

LA SEGURIDAD EN LAS ESTRUCTURAS

Por: Gabriel García Moreno

Profesor Titular

Depto de Ingeniería Civil

1. INTRODUCCION

El concepto de seguridad en una estructura es muy amplio y ha dado lugar a numerosos estudios, algunos de ellos muy profundos 1, 2, 3. Nosotros, en este pequeño artículo, vamos a limitarnos a introducir los conceptos básicos en que se fundamenta la filosofía actual de la seguridad en las estructuras.

Para empezar trataremos de dar una idea de lo que entendemos cuando decimos que una estructura ofrece seguridad, a guisa de definición: una estructura ofrece seguridad cuando está en condiciones de soportar, sin alcanzar un estado límite, actual o a largo plazo, y en buenas condiciones de servicio, todas las solicitudes, con las intensidades y combinaciones mas desfavorables, que actúan a lo largo de la vida útil para la cual fue proyectada 3.

Se entiende por solicitud todo efecto que provoque tensiones en la estructura (cargas externas, fuerzas de masa que actúan en la estructura, temperatura, retracción, fluencia, asentamientos diferenciales, etc. son ACCIONES que producen SOLICITACIONES).

Se entiende por estado límite, aquel que alcanza la estructura cuando se hace inestable o cuando en uno de sus puntos uno de los materiales constitutivos llega a la tensión de rotura, o a una deformación plástica excesiva. El concepto de estado límite es muy amplio y es relativo. Con esto queremos decir que una estructura puede presentar deformaciones excesivas, que no impliquen un colapso inminente, pero que la haga inutilizable. Puede también presentar fisuras numerosas y amplias, que no presenten peligro de corrosión de las armaduras pero que la hagan estéticamente inaceptable. Puede entonces aceptarse dos tipos de estados límites:

- a) Estados límites últimos
- b) Estados límites de servicio o útiles

Para obtener una cuantificación de la seguridad se han empleado en el curso histórico tres métodos:

- 1) Método de las tensiones admisibles
- 2) Método del diseño en el régimen de ruptura
- 3) Método del diseño basado en la probabilidad estadística

2. METODO DE LAS TENSIONES ADMISIBLES

El método de las tensiones límites de servicio ya está en desuso. Consiste en comparar la máxima tensión que se presenta en la estructura, durante su vida útil, con la tensión admisible del material de que está constituida ésta. La tensión admisible se obtiene dividiendo la tensión de ruptura por un coeficiente de trabajo, interno, γ_i , así:

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\sigma_{\text{ruptura}}}{\gamma_i} = \sigma_{\text{admisible}} \quad (1)$$

Como la resistencia admisible de los materiales es aleatoria, presente dispersiones. Si éstas son muy grandes, γ_i debe aumentar para cubrir la incertidumbre. Se concluye que realmente γ_i no es un coeficiente de seguridad, sino un coeficiente de ignorancia, en relación al comportamiento del material. El método se usa, sin embargo, exactamente en casos de gran desconocimiento de los factores que producen un fenómeno vg. en el caso de adherencia.

3. METODO DE DISEÑO EN EL REGIMEN DE RUPTURA

Este método emplea un coeficiente externo $\gamma_e > 1$, para mayorar las solicitudes, en tal forma que la estructura bajo su acción, alcance la inestabilidad o un estado límite de ruptura en alguno de sus materiales constituyentes.

En otras palabras:

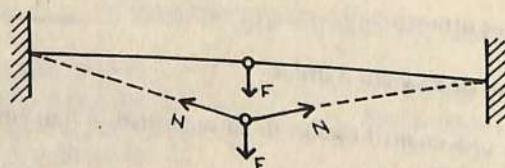
$$\gamma_e S = R$$

S = solicitud

γ_e = coeficiente externo de mayoración

R = resistencia última

Hay una diferencia entre "solicitud" (S) y "acción" (F). La solicitud es el efecto producido en la estructura por la acción F



$$N = 1/2 \sqrt{F^2 AE}$$

F = acción, N = solicitud sobre la barra. (2)

El γ_e debe aplicarse a las acciones, o a las solicitudes si hay respuesta lineal. Si no hay respuesta lineal debe aplicarse a las acciones. Como en el caso anterior, la solicitud es también una variable aleatoria. Se concluye que γ_e es en realidad un coeficiente de ignorancia acerca de la verdadera magnitud de las solicitudes.

