



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**INGENIERÍA DEL CONCRETO REFORZADO**

**SEGURIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL.**

**ING. EMILIO ROSEMBLUETH**

**INGENIERIA DEL CONCRETO REFORZADO**

EDITADO POR BORIS BRESLER

**CONSULTA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**CAPITULO 19. SEGURIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

**Por Emilio Rosenblueth**

Traducción de Roberto Meli y el autor, 1968

**G-600424**

APUNTE  
35

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



600424

G.- 600424

La obra será publicada  
por McGraw-Hill

## CAPITULO 19. SEGURIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL

1. Alcance de este capítulo

Los primeros 18 capítulos han dado al lector bases adecuadas para calcular la resistencia de miembros estructurales y estructuras y predecir sus respuestas: su deformabilidad y la posibilidad de su agrietamiento. El lector encontrará en este capítulo una discusión que tiene el fin de proporcionarle criterios para escoger factores de carga y factores de seguridad y una guía que le permita producir detalles adecuados en sus diseños. Necesariamente la discusión se dirige hacia las solicitaciones que pueden afectar a las estructuras y hacia los criterios de sobrevivencia y de servicio.

Los reglamentos de construcciones sirven propósitos útiles, que difieren de los que son propios de un libro de texto o de referencia; un tipo de documento no debe invadir el alcance del otro. En algunos reglamentos de construcción se permite tal invasión para aclarar algunos puntos, pero el material de este capítulo difiere del que se encuentra en los códigos. No se presentan gráficas de diseño para no ligar el trabajo a un documento legal en particular.

Después de establecer el propósito del diseño estructural, el presente capítulo discute el papel de la teoría de probabilidades en esta rama de la ingeniería civil. Se muestra que un enfoque racional del diseño debe basarse en una evaluación cuantitativa de los costos y de las consecuencias de la falla así como en la función de distribución de probabilidades de los parámetros que gobiernan el comportamiento estructural y la seguridad (cargas, resistencias, dimensiones, etc.). Se hace mención de métodos cuantitativos que permiten estimar utilidades y pérdidas; y, dado que el cálculo de la distribución de probabilidades de una variable se basa en su distribución de frecuencias y en la selección de un modelo estocástico del proceso que da lugar a ella, estos puntos se tratan con algún

APUNTE  
35

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



600424

G.- 600424

detalle para las solicitaciones que actúan en estructuras y para aquellas que gobiernan la respuesta de estructuras de concreto reforzado (resistencia del concreto, esfuerzo de fluencia del refuerzo, capacidad en tensión diagonal, etc.). Se hace énfasis en puntos como los detalles estructurales y la ductilidad de varios tipos de miembros estructurales bajo distintas condiciones de esfuerzo, si bien sólo se discute cualitativamente su influencia en el diseño como un proceso de optimización.

El capítulo hace mención de los conceptos fundamentales que se deben considerar para reforzar estructuras dañadas. Se cierra con un ejemplo de diseño estructural como proceso de optimización.

Es cierto que aquí se plantean mas preguntas de las que se contestan, pero el lector con iniciativa encontrará una bibliografía que lo llevará a métodos de diseño nuevos y mejores de los convencionales. El propósito principal es incitar al desarrollo de nuevos enfoques.

Excepto donde se hace referencia explícita al concreto presforzado, ligero o de otros tipos especiales, los valores específicos que se citan se aplican al concreto reforzado de peso volumétrico normal. Las observaciones de carácter general se aplican a todos los tipos de concreto y métodos de construcción.

## 2. Finalidad del diseño estructural

Las cantidades que intervienen en el diseño estructural pueden clasificarse en 1 los parámetros que definen la estructura y 2 las solicitaciones a que esta se ve sujeta. Los primeros comprenden dimensiones, esfuerzos y otras propiedades mecánicas de los materiales estructurales. Las solicitaciones incluyen las fuerzas (fuerzas debidas a la gravedad, fuerzas de inercia y fuerzas externas), las deformaciones impuestas (cambios volumétricos, asentamientos diferenciales, etc.) y los efectos de desgaste e intemperismo. Todas estas cantidades son aleatorias; además, es imposible establecer límites absolutos de la mayoría de ellas. (Por ejemplo, son muy debatibles las razones que se aducen para establecer un límite

