, generalmente en un afán del calculista de - justificar decisiones de diseño. Al iniciar un proyecto se de be decidir cuál Reglamento se va a aplicar y una vez que se - ha escogido uno, éste debe seguirse a lo largo de todo el pro yecto. De preferencia, el Reglamento aplicado será el vigente en la Demarcación política de que se trate.
3. En el diseño estructural y en particular en el diseño de co - lumnas rectangulares de concreto reforzado, es recomendable - apoyarse en ayudas de diseño, como es el caso de las gráficas- para diseño plástico elaboradas por el Instituto de Ingenie - ría de la UNAM. Estas gráficas permiten resolver rápidamente problemas de diseño, sin embargo no cubren todos los casos po sibles y en algunos casos que sí cubren, la zona de interés re sulta de difícil lectura y propicia diseños erróneos. Para - esos casos es conveniente complementar las gráficas con un - programa de computadora que permite un diseño rápido y preci - so de todos los casos.
4. La computadora tiene el inconveniente de que no pone de relie ve el procedimiento de cálculo, por lo que si se utiliza a -

ciegas pueden aceptarse como buenos resultados erróneos producidos por un error operativo, no de programa. Por lo tanto el - - usuario de un programa debe conocer en qué consiste éste y sobre todo comprender los conceptos teóricos en que se fundamenta. Es útil siempre aplicar métodos gruesos de diseño que permitan de una manera rápida verificar los resultados de la computadora.

5. Finalmente, es conveniente que el correcto análisis y diseño de cualquier estructura no constituyen garantías contra su falla, ya que la seguridad depende además de la correcta ejecución. Por esta razón es importante la buena supervisión de las obras y es altamente deseable que el calculista estructural participe en esa supervisión, por lo menos con visitas periódicas al sitio de la construcción.

**Bibliografía**

- 1°. Roberto Meli Piralla  
"Columnas de Concreto Reforzado"  
Facultad de Ingeniería, UNAM.
  
- 2°. Oscar M. González Cuevas  
Francisco Robles F-V  
"Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado"  
Ed. Limusa. México, D.F. (1989) Segunda Edición
  
- 3°. R. Park y T. Pauley  
"Estructuras de Concreto Reforzado"
  
- 4°. Roberto Meli Piralla  
"Diseño Estructural"  
Limusa. México, D.F. (1987)
  
- 5°. Joyanes Aguilar Luis  
"Diagramas de Flujo"
  
- 6°. Mario V. Farina  
"Diagramas de Flujo"  
Ed. Diana
  
- 7°. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"  
Diario Oficial de la Federación  
México, D.F. (1987)
  
- 8°. "Diseño por Sismo Normas Técnicas Complementarias al  
Reglamento de Construcción para el Distrito Federal"  
Diario Oficial de la Federación

- 9°. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto  
Normas Técnicas complementarias al Reglamento de  
Construcción para el Distrito Federal"  
Diario Oficial de la Federación  
México, D.F. (1987).