4. METODOS PROBABILISTICOS

Como tanto R como S son variables aleatorias, el método consiste en tratar de cambiar el concepto determinístico implícito en los métodos anteriores, por el de la probabilidad de falla de la estructura:

$$P_f = \Pr(R \leq S) \quad (3)$$

Se puede concebir esta probabilidad de dos maneras: a) límite al cual tiende la frecuencia relativa de ocurrencia de un suceso, para un número grande de repeticiones. Por ejemplo: decir que la probabilidad de falla de una viga es 10^{-4} , significa que si se construyen 10.000 vigas, una de ellas fallará. b) Medida subjetiva del grado de confiabilidad en la ocurrencia del evento. En el ejemplo de la viga, se diría, entonces que ésta tiene apenas una oportunidad en diez mil de fallar.

P_f mide la frecuencia relativa de ocurrencia del evento y $(1-P_f)$ la confiabilidad en la estructura.

Hay la tendencia a medir el "índice de seguridad como el 'colog P_f '". En el ejemplo de la viga el "índice de seguridad" sería $\text{colog } 10^{-4} = 4$.

Son las razones económicas las que determinan a P_f . El costo de la obra es una función de su probabilidad de falla P_f .

$$C = C(P_f) \quad (4)$$

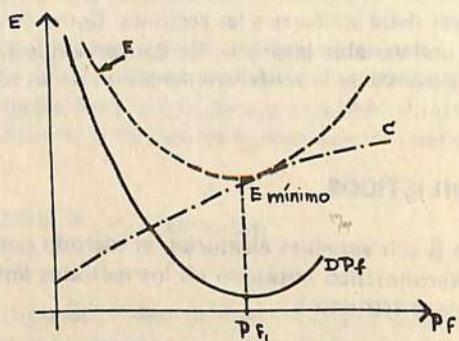
ya que cuanto más pequeña se quiera tener la probabilidad de falla P_f , mayor será el costo de la obra; y viceversa.

Sea D el costo de los daños ocasionados por una falla eventual y supongamos que la probabilidad de falla sea $P_f = 10^{-2}$ en un edificio. Esto significa que de 100 edificios sería: $C_t = 99C + (C+D)$. En el valor D hemos incluido el costo de reconstruir el edificio fallado.

Se tendría entonces para el costo de un edificio:

$$E = \frac{C_t}{100} = 0.99C + 10^{-2}(C+D) = (1-P_f)C + P_f(C+D) \quad (5)$$

E es, pues, la esperanza matemática del costo de un edificio y se escribe mejor así:



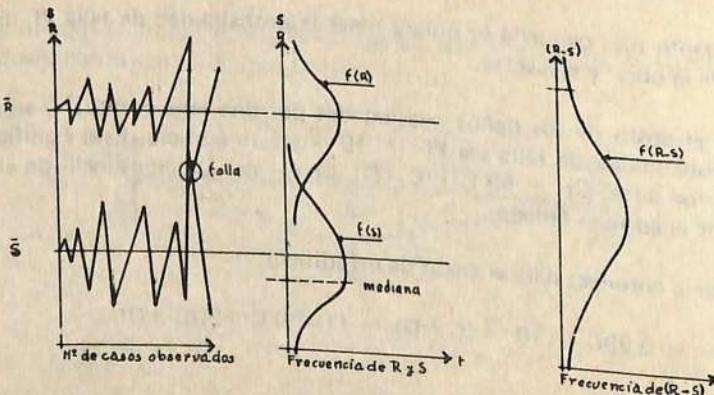
$$E = C + D Pf \quad (6)$$

El valor P_f se escoge en tal forma que se minimice E , lo cual resulta en que P_f debe ser tanto más pequeño, cuanto mayor sea D . Las fórmulas (5) y (6) son generales y se aplican a cualquier tipo de obra.