superior de la aceleración del suelo que puede generar un temblor<sup>1</sup>.) En consecuencia existe una probabilidad finita que toda estructura falle en un intervalo finito de tiempo. Se deduce que bajo condiciones estadísticamente estacionarias, toda estructura fallará a menos que sea demolida oportunamente. (La validez de esta aseveración no requiere, en rigor, la hipótesis de condiciones estacionarias; basta que la probabilidad de falla por unidad de tiempo sea siempre mayor que algún valor positivo, y tal condición indudablemente se cumple<sup>2</sup>.)

Esta conclusión tiene una implicación práctica directa. Considerando el porcentaje de estructuras que sobreviven y de aquellas que están en ruinas se concluye que la vida media natural de la mayoría de los tipos de estructuras es del orden de siglos y por ende suficientemente corta para que la certeza de que toda estructura fallará algún día, defina todo el enfoque del diseño estructural. El objeto del diseño estructural entonces no puede ser la prevención de la falla estructural; sólo puede consistir en sentar las bases para la producción de una estructura óptima. La optimización debe incluir consideraciones sobre el costo inicial; los beneficios que han de derivarse de la estructura; el costo actualizado de falla que toma en cuenta la probabilidad de su ocurrencia como función

<sup>1</sup> Turkstra<sup>2</sup> ha formulado la condición de "probabilidad nula de falla", en el sentido de que la probabilidad de falla multiplicada por la esperanza del daño actualizado debe ser cero si los resultados se aproximan con un cierto número (2 o 3) de cifras significativas. Turkstra demuestra que el diseño correspondiente dista poco de ser óptimo y por esto su enfoque tiene interés práctico, siempre que la probabilidad de falla sea suficientemente sensible al costo inicial. Tal condición no siempre se satisface en la práctica; por ello, aunque en muchos casos permite una simplificación radical, el método de la probabilidad nula de falla pierde generalidad y puede verse como un caso particular del que se presenta aquí, y no se le dará un tratamiento por separado en esta presentación.

4

del tiempo, y otras muchas variables. Pero la consecuencia de la falla implica conceptos cuya evaluación objetiva en términos materiales no es fácil en la actualidad; entre estos conceptos están las pérdidas de vidas humanas y la pérdida de prestigio de los que estén involucrados en el proyecto. El proceso de optimización suele poderse enfrentar sólo parcialmente, y en general el diseñador no puede aspirar a mucho más que cumplir con la práctica establecida cuando escoge la seguridad global de la estructura; sin embargo, una vez que la ha definido, puede y debe decidir sobre la manera óptima de distribuir los materiales y otros recursos en la estructura. En ocasiones puede seleccionar la seguridad global de un tipo de estructuras por comparación con la práctica establecida para otros tipos, cuidando para ello únicamente la congruencia con lo establecido.

Hasta este momento hemos usado la palabra falla para implicar colapso. El razonamiento expuesto se aplica a cualquier tipo de daño, de manera que podemos afirmar que dado un tipo posible de daño es seguro que toda estructura lo sufrirá a menos que lo impida un tipo más severo de daño previo, o a menos que la estructura se haya demolido con anterioridad.

Idealmente, el presente capítulo debería haberse desarrollado en términos de probabilidades de falla y procesos de decisiones. Sin embargo, no es de esperarse en un futuro inmediato una aplicación cuantitativa completa de estos conceptos, a pesar de los esfuerzos significativos que se hacen en esta dirección. Se consideró preferible presentar un panorama de tales contribuciones y después continuar con los enfoques más tradicionales de factores de seguridad y de carga, incluyendo, cuando resulta pertinente, puntos de vista más avanzados, aunque de manera cualitativa.

