

122ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" ARAGON "

ANALISIS DE CONFIABILIDAD DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE;
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A ;

JUAN CARLOS RAMOS ALVARADO





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

1)INTRODUCCION	1
2)PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
2.1)Definición de confiabilidad	3
2.2)Definición de resistencia y sollicitación	6
2.3)Planteamiento general	7
3)FUNDAMENTOS DE LA TEORIA DE LAS PROBABILIDADES	9
3.1)Variables aleatorias	9
3.1.1)Variables aleatorias discretas	9
3.1.2)Variables aleatorias continuas	10
3.1.3)Media, varianza y sus propiedades	11
3.2)Técnica de simulación de Monte Carlo	16
3.2.1)Los métodos de Monte Carlo y sus aplicaciones	16
3.2.2)Obtención de números aleatorios	17
3.2.3)El proceso de la simulación	18
3.3)Criterio de segundos momentos y primer orden	19
4)PROCESO GENERAL DE ANALISIS	21
4.1)Proceso de análisis con simulación de Monte Carlo	21
4.2)Procedimiento de análisis con segundos momentos y primer orden	23
5)PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE RESISTENCIAS Y SOLICITACIONES SIMULADAS	26
5.1)Simulación de la resistencia	26
5.1.1)Características de los materiales y propiedades geométricas	26
5.1.2)Proceso de simulación	29
5.1.3)Procedimiento de obtención de la resistencia	30
5.1.3.1)Hipótesis trabajo	30

5.1.3.2)Fundamentos teóricos	34
5.1.3.3)Cálculo de resistencias	37
5.2)Simulación de la sollicitación	39
5.2.1)Concepto de sollicitación	39
5.2.2)Sollicitación nominal y de diseño	40
5.2.3)Obtención del coeficiente de variación	44
5.2.4)Obtención de la media	47
5.2.5)Proceso de simulación de la carga actuante	48
5.3)Obtención del índice de confiabilidad	49
6)ANÁLISIS BASADO EN EL CRITERIO DE SEGUNDOS MOMENTOS Y PRIMER ORDEN	51
6.1)Expresión general para el índice de confiabilidad	51
6.2)Expresiones para P_o , T , P_b y M_r	52
6.3)Aplicación de las expresiones de segundos momentos y primer orden	58
7)DESCRIPCIÓN DE CASOS ANALIZADOS	60
8)RESULTADOS	62
8.1)Variación de la confiabilidad (RCDF-87)	64
8.2)Variación de la confiabilidad (ACI-89)	66
8.3)Comparación de la confiabilidad obtenida con el RCDF y el ACI .	68
8.4)Comparación de los resultados obtenidos con el método de segundos momentos y primer orden, y con el método de Monte Carlo	70
9)CONCLUSIONES	72
10)REFERENCIAS	76
Apéndice A	79
Apéndice B	102

Apéndice C

Apéndice D

1 INTRODUCCION

El objetivo de un reglamento de construcciones es proporcionar un nivel de seguridad razonable, comportamiento satisfactorio, aspecto estético, rentabilidad adecuada y funcionalidad. Todas éstas están relacionadas. La construcción de una estructura representa una inversión que debe reeditar los suficientes beneficios para cubrir su costo inicial, el producido por la falla o demolición y para obtener una ganancia o realizar una función social; es decir, es necesaria una rentabilidad adecuada. Esto se logra cuando la estructura cumple íntegramente con las funciones para las que fué concebida, o sea es segura, funcional y estética. Todo lo anterior debe conseguirse en un intervalo de tiempo, al cual se puede llamar vida útil. Por lo tanto, se debe procurar que la estructura no falle y se comporte satisfactoriamente durante su vida útil.

Para determinar el nivel de seguridad que debe tener una estructura, se necesitan equilibrar los distintos factores que intervienen en ella. Una vez fijado el nivel de seguridad el problema es evaluarlo. En la actualidad muchos reglamentos usan factores de carga y resistencia que deben aplicarse a los valores nominales de éstas. Como ejemplo tenemos los formatos usados por el reglamento de construcciones de concreto del ACI-89 y el del Distrito Federal (RCDF-87).

$$\begin{array}{ll} \text{ACI-89} & F_c S_n \leq F_R R_n (f'c, f_y, \dots) \\ \text{RCDF-87} & F_c S_n \leq F_R R_n (f'c, f_y, \dots) \end{array}$$

Donde

S_n = Solicitación nominal.

R_n = Resistencia nominal.

F_c = Factor de carga.

F_R = Factor de resistencia.

$f'c$ = Resistencia de diseño del concreto igual a la nominal ($f'c$) por un factor de reducción.

Si los valores nominales, así como los factores de carga y

resistencia son adecuados, se obtiene cierto nivel de seguridad. En 1971, Rosenblueth y Esteva (Ref. 20), establecieron algunas bases para guiar la evolución de los reglamentos mexicanos hacia el que ellos llaman el reglamento ideal. Dos de los puntos más importantes expuestos en estas bases son los siguientes:

- 1) Tanto las acciones que obran sobre una estructura, como su resistencia, se deben considerar y analizar como variables aleatorias.
- 2) El nivel de seguridad deseado se puede obtener con un factor de seguridad central, igual a la relación de la sollicitación entre la resistencia. Dicho factor de seguridad se puede calcular a partir de los dos primeros momentos probabilísticos de la sollicitación y resistencia. Para ello es posible aplicar la teoría de segundos momentos y primer orden.

El RCDF-87 ha llevado a la práctica el punto 1, al considerar la aleatoriedad de las acciones y la resistencia en fijar los valores nominales de éstas. Sin embargo los factores de carga y resistencia se han propuesto con base en experiencia profesional, estudios breves (Ref. 1) y otros hechos en el extranjero. El único estudio donde se han justificado en forma simplificada los valores numéricos del RCDF-87 fue realizado en 1976 por el Dr. R. Mell (Ref. 1). El obtiene el factor de seguridad central para diferentes elementos estructurales, aplicando la teoría de segundos momentos y primer orden. Se plantea el problema de saber si los factores del RCDF-87 son los adecuados. Con este fin, en el presente trabajo se hace un análisis de la confiabilidad aportada por los factores del RCDF-87 para columnas de concreto reforzado, cortas y no confinadas, y se compara con la confiabilidad aportada por los del ACI-89. Para ello se aplica la técnica de simulación de Monte Carlo y la teoría de segundos momentos y primer orden. Se comparan los resultados de ambos métodos.

Esta tesis trata de contribuir en la evolución de un reglamento de construcciones del Distrito Federal cada vez mejor.

2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Dada la sección de una columna de concreto reforzado corta, no confinada, con refuerzo transversal constituido por estribos, diseñada de acuerdo con el RCDF-87 y el ACI-89, sujeta a una acción de flexocompresión en un plano; se desea saber cual es la confiabilidad de ambos diseños, al variar la excentricidad de la carga axial, el porcentaje de acero de refuerzo longitudinal y el número de lechos en que está distribuido éste. Para ello primeramente se definirá lo que es confiabilidad y cómo se puede evaluar.

2.1) DEFINICION DE CONFIABILIDAD.

Se entiende por confiabilidad de una estructura o elemento estructural, (en este caso de una columna¹), la probabilidad de que no falle o deje de prestar el servicio para el que fué diseñada. Esto se presenta cuando la sollicitación a la que es sometida la estructura es superior a su resistencia. Tanto la sollicitación como la resistencia son variables aleatorias que presentan una determinada función de distribución de probabilidad (fdp). Para determinar la probabilidad de falla de una manera analítica se puede proceder como sigue:

1) Planteamiento formal

Aplicando la teoría de probabilidad, la probabilidad de falla se obtiene con la expresión que sigue:

$$P_f = \iint P(R < S | e) f_S(S | e) ds F_e(e) de$$

¹En adelante al utilizar la palabra columna nos referiremos a aquella con las características descritas al inicio de éste capítulo.

Donde R=Resistencia
S=Solicitud
e,E=Excentricidad

$f_s(S|e)$ = fdp de S condicional a que E=e

$f_E(e)$ = fdp de E

1) Planteamiento simplificado

Sin embargo, dar una solución analítica o numérica a la integral anterior es una labor muy compleja, por lo que es posible evaluar la confiabilidad de una manera simplificada, mediante del siguiente procedimiento:

Se define una nueva variable u en función de la resistencia R y de la solicitud S, de manera que al cumplirse la condición crítica de R=S, se conozca el valor que toma u. Se pueden plantear las opciones siguientes:

	Valor crítico de u
1) $u=R-S$	0
2) $u=R/S$	1
3) $u=\ln(R/S)$	0

En este trabajo se opta por la expresión número 3 debido a que es la que mejor concuerda con las hipótesis concernientes a las funciones de distribución en cuestión (Ref. 20). Se supone que la variable u tiene una fdp representada en la figura 2.1, en ella el área sombreada representa la probabilidad de falla.

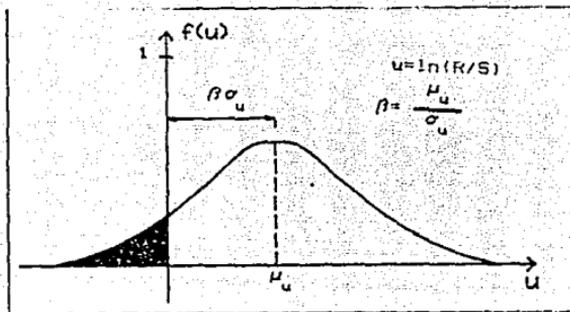


Fig. 2.1

Se establece como un índice de confiabilidad al factor β , que es el número de veces que cabe la desviación estándar de u en el intervalo comprendido desde el valor crítico hasta la media:

$$\beta = \frac{\mu_u}{\sigma_u} \quad (2.1)$$

La confiabilidad es función directa del índice β ; es obvio que un aumento de β es debido a un aumento de μ_u o a una disminución de σ_u , o a ambas; lo cual se traduce en una disminución de la probabilidad de falla (Fig. 2.1).

Por ejemplo, si u se supone con distribución normal, un valor de β igual a 3 indicaría que la probabilidad de falla es 0.003.¹

En este trabajo, para evaluar la confiabilidad encontraremos el índice β correspondiente.

¹Para $x=0$ (Fig. 2.1), el valor normalizado z correspondiente es $z = -\mu/\sigma = -1/3$. Utilizando tablas para distribución normal, se encuentra que el valor del área bajo la curva normalizada hasta $z = -1/3$ es aproximadamente 0.003.

2.2) DEFINICION DE RESISTENCIA Y SOLICITACION.

Suponemos una columna que soporta una carga axial y un momento flexionante en un plano, los cuales guardan la siguiente relación.

$$M=Pe \quad (2.2)$$

Donde M = Momento flexionante
 P =Carga axial
 e = Excentricidad

Para considerar P y M conjuntamente en la resistencia de la columna podemos relacionarlos mediante la siguiente expresión.

$$R = \sqrt{P_R^2 + (M_R/h_n)^2} \quad (2.3)$$

Donde el subíndice R significa resistencia y h_n es el peralte nominal de la sección¹. A R se le conoce como resistencia vectorial. Sustituyendo 2.2 en 2.3 se tiene

$$R = P \sqrt{1 + (e/h_n)^2} \quad (2.4)$$

Como sollicitación se entenderán las mismas ecuaciones 2.3 y 2.4 pero donde P y M representan las acciones sobre la columna en vez de su resistencia.

$$S = \sqrt{P_S^2 + (M_S/h_n)^2} \quad (2.5)$$

¹ Por simplicidad se emplea el valor nominal de h , ya que estrictamente el valor real de h es aleatorio.

2.3) PLANTEAMIENTO GENERAL

Se tiene una columna, diseñada de acuerdo con ciertas normas, con geometría, refuerzo, resistencia del concreto a la compresión (f'_c), y esfuerzo de fluencia del acero (f_y) (Fig. 2.2). A esta columna corresponde un diagrama de interacción dado (Fig. 2.3). El problema consiste en encontrar el índice de confiabilidad β para diferentes excentricidades.

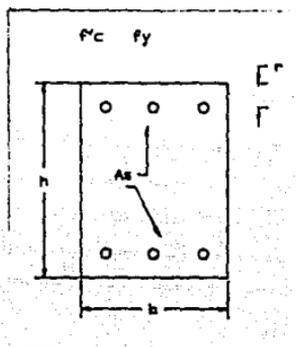


Fig. 2.2

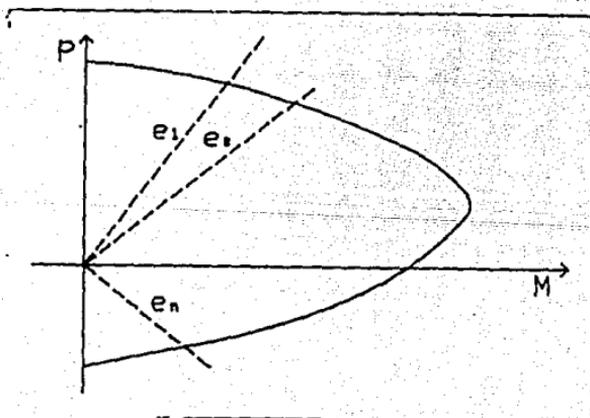


Fig. 2.3

El mismo planteamiento se hace en este trabajo para columnas con diferentes peraltes, porcentajes de refuerzo y número de lechos de varillas.

3 FUNDAMENTOS DE LA TEORIA DE LAS PROBABILIDADES

3.1) VARIABLES ALEATORIAS

Suele decirse que una variable aleatoria es aquella que depende del azar. Efectivamente, depende del azar pero bajo ciertas condiciones. Una variable aleatoria se define de acuerdo con los valores que puede tomar "al azar" y la probabilidad de que tome cada uno de ellos. Existen dos tipos principales de variables aleatorias: discretas y continuas.

3.1.1) VARIABLES ALEATORIAS DISCRETAS

Las discretas son aquellas que pueden tomar cualquier valor de los contenidos en un conjunto de números discretos y pueden definirse por medio de una tabla como la siguiente.

$$X = \begin{bmatrix} x_1 & x_2 & \dots & x_n \\ p_1 & p_2 & \dots & p_n \end{bmatrix}$$

Donde X es la variable aleatoria aleatoria discreta, x_1, x_2, \dots, x_n son los posibles valores que puede tomar X y p_1, p_2, \dots, p_n son las probabilidades correspondientes. Es decir, $P(X=x_1)=p_1$.

Los números x_1, x_2, \dots, x_n pueden ser cualesquiera, pero p_1, p_2, \dots, p_n deben cumplir dos condiciones:

$$p_i > 0 \tag{3.1}$$

$$p_1 + p_2 + \dots + p_n = 1 \tag{3.2}$$

3.1.2) VARIABLES ALEATORIAS CONTINUAS

Son las que pueden tomar cualquier valor contenido dentro de un intervalo continuo (a,b). Se definen indicando este último y la función $f(x)$ que muestra la distribución de la probabilidad (fdp) de cada valor dentro del intervalo (Fig. 3.1).

Si X representa la variable aleatoria continua, x_1 y P_1 el mismo concepto que en el inciso 3.2.1, tenemos las siguientes expresiones.

Para $(a',b') \subset (a,b)$

$$P(a' < X < b') = \int_{a'}^{b'} f(x) dx \quad (3.3)$$

Para toda x contenida en (a,b)

$$f(x) > 0 \quad (3.4)$$

$$\int_a^b f(x) dx = 1 \quad (3.5)$$

Otra función importante es la de distribución de probabilidad acumulada $F(x)$ que se define de la siguiente manera:

Para $(a < x_0 < b)$

$$F(x) = \int_a^{x_0} f(x) dx \quad (3.6)$$

$$F(a) = 0 \quad (3.7a)$$

$$F(b) = 1 \quad (3.7b)$$

De lo anterior se deduce que $P(X < x_0) = F(x_0)$, (Figuras 3.1 y 3.2).

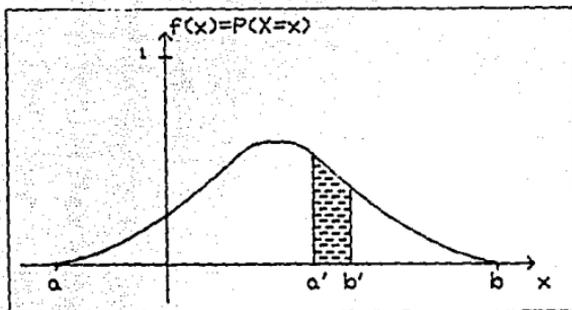


Fig. 3.1.- Función de distribución de probabilidad

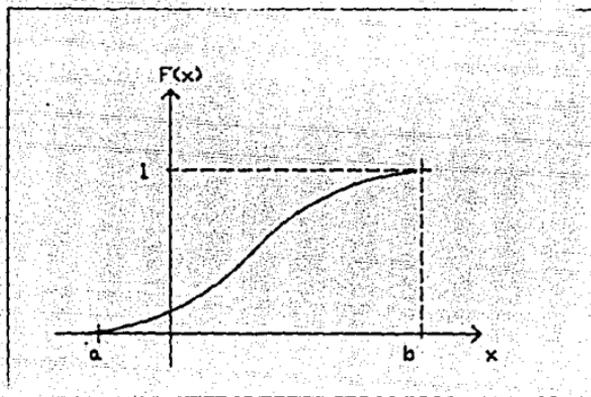


Fig. 3.2.- Función de distribución de probabilidad acumulada

3.1.3) MEDIA, VARIANZA Y SUS PROPIEDADES.

La media y la varianza de una variable aleatoria son, en la mayoría de los casos, sus principales características numéricas. Estas se definen mediante las siguientes expresiones.

Para variables discretas.

$$\text{Media} \quad \mu_X = \sum_{i=1}^n x_i P_i \quad (3.8)$$

$$\text{Varianza} \quad V_X = \mu_{(X^2)} - (\mu_X)^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu_X)^2}{n} \quad (3.9)$$

Para variables continuas.

$$\text{Media} \quad \mu_X = \int_a^b x f(x) dx \quad (3.10)$$

$$\text{Varianza} \quad V_X = \mu_{(X^2)} - (\mu_X)^2$$

Sus propiedades principales son las siguientes.

Sean X e Y variables aleatorias y c una variable no aleatoria.

$$\mu_{(X+c)} = \mu_X + c \quad (3.11)$$

$$\mu_{(cX)} = c \mu_X \quad (3.12)$$

$$\mu_{(X+Y)} = \mu_X + \mu_Y \quad (3.13)$$

$$V_{(X+c)} = V_X \quad (3.14)$$

$$V_{(cX)} = c^2 V_X \quad (3.15)$$

Si además X e Y son independientes

$$\mu_{(XY)} = \mu_X \mu_Y \quad (3.16)$$

$$V_{(X+Y)} = V_X + V_Y \quad (3.17)$$

Para un conjunto de valores observados de una variable aleatoria X , su media y varianza pueden tomarse como:

$$\mu_x = (X_1 + X_2 + \dots + X_N) / N \quad (3.18)$$

$$V_x = \left[N \sum_{i=1}^N (X_i)^2 + \left(\sum_{i=1}^N X_i \right)^2 \right] \frac{1}{N} \quad (3.19)$$

3.1.4) TIPOS DE FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD

Existen diferentes tipos de funciones de distribución de probabilidad. Entre las más importantes se encuentran las distribuciones normal, gamma, exponencial, binomial, de Poisson, Rayleigh, chi cuadrada, etc. Aquí solo nos ocuparemos de las dos primeras, normal y gamma.

La distribución normal está definida por la siguiente expresión.

Para $-\infty < x < \infty$ y $\sigma_x > 0$

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2} \quad (3.20)$$

Donde μ_x = Media de X

$\sigma_x = \sqrt{V_x}$ = Desviación estándar de X

Un esquema de esta distribución se muestra en la figura 3.3.

La distribución gamma se define mediante la siguiente expresión.

$$\Gamma_x(x) = \begin{cases} 0, & x < 0 \\ \frac{x^A e^{-x/B}}{B^{A+1} \Gamma(A+1)}, & x > 0 \end{cases} \quad (3.21)$$

Donde $\Gamma(\xi) = (\xi-1)!$, y A, B son constantes que guardan la siguiente relación con la media y la varianza.

$$\mu_x = (A+1)B \quad (3.22)$$

$$V_x = (A+1)B^2 \quad (3.23)$$

La forma gráfica que tiene esta distribución depende de los valores de A y B. En la figura 3.4 se muestran algunas formas que pueden presentarse.

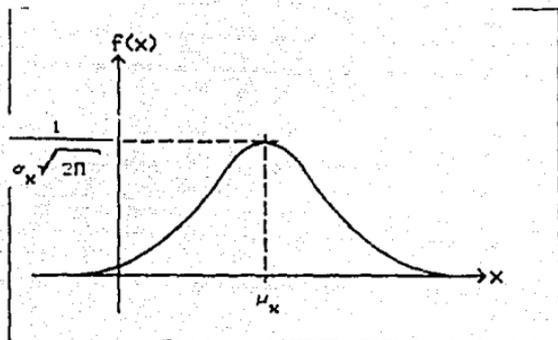


Fig. 3.3 Distribución normal.

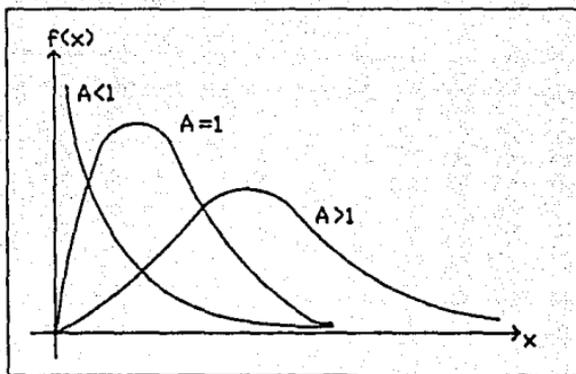


Fig. 3.4 Distribución gamma.

Existe además la función de distribución de probabilidad uniforme, que es de interés en este estudio. Esta distribución se define de la siguiente manera.

Sea x la variable aleatoria y $x \in [0,1]$.

$$f_x(x) = 1 \quad (3.24)$$

La forma gráfica de esta distribución es la que se muestra en la figura 3.5.

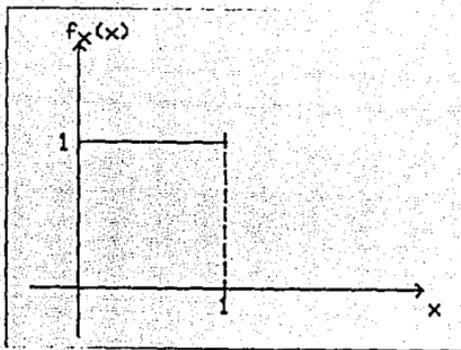


Fig. 3.5 Distribución uniforme.

Lo anterior quiere decir que la variable x puede tomar cualquier valor de 0 a 1 inclusive con la misma probabilidad. Esto se expresa diciendo que x está uniformemente distribuida en el intervalo $[0,1]$.

3.2) TECNICA DE SIMULACION DE MONTE CARLO

3.2.1) LOS METODOS DE MONTE CARLO Y SUS APLICACIONES

El método de Monte Carlo es un método numérico que sirve para resolver problemas matemáticos en los que intervienen variables aleatorias. Su nombre se debe al de una población del principado de Mónaco, célebre por su casa de juego. Se relaciona con ello debido a que uno de los aparatos mecánicos más sencillos que permiten obtener números aleatorios es la ruleta.

Los principios teóricos del método se conocían desde hace mucho tiempo; pero no tenían aplicación práctica debido a que implicaban una labor numérica excesiva. Por ello, no fue sino hasta el desarrollo de las

computadoras, que el método de Monte Carlo encontró una extensa aplicación. El primer artículo relacionado con este tema apareció en 1949 (Ref. 13).

El método de Monte Carlo es un método universal para la solución de problemas matemáticos, ya que la simulación es aplicable en aquellos problemas que dependan de variables aleatorias, y aun en aquellos que nada tienen que ver con la probabilidad, es posible crear un modelo probabilístico artificial de manera que se encuentre la solución por medio de la simulación.

La aplicación mas conocida es en la llamada teoría de colas, en la que se simulan tiempos de solicitud de un servicio, duración del servicio, tiempos de espera, etc., para analizar el funcionamiento de un sistema de servicios.

Otra aplicación importante es cuando se tiene un sistema formado por partes, de las cuales se conoce el comportamiento probabilista. Se puede simular el comportamiento de las partes y conjuntar los resultados para conocer el comportamiento probabilista del sistema total.

3.2.2) OBTENCION DE NUMEROS ALEATORIOS

Se entiende por un conjunto de números aleatorios a un conjunto de números que no guardan ninguna relación entre si y tienen una distribución uniforme. Existen diferentes maneras para obtener números aleatorios, tres de las principales son las tablas de números aleatorios, los generadores de números aleatorios y el método de números pseudo-aleatorios.

Las tablas que contienen números aleatorios se elaboran a partir de instrumentos físicos como ruletas o ruletas electrónicas, los cuales generan series de números que son verificados de modo que cumplan con las condiciones mencionadas al principio de este inciso.

Los generadores de números aleatorios son dispositivos especiales que pueden encontrarse integrados en una computadora; estos dispositivos generan impulsos eléctricos que de acuerdo a su magnitud inscriben ceros y unos en los ordenes binarios de una célula especial de la computadora. Así, cada que se necesite un número aleatorio, es suficiente dirigirse a la célula y "tomarlo". La ventaja de estos dispositivos es que son muchísimo más rápidos que cualquier instrumento mecánico. Su desventaja es que es difícil verificar la real aleatoriedad de los números generados y para hacerlo es necesario guardarlos en memoria, como en el caso de las tablas.