Como la probabilidad de falla, o de ruina, como se designa a menudo, involucra el riesgo de pérdidas de vidas, es preciso evaluar también este riesgo, al tratar de determinar P_f . Esto hace a la escogencia de P_f un problema sumamente discutido.

En un verdadero método probabilístico todos los factores (salvo algunos que no se consideran aleatorios vg. como los efectos de segundo orden) que entran en juego: resistencia de los materiales, solicitudes, geometría de la estructura, construcción, etc., son variables aleatorias sujetas a dispersión en sus magnitudes. Esto nos obligaría a conocer todas las posibles configuraciones de falla de una estructura, causadas por las variables aleatorias mecánicas y geométricas.

En un método probabilístico R es variable aleatoria y S también lo es. Se tiene entonces:



$$P_f = \Pr(R \leq S) = \Pr(R-S \leq 0) = \int \int f(R) f(S) dS dR \quad (R-S < 0)$$

Pero como no se conoce, todavía, exactamente, el comportamiento estructural de muchos materiales, ni la forma de trabajo de algunos elementos, nudos, uniones, etc., no es posible aplicar un método probabilístico puro, al problema de evaluación de la seguridad en las estructuras.

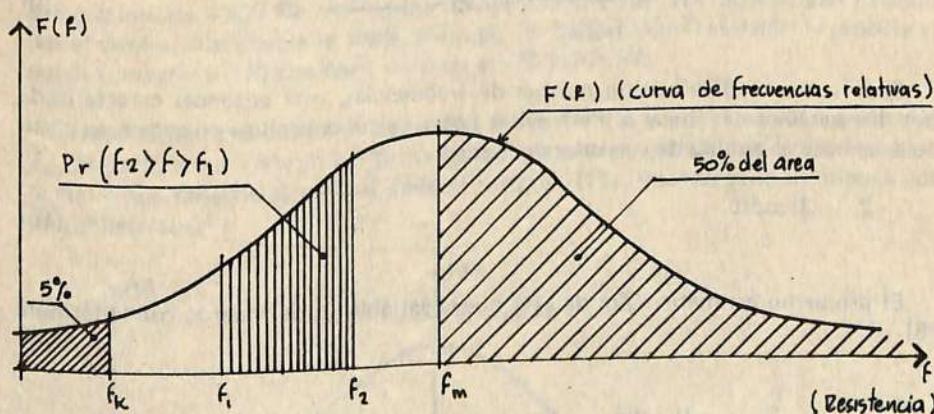
Se acude, entonces, a un método híbrido que consiste en la mayoración de las acciones y esfuerzos solicitantes y en la reducción o minoración de las resistencias de cálculo, por métodos probabilísticos, de tal modo que las probabilidades de que se sobrepasen las solicitudes, o las probabilidades de que las resistencias de los materiales caigan por debajo de las de cálculo, sean pequeñas.

Es el método actual que veremos en el artículo siguiente, y que llamaremos semiprobabilístico.

5. METODO SEMI-PROBABILISTICO

a. VALORES CARACTERISTICOS DE LAS RESISTENCIAS DE LOS MATERIALES Y DE LOS VALORES DE CALCULO

Experimentalmente se demuestra que las resistencias del acero, del hormigón, etc., en general de los materiales, se pueden representar por una distribución normal truncada en el origen. Fig. 1 donde la ordenada representa a las frecuencias relativas $F(f)$ y las abscisa al valor de la resistencia (f) en estudio.



La ecuación de la curva es en general

$$F(f) = \left(\frac{1}{\sigma} \sqrt{2\pi} \right) \exp \frac{(f-f_m)^2}{2\sigma^2} \quad (6)$$

Para $-\infty < f < \infty$

El valor de σ , que se toma como medida de la dispersión, es lo que en estadística se llama "desviación estándar". Al cuadrado de σ , se le llama "variancia". Se toma como "estimador" de σ al valor dado por

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(f_i - f_m)^2}{n}} \quad \text{si } n \geq 30 \quad (7)$$

donde n = número de muestras ensayadas.