### 3. Optimización del diseño

El objetivo del diseño estructural es la optimización de la utilidad actualizada que debe derivarse de la estructura. El sentido que debe darse al término optimización depende de la manera en que se plantea el problema. Si el propieta-

rio ha decidido que debe diseñarse cierta estructura, el ingeniero intentará optimizar esa estructura particular; tratará de hacer máxima la cantidad

$$U = B - C - \sum_1 D_i \quad (1)$$

donde los distintos términos son la esperanza de la utilidad actualizada (U), los beneficios (B), el costo de construcción (C), y el costo de los distintos posibles tipos de daño y de falla ( $D_i$ ). Si después de la optimización se encuentra  $U < 0$ , debe aconsejarse al propietario que no construya. (En lugar de las esperanzas de las variables pueden usarse otras funcionales de sus densidades de probabilidad. Puede argüirse, sin embargo, que las esperanzas se aproximan a las funcionales en cuestión lo suficiente o que los escalas que se usen para valuar dichas cantidades pueden escogerse en forma que sea correcto emplear las esperanzas, y conservar sólo estas últimas en el tratamiento. Esto es lo que suele hacerse y así procederemos en el presente trabajo.)

Puede también suceder que el dueño tenga varias alternativas de inversión y que pueda invertir en varios proyectos a la vez. Será deseable entonces para cada proyecto hacer máxima la relación  $U/C$ . Entonces trataremos de maximizar  $(B - \sum_1 D_i)/C$ . En general los dos tipos de solución llevarán a diseños diferentes. El segundo enfoque se usa raras veces y omitiremos hacer referencia a él.

Todas las cantidades que intervienen en la ec 1 tienen valor subjetivo. Ya que el ingeniero es generalmente la persona que debe tomar la decisión final, asignaremos a las cantidades B, C y  $D_i$  los valores esperados del punto de vista del ingeniero, y estos dependerán del grado de su lealtad hacia el propietario, hacia el constructor y hacia la sociedad, y del valor que asigna a su propio trabajo (el cual interviene en C), a su amor propio y a su prestigio (que normalmente tienen influencia en todos los términos del segundo miembro de la ecuación).

Las cosas se simplifican un poco cuando suponemos que la valuación de costos y utilidades del ingeniero y del contratista coinciden con la del propietario y tratamos la ec 1 como si el ingeniero fuera simultáneamente propietario y contra-

tista. Esta es la posición adoptada en la mayoría de los artículos sobre el tema de optimización. Usualmente no es realista proceder en esta forma salvo cuando el diseñador y el constructor se identifican realmente con el dueño, lo que probablemente es muy deseable. De todas formas debemos suponer que, de alguna manera, las cantidades que intervienen en la ec 1 se han evaluado adecuadamente.

Si la actualización se toma en el sentido de una tasa constante de interés compuesto continuo podemos escribir

$$B = \int_0^{\infty} E(b) e^{-Yt} dt$$

donde E significa esperanza,  $b$  significará los beneficios por unidad de tiempo,  $Y$  es la tasa de interés por unidad de tiempo y  $t$  representa al tiempo. De manera similar,

$$C = \int_0^{\infty} E(c) e^{-Yt} dt \tag{2}$$

donde  $c$  es el costo del edificio (incluyendo el costo de diseño y de supervisión) por unidad de tiempo; y

$$D_1 = \int_0^{\infty} E(d_1(t)) e^{-Yt} dt \tag{3}$$

donde  $d_1$  es el costo de falla o daño en el  $i$ ésimo modo y  $p_i(t) dt$  la probabilidad que este modo ocurra en un intervalo de tiempo entre  $t$  y  $t + dt$ . Generalmente algunos modos de falla excluyen a otros, por lo que las probabilidades en cuestión son condicionales.

(Esta no es la única forma razonable de capitalizar. Es posible por ejemplo, formular el problema bajo la hipótesis que el producto de la inversión se reinvierte en proyectos de las mismas características del que estamos tratando; la tasa de interés es, en tal caso, función del costo y de las utilidades que produce el proyecto. Otras hipótesis pueden constituir idealizaciones mas realistas en diversas circunstancias.)

Frecuentemente puede sustituirse, sin error, por una estimación determinística en C es que la actualización abarca un periodo tan corto que es despreciable.



En muchos casos los beneficios derivados de una estructura pueden suponerse independientes de las características del proyecto escogido. Este es el caso de una estructura a base de marcos para un edificio de oficinas si las dimensiones de los miembros son iguales en todas las alternativas que se deban comparar y solo varían la resistencia del concreto y el esfuerzo de fluencia y la cantidad de acero, siempre que las consecuencias sociales de estas variaciones no se tomen como cambios apreciables en los beneficios que se obtengan de la estructura.