Los números pseudoaleatorios se obtienen aplicando a un número inicial un algoritmo que genere otro número, del cual se toma una parte y se le aplica el algoritmo nuevamente y así sucesivamente (Ref. 13). Con este método puede generarse una cantidad limitada de números que cumplen en forma aproximada con las características de los números aleatorios.

3.2.3) EL PROCESO DE LA SIMULACION

Dada una variable aleatoria $X \in [a, b]$ con función de distribución de probabilidad $f_x(x)$ y función de distribución de probabilidad acumulada $F_x(x)$, el procedimiento para simular números aleatorios con dicha distribución es simple: Se obtienen tantos números aleatorios que cumplan con distribución uniforme como simulaciones se deseen. Para obtener una simulación por cada número aleatorio se necesita despejar x_0 de la siguiente ecuación:

$$n = F_x(x_0) \quad (3.25)$$

Donde n es un número aleatorio con distribución uniforme. O bien:

$$n = \int_a^{x_0} f_x(x_0) dx \quad (3.26)$$

Esto se representa gráficamente en la figura 3.6.

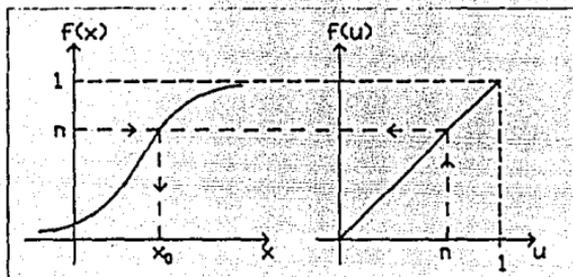


Fig. 3.6 Proceso de la simulación

La complejidad del problema radica en resolver la integral de la ecuación 3.26 y despejar x_0 que correspondería al valor de la variable simulada, ya que generalmente dicha integral no tiene solución analítica. Existen diversos métodos numéricos para resolver este problema (Ref. 5).

3.3) CRITERIO DE SEGUNDOS MOMENTOS Y PRIMER ORDEN

Se tiene una variable aleatoria Y que es función a su vez de un determinado número de variables aleatorias independientes X_i , $i=1,2,\dots,n$.

$$Y = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

Nos interesa conocer la media (primer momento probabilista) y la varianza (segundo momento probabilista) de Y a partir de las de X_i , que se suponen conocidas. Una aproximación a estos valores puede obtenerse

aplicando el polinomio de Taylor, con aproximación a la derivada de primer orden, alrededor de la media de X_1 .

Polinomio de Taylor:

$$P(x) = g(x_0) + g'(x_0)(x - x_0)$$

Tomemos $x_0 = \mu_X$ y $\sigma_Y = g(\mu_X + \sigma_X) - g(\mu_X)$

Aplicando el polinomio de Taylor tenemos

$$\mu_Y = P(\mu_X) = g(\mu_X)$$

$$\sigma_Y = P(\mu_X + \sigma_X) - P(\mu_X) = g'(\mu_X) \sigma_X$$

Como g es función de un conjunto de variables aleatorias y recordando la ec. 3.17 obtenemos las siguientes aproximaciones.

$$\mu_Y = g(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) \quad (3.27)$$

$$\sigma_Y^2 = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial g}{\partial X_i} \right]_{\mu_{X_i}}^2 \sigma_{X_i}^2 \quad (3.28)$$

Estas expresiones constituyen el método de segundos momentos y primer orden desarrollado por Cornell (Ref. 23). Actualmente este método es ampliamente utilizado para determinar aproximaciones a los primeros dos momentos probabilistas de funciones que dependen de variables aleatorias, cuando una solución analítica cerrada es muy complicada.

4 PROCESO GENERAL DE ANALISIS

4.1) PROCESO DE ANALISIS CON SIMULACION DE MONTE CARLO

El procedimiento para analizar la confiabilidad aplicando simulación de Monte Carlo, consta de los siguientes pasos.

- a) Se selecciona un conjunto de casos típicos de columnas, con dimensiones (b, h, r), y propiedades de materiales (f'_c y f_y) determinadas.
- b) Se selecciona un conjunto de excentricidades relativas (e/h) tales que barran de una manera uniforme el diagrama de interacción de una columna (Fig. 4.1).
- c) Se obtienen un número N de simulaciones de las variables f_c , f_y , b, h y r (Fig. 2.2).
- d) Para cada excentricidad, se obtiene la resistencia correspondiente a cada simulación de las variables mencionadas en el inciso c. Así se obtienen N simulaciones de la resistencia R con una distribución como la de la figura 4.2.
- e) Para cada valor de la relación de carga $r_c = 0.1, 0.2, \dots, 1.0$ se realizarán los pasos (f), (g), y (h).

Se define la relación de carga, mediante la siguiente expresión.

$$r_c = \frac{w_v}{w_s + w_v} \quad (4.1)$$

Donde

r_c = Relación de carga.

w_s, w_v = Carga muerta y viva respectivamente

- f) Para cada excentricidad se efectúan N simulaciones de la sollicitación de acuerdo con el RCDF-87 primeramente y después según el ACI-89 (Fig. 4.2).
- g) Por cada simulación de resistencia R y sollicitación S, se obtiene el valor $u = \ln(R/S)$ (Fig. 5.2).
- h) Se obtienen los valores μ_u y σ_u , calculando con ellos el índice de confiabilidad $\beta = \mu_u / \sigma_u$ (Fig. 2.1).
- i) El procedimiento se repite para cada caso.

Para analizar los resultados se sigue el procedimiento descrito en los siguientes incisos.

- a) Para cada caso, se grafica el índice β contra la relación de carga r_c , para diferentes excentricidades. Con esto se observa la variación de la confiabilidad con la relación de carga y la excentricidad.
- b) Se selecciona un valor típico de r_c .
- c) Para cada caso, se grafica el índice β contra la excentricidad relativa, correspondientes al valor r_c seleccionado. Con estas gráficas se analiza la variación de la confiabilidad con la excentricidad.
- d) Se comparan las gráficas mencionadas en el inciso (c), variando el número de lechos, el porcentaje de acero de refuerzo y el peralte de la sección, con el fin de ver la influencia de estas propiedades en la confiabilidad.
- e) Para cada caso, se comparan las gráficas correspondientes a la variación de la confiabilidad con la excentricidad que aporta el reglamento de D. F. y el del ACI, con el fin de analizar sus diferencias.

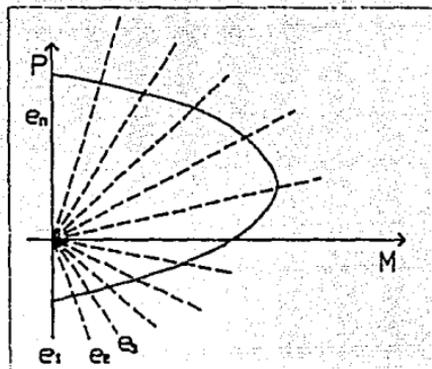


Fig. 4.1

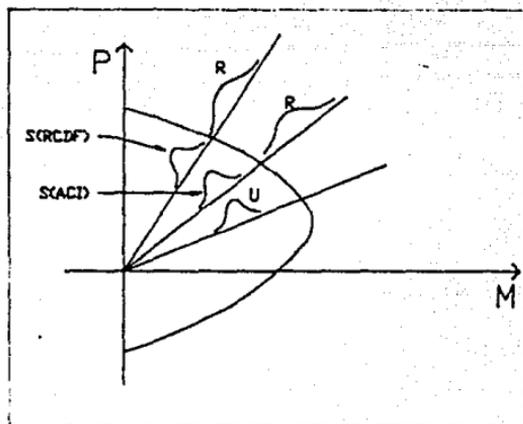


Fig. 4.2

4.2) PROCEDIMIENTO DE ANALISIS CON SEGUNDOS MOMENTOS Y PRIMER ORDEN

El procedimiento con segundos momentos y primer orden consta de los pasos descritos en los siguientes incisos.

- a) Obtención de las expresiones que relacionen las variables f_c , f_y , b , h , y y r con la resistencia correspondiente a la excentricidad balanceada y a la flexión, tensión y compresión puras.
- b) Obtención de las derivadas parciales de las expresiones mencionadas en (a), con respecto a cada una de las variables señaladas en el mismo inciso.
- c) Evaluación de las expresiones mencionadas en (a) en los valores medios de f_c , f_y , b , h y r .
- d) Evaluación de las derivadas parciales mencionadas en (b), en los valores medios de las mismas variables que en (c).
- e) Aplicación de las expresiones de segundos momentos y primer orden (ecs. 3.27 y 3.28) para determinar μ_R y σ_R .
- f) Obtención de la media de la sollicitación μ_S y la desviación estándar σ_S . El proceso para obtener estos valores se describe en los capítulos V y VI.
- g) Aplicación de las expresiones de segundos momentos y primer orden a la ecuación $u=\ln(R/S)$ para obtener μ_U y σ_U en términos de μ_R , μ_S , σ_R , y σ_S .
- h) Obtención del índice de confiabilidad $\beta=\mu_U/\sigma_U$ para cada punto: Condición balanceada, flexión, tensión y compresión puras (Fig. 4.3).
- i) El proceso se aplica a cada caso seleccionado.
- j) Los índices de confiabilidad se grafican como puntos discretos, junto con las gráficas obtenidas por simulación, con el fin de comparar gráficamente el grado de aproximación del método de segundos momentos y primer orden con respecto al primero.

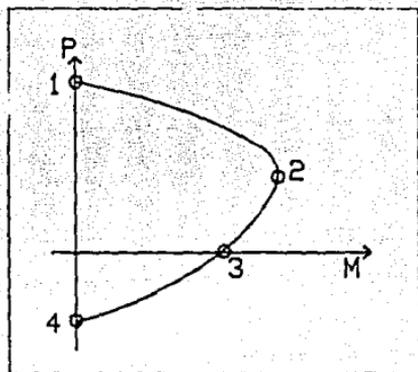


Fig. 4.3 Puntos en los que es evaluada la confiabilidad con el método de segundos momentos y primer orden.

1= Compresión pura.

2= Condición balanceada.

3= Flexión pura.

4= Tensión pura.

5 PROCEDIMIENTO DE OBTENCION DE RESISTENCIAS Y SOLICITACIONES SIMULADAS

5.1) SIMULACION DE LA RESISTENCIA

La resistencia de una columna es función de las propiedades de los materiales que la forman y de sus dimensiones. Estas son variables aleatorias. En resumen, la resistencia es una función de un conjunto de variables aleatorias.

Según lo mencionado en el inciso 2.1, es posible simular el comportamiento de las variables que intervienen en la resistencia y a partir de ello, conocer el comportamiento probabilista de la misma. A saber, se simulan la resistencia de concreto a la compresión (f_c), la resistencia del acero a la fluencia (f_y), la dimensión de la base (b), el peralte (h) y el recubrimiento (r) (Fig. 2.2). Estas son variables de las cuales se cuenta con información probabilista en estudios realizados previamente.

Para evaluar la resistencia se aplicará la teoría plástica y sus hipótesis simplificadoras.

5.1.1) CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y PROPIEDADES GEOMETRICAS

La información de los materiales y propiedades geométricas fue obtenida de la referencia 11 donde se resumen los resultados de estudios realizados previamente, para las condiciones que imperan en el Distrito Federal. Dicha información se presenta a continuación.

Concreto

Relación esfuerzo-deformación (σ - ϵ), (Cita ref. 21)

$$\sigma = E_{co} \epsilon / (1 + (\epsilon/\epsilon_o)^2) \quad (5.1)$$

Donde E_{co} = $2fco/\epsilon_o$, módulo de elasticidad tangente inicial.
 ϵ_o = Deformación unitaria, correspondiente al esfuerzo máximo en compresión en obra.
 fco = Resistencia máxima del concreto en obra.

$$fco = 0.75 \bar{f}c + 30 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.2)$$

$\bar{f}c$ = Resistencia media del concreto en cilindros.

$$\bar{f}c = f'c + 0.84 \sigma_{fc} \quad (5.3)$$

σ_{fc} = Desviación estandar de la resistencia en cilindros.

En este estudio se adopta:

$$\sigma_{fc} = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Haciendo las operaciones resulta $fco = 205.2 \text{ kg/cm}^2$.

El coeficiente de variación en obra se obtiene con la siguiente expresión (Ref. 22).

$$C_{co}^2 = C_{fc}^2 + C_o^2 \quad (5.4)$$

C_o = Coeficiente por efecto de procedimiento de construcción.

C_{fc} = Coeficiente asociado a cilindros.

Tomando $C_o^2 = 0.0084$ y $C_{fc}^2 = 0.0293$, resulta $C_{co} = 0.19$

Por último

$$c_{co} = 0.0033 + 2.8 \times 10^{-6} f_{co} \quad (5.5)$$

Acero

La relación esfuerzo-deformación del acero se considera bilineal y el módulo de elasticidad (E_s) se supone igual a 2×10^6 kg/cm². La información estadística es la siguiente (Ref. 22)

$$f_y^0 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{f}_y = 4680 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{f_y} = 0.096$$

Propiedades geométricas

Los valores medios y coeficientes de variación se obtuvieron de un estudio basado en mediciones directas sobre edificios de la ciudad de México (Ref. 11).

Las dimensiones nominales estudiadas son 40x40 cm y 40x80 cm. Los valores medios resultan ser 39.54x39.54 cm y 39.54x80.23 cm respectivamente. Las desviaciones estandar 0.382 y 0.208 cm para los valores nominales de 40 y 80 cm respectivamente. El recubrimiento se propone con valor nominal de 4 cm, con media de 4.5 cm y desviación estandar igual a 1.05 cm.

5.1.2) PROCESO DE SIMULACION

La información acerca de los materiales y las propiedades geométricas se resume en la siguiente tabla.

TABLA 5.1

VARIABLE	VALOR NOMINAL	MEDIA	DESVIACION ESTANDAR
f_{co} (kg/cm^2)	200	205.2	45.37
f_y (kg/cm^2)	4200	4680.0	449.28
b (cm)	40	39.54	0.382
h (cm)	40	39.54	0.382
r (cm)	4	4.5	1.05

Las variables f_{co} , f_y , b, h y r se suponen con distribución de probabilidad normal (Ref. 11). Para simularlas se utiliza el programa SRMD, del cual se encuentra un listado en el apéndice D. El programa SRMD lee los valores medios y las desviaciones estándar, después utiliza la subrutina GGNPM para simular variables con distribución normal, con media cero y desviación estándar igual a 1; para obtener las simulaciones finales de las variables, cada simulación obtenida con GGNPM, se multiplica por su desviación estándar y se le suma su media. Por último se almacenan las simulaciones en un archivo.

La subrutina GGNPM pertenece a un paquete de programas llamado IHSL. Su uso se describe a continuación.

Forma de uso: CALL GGNPM(DSEED,NR,R)

Argumentos:

DSEED.- Variable de doble precisión asignada a un valor interno en el

rango exclusivo (1,2147483647).

NR.- Número de simulaciones a ser generadas.

R.- Vector de longitud NR que contiene las simulaciones.

Algoritmo:

GGNPM genera simulaciones pseudo-aleatorias de tipo normal por el método polar descrito en la referencia 24. Los autores del algoritmo son M. E. Muller y G. Marsaglia. El algoritmo consiste en generar dos números aleatorios en el intervalo (-1,1), hasta que la suma de sus cuadrados (S) sea menor que 1. Las dos simulaciones normales se forman con el producto de cada número aleatorio por $\sqrt{-2 \ln S / 3}$.

5.1.3) PROCEDIMIENTO DE OBTENCION DE LA RESISTENCIA

5.1.3.1) HIPOTESIS DE TRABAJO

Las hipótesis de trabajo para la obtención de resistencias de diseño, establecidas por el reglamento de construcciones del Distrito Federal, en sus Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (Ref. 16), son las siguientes.

- 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 se 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 $0.85f^{\circ}c$ si

$$f^{\circ}c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

e igual a

$$\left(1.05 - \frac{f^{\circ}c}{1250}\right) f^{\circ}c \quad \text{si } f^{\circ}c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero 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 correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y ...

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, da la resistencia de diseño."

"En flexocompresión, F_R se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo esté confinado con un zuncho..., y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión, F_R se supondrá igual a 0.7."

Las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño correspondientes al reglamento de construcciones de concreto del ACI-89 (Ref. 17) son las siguientes:

"9.3 Resistencias de diseño.

9.3.2 El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el siguiente:

9.3.2.1 Flexión sin carga axial.....0.9

9.3.2.2 Carga axial y carga axial con flexión...

a) Tensión axial y tensión axial con flexión.....0.9

b) Compresión axial y compresión axial con flexión:

Elementos con refuerzo en espiral.....0.75

Otros elementos reforzados.....0.70

excepto que para valores bajos de compresión axial, ϕ puede incrementarse de acuerdo a lo siguiente:

Para elementos en los cuales f_y no exceda de 4220 kg/cm^2 con refuerzo simétrico y $(h-d'-d_s)/h$ no sea menor de 0.70, ϕ se puede aumentar linealmente hasta 0.90, en tanto que ϕP_n disminuye de $0.10f'cA_g$ a cero."

*10.2 Suposiciones de diseño.

10.2.1 El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexocompresión debe basarse en las suposiciones dadas en las secciones 10.2.2 a la 10.2.7, y deben satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.

10.2.2 Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia del eje neutro,...

10.2.3 La máxima deformación utilizable en la fibra extrema a compresión del concreto se supondrá igual a 0.003.

10.2.4 El esfuerzo en el refuerzo inferior a la resistencia a la fluencia especificada f_y , para el grado del acero usado, debe tomarse como E_s veces la deformación del acero. Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación, e igual a f_y .

10.2.5 La resistencia a la tensión del concreto no deberá considerarse en los cálculos de concreto reforzado sujeto a flexión,...

10.2.6 La relación entre la distribución del esfuerzo por compresión en el concreto y su deformación se puede suponer que es rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que resulte de la predicción de la resistencia y que coincida con numerosos resultados de pruebas.

10.2.7 Los requisitos de la sección 10.2.6 se pueden considerar satisfechos si se emplea una distribución rectangular equivalente del esfuerzo en el concreto, la cual se define como sigue.

10.2.7.1 Un esfuerzo en el concreto de $0.85f'_c$ se supondrá uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, que esté limitada por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.

10.2.7.2 La distancia c desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.

10.2.7.3 El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias del concreto f'_c hasta 280 kg/cm^2 , y para resistencias superiores a 280 kg/cm^2 , β_1 se disminuirá en 0.05, en forma uniforme, por cada 70 kg/cm^2 de aumento sobre 280 kg/cm^2 ; sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65."

Las hipótesis del reglamento del Distrito Federal y las del ACI son equivalentes, la diferencia radica en que la resistencia nominal del concreto es igual a f'_c para el ACI e igual a f^*_c para el RCDF, y los factores F_R y ϕ son diferentes también.

Para calcular la resistencia en este trabajo no se emplea un bloque rectangular para determinar la fuerza en el concreto, sino que se utilizan las ecuaciones 5.1 y 5.5 para calcular la distribución de esfuerzos del concreto y la deformación máxima en obra (ϵ_o) respectivamente.

5.1.3.2) FUNDAMENTOS TEORICOS

Se tiene una columna con una sección rectangular con base (b), peralte (h), recubrimiento (r) y número de lechos (n), (Fig. 5.1a). Al actuar sobre la columna una carga P con una excentricidad e (Fig. 5.1a), se genera un estado de deformaciones (Fig. 5.1b) y un estado de esfuerzos (Fig. 5.1c). Haciendo uso de las hipótesis mencionadas en la sección 5.1.3.1, se deducen las siguientes ecuaciones.

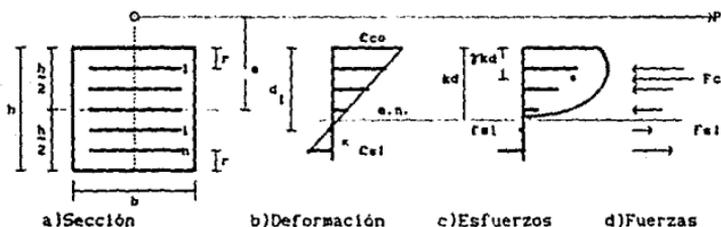


Fig.5.1 C_{co} Deformación unitaria del concreto en obra.
 C_{sl} = Deformación unitaria del acero en el lecho 1.
 d_1 = Profundidad del lecho 1.
 kd = Profundidad del eje neutro.
 γkd = Profundidad del centroide del volumen de esfuerzos del concreto.
 f_{s1} = Esfuerzo en el acero del lecho 1.
 F_{s1} = Fuerza en el acero del lecho 1.
 F_c = Fuerza en el concreto.

Las deformaciones en el acero son (Fig. 5.1b)

$$C_{sl} = C_{co} \frac{kd - d_1}{kd} \quad (5.6)$$

ϵ_{cs} se calcula con la ecuación (5.5).

A partir de la curva esfuerzo-deformación del acero se obtienen los esfuerzos f_{s_1} .

$$\left. \begin{array}{l} \text{Si } |\epsilon_{cs}| \geq f_y/E_s \quad \bullet \quad f_{s_1} = f_y \\ \text{o si } |\epsilon_{cs}| \leq f_y/E_s \quad \bullet \quad f_{s_1} = \epsilon_{cs} E_s \end{array} \right\} \quad (5.7)$$

Convención de signos:

Cuando las deformaciones y fuerzas son de compresión se consideran positivas. Cuando las deformaciones y fuerzas son de tensión se consideran negativas.

La fuerza en la varilla l es:

$$F_{s_1} = f_{s_1} A_{s_1} \quad (5.8)$$

Donde A_{s_1} es el área de acero en el lecho l .

Para determinar la fuerza en el concreto (F_c), es necesario calcular el volumen de esfuerzos (Fig. 5.1c), para ello se dividirá el volumen en un número de franjas (n_f), y para cada una se calculará su deformación unitaria por triángulos semejantes (Fig. 5.2).

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{co} \frac{kd - d_c}{kd} \quad (5.9)$$

El esfuerzo para cada franja con la expresión (5.1) resulta

$$f_{c_1} = \epsilon_{co} \frac{\epsilon_{cs}}{(1 + (\epsilon_{cs}/\epsilon_{co})^2)} \quad (5.10)$$

La fuerza en la franja l es

$$F_{c_1} = f_{c_1} b \Delta c_1 \quad (5.11)$$

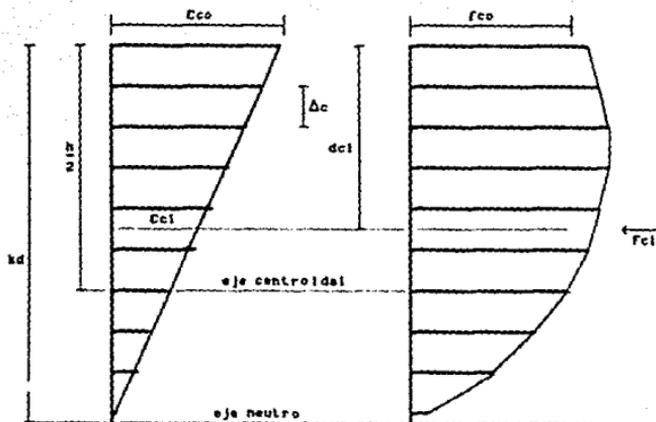


Fig. 5.2 Δc = Espesor de la franja.

cc_1 = Deformación unitaria de la franja 1.

dc_1 = Profundidad de la franja 1.

Fc_1 = Fuerza en la franja 1.

De acuerdo con las ecuaciones de equilibrio, tenemos que

$$P = \sum_{i=1}^{nc} Fc_i + \sum_{i=1}^n Fs_i \quad (5.12)$$

$$M = Pe = \sum_{i=1}^{nc} Fc_i (h/2 - dc_i) + \sum_{i=1}^n Fs_i (h/2 - ds_i) \quad (5.13)$$

Donde $(h/2 - dc_i)$ y $(h/2 - ds_i)$ son los brazos de palanca de Fc_i (Fig. 5.2) y Fs_i (Fig. 5.1) respectivamente, y M es el momento flexionante.

5.1.3.3) CALCULO DE RESISTENCIAS

El procedimiento para calcular las resistencias, a partir de las variables simuladas, es el siguiente:

Algoritmo principal

- 1.- Se leen el número de simulaciones, el número de lechos de acero y el número de franjas de concreto.
- 2.- Se leen las áreas de acero en cada lecho.
- 3.- Se leen las excentricidades del archivo correspondiente.
- 4.- Se leen los valores simulados de f_{co} , f_y , b , h y r del archivo correspondiente.
- 5.- Se calcula la carga de tensión pura para cada simulación con la expresión siguiente y se almacena en un archivo.

$$T = - \sum_{i=1}^n A_s f_y$$

- 6.- Se supone un valor de la profundidad del eje neutro (k_d) igual a 0.00001.
- 7.- Para cada excentricidad se realiza el paso 8.
- 8.- Para cada simulación se siguen los pasos del 9 al 14.
- 9.- Se calcula e_{cs} y e_{co} con la ecuación 5.5, y 5.1 respectivamente.
- 10.- Se calcula P y M de acuerdo con las ecuaciones 5.12 y 5.13, para ello se siguen los pasos descritos en el subalgoritmo descrito mas abajo. De ser correcto el valor de k_d debe cumplirse la condición $P=M/e$.
- 11.- Se compara $|P-Me|/P$ con una tolerancia prefijada.

12.-Si $|P-Me|/P$ es menor que la tolerancia pasamos al número 14, si no continuamos con el 13.

13.-Si $P > M$, kd se disminuye, si no, se aumenta y se regresa al paso 10.