El valor de f_m , es el promedio aritmético de las n resistencias, obtenidas en el ensayo, dado por

$$f_m = \frac{\sum_{i=1}^n f_i}{n} \quad (8)$$

La medida de la probabilidad de que una resistencia se encuentre entre los valores f_1 , f_2 está dada por el área comprendida entre las ordenadas trazadas por f_1 y f_2 , la curva y el eje de las f , Fig. 1:

$$\Pr(f_2 > f > f_1) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{f_1}^{f_2} \exp -\frac{(f-f_m)^2}{2\sigma^2} df \quad (9)$$

Cada curva, o distribución normal de frecuencias, está entonces caracterizada por dos parámetros: f_m , y σ . Para evitar hacer cálculos prolijos en cada caso particular se hace el cambio de variables dado por:

$$Z = \frac{f_i - f_m}{\sigma} \quad (10)$$

El promedio aritmético Z_m de esta nueva variable es, de acuerdo con la fórmula (8)

$$Z_m = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{f_i - f_m}{\sigma}}{n} = \frac{1}{\sigma} (f_m - f_m) = 0 \quad (11)$$

y el valor de σ^2 dado por la (7)

$$\sigma^2 \approx S^2_Z = \sum_{i=1}^n \frac{(f_i - f_m)^2}{n} = \frac{1}{S^2} \sum_{i=1}^n \frac{(f_i - f_m)^2}{n} = \frac{S^2}{S^2} = 1 \quad (12)$$

La (9) queda entonces

$$\Pr(Z_2 > Z > Z_1) = \frac{1}{2\pi} \int_{Z_1}^{Z_2} \exp\left(-\frac{Z^2}{2}\right) dZ \quad (13)$$

La curva queda centrada en fm, Fig. 2. Se puede demostrar que:

$$\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \exp\left(-\frac{Z^2}{2}\right) dZ = 1 \quad (14)$$

Se dice entonces que la distribución dada por la ecuación (10) es una distribución normal estándar. Los valores dados por:

$$\Pr(Z_2 > Z > Z_1) = \frac{1}{2\pi} \int_{Z_1}^{Z_2} \exp\left(-\frac{Z^2}{2}\right) dZ \quad (15)$$

se dan en tablas como las del libro: "Introduction to Statistics" de R.E Walpole.

Pero acabamos de decir que las resistencias de los materiales están representadas por una distribución normal "truncada en el origen".

Esto quiere decir que hay que darle a la curva una cierta asimetría, ya que no tiene sentido hablar para el hormigón vg. de una fluctuación en la resistencia a compresión, de -200 Kgf/cm², para una probeta de fm = 130 kgf/cm², siendo por el contrario probable la fluctuación de +200 Kgf/cm²; es decir: la probeta sí puede romperse a 330 Kgf/cm², pero no a -70 Kgf/cm².

Para representar esta asimetría se recurre a recortar a la curva en un valor particular Z₀, es decir, a truncarla en tal forma que se cumpla la condición de que el área bajo la curva siga valiendo la unidad, para el integral (14), cuando se lo multiplica por un coeficiente u¹:

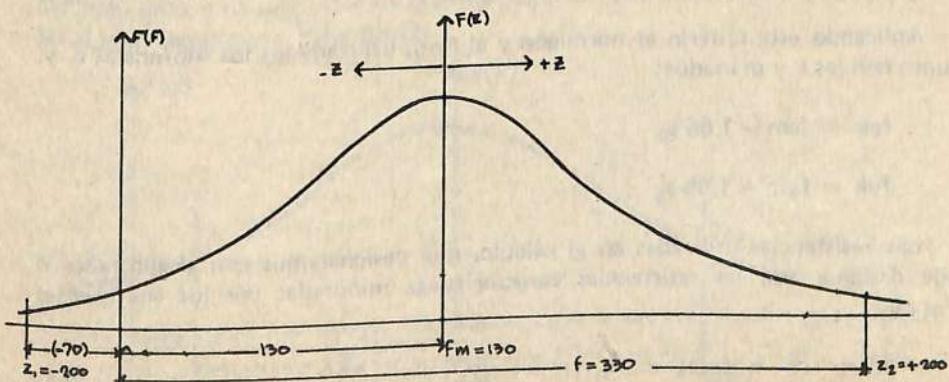


Fig. 2

$$\frac{u}{2\pi} \int_{-Z_0}^{\infty} \exp. -\frac{z^2}{2} dz = 1 \quad (16)$$

$$u = \frac{1}{\frac{1}{2\pi} \int_{-Z_0}^{\infty} \exp. -\frac{z^2}{2} dz} \quad (17)$$