14.-Se calcula la carga de compresión pura para cada simulación con la expresión siguiente y se almacena en un archivo.

$$P_o = \sum_{i=1}^n A_s_i f_y + b h f_{co}$$

Subalgoritmo

1.- Para cada lecho de acero, se efectuan los pasos 2 y 3 que se describen a continuación.

2.- Se calcula la deformación unitaria con la ecuación 5.6.

3.- Se calcula el esfuerzo y la fuerza con las ecuaciones 5.7 y 5.8 respectivamente.

4.- Se divide el volumen de esfuerzos del concreto en el número de lechos leído.

5.- Para cada franja, se deben realizar los pasos 6 y 7.

6.- Se calcula la deformación unitaria con la ecuación 5.9.

7.- El esfuerzo y la fuerza se calcula con las ecuaciones 5.10 y 5.11.

8.- Se calculan P y M con las ecuaciones 5.12 y 5.13.

Este algoritmo se codificó en lenguaje Fortran bajo el nombre PM3. Un listado de este programa se presenta en el apéndice D.

5.2) SIMULACION DE LA SOLICITACION

5.2.1) CONCEPTO DE SOLICITACION

La sollicitación en una columna es el efecto debido a las acciones sobre la estructura a la que pertenece. Dichas acciones pueden ser permanentes, variables, accidentales o una combinación de ellas.

Las acciones permanentes están representadas por la carga muerta, constituida por el peso propio de la estructura, por los empujes estáticos de tierras, granos o líquidos y por deformaciones impuestas a la estructura.

Las acciones variables están constituidas por las cargas vivas, efectos por contracciones o deformaciones impuestas variables.

Las acciones accidentales se refieren a efectos de sismo, nieve, etc.

De estos tipos de acciones sólo se considerarán dos en este trabajo, las llamadas cargas gravitacionales: carga muerta y carga viva.

Para simular la sollicitación, lo ideal sería seguir un procedimiento similar al utilizado para la resistencia, simulando las variables que conforman a las cargas como son: pesos volumétricos de los materiales, dimensiones de los elementos, la carga viva etc., y obtener el efecto sobre la columna con algún método de análisis estructural.

Desafortunadamente, en México no existen investigaciones en las que se haya estudiado el comportamiento probabilista de las variables arriba mencionadas, con mediciones directas en una estructura dada. En otras palabras no es posible asociar a una estructura dada las sollicitaciones reales a que ha sido expuesta, ya que para ello se tendría que realizar un estudio, durante varios años, de las cargas que actúan sobre un conjunto determinado de distintos tipos de estructuras.

Debido a esto, en este estudio se supone que sobre una columna actúa

la sollicitación para la cual fue diseñada.

5.2.2) SOLICITACION NOMINAL Y DE DISEÑO

El valor nominal de la sollicitación se fija de manera que tenga una probabilidad pequeña de ser excedida durante un lapso de tiempo determinado. Los reglamentos establecen como valores nominales a aquellos que tienen una probabilidad de excedencia del 1 al 10%. Para el RCDF este valor es 2% y para el ACI es de 5%.

El valor de diseño de la sollicitación resulta de multiplicar su valor nominal por un factor de carga, recomendado por el reglamento correspondiente. Específicamente tenemos los siguientes dos casos que nos interesan.

Para el RCDF-87

$$\begin{aligned} \text{Factor de carga (F}_c\text{)} &= 1.4 \\ \text{Sollicitación de diseño } S_d &= 1.4S_n \end{aligned} \quad (5.14)$$

Para el ACI-89

$$\begin{aligned} \text{Factor de carga muerta (F}_c\text{)} &= 1.4 \\ \text{Factor de carga viva (F}_c\text{)} &= 1.7 \\ \text{Sollicitación de diseño } S_d &= 1.4S_{n1} + 1.7S_{n2} \end{aligned} \quad (5.15)$$

Donde el subíndice n significa valor nominal.

Para obtener los valores de S_d y S_n se procede como sigue.

- 1.- Se calcula la resistencia nominal de acuerdo con las hipótesis que establecen a) las normas técnicas complementarias del RCDF, y b) el reglamento de construcciones de concreto del ACI (Fig.5.3).
- 2.- Aplicando los factores de resistencia correspondientes se obtiene la

resistencia de diseño, tanto para (a) como para (b).

3.- Se supone que sobre la columna actúa la sollicitación para la que fue diseñada. Entonces, la sollicitación de diseño es igual a la resistencia de diseño.

4.- De las ecuaciones 5.14 y 5.15 podemos despejar la sollicitación nominal de la siguiente manera.

Para el RCDF:

$$S_n = S_d / 1.4$$

Para el ACI: La relación entre las cargas muerta y viva es igual a la relación entre las sollicitaciones muerta y viva (expresión 4.1). Por lo tanto podemos escribir

$$r = \frac{S_{mn}}{S_{vn} + S_{mn}} = \frac{S_{mn}}{S_n}$$

de donde

$$S_{vn} + S_{mn} (1/r_c - 1) \quad (5.16)$$

y

$$S_n = \frac{S_{mn}}{r} \quad (5.17)$$

sustituyendo 5.16 en 5.15

$$S_d = 1.4 S_{mn} + 1.5 S_{mn} (1/r_c - 1)$$

de donde

$$S_{mn} = \frac{S_d}{1.4 + 1.7(1/r_c - 1)} \quad (5.18)$$

sustituyendo 5.17 en 5.18 tenemos

$$S_n = \frac{S_d}{1.4r_c + 1.7(1-r_c)}$$

(5.19)

El procedimiento fué codificado en Fortran, en los programas PMREG y PMACI, los cuales calculan la solicitud nominal para cada excentricidad, según el RCDF-87 y el ACI-89, respectivamente. Los resultados se almacenan en un archivo. El listado de los programas se presenta en el apéndice D.

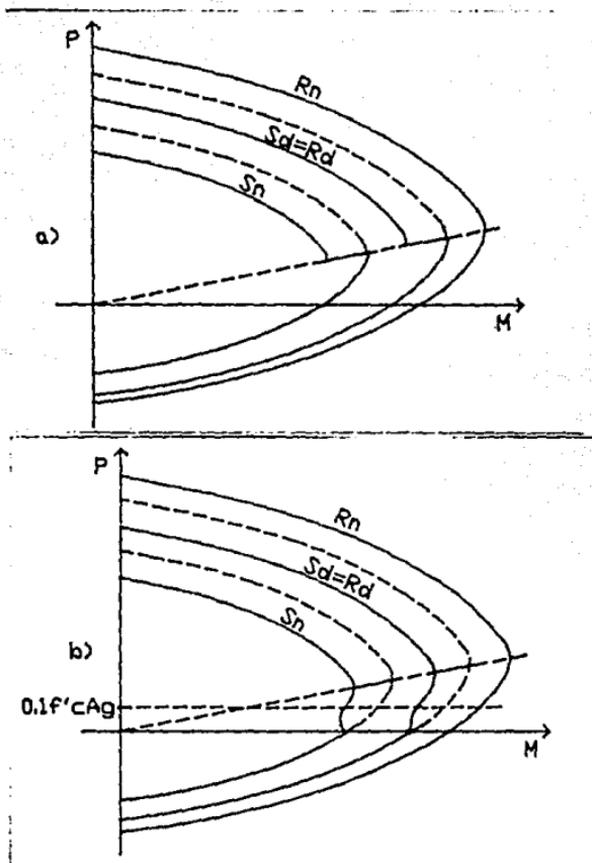


Fig. 5.3 Diagramas de interacción correspondientes a la resistencia nominal (r_n), resistencia de diseño (R_d), sollicitación de diseño (S_d) y sollicitación nominal (S_n), para a) RCDF y b) ACI.

5.2.3) OBTENCION DEL COEFICIENTE DE VARIACION

En general, para una columna que pertenece a un marco reticular, el momento y la carga en los extremos quedan dados por una expresión del siguiente tipo.

$$S = \alpha (w_m + w_v) G \quad (5.20)$$

Donde α es un coeficiente que depende de las condiciones de apoyo en los extremos de la columna y G es un coeficiente que depende de la geometría general de la estructura.

Por ejemplo, para un marco de una cruzía como el descrito en la figura 5.4, podemos aplicar el método de las flexibilidades tomando como estructura base la de la figura 5.5. Resolviendo todas las integrales necesarias llegamos a la matriz de flexibilidades \bar{j} y al vector de desplazamientos $\{d\}$ del punto A.

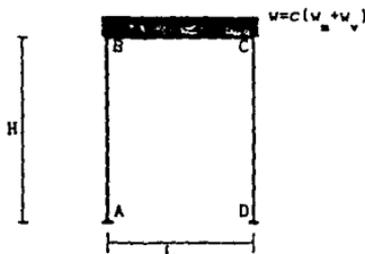


Fig. 5.4
c.-Factor que transforma la carga del area tributaria de la viga en carga distribuida uniformemente. Está en función de la geometría general de la estructura.

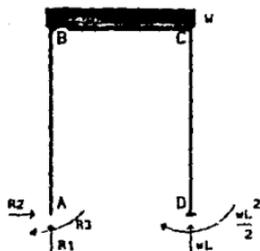


Fig. 5.5 Estructura isostática base

Matriz de flexibilidades

$$\delta = \begin{pmatrix} \frac{L^2}{3} (L+3H) & -\frac{LH}{2} (L+H) & -\frac{L}{2} (L+2H) \\ \text{SIMETRICA} & \frac{H^2}{3} (2H+3L) & H(L+H) \\ & & 2H+L \end{pmatrix}$$

Vector de desplazamientos

$$\{d\} = \begin{pmatrix} \frac{wL^3}{16} (2L+8H) \\ -\frac{wL^2H}{24} (4L+6H) \\ -\frac{wL^2}{12} (2L+6H) \end{pmatrix}$$

Resolviendo el siguiente sistema

$$\delta(R) = \{d\}$$

tenemos que

$$\begin{pmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{wL}{2} \\ \frac{wL^3}{4H(H+2L)} \\ \frac{wL^3}{12(2L+H)} \end{pmatrix}$$

De donde deducimos que

$$P = \frac{wL}{2}$$

$$M_A = \frac{wL^3}{12(2L+H)}$$

$$M_B = \frac{wL^3}{6(2L+H)}$$

Sustituyendo en la ecuación 2.5 las expresiones para P y M_B , obtenemos

$$S = \frac{1}{6} w \frac{L \sqrt{6h_n^2(2L+H)^2 + L^4}}{h_n(2L+H)}$$

Por analogía con la ecuación 5.21

$$\alpha = \frac{1}{6} \quad \text{y} \quad G = \frac{L \sqrt{6h_n^2(2L+H)^2 + L^4}}{h_n(2L+H)}$$

Para estructuras mas complejas podrian encontrarse expresiones semejantes, pero en la práctica es mucho más fácil resolver cada problema en particular, de manera numérica.

Aplicando a la ecuación 5.20 el método de segundos momentos y primer orden (ecs. 3.27 y 3.28), considerando al factor G como determinístico, se obtiene

$$\mu_S = \mu_\alpha (\mu_{vm} + \mu_{vv}) G^2 \quad (5.21)$$

$$\sigma_S^2 = (\mu_{vm} + \mu_{vv})^2 G^4 \sigma_\alpha^2 + \mu_\alpha^2 G^4 \sigma_{vm}^2 + \mu_\alpha^2 G^4 \sigma_{vv}^2 \quad (5.22)$$

El coeficiente de variación respectivo es

$$C_S^2 = \frac{\sigma_S^2}{\mu_S^2} = \frac{\sigma_\alpha^2}{\mu_\alpha^2} + \frac{\mu_{vm}^2}{(\mu_{vm} + \mu_{vv})^2} \frac{\sigma_{vm}^2}{\mu_{vm}^2} + \frac{\mu_{vv}^2}{(\mu_{vm} + \mu_{vv})^2} \frac{\sigma_{vv}^2}{\mu_{vv}^2}$$

Sustituyendo el valor de r_c (ec. 4.1) en la expresión anterior tenemos:

$$C_S^2 = C_\alpha^2 + r_c^2 C_{vm}^2 + (1-r_c)^2 C_{vv}^2 \quad (5.23)$$

Donde C_α = Coeficiente de variación de α , que representa la falta de precisión en el análisis.

C_{α} = Coeficiente de variación de la carga muerta.

$C_{\alpha v}$ = Coeficiente de variación de la carga viva.

R. Mell (Ref. 1) sugiere los siguientes valores típicos para estructuras de concreto.

$$C_{\alpha} = 0.15$$

$$C_{\alpha v} = 0.08$$

$$C_{\alpha v v} = 0.30$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 6.23 resulta

$$C_s^2 = 0.0964r_c^2 - 0.18r_c + 0.1125 \quad (5.25)$$

De esta manera se expresa el coeficiente de variación de la sollicitación en función de la relación de carga r_c . En la figura 5.6 se presenta la variación de C_s con r_c .

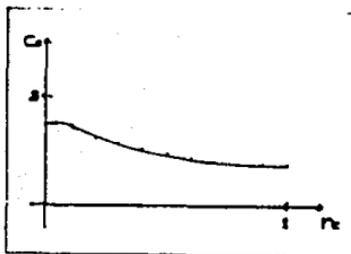


Fig. 5.6 Variación de C_s con r_c .

5.2.4) OBTENCION DE LA MEDIA

Una manera de determinar el valor nominal de la sollicitación, cuando se tiene información de sus primeros dos momentos probabilistas, es mediante la siguiente expresión (Ref. 14).

$$S_n = \mu_s (1 + \gamma C_s) \quad (5.26)$$

Donde S_n es la sollicitación nominal, μ_s su media, C_s el coeficiente de variación y γ un coeficiente adimensional igual a 2 para el RCDF y a 1.65 para el ACI¹. Si el dato que se conoce es el valor nominal, la media puede despejarse:

$$\mu_s = \frac{S_n}{1 + \gamma C_s} \quad (5.27)$$

5.2.5) PROCESO DE SIMULACION DE LA CARGA ACTUANTE

La fdp de la sollicitación se supone tipo gamma (Ref. 3). Para hacer la simulación se utiliza la subrutina GGAMR que pertenece al paquete IMSL. La información para su uso se describe a continuación.

Forma de uso: CALL GGAMR(DSEED,A,NR,WK,R)

Argumentos:

DSEED.- Variable de doble precisión asignada a un valor entero en el rango (1, 2147483647).

A.- Parámetro de forma para la función deseada. Debe ser mayor que cero.

NR.- Número de simulaciones deseadas.

WK.- Vector de trabajo de longitud 2NR.

¹ Si se supone una distribución normal, $\gamma=2$ en la ecuación 5.26 hace que $P(S \leq S_n) = 2\%$ y $\gamma=1.65$ que $P(S \leq S_n) = 5\%$.

R.- Vector de longitud NR que contiene las simulaciones.

Esta subrutina genera números pseudo-aleatorios con distribución gamma, con el parámetro de forma A y el parámetro de escala B=1 (ec. 3.21).

Para obtener las simulaciones con parámetro de escala B diferente de 1, es necesario multiplicar cada simulación obtenida con GGAMR por el valor de B correspondiente.

Una vez conocidas C_s y μ_s , se obtienen A y B a partir de las ecuaciones 3.22 y 3.23, esto da lugar a lo siguiente.

$$A = \frac{1}{C_s^2} - 1 \quad (5.28)$$

$$B = \mu_s C_s^2 \quad (6.29)$$

5.3) OBTENCION DEL INDICE DE CONFIABILIDAD

El cálculo de los índices de confiabilidad, a partir de la simulación de la resistencia y la determinación de la sollicitación nominal, se realiza con el programa BETA. Este contiene un indicador para diseños con el RCDF-87 ó el ACI-89. Dicho indicador hace que γ tome el valor de 2 en la ec. 5.27, si se trata del RCDF ó 1.65 si se trata del ACI. Un listado de BETA se presenta en el apéndice D.

La secuencia de pasos seguida por BETA es la siguiente.

- 1.- Se leen los datos necesarios: relaciones de carga, número de simulaciones, etc.
- 2.- Se leen del archivo correspondiente las excentricidades con sus

respectivas solicitaciones nominales.

- 3.- Para cada relación de carga se siguen los pasos 4 y 5.
- 4.- Se calcula el coeficiente de variación C_s y el parámetro de forma (A), a partir de las ecuaciones 5.26 y 5.29 respectivamente.
- 5.- Para cada excentricidad, se siguen los pasos 6, 7, 8, 12 y 13.
- 6.- Se simula la solicitación normalizada con la subrutina GGAMR.
- 7.- Se calculan μ_s y B con las ecuaciones 5.27 y 5.29 respectivamente.
- 8.- Para cada simulación normalizada, se siguen los pasos 9, 10 y 11.
- 9.- El valor final de la solicitación simulada se obtiene multiplicando la simulación normalizada por el factor B.
- 10.- Se lee un valor de la resistencia R simulada del archivo correspondiente.
- 11.- Se obtiene el logaritmo natural de la relación R/S.
- 12.- Se obtiene μ_u y σ_u^2 con las expresiones 3.18 y 3.19 respectivamente.
- 13.- Se obtiene el índice de confiabilidad $\beta = \mu_u / \sigma_u$.

6 ANALISIS BASADO EN EL CRITERIO DE SEGUNDOS MOMENTOS Y PRIMER ORDEN

6.1) EXPRESION GENERAL PARA EL INDICE DE CONFIABILIDAD

El índice β , definido por la ecuación 2.1, presupone el uso de la variable u , la cual está dada por la relación $u = \ln(R/S)$. Con el fin de aplicar las expresiones de segundos momentos y primer orden (ecs. 3.27 y 3.28), se utilizan las siguientes derivadas parciales.

$$\frac{\partial u}{\partial R} = \frac{1}{R/S} \cdot \frac{1}{S} = \frac{1}{R}$$

$$\frac{\partial u}{\partial S} = -\frac{1}{R/S} \cdot \frac{R}{S^2} = -\frac{1}{S}$$

Aplicando la ecuación 3.27

$$\bar{u} = \ln(\bar{R}/\bar{S})$$

Aplicando la ecuación 3.28

$$\sigma_u^2 = (\sigma_R/\bar{R})^2 + (\sigma_S/\bar{S})^2$$

Sustituyendo en la ecuación 2.1 los valores de \bar{u} y σ_u :

$$\beta = \frac{\ln(\bar{R}/\bar{S})}{\sqrt{(\sigma_R/\bar{R})^2 + (\sigma_S/\bar{S})^2}} \quad \text{o bien}$$

$$\beta = \frac{\ln(\bar{R}/\bar{S})}{\sqrt{C_R^2 + C_S^2}} \quad (6.1)$$

Donde

\bar{R} = Resistencia media.

\bar{S} = Sollicitación media.

C_R = Coeficiente de variación de R.

C_s = Coeficiente de variación de S.

Los valores \bar{S} y C_s pueden obtenerse con las expresiones 5.27 y 5.25 respectivamente.

6.2) EXPRESIONES PARA P_0 , T, P_b Y M_f

Se entiende por P_0 la carga de compresión pura, T la de tensión pura, P_b la carga axial correspondiente a la condición balanceada, y M_f el momento flexionante en flexión pura.

Para aplicar las expresiones de segundos momentos y primer orden, donde las variables aleatorias son f_c , f_y , b, h y r, es necesario establecer las expresiones que relacionen a estas variables con las cargas P_0 , T, P_b y M_f . Antes de proseguir, se hará una aclaración.

En el capítulo II definimos a la resistencia y a la sollicitación con la siguiente expresión.

$$R = \sqrt{P^2 + (M/h_n)^2}$$

Dos expresiones equivalentes son

$$R = P \sqrt{1 + (e/h_n)^2} \quad (6.2)$$

$$R = M \sqrt{(1/e)^2 + (1/h_n)^2} \quad (6.3)$$

Los factores dentro del radical son deterministas por lo que se pueden considerar como constantes para un caso dado.

Sean

$$K_p = \sqrt{1 + (e/h_n)^2} \quad (6.4)$$

$$K_R = \sqrt{(1/e)^2 + (1/h_n)^2} \quad (6.5)$$

Ahora aplicando las propiedades de la media y desviación estandar:

$$\bar{R} = \bar{P}_R = \bar{M} K_R$$

$$\sigma_R = \sigma_P K_P = \sigma_R K_R$$

Al sustituir las igualdades anteriores en la ecuación 6.1) tenemos

$$\beta = \frac{\ln(\bar{P}_R / \bar{P}_S)}{\sqrt{(\sigma_{PR} / \bar{P}_R)^2 + (\sigma_{PS} / \bar{P}_S)^2}} \quad (6.6)$$

Como se puede ver en la ecuación 6.6, para calcular el índice de confiabilidad, es suficiente considerar a la carga axial, o al momento flexionante, como variables aleatorias (siempre y cuando e y h se consideren deterministas).

Las expresiones para P_0 y T se presentan a continuación.

Compresión pura:

$$P_0 = f''c(bh - A_s) + A_s f_y \quad (6.7)$$

Donde A_s es el área de acero total, las otras variables se definieron en el capítulo II.

Tensión pura:

$$T = A_s f_y \quad (6.8)$$

Combinación de tensión y compresión.

Al tener una columna con una sección en la que existan más de dos lechos de refuerzo, no es posible encontrar una expresión general para la

resistencia en flexocompresión. Lo anterior es debido a lo siguiente:

- a) Para conocer P y M es necesario conocer el estado de esfuerzos de los lechos y la profundidad del eje neutro.
- b) Para conocer el estado de esfuerzos en los lechos, es necesario conocer el estado de deformaciones de la sección.
- c) Para conocer el estado de deformaciones en la sección se necesita saber la profundidad del eje neutro.
- d) Para saber la profundidad del eje neutro, es preciso conocer el estado de deformaciones de la sección y se regresa al inciso (c).

En estas circunstancias, la resistencia en flexocompresión debe calcularse por tanteos del eje neutro. Sin embargo, pueden encontrarse expresiones para secciones que cumplan con ciertas condiciones de aplicabilidad. A continuación se derivan dos.

Basándose en las hipótesis establecidas por las normas técnicas del reglamento de construcciones del D.F. (Ref. 16), transcritas en el capítulo V, se llega a las siguientes expresiones asociadas a falla balanceada (P_b) y momento flexionante (M_f), aplicables a los casos analizados en este trabajo.

Condición balanceada.

A partir de la figura 6.1 se tiene lo siguiente. La separación entre lechos es

$$S_1 = \frac{h-2r}{N_1-1} \quad (6.9)$$

Donde N_1 es el número de lechos. La profundidad de cada lecho es

$$k_1 = r + iS_1 \quad i=1, 2, \dots, N_1 \quad (6.10)$$

Por triángulos semejantes, la profundidad del eje neutro y la deformación unitaria de cada lecho son

$$c_b = \frac{c_c(h-r)}{c_c + f_y/E_s} \quad (6.11)$$

$$c_{s1} = \frac{c_c(c_b - k_1)}{c_b} \quad (6.12)$$



Fig. 6.1

SI= Separación de lechos.

c_c = Deformación unitaria.

AS= Área de acero.

F= Fuerza.

C= Profundidad del eje neutro.

La fuerza en acero de cada lecho es

$$F_{s1} = A_{s1} f_{s1} = A_{s1} c_{s1} E_s \quad (6.13)$$

La fuerza en el concreto es

$$F_c = \beta_1 c_b b f'_c \quad (6.14)$$

La carga P_b se obtiene de la sumatoria

$$P_b = F_c + \sum_{i=1}^N F_{s_i} \quad (6.15)$$

Sustituyendo la ecuación 6.10 en la 6.12, esta en la 6.13 y esta última en la 6.15, obtenemos

$$P_b = \beta_1 b f'' c c_b + \sum_{i=1}^{n1} A s_i E s c c \frac{(c_b - r - 1 S i)}{c_b} \quad (6.16)$$

Donde c_b y $S i$ están dadas por las ecuaciones 6.11 y 6.9 respectivamente.

La condición es que sólo el lecho inferior trabaje a su esfuerzo de fluencia.

Flexión pura.

La expresión correspondiente a flexión pura que se utiliza en este estudio, será válida para secciones con refuerzo en dos caras.

La condición para flexión pura es

$$P=0 \quad (6.17)$$

Lo que implica que

$$F_c + F_s' - F_s = 0 \quad (6.18)$$

Donde la comilla indica "en compresión". Siendo ahora c_f en lugar de c_b , se sustituyen las ecuaciones 6.13 y 6.14 en la 6.18.

$$\beta_1 c_f b f'' c + A s' c s' E s - A s f y = 0 \quad (6.19)$$

Donde $A s$ es el área de acero en cada cara. Sustituyendo la ecuación 6.12 en la 6.19, con c_f en lugar de c_b , tenemos

$$\beta_1 c_f b f'' c + \frac{A s' c c E s (c_f - r)}{c_f} - A s f y = 0 \quad (6.20)$$

Multiplicando la ecuación 6.20 por c_f se obtiene

$$\beta_1 b f'' c c_f^2 + [A s' E s c c - A s f y] c_f - A s' E s c c r = 0 \quad (6.21)$$

La ecuación 6.21 es cuadrática, donde la incógnita es c_r . Se puede aplicar la fórmula general para ecuaciones cuadráticas para conocer el valor de c_r .

Sean

$$A = \beta_1 b f'' c$$

$$B = A s' E_s c_c - A s f_y$$

$$C = -A s' E_s c_c r$$

El valor de la profundidad del eje neutro queda dado por la siguiente expresión.

$$c_r = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (6.22)$$

El momento flexionante se obtiene multiplicando los términos del miembro izquierdo de la ecuación 6.19 por su respectivo brazo de palanca (Fig. 6.2).