En general u es un valor muy cercano a la unidad. Algunos autores⁶ emplean una distribución de Weybull o una log-normal, que son asimétricas y se ajustan bien a ciertos materiales.

Una vez recordados estos principios elementales, podemos tratar de definir lo que hemos llamado "valor característico" de la resistencia de un material. Lo escribiremos f_k y lo definiremos como el valor de f tal, que solamente el 5% de las resistencias caigan por debajo del mismo.

En otras palabras el 95% probable de las resistencias del material son mayores que f_k . Véase la Fig. 1. El valor de 5% es convencional.

Al valor f_k corresponde una variable Z_k dado por la transformación (10)

$$Z_k = \frac{f_k - f_m}{\sigma} \quad (18)$$

$$f_k = f_m + \sigma Z_k \quad (19)$$

En la práctica se reemplaza el σ por s dado por la (7), quedando la (19) así

$$f_k = f_m + s Z_k \quad (20)$$

En la tabla de distribución normal estándar se ve que a la probabilidad de 5% corresponde un $Z_k = -1,65$, quedando la (20) así:

$$f_k = f_m - 1,65 s \quad (21)$$

Aplicando este criterio al hormigón y al cero, utilizaremos los subíndices c , y ,

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 s_c$$

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,65 s_y$$

Las resistencias utilizadas en el cálculo, que designaremos con el subíndice d (de design.), son las resistencias características minoradas por los coeficientes γ_m así:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \phi_m f_k = \phi_m (f_m + s Z_k) \quad (22)$$

Más adelante discutiremos la determinación de los coeficientes de reducción, o de minoración, ψ_m

Antes de pasar al tema siguiente, aclaremos que cada reglamento presenta variaciones ligeras para los coeficientes materiales. Así la regla de que sólo el 5% de las resistencias caiga por debajo de f_k es una regla europea.

Aplicada al hormigón querría decir que 1 cilindro de cada 20 ensayados daría una resistencia por debajo de f_k . Sabemos que el ACI define al respecto tres criterios levemente diferentes a éste 4, 5

b. VALORES CARACTERISTICOS DE LAS SOLICITACIONES Y VALORES DE CALCULO DE LAS MISMAS

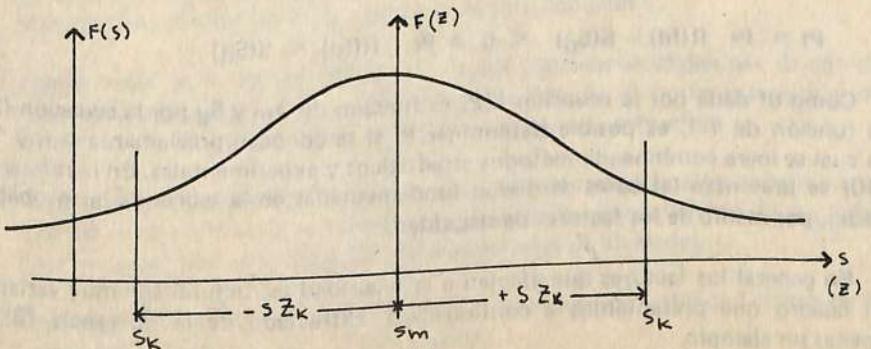
Para las solicitudes que designaremos con la letra S se acepta también una distribución normal truncada, ya que estas magnitudes (peso, sobrecarga, acción del viento, cargas sísmicas, etc.) son también variables aleatorias. Las solicitudes que pueden ser permanentes como el peso propio de la estructura, los asentamientos de los apoyos, tendrán desviaciones más pequeñas que las solicitudes accidentales tales como las sobrecargas, acciones del viento, cargas sísmicas, empuje del agua con nivel variable, etc. En general existen datos estadísticos para las cargas permanentes usuales y para gran número de las cargas accidentales 7.