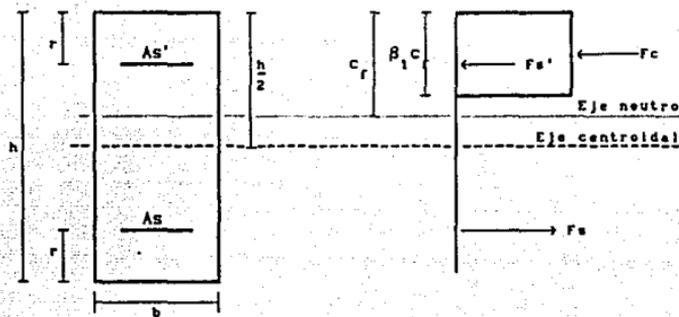


Fig. 6.2

$$M_r = \beta_1 b f'' c_r (h - \beta_1 c_r) / 2 + \left[\frac{A s' E_s c_c (c_r - r)}{c_r} + A s f_y \right] \left[\frac{h}{2} - r \right] \quad (6.23)$$

6.3) APLICACION DE LAS EXPRESIONES DE SEGUNDOS MOMENTOS Y PRIMER ORDEN

Como paso preparatorio para aplicar las expresiones de segundos momentos y primer orden, es necesario determinar las derivadas parciales de P_o (ec. 6.7), T (ec. 6.8), P_b (ec. 6.16) y M_r (ec. 6.23), con respecto a las variables f_c , f_y , b , h y r . Este proceso se detalla en el apéndice C.

Determinación de \bar{R}

Para determinar el valor de la resistencia media para cada condición de carga, se valua la expresión correspondiente con los valores medios de cada variable; como lo indica la ecuación 3.27.

Determinación de σ_R

Cada derivada parcial de las expresiones de cada condición de carga, se valuan en la media de las variables. Después se aplica la ecuación 3.28, en donde σ_{x_i} es la desviación estandar de cada variable. Así se obtiene σ_R^2 .

Determinación de C_s

El coeficiente de variación se obtendrá de acuerdo con la ecuación 5.25.

Determinación de \bar{S}

Se procede de un modo similar al utilizado con el método de Monte Carlo. La resistencia nominal se obtiene sustituyendo los valores nominales de f_c , f_y , b , h y r en las expresiones para cada condición (P_o , P_b , T , M_r). La resistencia de diseño resulta de multiplicar la nominal por el factor de reducción correspondiente. Solicitación y resistencia de diseño se suponen iguales. La sollicitación nominal se obtiene dividiendo la de diseño entre el factor de carga. La media se obtiene con la ecuación 5.27.

Por último, el índice de confiabilidad de cada condición de carga se calcula a partir de la ecuación 6.1.

7 DESCRIPCION DE CASOS ANALIZADOS

Se analizaron dos secciones nominales: 40x40cm y 40x80cm, ambos con recubrimiento igual a 4 cm. Cada sección se analizó con tres porcentajes de refuerzo: 1, 3 y 6% del area total, repartidos en 2, 4 y 8 lechos cada uno. Se hizo un análisis de acuerdo con los conceptos del RCDF y otro con los del ACI.

Para no confundir cada caso analizado, se les asignó una clave que consta de tres números y tres siglas.

- El primer número designa las dimensiones de la sección 1 para las de 40x40cm y 2 para las de 40x80cm.
- El segundo número se refiere al porcentaje de acero de refuerzo, 1 para el 1%, 2 para el 3% y 3 para el 6%.
- El tercer número se asocia al número de lechos en que está repartido el acero de refuerzo, 1 se refiere a dos lechos, 2 a cuatro y 3 a ocho.
- Las siglas son RDF ó ACI, según el análisis corresponda a los conceptos de RCDF o a los del ACI respectivamente.

Por ejemplo, la clave 232RDF, indica que se trata del caso correspondiente a una sección de 40x80cm, con el 6% de acero de refuerzo, repartido en 4 lechos y diseñado con el criterio del RCDF.

Se realizó un primer análisis aplicando el método de Monte Carlo. Se generaron 100 simulaciones de la resistencia y la sollicitación, con lo que se obtuvo un análisis de sensibilidad. El proceso se repitió con 1000 simulaciones para los casos típicos que valían la pena repetirse, que son aquellos en los que las observaciones descritas en los resultados son más evidentes.

El análisis por segundos momentos y primer orden se realizó para los 4 puntos críticos de todos los casos bajo el criterio del reglamento de construcciones del Distrito Federal (Ref. 15).

8 RESULTADOS

La descripción de los resultados se hará con base en intervalos de excentricidades relativas (e/h). Con objeto de facilitar la descripción, definiremos los intervalos mencionados sobre un diagrama de interacción carga-momento arbitrario (Fig. 8.1).

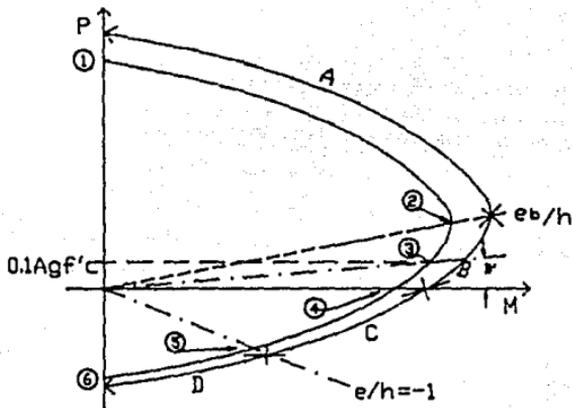


Fig. 8.1 Intervalos de excentricidad para la descripción de los resultados.

Puntos:

- 1.- $e=0$, condición de compresión pura.
- 2.- $e=e_b/h$, condición balanceada.
- 3.- Excentricidad correspondiente a la carga axial igual a $0.1Agf'c$.
- 4.- $e/h=\pm\infty$, condición de flexión pura.
- 5.- $e/h=1$
- 6.- $e=0$, condición de tensión pura.

Intervalos de excentricidades:

Intervalo A.- Comprende desde el punto 1 al 2.

Intervalo B.- Desde el punto 2 al 4 ($+\infty$).

- B'.- Desde el punto 3 al 4 ($+\infty$).
- C.- A partir del punto 4 ($-\infty$), hasta el 5.
- D.- Comprende desde el punto 5 hasta el 6.

En adelante cuando nos referimos a la excentricidad balanceada suponemos aquella que se calcula a partir de los valores nominales de las variables f_c , f_y , b , h y r , a menos que se indique lo contrario.

A partir de los resultados obtenidos se elaboraron las siguientes gráficas:

- a) Índice de confiabilidad β contra relación de carga r_c , para diferentes valores de excentricidades.
- b) Índice de confiabilidad β contra excentricidad, para cada caso.
- c) Dispersión de diagramas de interacción correspondientes a la sollicitación y resistencia.
- d) Distribución de probabilidad de sollicitación y resistencia, para ciertas excentricidades, de algunos casos.
- e) Distribución de probabilidad de la excentricidad balanceada real, para algunos casos.

Elementos representativos de este conjunto de gráficas se incluyen en el apéndice A. Para hacer la descripción de los resultados, se hará alusión al número de gráfica correspondiente al caso representativo, donde son claramente visibles las observaciones hechas. La clave del caso representativo, así como el número de gráfica que le corresponde, serán mencionadas en el apéndice A.

A continuación se presenta la descripción de los resultados obtenidos, primeramente bajo los requerimientos del RCDF, luego bajo los del ACI, y por último se presenta una comparación de los resultados

asociados a ambos reglamentos.

8.1) VARIACION DE LA CONFIABILIDAD (RCDF)

Con la relación de carga

Caso 122RDF, (Gráfica 1)

Al aumentar la relación de carga r_c de 0 a 0.9, también lo hace la confiabilidad. Cuando r_c es mayor que 0.5 el incremento del índice de confiabilidad es relativamente menor. En el análisis correspondiente a los demás parámetros (excentricidad, porcentaje de refuerzo, número de lechos, etc.), se toma como relación de carga típica un valor de $r_c=0.5$.

Con la excentricidad

Casos 123RDF y 223RDF, (Gráficas 2 y 3)

El índice β oscila en el intervalo [4.1,5.2].

En el intervalo A, el índice β oscila entre 4.8 y 5.2. Presenta una tendencia a disminuir hacia la condición balanceada.

En el punto de la excentricidad balanceada hay un salto, en el que el índice β disminuye un 15% aproximadamente. Esto se debe al cambio brusco del valor del factor de resistencia, F_r .

En el intervalo B la confiabilidad presenta una ligera tendencia a aumentar primero, y disminuir después, hacia el valor correspondiente a flexión pura. En este intervalo el índice β oscila entre 4.1 y 4.5.

En el intervalo C, la confiabilidad es prácticamente constante, estando el índice β comprendido entre 4.1 y 4.5.

En el intervalo D, la confiabilidad tiende a aumentar para relaciones h/b iguales a 1 (gráf. 2) pero a disminuir muy ligeramente para relaciones h/b iguales a 2 (gráf. 3).

Con el porcentaje de refuerzo

Casos 1x2RDF; $x=1,3$, (Gráfica 4)

El porcentaje de refuerzo no influye de manera apreciable fuera del intervalo A. En éste, β aumenta hasta un 10% al aumentar el porcentaje de acero de refuerzo de 1 a 6%.

Con el número de lechos

Casos 22xRDF; $x=1,3$, (Gráfica 5)

El número de lechos en que se reparte el acero de refuerzo no influye apreciablemente dentro de los intervalos A y D. Fuera de ellos, la influencia cobra cierta importancia, pues el índice β aumenta en 6% aproximadamente, al aumentar el número de lechos de 2 a 8.

Con el peralte

Casos x12RDF y x32RDF; $x=1,2$ (Gráficas 6 y 7)

Al igual que el número de lechos, el peralte no tiene influencia notoria en la confiabilidad dentro de los intervalos A y D. Para porcentajes de acero bajos ($\rho=0.1Ag$) la influencia del peralte tampoco es apreciable fuera de los intervalos A y D (gráf. 6); pero para porcentajes medios y altos ($\rho=0.3Ag$), el índice β aumenta en un 5%, al aumentar h/b de 1 a 2 (gráf. 7).

8.2) VARIACION DE LA CONFIABILIDAD (ACI)

Con la relación de carga

La variación obtenida del índice de confiabilidad con la relación de carga, bajo los conceptos del ACI, es muy semejante en su forma a la obtenida bajo los conceptos de RCDF, por lo que se considera suficiente incluir la gráfica 1 donde se aprecia la variación correspondiente al RCDF.

Con la excentricidad

Caso 122ACI y 223ACI; (Gráficas 8 y 9)

El índice β oscila entre los valores 3.7 y 5.0

En el intervalo A, el índice β oscila bastante, desde 3.7 hasta 5, dependiendo directamente del porcentaje de acero de refuerzo. La tendencia dentro de este intervalo es disminuir, desde la condición a compresión pura hasta la balanceada. La proporción en que disminuye β depende del porcentaje de refuerzo, por ejemplo para el caso 112ACI corresponde un 7% (gráf. 8) y un 2% para el 223ACI (gráf. 9).

En el intervalo B, la tendencia del índice β es aumentar, desde la condición balanceada hasta el punto 3 (Fig. 8.1), correspondiente a la carga axial igual a $0.1Agf'c$, en donde alcanza, en todos los casos, un valor que oscila entre 4.8 y 5.

Dentro del intervalo B', el índice β disminuye, hasta alcanzar el valor correspondiente a la flexión pura. Dicha disminución es rápida para porcentajes de refuerzo bajos (Gráf. 8) y lenta para altos (Gráf. 9). El valor de β , al que tiende en la condición de flexión pura, oscila entre 4 y 4.2.

En el intervalo C, la confiabilidad se mantiene prácticamente constante, tomando valores entre 3.8 y 4.

Dentro del intervalo D, para relaciones b/h iguales a 1, el índice β tiende a aumentar ligeramente, desde $e/h=1$ hasta $e=0$. El aumento es de un 2% aproximadamente. Para relaciones b/h iguales a 2 no hay cambio apreciable con relación a los valores correspondientes al intervalo C.

Con el porcentaje de acero de refuerzo

Casos 1x2ACI; $x=1,2,3$, (Gráfica 10)

Dentro de los intervalos A y B, el aumento de la confiabilidad con el porcentaje de refuerzo es notable. El único punto del diagrama donde β casi coincide es el 3 (Fig.8.1), donde toma un valor comprendido dentro del intervalo [4.8,5]. El índice β aumenta en un 25% para excentricidades relativas muy pequeñas, (cercas a la de compresión pura). El intervalo B' es más pequeño mientras mayor es el porcentaje de refuerzo, por lo que el índice β empieza a descender con excentricidades mayores, además lo hace más lentamente mientras mayor es el porcentaje de acero.

En los intervalos C y D la influencia del porcentaje de refuerzo no es apreciable.

Con el número de lechos

Casos 22xACI y 12xACI; $x=1,2,3$, (Gráfica 11 y 12)

La influencia del número de lechos no es apreciable para columnas con relación $b/h=2$ (Gráf. 11). Dentro del intervalo B la confiabilidad es menor para columnas con relación $b/h=1$ que con relación $b/h=2$ (Gráf. 12).

Con el peralte

Casos x12ACI y x23ACI; $x=1,2$, (Gráficas 13 y 14)

Para porcentajes bajos de acero (1%), la influencia del peralte no es apreciable (gráf. 13). Para porcentajes medios y altos (3 y 6%), la

influencia aumenta conforme lo hace el valor absoluto de e/h (gráf. 14), provocando diferencias de hasta un 7% entre relaciones $b/h=1$ y $b/h=2$.

8.3) COMPARACION DE LA CONFIABILIDAD OBTENIDA CON EL RCDF Y EL ACI

Antes de describir las diferencias entre el índice de confiabilidad obtenido con el RCDF y el obtenido con el ACI, haremos la siguiente aclaración: la excentricidad balanceada, como nos hemos estado refiriendo a ella, es la obtenida con los valores nominales de f_c , f_y , b , h y r , con las hipótesis y requisitos establecidos por cada reglamento. Como el reglamento del Distrito Federal aplica un factor de reducción de resistencia en el concreto igual a 0.8 y el ACI no lo hace, se produce una diferencia en el valor de la excentricidad balanceada, siendo menor para el ACI. Como nuestra intención es comparar la confiabilidad aportada por el RCDF con la del ACI, consideraremos como límite entre el intervalo A y el B, a la excentricidad balanceada obtenida según las hipótesis del RCDF.

Consideraremos los casos típicos 212, 222 y 232. Los resultados se presentan en las gráficas 15, 16 y 17.

Dentro del intervalo A, el índice β es superior para el RCDF. En el intervalo B, β es inferior. En el intervalo B' el índice β comienza a disminuir para el ACI y llega a un punto q en que cruza a la gráfica del RCDF. A partir de dicho punto la confiabilidad aportada por el RCDF es superior a la del ACI. Continúa siendo superior en los intervalos C y D, es decir, cuando la carga axial es de tensión.

La localización del punto q mencionado en el párrafo anterior, así como la proporción en que difieren las confiabilidades aportadas por cada reglamento, dependen del porcentaje de acero de refuerzo, del número de lechos y del peralte. La manera en que influye cada parámetro se describe a continuación.

Porcentaje de acero de refuerzo

Dentro del intervalo A, la diferencia disminuye al aumentar el porcentaje de refuerzo. Es, por ejemplo, un 20% superior el RCDF al ACI, para un porcentaje igual al 1% (gráf. 15); y un 7% para un porcentaje de 6% (gráf. 17).

Dentro del intervalo B, la localización del punto de cruce de q las dos curvas corresponde a una excentricidad mayor, mientras mayor es el porcentaje de refuerzo. Esto puede observarse viendo en secuencia las gráficas 15, 16 y 17. Por esta razón, aumenta el intervalo de excentricidades en el que la confiabilidad que aporta el RCDF es menor que la del ACI. La diferencia es de un 10% en promedio para el caso 232, en el que el porcentaje de refuerzo es 6% (gráf. 17). La diferencia disminuye al disminuir el porcentaje de refuerzo.

Para los intervalos C y D, el aumento del porcentaje de refuerzo provoca una ligera tendencia a incrementar la diferencia entre RCDF y ACI. Esta diferencia es de 7% para secciones con 1% de refuerzo y del 9% para los que presentan 6% de refuerzo.

Número de lechos

Casos 121 y 123, (Gráf. 18 y 19)

En el intervalo A la variación del número de lechos no influye apreciablemente con respecto a la diferencia entre RCDF y ACI.

En el intervalo B, la localización del punto de cruce de las dos gráficas corresponde a una excentricidad menor, mientras mayor es el número de lechos. Por esta razón, al aumentar el número de lechos disminuye el intervalo de excentricidades en el que la confiabilidad aportada por el RCDF es menor que la del ACI. La diferencia máxima es de 20% para 2 lechos y 8% para 8 lechos.

El aumento del número de lechos provoca un incremento en la

diferencia entre los dos reglamentos, en los intervalos C y D. En promedio esta es de 7% para 2 lechos y 12% para 8 lechos.

Peralte

Casos 112 y 212, (Gráf. 20 y 15)

Fuera del intervalo A y para porcentajes de refuerzo bajos, el incremento del peralte produce una disminución en la diferencia entre los dos reglamentos. La máxima es de 8% para el caso 112 y de 7% para el 212. El valor de β es mayor en este intervalo cuando se diseña con el RCDF. Dentro del intervalo A la influencia del peralte no es apreciable.

Para porcentajes de refuerzo medios y altos, la influencia del peralte en cuanto a diferencia de diseños con cada reglamento, no es apreciable en ningún intervalo.

A manera de ilustración, se incluye en el apéndice A la gráfica 24, en la que se muestran las distribuciones de probabilidad de la resistencia, de la sollicitación correspondiente al diseño con el RCDF y de la sollicitación correspondiente al diseño con el ACI para el caso 223 en la condición de compresión pura. En ella se ve como la sollicitación correspondiente al ACI se encuentra más cerca de la resistencia que la correspondiente al RCDF, ello explica porque el ACI es menos confiable que el RCDF en esta condición de carga.

8.4) COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON EL METODO DE SEGUNDOS MOMENTOS Y PRIMER ORDEN, Y CON EL METODO DE MONTE CARLO

Los resultados obtenidos para cada caso, con el método de segundos momentos y primer orden se listan en el apéndice B. Con el fin de comparar los resultados de éste método con los de la simulación, se grafican los puntos discretos obtenidos con el método de segundos momentos, sobre las

curvas calculadas con el de Monte Carlo. Un ejemplo de ello se presenta en la gráfica 21. En esta se aprecia que la aproximación de primer orden es muy buena y podría usarse en lugar de la simulación, evitando así un gran volumen de trabajo. El problema consiste en encontrar una expresión que proporcione el diagrama de interacción a partir de las resistencias de los materiales y las propiedades geométricas. Este problema ha sido resuelto en forma aproximada en la referencia 18, donde se propone una serie de ecuaciones que reproducen analíticamente los diagramas de interacción de columnas, que cumplen con ciertas condiciones de aplicabilidad.

9 CONCLUSIONES

Con base en los resultados descritos en el capítulo anterior, se se llega a las siguientes conclusiones.

Para columnas diseñadas de acuerdo con el RCDF-87 (Ref. 15)

- 1.- Una columna es más confiable, mientras mayor es la relación $r_c = w_w / (w_w + w_v)$, (Gráf. 1).
- 2.- La zona más confiable del diagrama de interacción es la correspondiente a la falla en compresión, es decir, $0 \leq e \leq e_b$, (Gráf. 2 a 7)
- 3.- La zona de falla en compresión del diagrama de P-M es más confiable mientras mayor es el porcentaje de acero de refuerzo, (Gráf. 4).
- 4.- Para excentricidades grandes, (entendiéndose como grandes, mayores que la balanceada y menores que el negativo del valor del peralte de la sección), una columna es más confiable si el acero de refuerzo se reparte en un mayor número de lechos, (Gráf. 5).
- 5.- Cuando el porcentaje de acero de refuerzo es alto y para excentricidades grandes, una columna peraltada es más confiable que otra que no lo es, (Gráf. 7).

Para columnas diseñadas según el reglamento de construcciones de concreto ACI318-89 (Ref. 17).

- 1.- Igual que el inciso 1 para el RCDF-87, (Gráf. 1).
- 2.- La zona más confiable del diagrama de interacción es la cercana a la asociada a una carga axial igual a $0.1Agf'_c$, (Gráf. 8 a 14).

- 3.- El porcentaje de refuerzo tiene una influencia preponderante en la confiabilidad de una columna. Para porcentajes altos, la confiabilidad es prácticamente uniforme en toda la zona de carga axial positiva, (Gráf. 10).
- 4.- Para columnas no peraltadas ($b/h=1$), cuando la carga es positiva y la falla es en tensión la confiabilidad disminuye al aumentar el número de lechos en que se reparte el acero de refuerzo, (Gráf. 12).
- 5.- Para porcentajes de acero de refuerzo altos y excentricidades grandes, es mayor la confiabilidad de columnas peraltadas, (Gráf. 13 y 14).

Comparación de ambos reglamentos (RCDF-87 y ACI-89)

De comparar los resultados de ambos reglamentos se deduce lo siguiente, (Gráf. 15 a 20).

- 1.- En la zona de falla en compresión, el RCDF-87 es más confiable que el ACI-89.
- 2.- En una zona inmediatamente mayor a la excentricidad balanceada, el RCDF es menos confiable. Sin embargo, para excentricidades excesivamente grandes (flexión) sucede lo contrario.
- 3.- Para la zona en que la carga axial es de tensión, el RCDF es más confiable que el ACI.
- 4.- En la zona de carga axial en compresión y falla en tensión, el RCDF es bastante menos confiable que el ACI.

Comparación del análisis por simulación y por segundos momentos

La aproximación que se obtiene por ambos reglamentos es muy buena (Gráf. 21). La desventaja del método es el manejo algebraico para puntos intermedios del diagrama P-H.

El intervalo en que oscila la confiabilidad obtenida para el RCDF es muy parecido al del ACI, por lo que podemos decir, que al diseñar con el RCDF da lugar a un buen grado de confiabilidad, ya que un índice β igual a 4 representa una probabilidad de falla igual a 1.56×10^{-5} aproximadamente (Ref. 20). Atribuimos un mayor peso a la confiabilidad obtenida diseñando de acuerdo al ACI, debido a que el Instituto Americano del Concreto tiene una mayor experiencia y mejores medios para realizar investigación experimental. Sin embargo, lo que es criticable de nuestro reglamento, es la forma en que se distribuye la confiabilidad a lo largo del diagrama de interacción. A continuación se expondrán algunas reflexiones para considerar una posible mejoría de los factores de carga y resistencia del RCDF.

Centremos nuestra atención en la vecindad de la excentricidad balanceada. Esta zona tiene por naturaleza una dispersión alta. Lo anterior podemos constatarlo claramente en la gráfica 8 la cual corresponde a una sección con un porcentaje de refuerzo bajo, bajo las recomendaciones del ACI. En esta se aprecia que la confiabilidad más baja corresponde a la excentricidad balanceada. También es posible verificar visualmente en la gráfica 22, cómo la mayor dispersión, tanto de la sollicitación como de la resistencia, es semejante alrededor de la excentricidad balanceada. Por lo anterior debemos considerar a esta zona como delicada.

Sin embargo, hemos visto que existe una zona inmediata a la excentricidad balanceada en la cual el RCDF es menos confiable en comparación al ACI. Además, hasta ahora, nos hemos referido a e_b como la calculada con los valores nominales de f_c , f_y , b , h y r , pero como sabemos, estas son variables aleatorias y por consiguiente, la excentricidad balanceada es una variable aleatoria también y no se puede saber con exactitud el valor que tomará. En la gráfica 23 se muestra la distribución de probabilidad de la excentricidad balanceada relativa (e_b/h) obtenida para el caso 112.

Así pues, una parte de la verdadera zona de falla en compresión de una columna, puede diseñarse con un factor de resistencia de 0.8, el cual

aporta una confiabilidad menor que si se adopta un valor de 0.7 (correspondiente a la zona de falla en compresión teórica), y menor también que la confiabilidad si se diseñara con el ACI. Una solución a esto podría ser tomar un factor de resistencia intermedio, como 0.75 por ejemplo, y aplicarlo a un intervalo de excentricidades mayor, como lo hace el ACI.

En conclusión, no se pretende decir que todas las columnas que hayan sido diseñadas con el RCDF, estén en un inminente peligro de falla, ya que la experiencia demuestra que las estructuras rara vez fallan bajo la acción de cargas gravitacionales. Solo se quiere manifestar que, si bien los factores de carga y resistencia para columnas que recomienda el RCDF-87 son razonablemente adecuados, son susceptibles de mejora.

Análisis de este tipo pueden extenderse a otras clases de elementos estructurales, elementos mecánicos, de acciones como el sismo y el viento. Con esto podría verificarse si los factores del RCDF son los óptimos para cada caso y mejorarlos constantemente. Por ello es necesario promover investigaciones al respecto, que ayuden a tener un reglamento cada vez mejor.