Hay tipos de cargas accidentales que no tienen representación estadística: explosiones, choques de vehículos, etc.

De acuerdo con el ítem a. la solicitud característica S_k se dá por la fórmula:

$$S_k = S_m \pm s Z_k \quad (23)$$

El signo \pm se justifica en el caso de las acciones o solicitudes por la necesidad de buscar el caso más desfavorable que puede quedar sea del lado derecho, o del izquierdo de S_m , Fig. 3. Por ejemplo, en el caso del peso propio de la estructura, el valor característico estará dado por un valor superior al valor medio; en el caso del peso propio de una presa de gravedad el valor más desfavorable para la estabilidad será menor que el valor medio.



Los valores de cálculo S_d serán entonces los valores característicos S_k mayorados por el factor de seguridad γ_f

$$S_d = S_k \gamma_f = \gamma_f (S_m \pm s Z_k) \quad (24)$$

En el artículo siguiente discutiremos la determinación de los factores ϕ_m y γ_f .

6. LOS FACTORES ϕ_m Y γ_f

La mayor parte de los códigos vigentes dan los coeficientes ϕ_m y γ_f determinados empíricamente, es decir, en cierta forma, que su determinación se ha efectuado arbitrariamente 8. Veremos los factores dados por el ACI 318-77, más adelante. Pero puede demostrarse 9, que para los factores de seguridad de cargas γ_f : 1,4 y 1,7, dados por el ACI 318-77 respectivamente para las cargas muertas y vivas, la probabilidad de falla es del orden de 10^{-7} , variando muy poco con la relación de carga muerta a carga viva. Este valor se obtuvo suponiendo una distribución normal, y nos dice que la utilización de los factores de seguridad de carga del ACI es consistente con un diseño seguro y confiable.

Es por esta razón por la que se ha denominado a los métodos de diseño actuales, semi-probabilísticos, en oposición a los métodos probabilísticos que pugnan por abrirse paso, y en los cuales se pretende determinar también a los coeficientes ϕ_m y γ_f en forma probabilística. Cuando se quieren determinar ϕ_m y γ_f , en esta última forma, la idea básica que debe mantenerse, es la de que la ruina de la estructura sobrevendrá cuando las solicitudes mayoradas S (S_d) sean iguales a los esfuerzos resistentes últimos R (R_{fd}). Se puede, entonces, definir tres criterios para global 5

$$\gamma = R_{fd} - S(S_d), \text{ (si } \gamma < 0, \text{ hay falla)}$$

$$\gamma = R_{fd} / S(S_d), \text{ (si } \gamma < 1, \text{ hay falla)}$$

$$\gamma = \ln R_{fd} / S(S_d), \text{ (si } \gamma < 0, \text{ hay falla)}$$

(25)

La probabilidad de falla, dada por la ecuación (3), del artículo 4, corresponde al primero de estos criterios:

$$P_f = \Pr [R_{fd} - S(S_d) < 0] = \Pr [R_{fd} < S(S_d)] \quad (3)$$

Como R_{fd} dada por la ecuación (22) es función de ϕ_m y S_d por la ecuación (24) es función de γ_f , es posible determinar P_f si se conocen previamente ϕ_m y γ_f , lo cual se logra combinando métodos estadísticos y experimentales. En la referencia (10) se presentan las bases de diseño fundamentadas en la teoría de las probabilidades, por medio de los factores de seguridad.

En general los factores que afectan a la seguridad estructural son muy variados. El cuadro que presentamos a continuación, extractado de la referencia (3), es apenas un ejemplo.

No.	Factores que influyen en la seguridad estructural	Variable afectada
1	Variabilidad de las acciones	F γ_f
2	Simultaneidad de las acciones	F γ_f
3	Errores teóricos de análisis estructural	S y R ϕ_m y γ_f
4	Imprecisiones de cálculos	S y R ϕ_m y γ_f
5	Imprecisiones de ejecución (en geometría)	S y R ϕ_m y γ_f
6	Variabilidad de las deformaciones	S γ_f
7	Variabilidad de las resistencias	R ϕ_m
8	Capacidad de redistribución y aviso	Discutible
9	Responsabilidades mayores	"
10	Condiciones adversas	"

Veamos a continuación algunos comentarios y ejemplos para aclarar los puntos anteriores:

- 1) Se debe tener en cuenta la probabilidad de que una solicitud dada sobresepa (del lado desfavorable) a los valores de los esfuerzos resistentes característicos.
- 2) Si fuera baja la probabilidad de ocurrencia de solicitudes simultáneas muy pesimistas, se debe disminuir su coeficiente de mayoración γ_f .
- 3) Los análisis estructurales no son exactos. Las teorías estructurales obedecen a hipótesis simplificadas que introducen inexactitudes prácticas reales. En la realidad no hay métodos exactos.
- 4) En la utilización de los métodos numéricos, siempre hay errores que muchas veces no son despreciables vg. en los elementos finitos, si las ecuaciones son muchas y la malla es amplia. Siempre existirán los errores numéricos.
- 5) No es posible evitar que se produzcan excentricidades en los pilares, por falta de plomo; por pequeña que sea, si la carga es grande, los momentos generados pueden perjudicar a la estructura. Este es un ejemplo.
- 6) Si el módulo E_c del hormigón en la obra, se desvía mucho del de cálculo, y si la estructura es hiperestática, se afectarán las solicitudes S.
- 7) Puede haber probetas de laboratorio cuyas resistencias caigan por debajo del valor característico, y además, hay variaciones de R entre los valores del laboratorio y los valores reales de las resistencias en la estructura.
- 8) Un elemento estructural con pocas capacidades de redistribución de tensiones y que no dé aviso previo de ruptura debe de tener un coeficiente de seguridad mucho mayor que otra estructura que posea estas propiedades.
- 9) Una gran obra, ya sea de mucho costo, o de gran responsabilidad civil debe de tener condiciones muy severas de seguridad.

10) Hay muchos tipos de condiciones adversas; ejemplos:

- Hormigón transportado en malas condiciones o compactado manualmente.
- Compactación inadecuada debido a la concentración de las armaduras.
- Medio externo agresivo.
- Pilares muy estrechos con mayor probabilidad de formación de hormigueos.
- Pilares sujetos a inestabilidad elástica a flexo compresión, presentándose fenómenos de la teoría de segundo orden, (efecto $P - \Delta$).
- Poco control de calidad en la figuración y en la colocación de las armaduras.

De las consideraciones anteriores se desprende la aleatoriedad de los factores φ_m y γ_f . Los europeos y sus seguidores suponen a estos coeficientes como formados por el producto de un número de coeficientes parciales igual al número de factores que se considere que afectan a la seguridad, (10 en la tabla anterior; Torroja y Paez consideran cinco) así:

$$f = f_1 f_2 \dots f_n$$

expresión, en la cual cada uno de estos factores se considera a su vez aleatorio. En general la mayor parte de estos factores se puede considerar como siguiendo una distribución normal truncada en el origen, cuyo coeficiente de truncamiento puede calcularse por medio de la ecuación (17), pero el factor que toma en cuenta las imprecisiones de ejecución debe tener una distribución muy distorsionada, o asimétrica. Algunos autores emplean una distribución de Weybull, o long-normal 5: para representar la variabilidad de este factor.

La escuela norteamericana, emplea, generalmente, una técnica que se basa en un "índice de seguridad" lo que tiene en cuenta las incertidumbres asociadas con la falta de información que afecta las distribuciones de R y S 10, 11.