10 REFERENCIAS

- 1.- MELI R., "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 375, Junio 1976.
- 2.- Mac.GREGOR G., "Load and resistance factors for concrete design", ACI Journal, Julio-Agosto 1983.
- 3.- PAREDES LOPEZ R., "Confiabilidad de marcos de concreto reforzado ante la acción de teabtores", Tesis de maestría, DEPEI, UNAM.
- 4.- GRAN L., MIRZA S. and MacGREGOR G., "Monte Carlo study of strength of Concret Columans", ACI Journal, Agosto 1978.
- 5.- ELISHAKOFF, "Probabilistic methods in the theory of structures", USA, John Wiley and Sons, 1983.
- 6.- PARK R. y PAULAY T., "Estructuras de concreto reforzado". 1a edición, México, Ed. Limusa, 1978.
- 7.- SHA HARESH C., "Information for probabilistic code format", Technical Report No. 156 Stanford University, 1972.
- 8.- GALAMBOS T. V. and RAVINDRA M. K., "Progress Report to the advisory committee of ANSI", Project 163, "Load factor design of buildings", Research report No. 33, Departament of civil engineering, Washington University, Mayo 1987.
- 9.- MIRZA S. A., "Probability based strength criterion for reinforced concrete slender Columans", ACI Structural Journal, 1978.
- 10.-TELLEZ GRANADOS J. F., "Aplicación de criterios probabilísticos al diseño del concreto reforzado", Conferencia regional de planeación y

diseño de edificios altos, 1972.

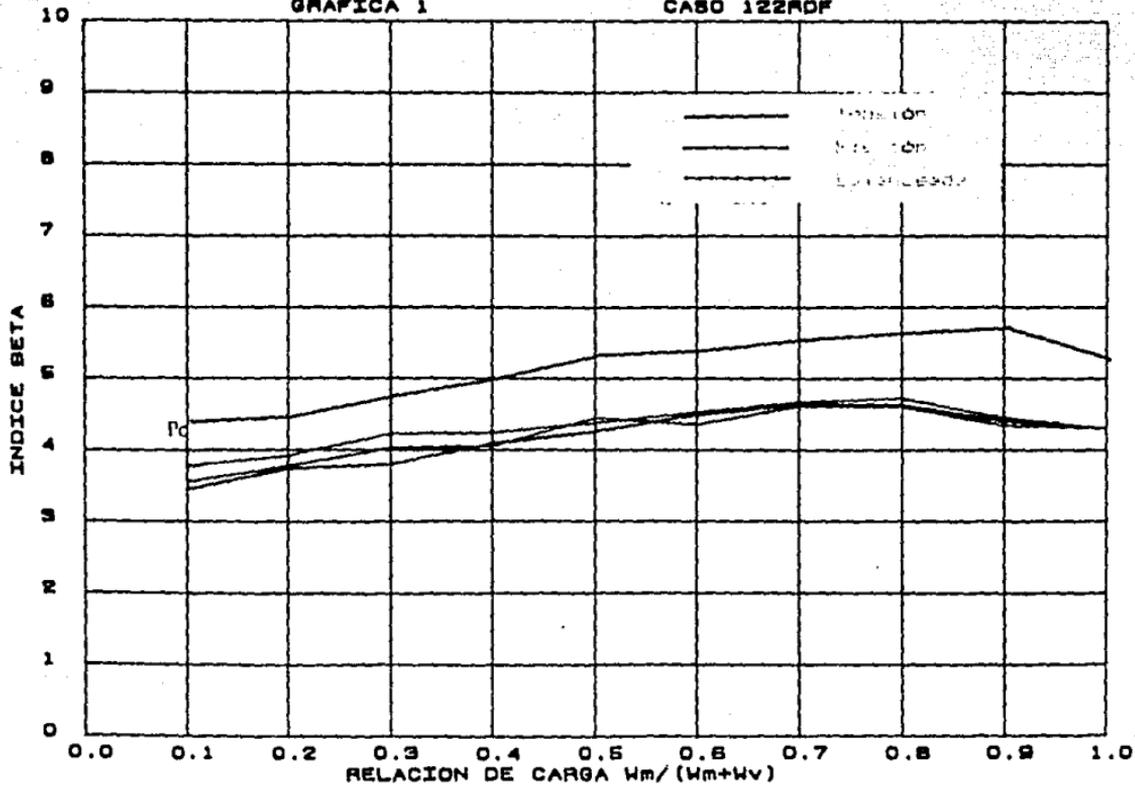
- 11.-RUIZ S. E. y QUIROZ N., "Análisis probabilista de resistencias en flexión de columnas de concreto reforzado", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 526, Nov. 1989.
- 12.-CORNELL C., "A probability-based structural Code", ACI Journal, No 66-85, p.p. 974-995, 1970.
- 13.-SOBOL I. M., "Método de Montecarlo", 2a edición, Moscú, Ed. Mir, 1983.
- 14.-LOPEZ V. G. et. al., "Manual de diseño de obras civiles", (c.1.2. Acciones), Instituto de Investigaciones eléctricas, CFE, 1981.
- 15.-"Reglamento de construcciones del Distrito Federal", Diario oficial, México D. F., 1987.
- 16.-"Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, No. 44, México D. F., 1987.
- 17.-"Reglamento de las construcciones de concreto y comentarios", (ACI318-89), 1989.
- 18.-GONZALEZ SANCHEZ M. y STARK FELDMAN R., "Herramienta práctica para el diseño de columnas rectangulares", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. 2, p.p. B-329-338, Acapulco Gro., Nov. 1989.
- 19.-HERNANDEZ RUIZ A., "Análisis aproximado de estructuras. Aspectos de confiabilidad, economía y seguridad", VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, vol. 2, p.p. B-41-48, Acapulco Gro., Nov. 1989.
- 20.-ROSENBLUETH E. y ESTEVA L., "Reliability basis for some mexican codes", ACI publication SP-31, p.p. 1-35, 1971.

- 21.-ELLINGWOD B., "Statistical analysis of RC beam-column interaction", J of Structural Division, ASCE, ST7, p.p. 1377-1388, 1977.
- 22.-MELI R., "Estudio estadístico de propiedades de materiales y estructuras de concreto reforzado en el Distrito Federal", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado para la Dirección General de Administración del Uso del Suelo del Departamento del Distrito Federal, Julio, 1985.
- 23.-CORNELL C. A., "Structural safety specifications based on second-moment reliability analysis", IABSE Symposium Concepts of Safety Structures and Methods of Design, Londres, Inglaterra, 1969.
- 24.-KNUTH DONALD E., "The art of computer programming", vol. 2, Addis Wesley, p. p. 105 y 113, 1969.

APENDICE **A**

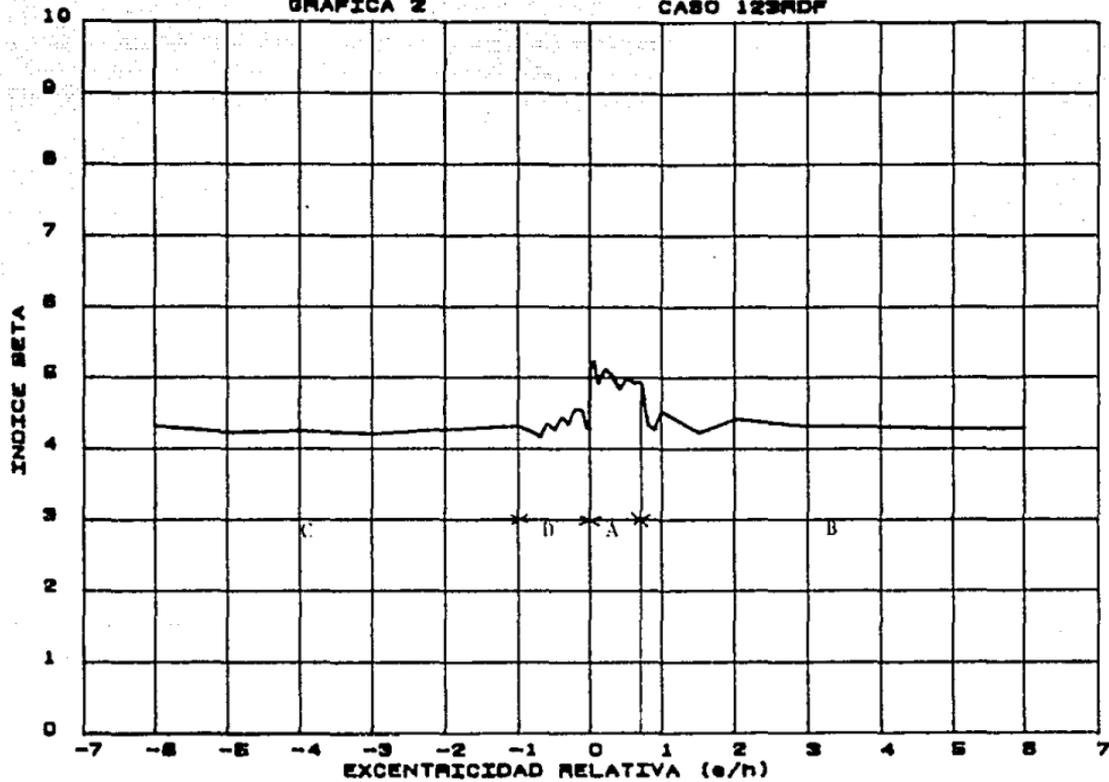
GRAFICA 1

CASO 122MDF



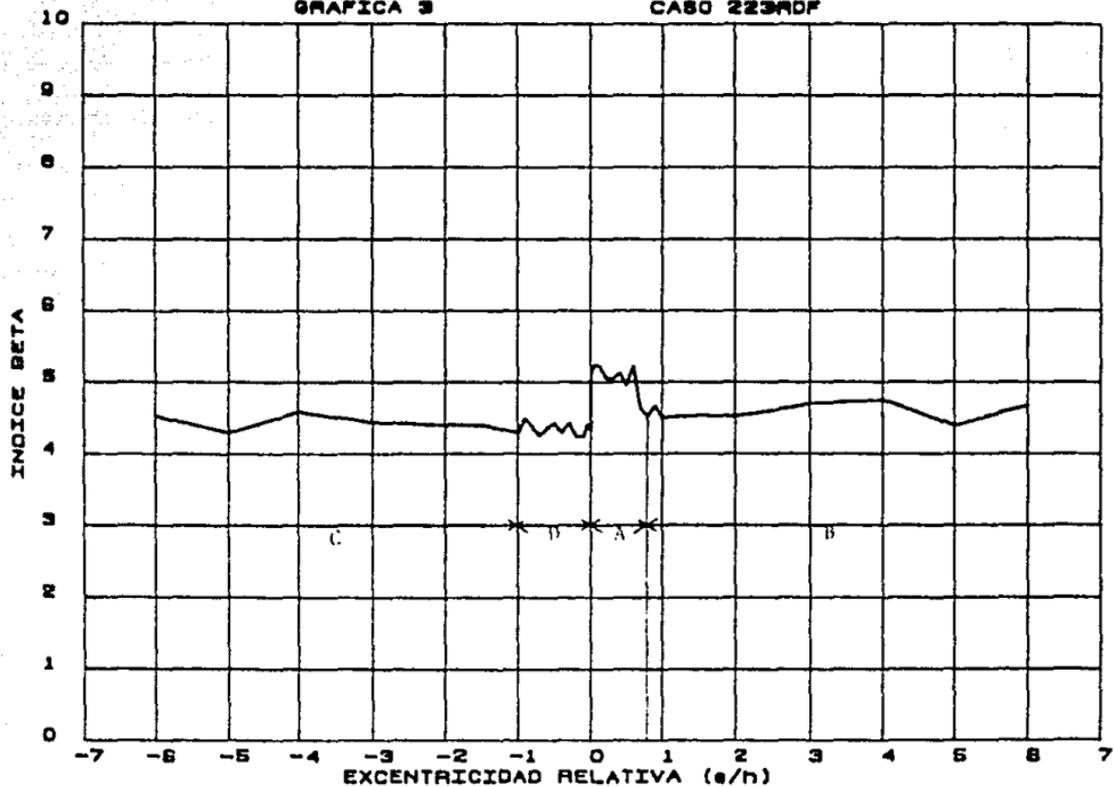
GRAFICA 2

CASO 123RDF



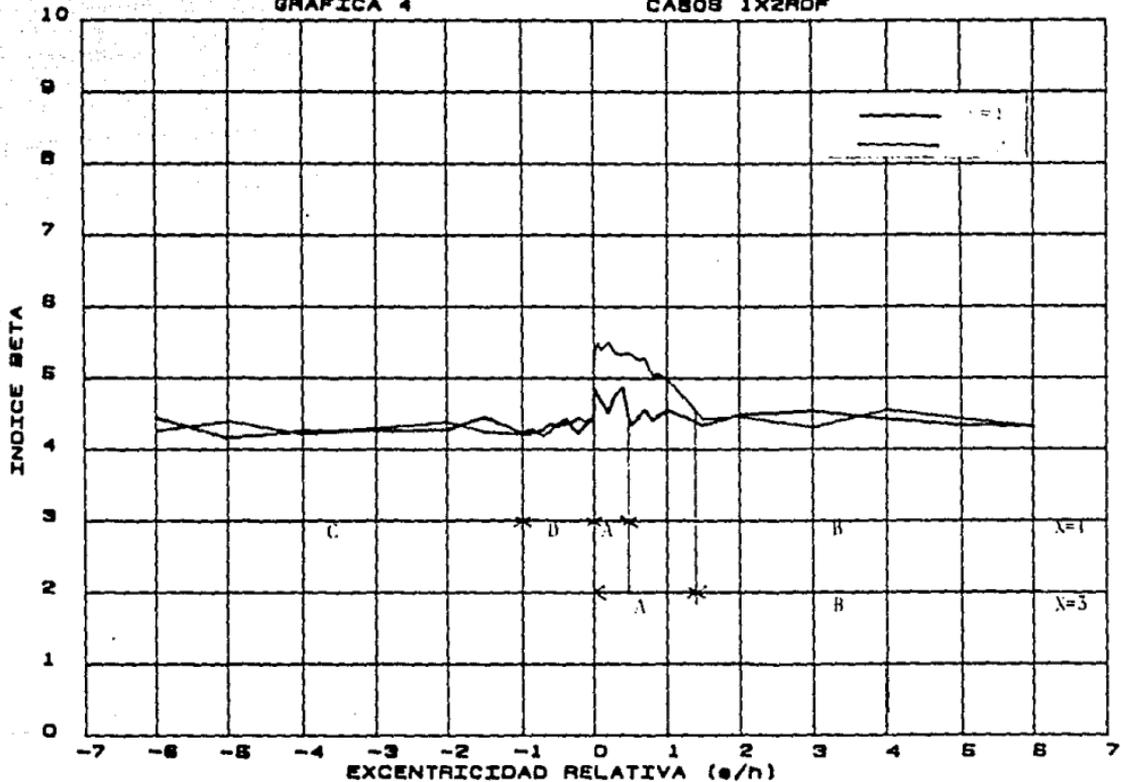
GRAFICA 3

CASO 223RDF



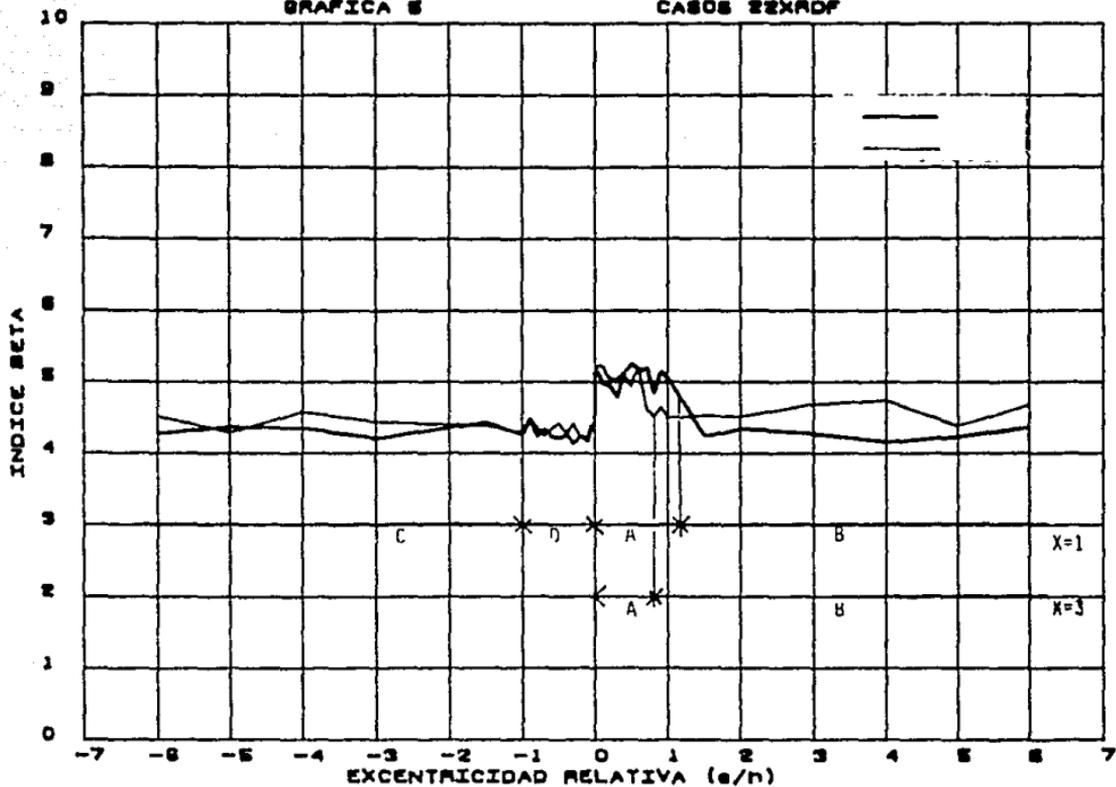
GRAFICA 4

CASOS 1X2RDF



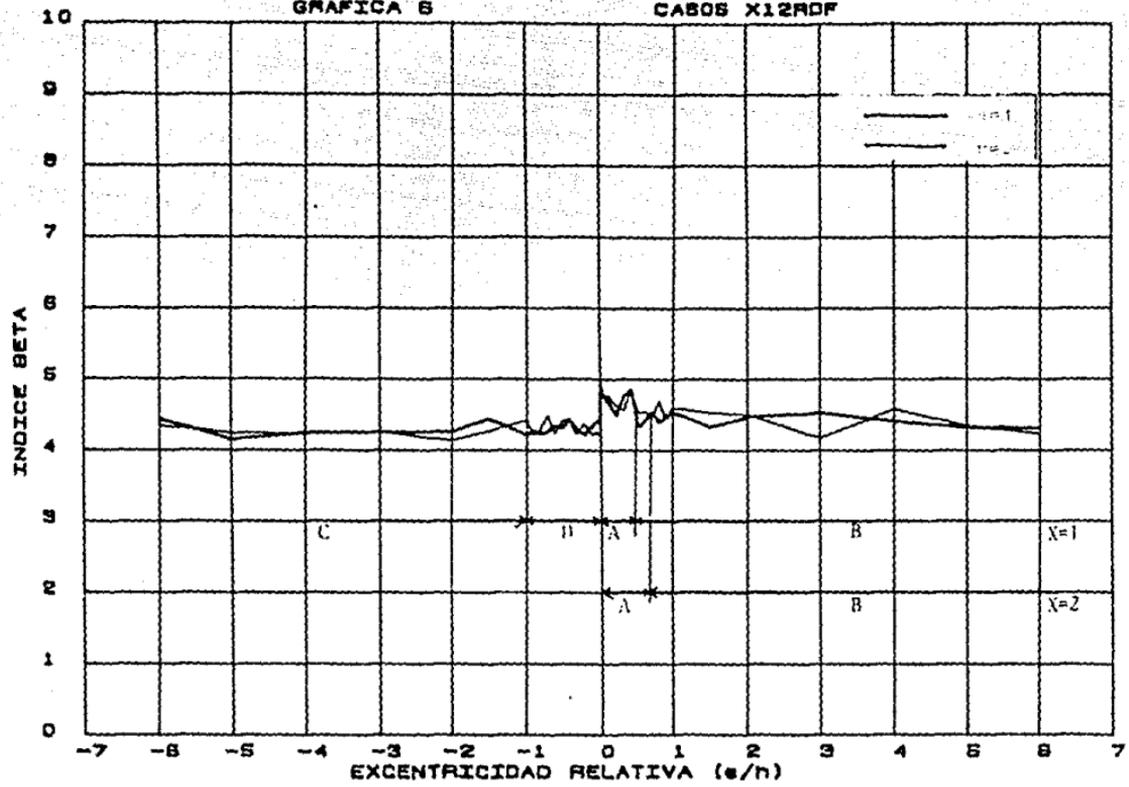
GRAFICA 5

CASOS 22XRDF



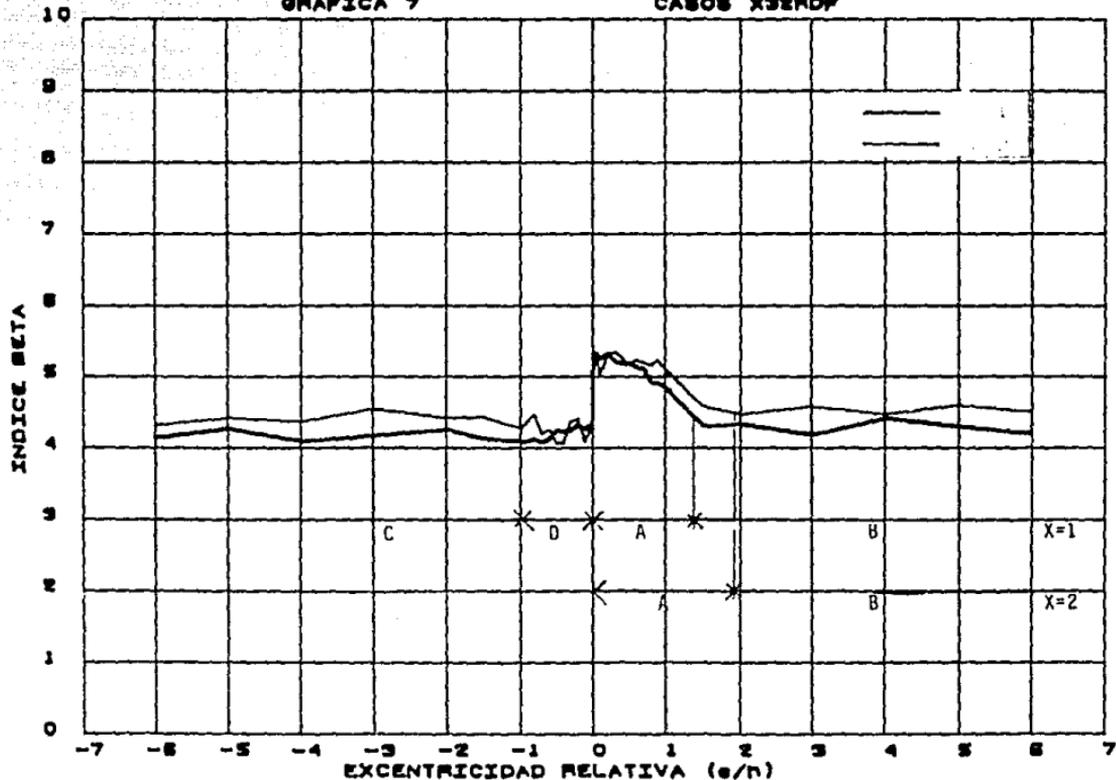
GRAFICA 6

CASOS X12RDF



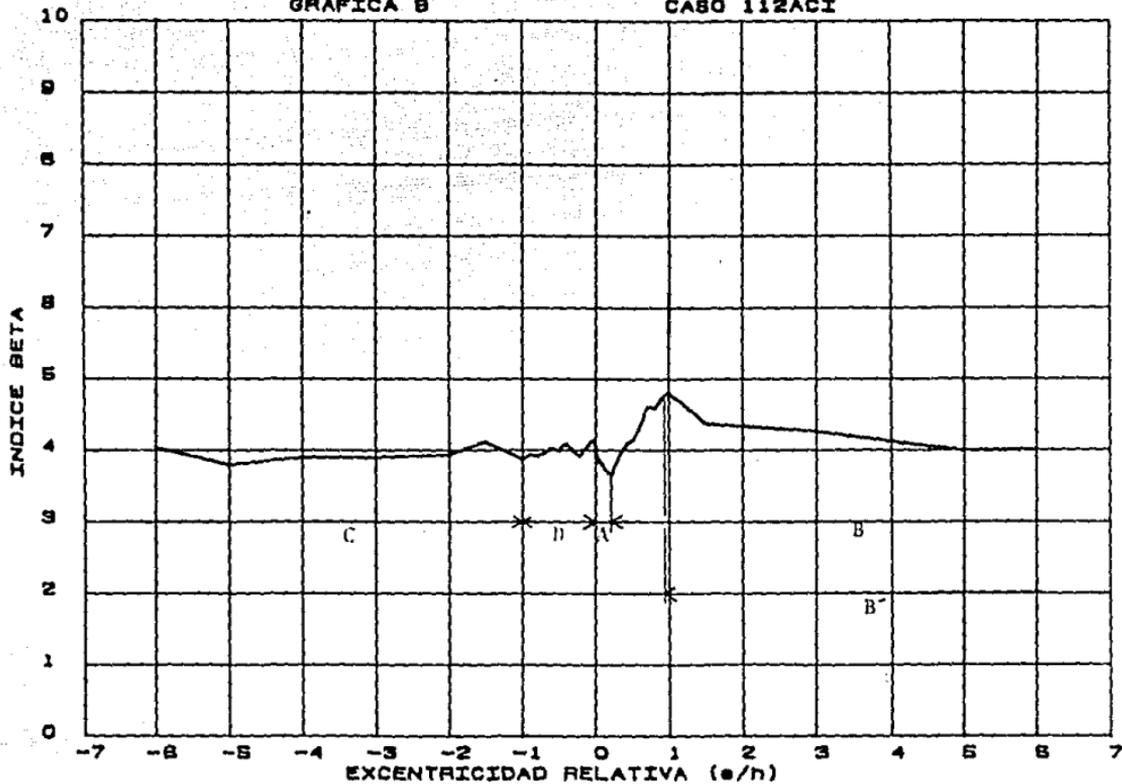
GRAFICA 7

CASOS X3ERDF



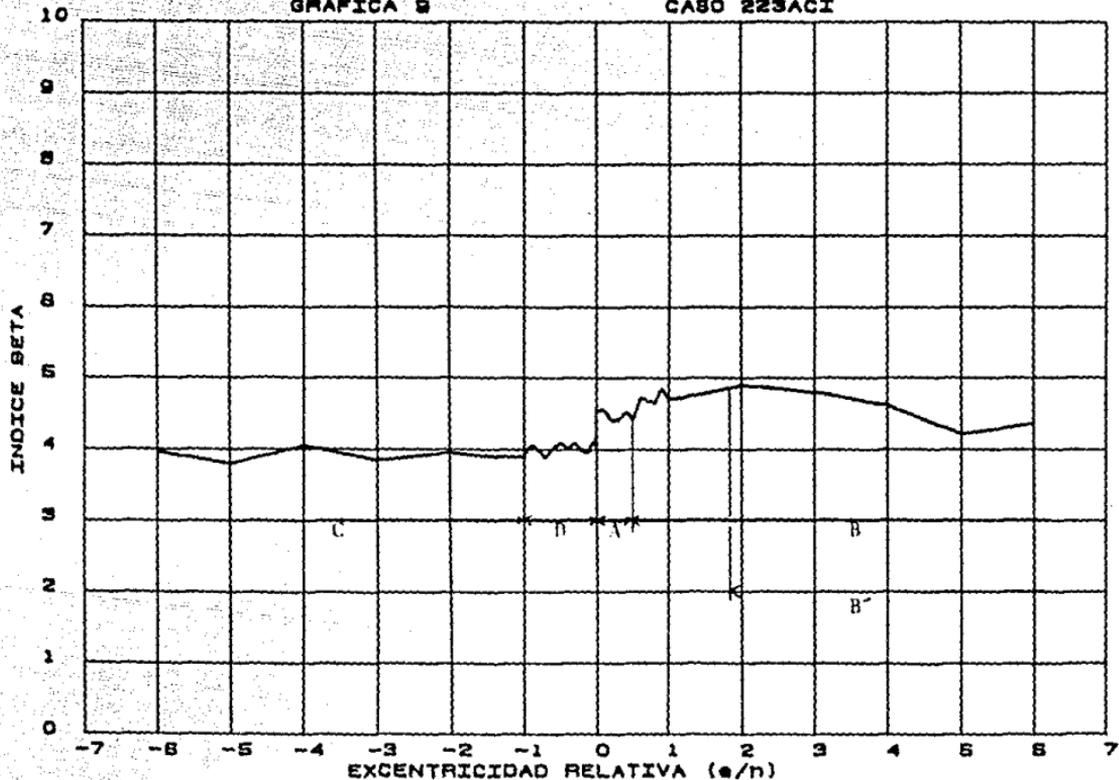
GRAFICA B

CASO 112ACI



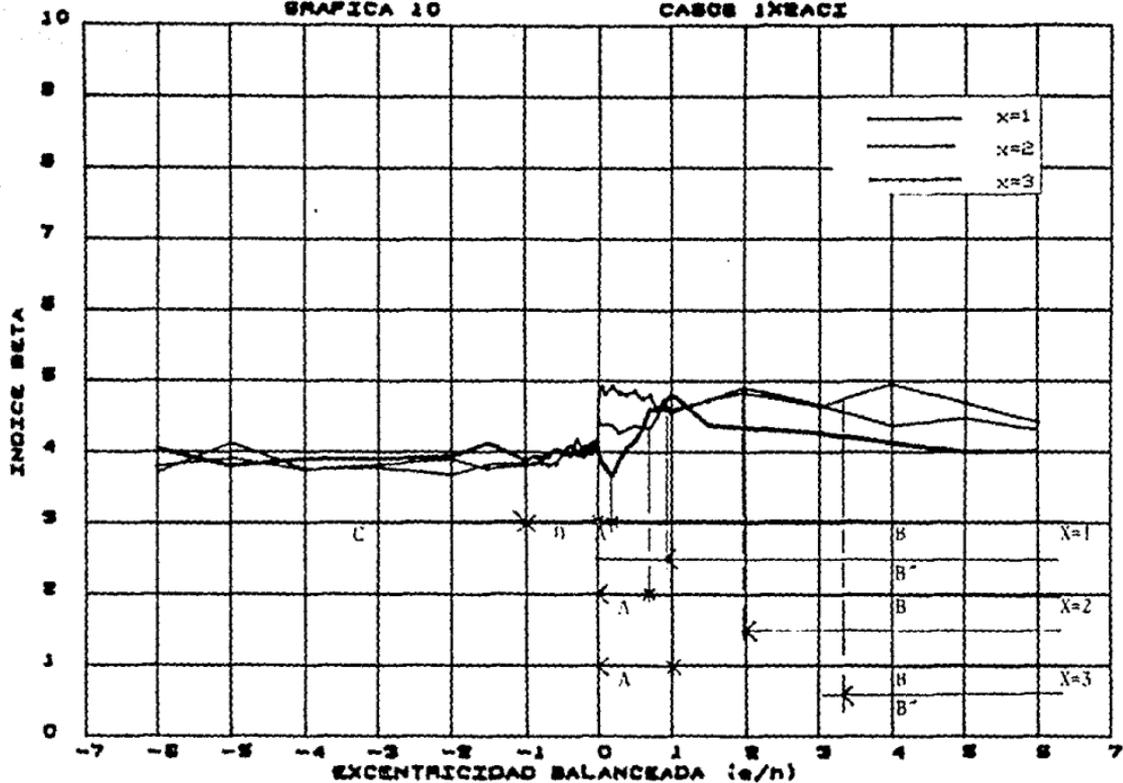
GRAFICA B

CASO 223ACI



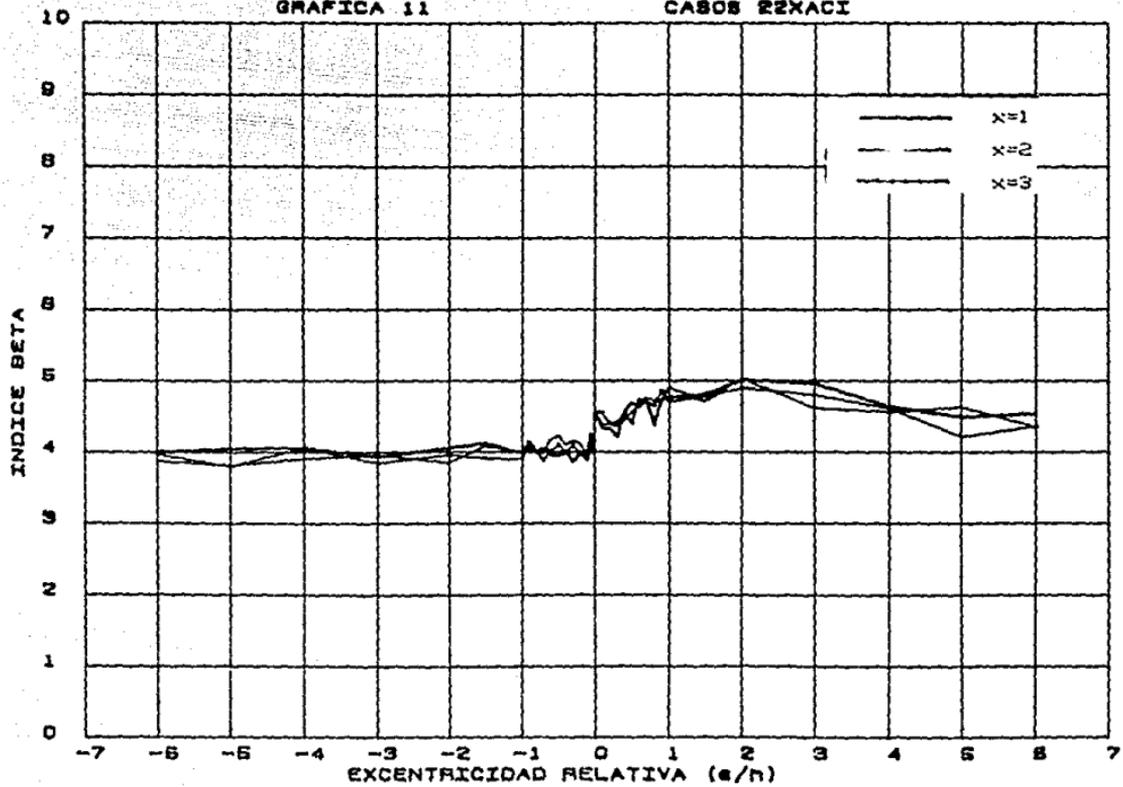
GRAFICA 10

CASOS IREACI



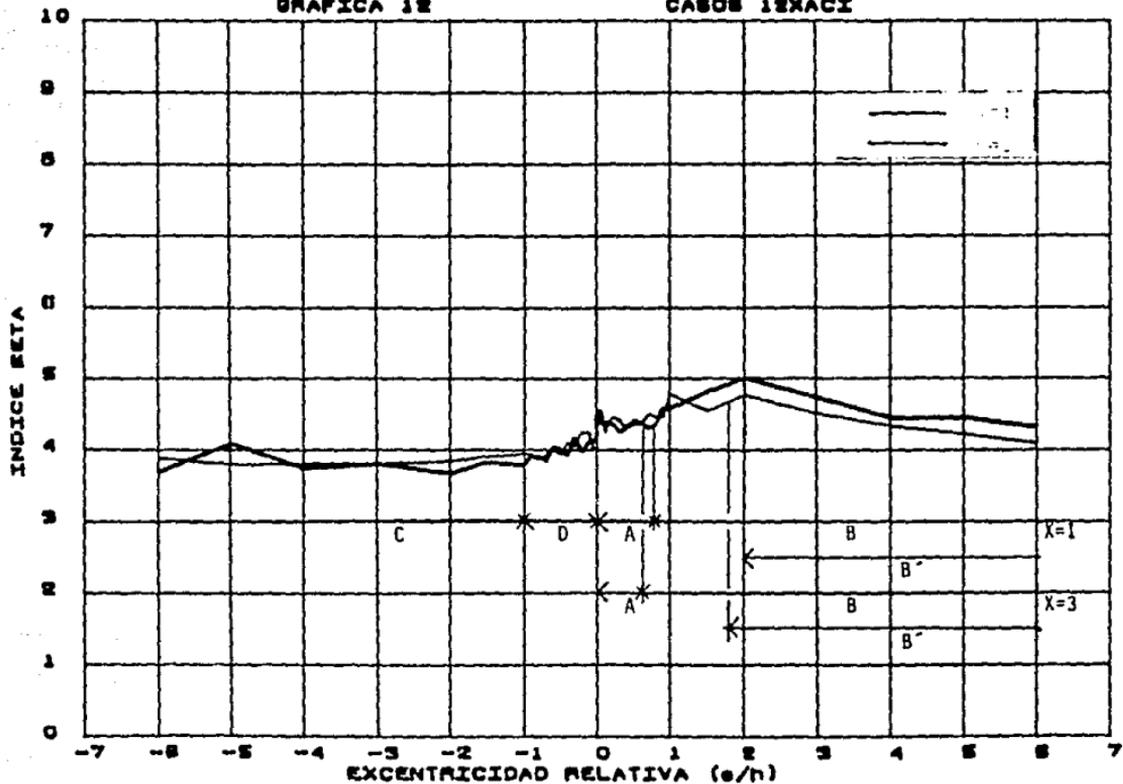
GRAFICA 11

CASOS 22XACI



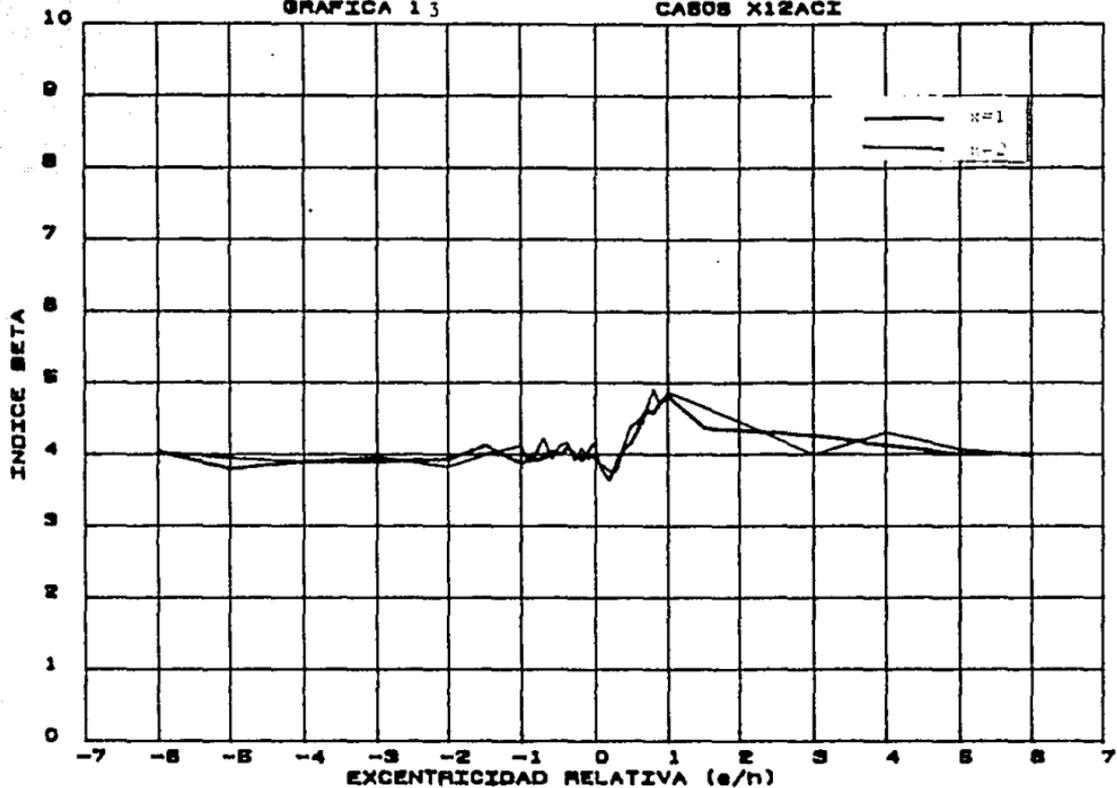
GRAFICA 12

CASOS 1EXACI



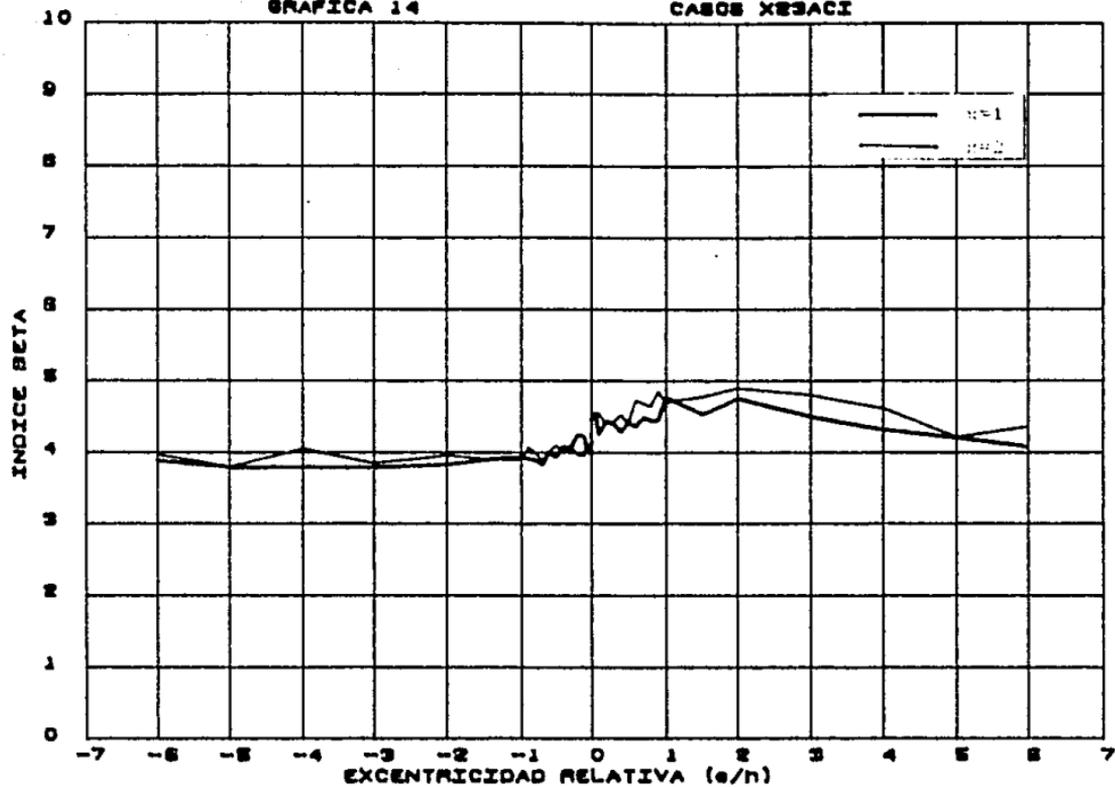
GRAFICA 13

CABOS XIZACI



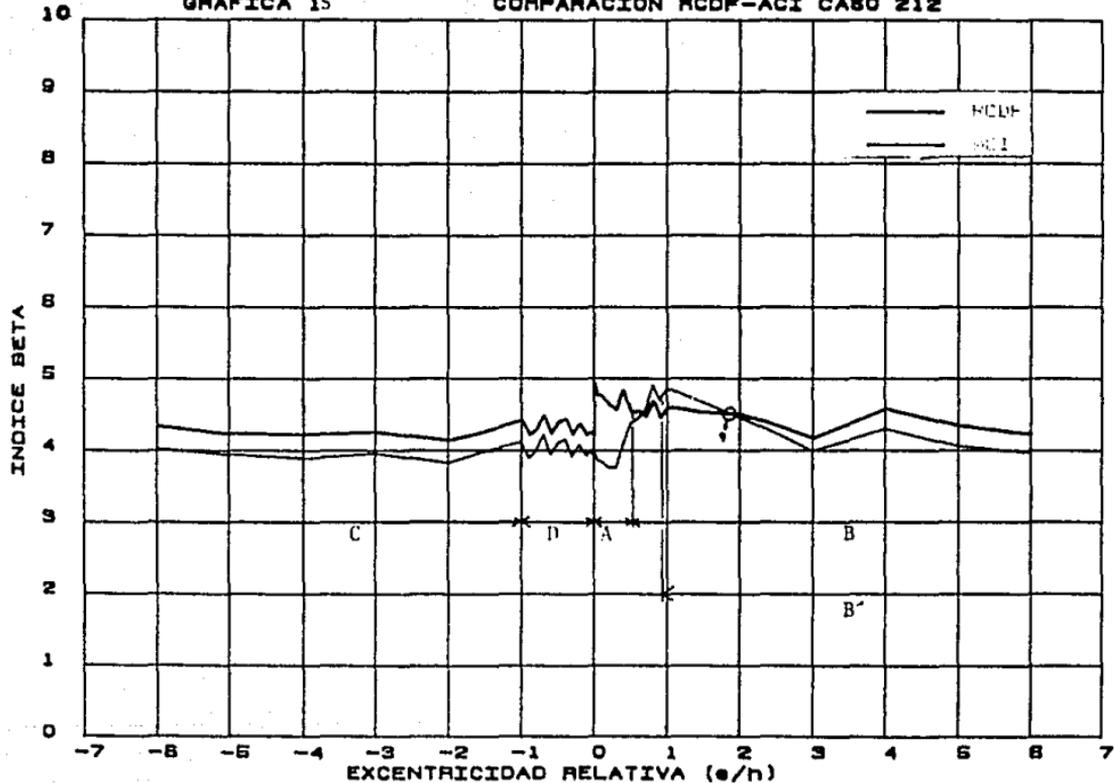
GRAFICA 14

CASOS XESACI



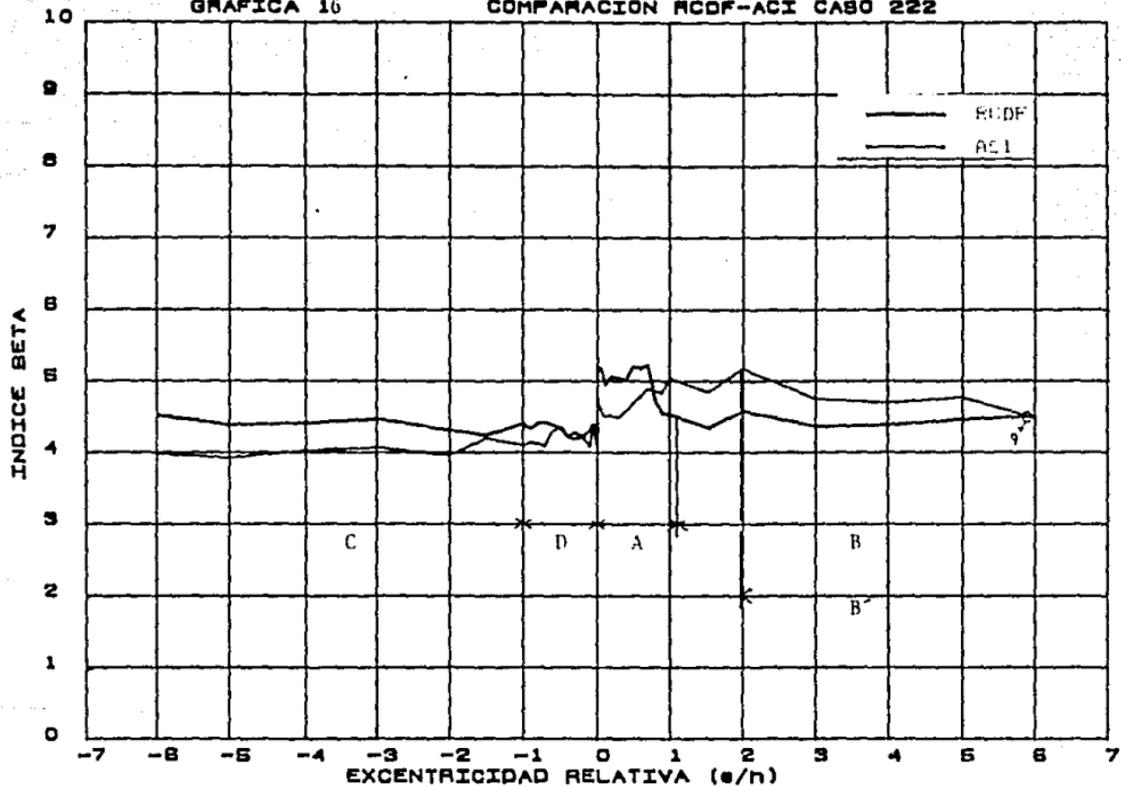
GRAFICA 15

COMPARACION RCDP-ACI CASO 212



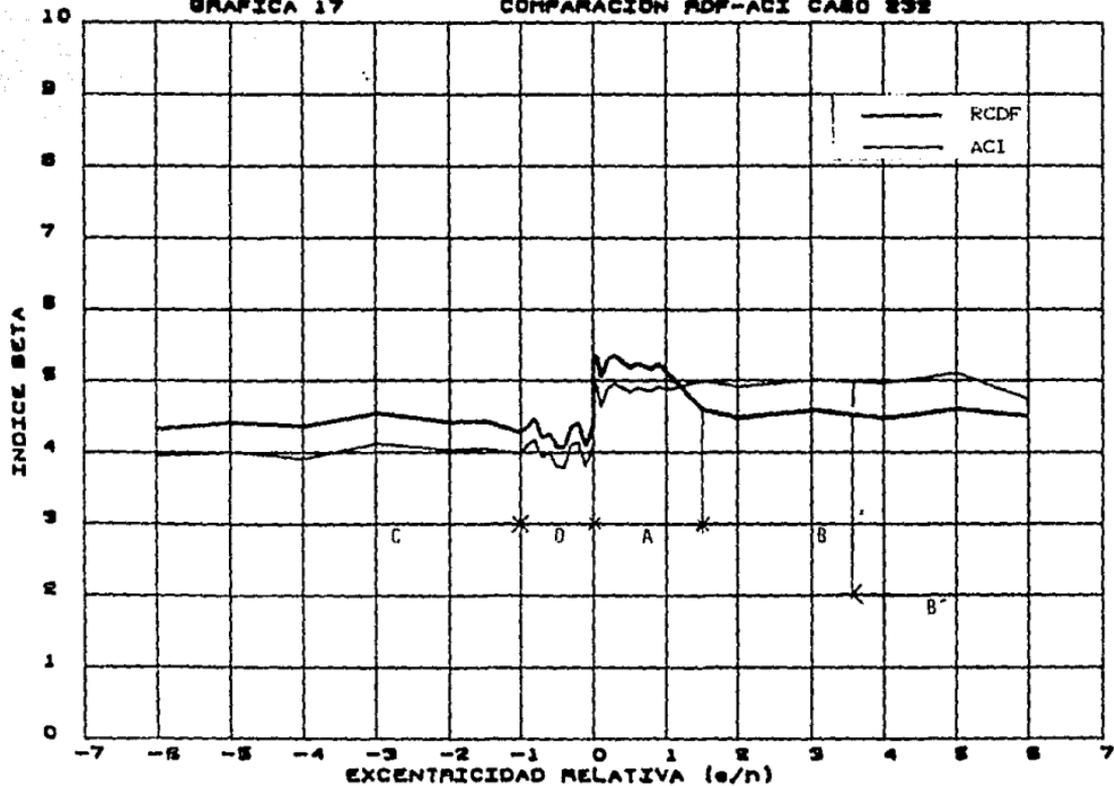
GRAFICA 16

COMPARACION RCDF-ACI CASO 222



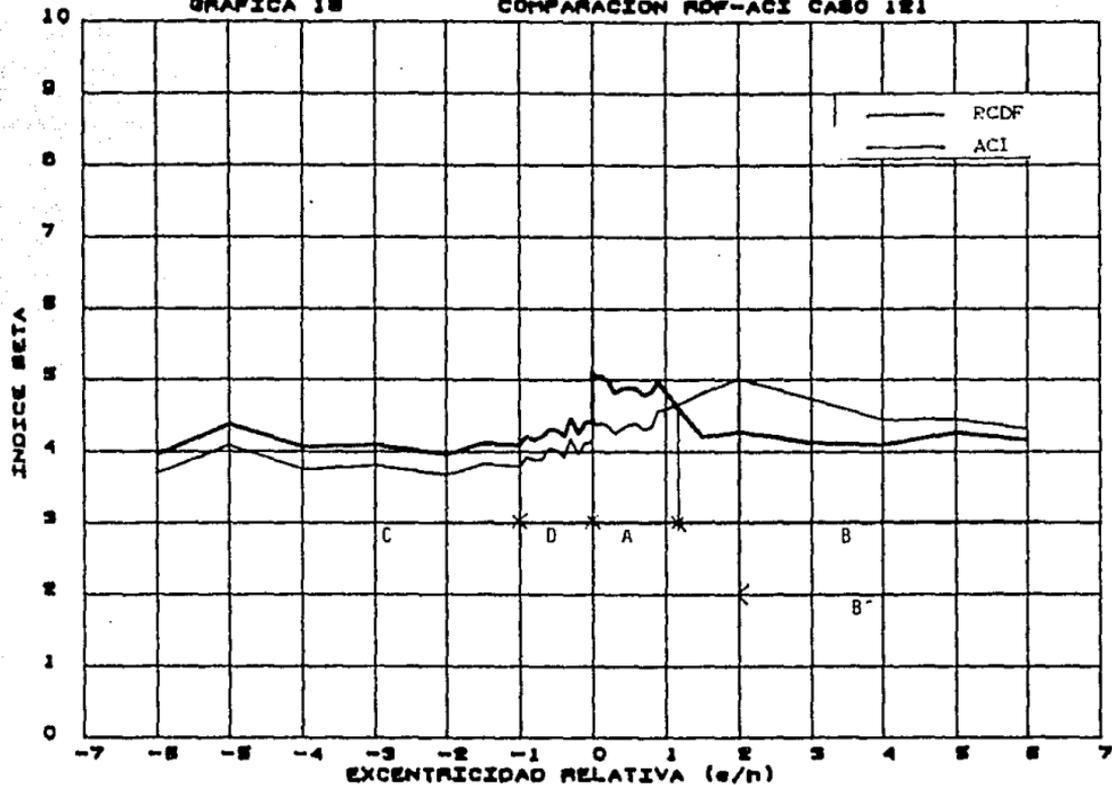
GRAFICA 17

COMPARACION RCF-ACI CASO 232



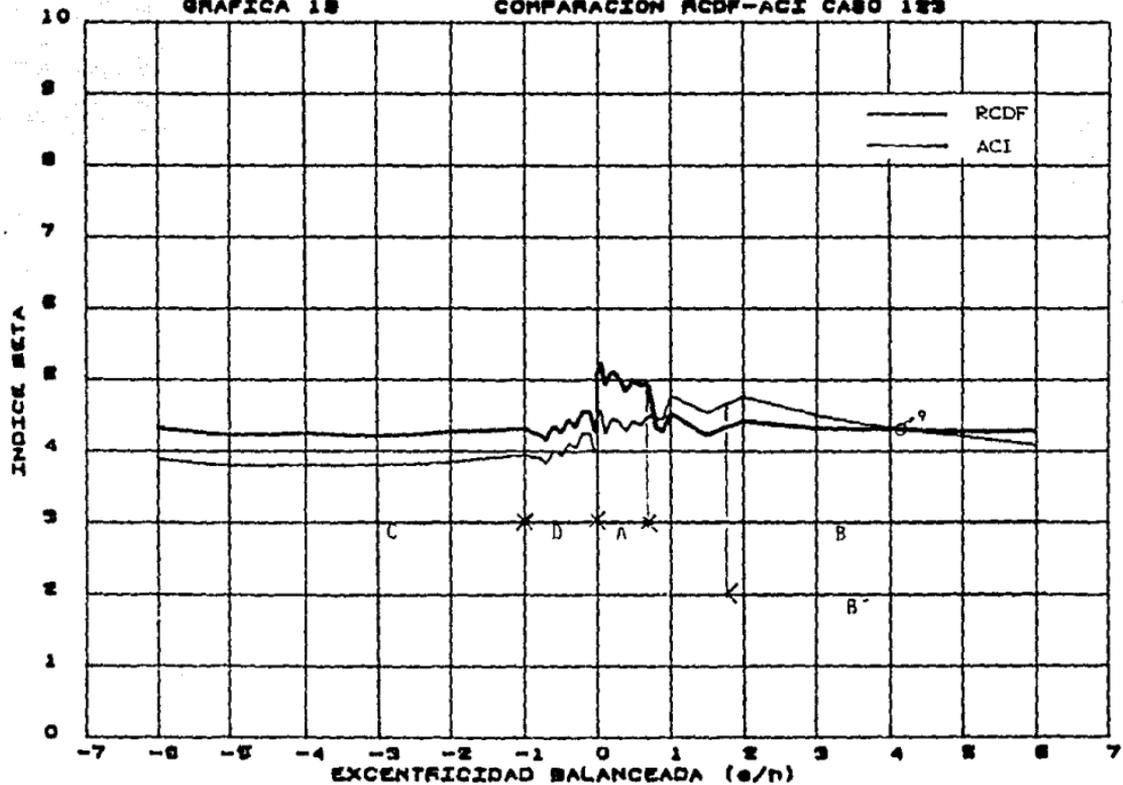
GRAFICA 18

COMPARACION RCF-ACI CASO 1E1



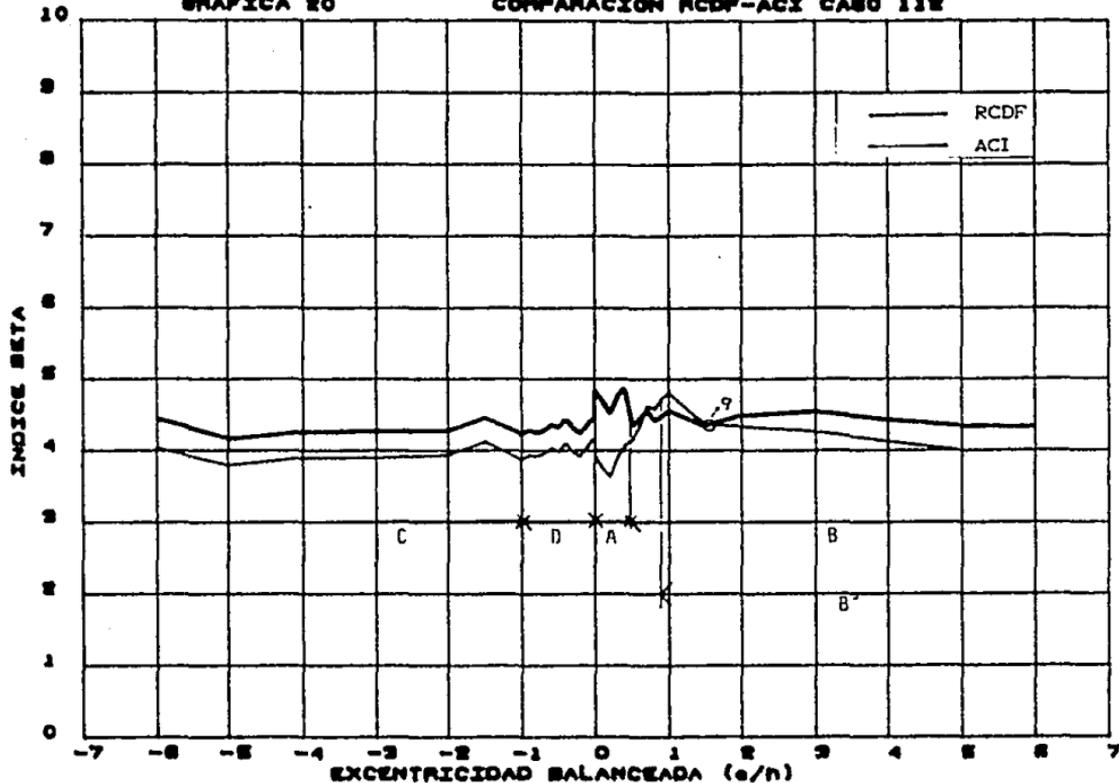
GRAFICA 18

COMPARACION RCDF-ACI CASO 123



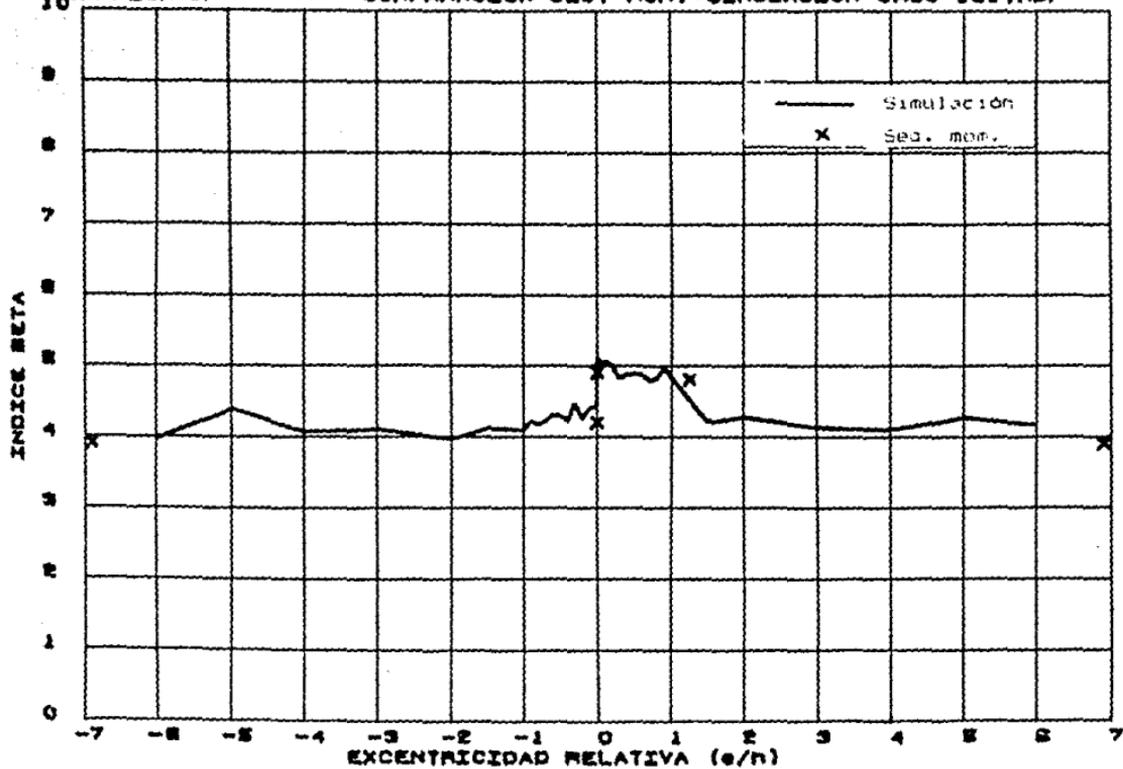
GRAFICA 20

COMPARACION RCDF-ACI CASO 11E



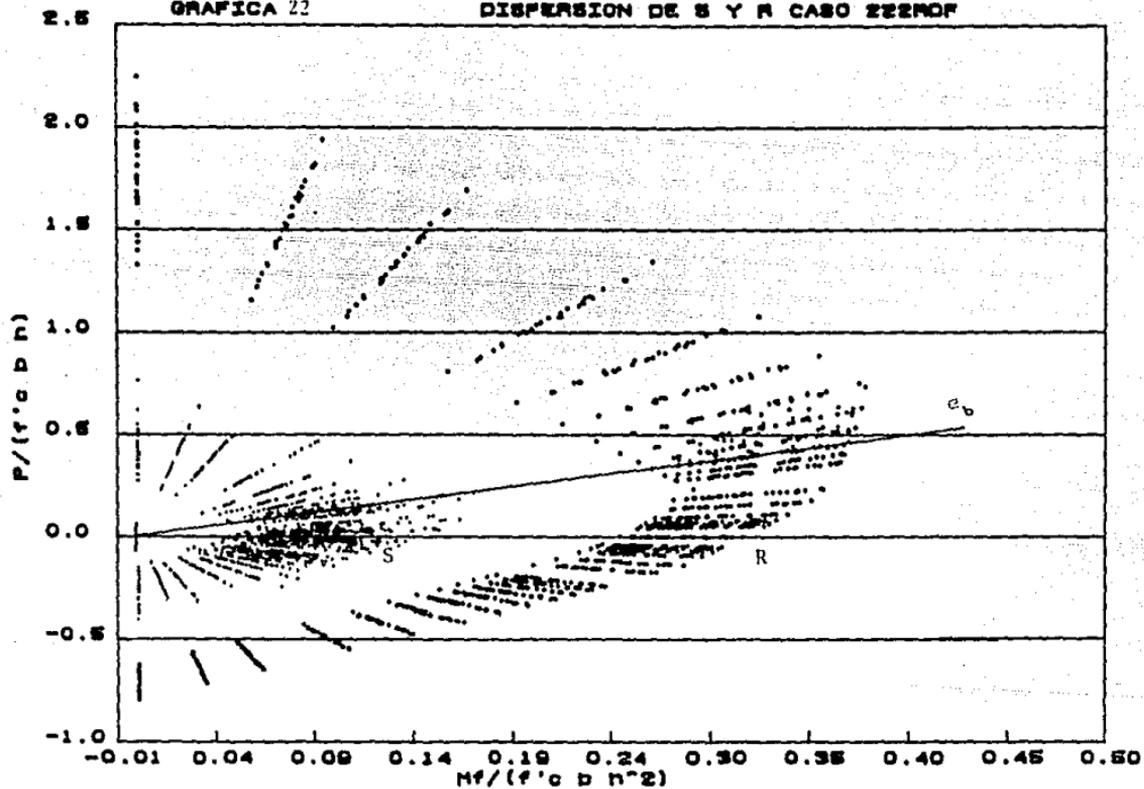
GRAFICA 21

COMPARACION SEQ. NOM. - SIMULACION CASO 121.RDF



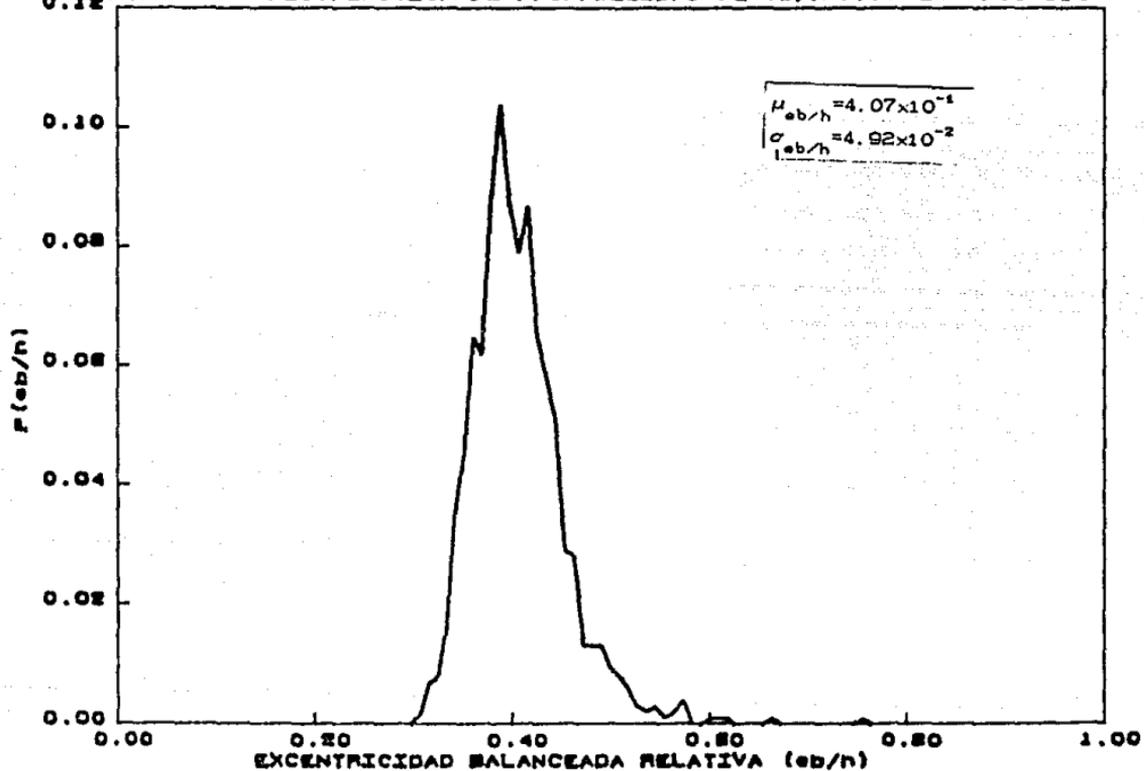
GRAFICA 22

DISPERSION DE S Y R CASO ZENOF



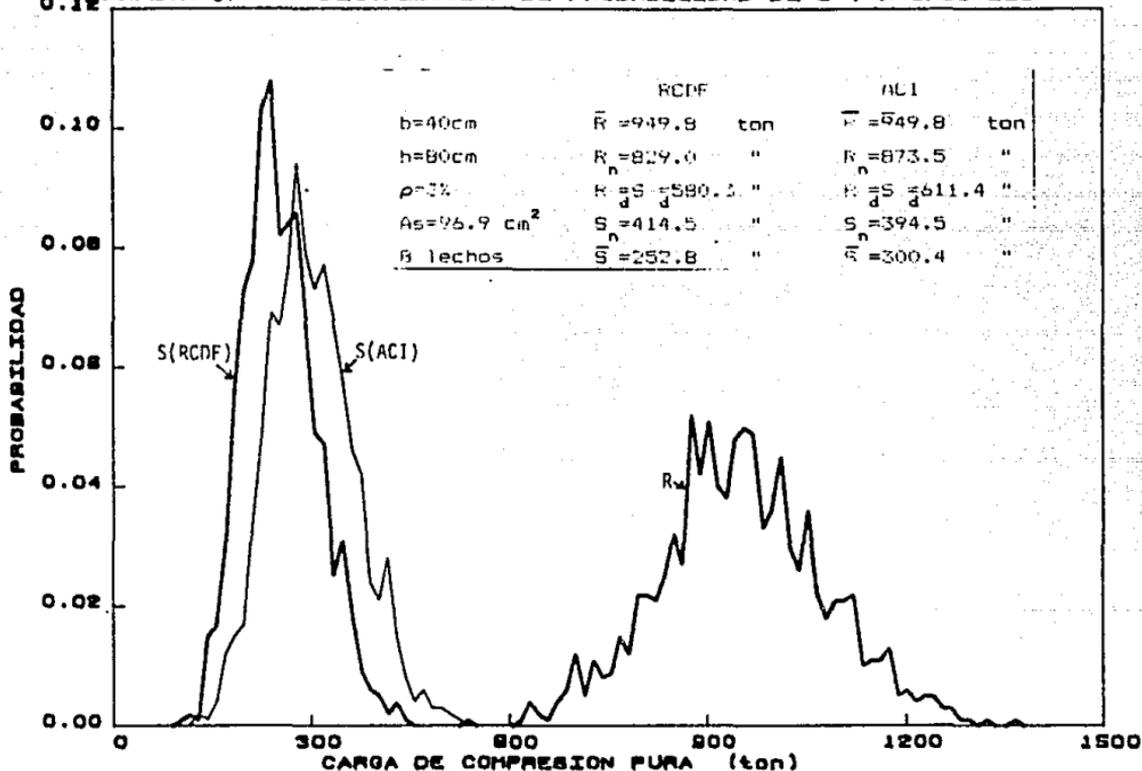
GRAFICA 23

DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE eb/h PARA EL CASO 112



0.12 GRAFICA 24

DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE S Y R CASO 223



APENDICE **B**

CASO 111

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 287.094 349.736 48.464 104.020 22.455 4.7
 T(ton) 71.820 80.028 7.683 29.739 6.420 4.2
 M(ton-m) 11.922 12.918 1.324 4.936 1.066 4.0
 Pb(ton) 97.920 115.397 1.115 40.547 8.753 4.8

CASO 112

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 281.974 344.059 48.416 102.164 22.054 4.7
 T(ton) 66.528 74.131 7.117 27.548 5.947 4.2
 Pb(ton) 100.560 115.193 2.297 41.640 8.989 4.7

CASO 113

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 281.080 343.067 48.408 101.840 21.984 4.7
 T(ton) 65.604 73.102 7.018 27.165 5.864 4.2
 Pb(ton) 100.760 115.178 2.431 41.723 9.007 4.7

CASO 121

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 410.721 486.795 51.545 148.812 32.124 4.9
 T(ton) 199.584 222.394 21.350 82.643 17.840 4.2
 M(ton-m) 32.225 34.458 3.803 13.344 2.881 3.9
 Pb(ton) 97.920 115.397 1.115 40.547 8.753 4.8

CASO 122

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 406.820 482.470 51.395 147.398 31.819 4.9
 T(ton) 195.552 217.901 20.918 80.974 17.480 4.2
 Pb(ton) 103.093 114.997 4.091 42.689 9.215 4.5

CASO 123