No es necesario siempre tomar en cuenta un modelo que contemple a factores de seguridad φ_m y γ_f , tales como lo que hemos venido estudiando. Ang y Amin, 12 han propuesto un modelo, o formato, en el cual los "factores de seguridad" convencionales se reemplazan por un único "factor de incertidumbre" ϵ tal que

$$P_f = \Pr \left(\frac{R}{S} < \epsilon \right)$$

donde ϵ es la probabilidad de falla admitida. Equivale este modelo, a admitir una generalización del segundo criterio de las ec. (25), donde $\epsilon = 1$.

A continuación presentamos un cuadro con los coeficientes φ_m y γ_f admitido por el ACI 318-77.

γf (9.2 ACI 318-77)

TABLA ACI

CASOS	COMBINACIONES DE CARGAS	APLICABLE CUANDO . . .
a	1,4 D + 1,7 L	Siempre
b	0,75 (1,4 D + 1,7 L + 1,7 W)	Con viento (W)
c	0,9 D + 1,3 W	La carga D es favorable y L = 0
d	0,75 (1,4 D + 1,7 L + 1,87 E)	Existe acción sísmica (E)
e	0,9 D + 1,43 E	Supuestos c y d simultáneos
f	1,4 D + 1,7 L + 1,7 H	Existen empujes del terreno (H)
g	0,9 D + 1,7 H	Supuestos c y f simultáneos
h	1,4 D + 1,7 L + 1,4 F	Existen empujes de líquidos (F)
i	0,9 D + 1,4 F	Supuestos c y h simultáneos
j	0,75 (1,4 D + 1,7 L + 1,4 T)	Existen deformaciones impuestas (asentamientos, retracción, fluencia, temperatura) $J \geq K$
k	1,4 (D + T) VALOR DE ϕ_m (9.3 ACI 318-77)	
a	0,90	Flexión con o sin tracción axial
b	0,90	Tracción axial compresión axial con o sin flexión.
c	0,75	Con refuerzo en espiral
d	0,70	Otros miembros reforzados Para valores bajos de la carga axial $0 \leq \phi_m P_n \leq 0,10 f' c A_g$ debe aumentarse. $ f_y \leq 4,200$ con refuerzo simétrico y con $(h-d-d_s)/h \geq 0,70$
e	$0,70 \leq \phi_m \leq 0,90$	Esfuerzo constante y torsión
f	0,85	
g	0,70	Apoyo sobre hormigón
h	0,65	flexión en hormigón simple

REFERENCIAS

1. "La determinación del coeficiente de seguridad en las distintas obras". Por Alfredo Paez Balaca, la dirección de Eduardo Torroja Miret Ingeniero de caminos – Instituto de la Construcción y del Cemento. Madrid.
2. "A noao de coeficiente de seguranca e o cálculo do Concreto Armado no estadio III". Revista Engenharia, fev o abril 45 –Sao Paulo— 1945.
3. "Cálculo de Concreto Armado" Lauro Modesto Dos Santos Vol. 1 Edit. Edgar Blucker Ltda. —Sao Paulo 1977—.
4. "Control Estadístico de la Calidad del Hormigón" por Gabriel García Moreno, Seminario de "Tecnología del Hormigón" Camacol Agosto 77.
5. "Criterios de Confiabilidad para las Normas de Estructuras" por Hugo A. Cúneo Simian—XIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.
6. "The log normal distribution: a better fitness for the results of mechanical testing of materials". R.J. Torrent. Materiaux et Constructions, Juillet—Aout 1978 No. 64.
7. "Live Load Effects in Office Buildings" Robin Mc Guire and Allin Cornell, Jnl. ASCE July 1974.
8. "The Rational Probabilistic Code Format" by H.C. Sha, Jnl. of ACI September 1969.
9. "A Probabilistic Basis for a Deterministic Code" J.R. Benjamin and N—C Lind, Jnl. of ACI November 1969.
10. "Reliability Basis of Structural Safety and Design" by A.H.S. Ang adn C. Allin Cornell, Jnl of ASCE September 1974.
11. "Consistent Partial Safety Factors" by N.C. Lind, Jnl. of ASCE. June 1971.
12. "Safety Factors and Probability in Structural Design" by A.H.S. Ang and M. Amin, Jnl. of ASCE july 1969.