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 410.721 485.795 51.545 148.812 32.124 4.9
 Tf(ton) 199.584 222.394 21.350 82.643 17.840 4.2
 Pb(ton) 105.840 114.785 6.128 43.826 9.461 4.3

CASO 131

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 588.237 683.599 61.284 213.129 46.008 5.0
 Tf(ton) 383.040 426.816 40.974 158.609 34.239 4.2
 Hf(ton-m) 61.378 65.263 7.409 25.415 5.486 3.9
 Pb(ton) 97.820 115.397 1.115 40.547 6.753 4.8

CASO 132

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 603.843 700.981 82.365 218.784 47.229 5.0
 Tf(ton) 399.168 444.787 42.700 185.287 35.681 4.2
 Pb(ton) 108.480 114.580 8.111 44.919 9.697 4.1

CASO 133

 VALORES RESISTENCIAS DESVIACIONES SOLICITACIONES DESVIACIONES INDICE
 NOMINALES MEDIAS ESTANDAR MEDIAS ESTANDAR BETA
 Po(ton) 611.402 709.281 62.899 221.522 47.820 5.0
 Tf(ton) 406.980 453.492 43.535 168.522 36.379 4.2
 Pb(ton) 120.720 113.634 17.382 49.988 10.751 3.1

CASO 211

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	558.827	690.371	98.047	202.474	43.708	4.7
T(ton)	127.784	142.366	13.667	52.904	11.420	4.2
Hf(ton-n)	46.374	51.343	5.045	19.202	4.145	4.1
Pb(ton)	206.720	249.402	2.409	85.598	18.478	4.9

CASO 212

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	561.347	693.165	98.067	203.386	43.905	4.8
T(ton)	130.368	145.267	13.946	53.983	11.653	4.2
Pb(ton)	216.522	254.720	4.410	89.657	19.354	4.8

CASO 213

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	563.948	696.048	98.089	204.329	44.109	4.8
T(ton)	133.056	148.262	14.233	55.096	11.894	4.2
Pb(ton)	221.726	257.544	6.147	91.812	19.820	4.7

CASO 221

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	895.837	964.220	103.660	291.970	63.028	5.0
T(ton)	383.040	426.816	40.974	158.609	34.239	4.2
Hf(ton-n)	137.986	152.099	15.038	57.137	12.334	4.1
Pb(ton)	206.720	249.402	2.409	85.598	18.478	4.9

CASO 222

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	824.531	984.946	104.365	298.743	64.490	5.0
T(ton)	402.360	448.344	43.041	166.609	35.966	4.2
Pb(ton)	230.922	262.534	9.433	95.620	20.642	4.6

CASO 223

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	829.002	989.902	104.539	300.363	64.839	5.0
T(ton)	406.980	453.492	43.535	168.522	36.379	4.2
Pb(ton)	249.920	272.842	16.456	103.487	22.340	4.3

CASO 231

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	1213.862	1416.581	126.084	439.805	94.941	5.0
T(ton)	804.720	896.688	86.082	333.217	71.932	4.2
Hf(ton-m)	289.492	318.640	31.557	119.873	25.877	4.1
Pb(ton)	206.720	249.402	2.409	85.598	18.478	4.9

CASO 232

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	1213.862	1416.581	126.084	439.805	94.941	5.0
T(ton)	804.720	896.688	86.082	333.217	71.932	4.2
Pb(ton)	255.124	275.666	18.398	105.642	22.805	4.2

CASO 233

	VALORES NOMINALES	RESISTENCIAS MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	SOLICITACIONES MEDIAS	DESVIACIONES ESTANDAR	INDICE BETA
Po(ton)	1213.862	1416.581	126.084	439.805	94.941	5.0
T(ton)	804.720	896.688	86.082	333.217	71.932	4.2
Pb(ton)	279.326	288.797	27.465	115.663	24.968	3.9

APENDICE

C

A continuación se presenta una lista de las derivadas parciales necesarias para aplicar las expresiones de segundos momentos y primer orden.

$$X = \sqrt{As^2(Esc_c - fy)^2 + 4\beta_1 bf'' c As Esc_c r}$$

$$\frac{\partial X}{\partial b} = \frac{2\beta_1 f'' c As Esc_c r}{X}$$

$$\frac{\partial X}{\partial r} = \frac{2\beta_1 bf'' c As Esc_c}{X}$$

$$\frac{\partial X}{\partial f_c} = \frac{2\beta_1 \beta_2 b As Esc_c r}{X}$$

$$\frac{\partial X}{\partial fy} = \frac{As^2(fy - Esc_c)}{X}$$

$$\frac{\partial c}{\partial b} r = \frac{b \frac{\partial X}{\partial b} - As(fy - Esc_c) + X}{2\beta_1 f'' c b^2}$$

$$\frac{\partial c}{\partial r} r = \frac{\frac{\partial X}{\partial r}}{2\beta_1 bf'' c}$$

$$\frac{\partial c}{\partial f_c} r = \frac{r - c \frac{\partial X}{\partial f_c} - [As(fy - Esc_c) + X] \beta_2}{2\beta_1 bf'' c^2}$$

$$\frac{\partial c}{\partial fy} r = \frac{As \frac{\partial X}{\partial fy}}{2\beta_1 bf'' c}$$

$$\frac{\partial M_r}{\partial b} = \frac{1}{2} \beta_1 f'' c \left[hc_r - 0.85c_r^2 + b \frac{\partial c_r}{\partial b} (h - 1.7c_r) \right] + As Esc_c (h/2 - r) - \frac{r}{c_r} \frac{\partial c_r}{\partial b}$$

$$\frac{\partial M_r}{\partial h} = \frac{1}{2} \beta_1 bf'' c c_r + \frac{1}{2} As \left[\frac{Esc_c (c_r - r)}{c_r} + fy \right]$$

$$\frac{\partial M_r}{\partial r} = \frac{1}{2} \beta_1 bf'' c \frac{\partial c_r}{\partial r} (h - 1.7c_r) + As \left[\left(r \frac{\partial c_r}{\partial r} - c_r \right) (h/2 - r) Esc_c / c_r^2 - (c_r - r) Esc_c / c_r - fy \right]$$

$$\frac{\partial Mr}{\partial fc} = \frac{1}{2} b \beta_1 \left[f^* c \frac{\partial cr}{\partial fc} [h - 1.7c_r] + \beta_2 [hc_r - .85c_r^2] \right] + \frac{As(h/2-r) \frac{\partial cr}{\partial fc} r Esc_c}{c_r^2}$$

$$\frac{\partial Mr}{\partial fy} = \frac{1}{2} \beta_1 b f^* c \frac{\partial cr}{\partial fy} (h - 1.7c_r) + As(h/2-r) \left[Esc_c \frac{\partial cr}{\partial fy} \frac{r}{c_r^2} + 1 \right]$$

$$\frac{\partial S1}{\partial h} = \frac{1}{N1-1}$$

$$\frac{\partial S1}{\partial r} = \frac{-2}{N1-1}$$

$$\frac{\partial c}{\partial h} = \frac{c_c}{c_c + fy/Es}$$

$$\frac{\partial c}{\partial fy} = -\frac{c_c(h-r)}{Es(c_c + fy/Es)^2}$$

$$\frac{\partial Pb}{\partial b} = \beta_1 f^* c c_b$$

$$\frac{\partial Pb}{\partial h} = \frac{Esc_c}{c_b^2} \sum_{i=1}^{N1-2} As_i \left[-c_{bi} \frac{\partial S1}{\partial h} + r \frac{\partial c_b}{\partial h} + |S1| \frac{\partial c_b}{\partial h} \right]$$

$$\frac{\partial Pb}{\partial r} = -\frac{Esc_c}{c_b} \sum_{i=1}^{N1-2} As_i \left[1 + \frac{\partial S1}{\partial r} \right]$$

$$\frac{\partial Pb}{\partial fc} = \beta_1 b c_b \beta_2$$

$$\frac{\partial Pb}{\partial fy} = -\frac{Esc_c}{c_b^2} \sum_{i=1}^{N1-2} As_i (r + |S1|) \frac{\partial c_b}{\partial fy}$$

$$\frac{\partial Po}{\partial b} = f^* c h$$

$$\frac{\partial Po}{\partial h} = f^* c b$$

$$\frac{\partial Po}{\partial fc} = \beta_2 (bh - As_t)$$

$$\frac{\partial Po}{\partial fy} = As_t$$

$$\frac{\partial T}{\partial fy} = As_t$$

APENDICE

D

PROGRAMA SRMD PARA LA SIMULACION DE RESISTENCIAS DE MATERIALES
Y PROPIEDADES GEOMETRICAS

SDEBUG

```

DOUBLE PRECISION DSEED
DIMENSION R(1500),SFY(1500),SFC(1500),SB(1500),SH(1500),SR(1500)
CHARACTER*12 ARCH
WRITE(*,*) ** ARCHIVO: SIMULACIONES DE **
WRITE(*,*) ** fy,fc,b,h,r **
READ(*,*)ARCH
OPEN(1,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
WRITE(*,*) ** fy : media. desv. estandar **
READ(*,*)FY,DFY
WRITE(*,*) ** fc : media. desv. estandar **
READ(*,*)FC,DFC
WRITE(*,*) ** b : media. desv. estandar **
READ(*,*)B,DB
WRITE(*,*) ** h : media. desv. estandar **
READ(*,*)H,DH
WRITE(*,*) ** r : media. desv. estandar **
READ(*,*)REC,DR
WRITE(*,*) ** No. simulaciones ** SEMILLA **
READ(*,*)NR,DSEED
CALL GGNPM(DSEED,NR,R)
DO 10 I=1,NR
10 SFY(I)=R(I)*DFY*FY
CALL GGNPM(DSEED,NR,R)
DO 20 I=1,NR
20 SFC(I)=R(I)*DFC*FC
CALL GGNPM(DSEED,NR,R)
DO 30 I=1,NR
30 SB(I)=R(I)*DB*B
CALL GGNPM(DSEED,NR,R)
DO 40 I=1,NR
40 SH(I)=R(I)*DH*H
CALL GGNPM(DSEED,NR,R)
DO 50 I=1,NR
50 SR(I)=R(I)*DR*REC
DO 60 I=1,NR
60 WRITE(1,100)SFC(I),SFY(I),SB(I),SH(I),SR(I)
100 FORMAT(5,(F3.3))
CLOSE (1)
STOP
END

```

C
C
C
C
C
C
C
C

PROGRAMA PM3 PARA EL CALCULO DE RESISTENCIAS DE COLUMNAS CORTAS
SUJETAS A FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL

SDEBUG

IMPLICIT REAL*(A-H,O-Z)
DIMENSION AS(20),EH(40),FCO(1000),FY(1000),B(1000),H(1000),R(1000)
REAL*8 MS,MC,M,KD,MB
CHARACTER*12 ARCH
OPEN(6,FILE=' ',STATUS='OLD')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: SIMULACIONES **'
READ(6,'(A)')ARCH
OPEN(1,FILE=ARCH,STATUS='OLD')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: EXCENTRICIDADES **'
READ(6,'(A)')ARCH
OPEN(2,FILE=ARCH,STATUS='OLD')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: CURVA P-M **'
READ(6,'(A)')ARCH
OPEN(3,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
WRITE(*,*) '<# SIM> <# LECHOS VARILLAS> <# FRANJAS CONCRETO>'
READ(6,*)NS,NL,NF
WRITE(*,*) '<AREAS DE ACERO EN CADA LECHO>'
READ(6,*)(AS(I),I=1,NL)
OPEN(8,FILE='EB.DIST',STATUS='NEW')

C
C
C
C

SE LEEN LAS EXCENTRICIDADES DEL
ARCHIVO CORRESPONDIENTE

I=1
10 READ(2,*,END=15)EH(I)
I=I+1
GO TO 10
15 NE=I-1

C

EES=2000000.0
WRITE(*,*) '<INCR> <TOL>'
READ(6,*)DKD,TOL
DKD=DKD*10
DKD1=DKD

C
C
C
C

SE LEEN LOS VALORES SIMULADOS DE
fco.fy.b.h.r DEL CORRESPONDIENTE ARCHIVO

DO 17 J=1,NS
READ(1,*)FCO(J),FY(J),B(J),H(J),R(J)
17 CONTINUE

C
C
C

SE CALCULA LA CONDICION BALANCEADA

DO 23 J=1,NS
DDS=(H(J)-2*R(J))/(NL-1)
ECO=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
EEC=2*FCO(J)/ECO
EY=FY(J)/EES
D=H(J)-R(J)
KD=D*ECO/(ECO+EY)
CALL PM3(SUMMS,SUMMC,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,SUMMS,SUMMC,B,
1EEC,I,J)
MB=(SUMMS+SUMMC)/1000.0
PB=(SUMFR+SUMFC)/1000.0

```

      EB=MB/PB/H(J)
      WRITE(8,800)EB
      WRITE(3,500)HB,PB,EB,KD,1
      WRITE(3,700)PB
23  CONTINUE
C
C   SE CALCULA LA CARGA DE TENSION PURA
C   PARA CADA SIMULACION
C
      SUM=0.0
      DO 30 K=1,NL
      SUM=SUM+AS(K)
30  CONTINUE
      DO 35 J=1,NS
      P=(-SUM*FY(J))/1000.0
      M=0.0
      WRITE(3,500)M,P,-0.0,0.0,0.0
      WRITE(3,700)P
35  CONTINUE
C
C   PARA CADA EXCENRICIDAD Y PARA CADA SIMULACION
C   SE CALCULAN P Y M
C
      KD=0.00001
      DO 40 I=2,NE-1
      DO 45 J=1,NS
      ECO=0.0033DD+2.8D-6*FCO(J)
      EEC=2.0*FCO(J)/ECO
      DDS=(H(J)-2.0*R(J))/(NL-1)
      WRITE(*,600)I,J,KK,KD
C
C   INICIA TANTEOS CON EL EJE NEUTRO
C
      KK=0
50  CONTINUE
      KK=KK+1
      CALL PH(P,SUMFS,SUMFC,NL,KD,ECO,RES,AS,FY,H,DDS,NE,SUMMS,SUMMC,B,
      2EEC,I,J)
      P=SUMFS+SUMFC
      P1=(SUMMS+SUMMC)/(EH(I)*H(J))
      DIF=P-P1
C
C   CRITERIO DE CONVERGENCIA
C
      IF(DABS(DIF/P1).LE.TOL)GOTO 80
      IF(DIF.GT.0.0)THEN
      IND2=0
      IND1=IND1+1
      IF(IND1.EQ.1)DKD=DKD/10
      KD=KD-DKD
      IF(KD.LT.0.0)KD=-KD*1.D-10
      GOTO 50
      ENDIF
      IND1=0
      IND2=IND2+1
      IF(IND2.EQ.1)DKD=DKD/10
      KD=KD+DKD
      GOTO 50
80  DKD=DKD1
      M=(SUMMS+SUMMC)/1000.0
      P=P/1000.0
      WRITE(3,500)H,P,EH(I),KD,KK
      WRITE(3,700)P
45  CONTINUE
40  CONTINUE
C

```

```

C     SE CALCULA LA CARGA DE COMPRESION PURA
C     PARA CADA SIMULACION
C
C     DO 47 J=1,N5
C     P=(SUM*FY(J)+B(J)*H(J)*FCO(J))/1000.0
C     M=0.0
C     WRITE(3,500)M,P,EH(NE),0.0,0
C     WRITE(3,700)P
C     47 CONTINUE
C
C     500 FORMAT(2(1X,F12.4),1X,F10.3,1X,F10.4,I4)
C     600 FORMAT(1H+'NE=' ,I4,1H+'N5=' ,I3,1H+'KK=' ,I3,1H+'KD=' ,F7.4)
C     700 FORMAT(1X,F12.4)
C     800 FORMAT(F10.3)
C     CLOSE(3)
C     STOP
C     END
C
C     SUBROUTINA PARA CALCULAR FUERZAS Y MOMENTOS
C     EN LA SECCION
C
C     SUBROUTINE PM(R,SUMFS,SUMFC,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,SUMMS,SUM
3MC,B,ECC,I,J)
C     IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
C     DIMENSION AS(20),EH(40),FCO(1000),FY(1000),H(1000),B(1000)
C     REAL*8 MS,MC,H,KD,MB
C
C     SE CALCULA LA FUERZA Y EL MOMENTO EN EL ACERO
C
C     D=R(J)
C     SUMFS=0.0
C     SUMMS=0.0
C     DO 60 K=1,NL
C     ES=ECO*(KD-D)/KD
C     FS=ES*EES*AS(K)
C     IF(ES.GE.FY(J)/EES.OR.ES.LE.(-FY(J)/EES))FS=DSIGN(FY(J),ES)*AS(K)
C     MS=FS*(H(J)/2-D)
C     SUMFS=SUMFS+FS
C     SUMMS=SUMMS+MS
C     D=D+DDS
C     60 CONTINUE
C
C     SE CALCULA FUERZA Y MOMENTO EN EL CONCRETO
C
C     DD=KD/NF
C     IF(KD.GT.H(J))DD=H(J)/NF
C     D=DD/2
C     SUMFC=0.0
C     SUMMC=0.0
C     DO 70 K=1,NF
C     EC=ECO*(KD-D)/KD
C     FC=ECC*EC/(1+(EC/ECO)**2)*B(J)*DD
C     MC=FC*(H(J)/2-D)
C     SUMFC=SUMFC+FC
C     SUMMC=SUMMC+MC
C     D=D+DD
C     70 CONTINUE
C     RETURN
C     END

```



```

      DO 20 I=1,NL
      SUM=SUM+AS(I)
20    CONTINUE
      F=-FY*SUM*F/1000
      WRITE(1,100)0.0,P,0.0
      WRITE(2,200)0.0,P,0.0,0.0,0
C
C    CALCULO DE CARGA Y MOMENTO PARA
C    CADA EXCENTRICIDAD
C
      C=0.00001
      L=0
      DO 30 I=2,NE-1
      WRITE(*,500)I
500   FORMAT(1H*'EH=',I4)
      IF(L.EQ.1)GOTO 25
      IF(0.0.LT.EH(I).AND.EH(I).LE.EB)THEN
      F=.7/FCA*G
      L=1
      ENDIF
25    K=1
35    CALL RES(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY)
      P1=M/EH(I)/H
      DIF=P-P1
C
C    CRITERIO DE CONVEGGENCIA
C
      IF(DABS(DIF/P).LE.TOL)GOTO 45
      IF(DIF.GT.0.0)THEN
      C=C-DC
      IF(C.LT.0.0)C=1.D-10
      DC=DC/10.0
      ENDIF
      C=C+DC
      K=K+1
      GOTO 35
45    DC=DC1
      P=F*P/1000
      M=F*M/1000
      WRITE(1,100)EH(I),P,M
C    WRITE(2,200)M,P,EH(I),C,K
30    CONTINUE
C
C    CALCULO DE LA CARGA A COMPRESION PURA
C
      P=(FY*SUM+FBC*(B*H-SUM))*F/1000
      WRITE(1,100)0.0,P,0.0
      WRITE(2,200)0.0,P,0.0,0.0,0
C
C    FORMATOS DE IMPRESION
C
100   FORMAT(3(F15.5))
200   FORMAT(4(1X,F10.3),2X,I4)
C
      CLOSE(1)
      CLOSE(2)
      STOP
      END
C
C    SUBROUTINA DE CALCULO DE RESISTENCIA
C
      SUBROUTINE RES(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY)
      IMPLICIT REAL*(8)A,H,O,Z
      DIMENSION AS(10)
      REAL*8 R,M,M',M,M'

```

C CARGA Y MOMENTO EN EL ACERO

C

SUMFS=0.0

SUMMS=0.0

D1=R

DO 40 J=1,NL

EPS=0.003*(C-D1)/C

FS=EPS*ES*AS(J)

IF(EPS.GE.EY.OR.EPS.LE.-EY)FS=DSIGN(FY.EPS)*AS(J)

MS=FS*(H/2-D1)

SUMFS=SUMFS+FS

SUMMS=SUMMS+MS

D1=D1+SL

40 CONTINUE

C

CARGA Y MOMENTO EN EL CONCRETO

C

A=.8*C

FC=FBC*A*B

MC=FC*(H-A)/2

C

P=SUMFS+FC

M=SUMMS+MC

RETURN

END

C
C PROGRAMA PHACI PARA EL CALCULO DE LA SOLICITACION NOMINAL PARA
C COLUMNAS CORTAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL. DE ACUERDO
C A LAS HIPOTESIS Y FACTORES DEL ACI-89
C

SDEBUG

IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
DIMENSION AS(20),EH(40)
REAL*8 MS,MC,M,MB
CHARACTER*12 ARCH
OPEN(7,FILE=' ',STATUS='OLD')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: e-P-M **'
READ(7, '(A)')ARCH
OPEN(1,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: CURVA P-M **'
READ(7, '(A)')ARCH
OPEN(2,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: EXCENTRICIDADES **'
READ(7, '(A)')ARCH
OPEN(3,FILE=ARCH,STATUS='OLD')
WRITE(*,*) '** VALORES NOMINALES **'
WRITE(*,*) '<fc><fy><h><r>'
READ(7,*)FC,FY,B,H,R
WRITE(*,*) '<No lechos>'
READ(7,*)NL
WRITE(*,*) '<Areas de acero en cada lecho>'
READ(7,*)(AS(I),I=1,NL)
WRITE(*,*) '<Factores de carga><inc><TOL>'
READ(7,*)FCH,FCV,DC,TOL
I=1
10 READ(3,*,END=15)EH(I)
I=I+1
GOTO 10
15 NE=I-1

C
C CALCULO DE CONSTANTES
C

DC1=DC
ES=2.0D5
SL=(H-2*R)/(NL-1)
FBC=FC

C
C CALCULO DE LA CONDICION BALANCEADA
C

D=H-R
EY=FY/ES
CB=.003*D/(.003*EY)
C=CB
CALL RES(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY)
F=.7/(FCH+FCV)/.5
PB=F*P/1000
MB=F*M/1000
EB=M/P/H
WRITE(1,100)ER,PB,MB
F=.9/(FCH+FCV)/.5
WRITE(2,200)MR,PH,0.0,0.0

C
C CALCULO DE LA CARGA A TENSION PURA
C

SUM=0.0
DO 20 I=1,NL

```

SUM=SUM+AS(1)
20 CONTINUE
P=-FY*SUM+F/1000
WRITE(1,100)-0.0,P,0.0
WRITE(2,200)0.0,P,0.0,0.0,0.0
C
C
C   CALCULO DE CARGA Y MOMENTO PARA
C   CADA EXCENTRICIDAD
C
PUNTO=.1*FBC*B*H
C=0.00001
L=0
DO 30 I=2,NE-1
WRITE(*,500)I
500 FORMAT(1H+'EH=' ,I4)
25 K=1
35 CALL RES(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY)
P1=M/EH(I)/H
DIF=P-P1
C
C
C   CRITERIO DE CONVERGENCIA
C
IF(DABS(DIF/P).LE.TOL)GOTO 45
IF(DIF.GT.0.0)THEN
C=C-DC
IF(C.LT.0.0)C=1.D-10
DC=DC/10.0
ENDIF
C=C+DC
K=K+1
GOTO 35
45 DC=DC1
IF(P.GT.0.0.AND.P.LT.PUNTO)THEN
FI=-1.0/PUNTO/5*P+.9
F=FI/(FCH+FCV)/.5
ENDIF
IF(P.GE.PUNTO)F=.7/(FCH+FCV)/.5
P=F*P/1000
M=F*M/1000
WRITE(1,100)EH(I),P,M
WRITE(2,200)H,P,EH(I),C,K
30 CONTINUE
C
C
C   CALCULO DE LA CARGA A COMPRESION PURA
C
P=(FY*SUM+FBC*(B*H-SUM))*F/1000
WRITE(1,100)0.0,P,0.0
WRITE(2,200)0.0,P,0.0,0.0,0.0
C
C
C   FORMATOS DE IMPRESION
C
100 FORMAT(3(F15.5))
200 FORMAT(4(1X,F10.3),2X,I4)
C
C
C   CLOSE(1)
C   CLOSE(2)
C   STOP
C   END
C
C
C   SUBROUTINA DE CALCULO DE RESISTENCIA
C
SUBROUTINE RES(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY)
IMPLICIT REAL*(8,A-H,O,Z)
DIMENSION AS(20)
REAL*8 MS,MC,MM,MB

```

C CARGA Y MOMENTO EN EL ACERO

C

SUMFS=0.0

SUMMS=0.0

D1=R

DO 40 J=1,NL

EPS=0.003*(C-D1)/C

FS=EPS*ES*AS(J)

IF(EPS.GE.EY.OR.EPS.LE.-EY)FS=DSIGN(EY,EPS)*AS(J)

MS=FS*(H/2-D1)

SUMFS=SUMFS+FS

SUMMS=SUMMS+MS

D1=D1+SL

40 CONTINUE

C

C

CARGA Y MOMENTO EN EL CONCRETO

C

A=.8*C

FC=FBC*A*B

MC=FC*(H-A)/2

C

P=SUMFS+FC

M=SUMMS+MC

RETURN

END

C
 C PROGRAMA BETA PARA EL CALCULO DEL INDICE DE CONFIABILIDAD
 C CORRESPONDIENTE A DIFERENTES EXCENTRICIDADES. PARA COLUMNAS
 C CORTAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL
 C

SDEBUG

```

REAL*8 DSEED
DIMENSION PSN(40),REL(11),WK(2000),R(1000),EH(40)
REAL MDIF,MED,MPS
CHARACTER*12 ARCH,ARCH1
OPEN(8,FILE=' ',STATUS='OLD')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: e-beta **'
READ(8,'(A)')ARCH
OPEN(1,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: e-p solic. nominal **'
READ(8,'(A)')ARCH
OPEN(2,FILE=ARCH,STATUS='OLD')
WRITE(*,*) '** ARCHIVO: SIMULACIONES DE RESISTENCIAS **'
READ(8,'(A)')ARCH
READ(8,'(A)')ARCH1
OPEN(5,FILE=ARCH1,STATUS='NEW')
OPEN(9,FILE='P-M.SOL',STATUS='NEW')

```

C
 C SE LEEN LOS DATOS NECESARIOS
 C

```

WRITE(*,*) ' < No. relaciones de carga >'
READ(8,*)NUMR
WRITE(*,*) ' < Escribe las relaciones de carga >'
READ(8,*)(REL(I),I=1,NUMR)
WRITE(*,*) ' < SEMILLA > < No. simulaciones >'
READ(8,*)DSEED,NR
WRITE(*,*) ' < GAMMA >'
READ(*,*)GAMA
I=1
10 READ(2,400,END=15)EH(I),PSN(I)
I=I+1
GOTO 10
15 NUME=I-1

```

C
 C PARA CADA RELACION DE CARGA
 C

C SE CALCULAN EL COEFICIENTE DE VARIACION
 C Y CONSTANTES NECESARIAS
 C

```

DO 20 I=1,NUMR
CPS=SQRT(.0964*REL(I)**2-.18*REL(I)+.1125)
DIV=1.0+GAMA*CPS
A=1/CPS**2-1.0

```

C
 C SE ABRE EL ARCHIVO DE RESISTENCIAS
 C

OPEN(3,FILE=ARCH,STATUS='OLD')

C
 C SE CALCULA LA CONFIABILIDAD
 C PARA CADA EXCENTRICIDAD
 C

```

DO 30 NE=1,NUME
WRITE(*,600)NE,I
600 FORMAT(1H+'NE=',12,1H+'N=',12,1H+'r =',12,1H)
MDIF=0.0
SUMI=0.0

```

```
SUM2=0.0
MPS=PSN(NE)/DIV
B=MPS*CPS**2
```

C
C
C
C

```
SE SIMULAN LAS SOLICITACIONES
```

```
CALL GGAMR(DSEED,A,NR,WK,R)
```

```
K=1
```

```
50 DO 40 J=1,NR
```

```
R(J)=B*R(J)
```

```
93 WRITE(9,235)R(J)*EH(NE)*80,R(J),NANO
```

```
235 FORMAT(2(F15.5),I1)
```

```
17 FORMAT(1X,2(F12.4))
```

```
READ(3,200)PRS
```

```
IF(NE.EQ.25.OR.NE.EQ.37)WRITE(5,17)R(J),PRS
```

```
DIF=ALOG(PRS/R(J))
```

```
MDIF=MDIF+DIF
```

```
SUM1=SUM1+DIF**2
```

```
SUM2=SUM2+DIF
```

```
40 CONTINUE
```

```
MED=MDIF/NR
```

```
DEDIF=SQRT((NR*SUM1-SUM2**2)/NR**2)
```

```
ENDIF
```

```
BETA=ABS(MED/DEDIF)
```

```
WRITE(1,300)EH(NE),BETA
```

```
30 CONTINUE
```

```
CLOSE(3)
```

```
20 CONTINUE
```

C
C
C

```
FORMATOS DE IMPRESION
```

```
200 FORMAT(1X,F12.4)
```

```
300 FORMAT(F10.2,1X,F10.3)
```

```
400 FORMAT(2(F15.5))
```

C

```
CLOSE(1)
```

```
CLOSE(5)
```

```
STOP
```

```
END
```