Si suponemos que, después de la falla, la estructura se reconstruirá con sus características originales, los beneficios perdidos por causa de la falla pueden influir solamente los que se hubieran recibido en el intervalo de reconstrucción o reparación, y pueden ser despreciables comparados con B. El hacer máximo U equivale entonces a hacer mínima la "utilidad negativa" o pérdida

$$N = -U = C + \int_0^{\infty} p_1(t) e^{-\gamma t} dt \quad (4)$$

Sin embargo, la esperanza del costo de falla debe ahora incluir las consecuencias de una falla repetida potencial después de la reconstrucción, y la alternación de fallas y reconstrucciones puede repetirse indefinidamente. Para medir la influencia de estas fallas sucesivas en la utilidad supongamos que  $E(d_1)$  es independiente del tiempo. (El mismo argumento se aplica cuando  $E(d_1)$  es una función decreciente del tiempo.) Escribiendo la ec 3 como

$$D_1(1) = E(d_1) \int_0^{\infty} p_1(t) e^{-\gamma t} dt$$

para la esperanza del costo capitalizado de la primera falla, el de la segunda será

$$D_1(2) = E(d_1) \left[ \int_0^{\infty} p_1(t) e^{-\gamma t} dt \right]^2$$

y el costo combinado de una serie infinita de fallas potenciales,

$$D_1 = \sum_{n=1}^{\infty} D_1(n) = \frac{E(d_1) \int_0^{\infty} p_1(t) e^{-\gamma t} dt}{1 - \int_0^{\infty} p_1(t) e^{-\gamma t} dt}$$

Si la integral de esta expresión es mucho menor que 1,  $D_1$  en la ec 4 no diferirá en forma significativa de  $D_1^{(1)*}$ .

La simplificación anterior no es siempre aplicable. Por ejemplo, hay obras importantes que no se podrían reconstruir después de la falla; además, hay algunos tipos de daño cuya ocurrencia cambia la probabilidad de que se vuelvan a presentar después de la reparación (las deflexiones excesivas, por ejemplo; después de que se presentan tenemos una diferente que se tenía en la etapa de diseño, en la que <sup>se</sup> suponía que las deflexiones difícilmente serían excesivas); en muchos casos la rentabilidad futura está afectada por la falla y la reconstrucción, y en general después de una o mas fallas el ingeniero tiene mas información lo que le permite producir un diseño mejor que el original, así que  $D_1$  está mas cerca de  $D_1^{(1)}$  de lo que el análisis presentado indica. Todos estos refinamientos deben incorporarse al análisis cuando quiera que sea práctico hacerlo.

Se han construido gráficas de diseño que facilitan el proceso de hacer  $W$  mínima en la ec 4, a partir de algunas hipótesis simplificadoras acerca de las funciones de distribución de probabilidades de las cargas y de la resistencia y acerca de la dependencia entre estas funciones de distribución y los costos que involucran algunos parámetros de diseño, como se verá mas tarde en este capítulo. Basta hacer notar en esta etapa que el proceso de optimización requiere una estimación del costo de falla y un conocimiento de la función de distribución de las variables que gobiernan la sobrevivencia: las sollicitaciones, como las cargas, y las funciones de resistencia.

Frecuentemente el costo de diseño se desprecia, y no se toma en cuenta en el proceso de optimización la posibilidad de que sufra cambios importantes con el tiempo. Además, muchos problemas permiten análisis tan precisos como se desee siempre que se invierta suficiente tiempo y dinero, especialmente si se recurre

\* El argumento se debe esencialmente a Johnson<sup>(3)</sup>.

a ensayo de modelos. Esto permite mejorar el diseño casi sin límite. En problemas de ingeniería civil se han usado, en una escala limitada, técnicas de optimización que permiten tomar decisiones acerca de los refinamientos que se justifican en el análisis y en el ensayo de modelos. Así se ha hecho en relación con el diseño de puentes<sup>4,5</sup> con base en técnicas desarrolladas para la administración de empresas<sup>6</sup>.

#### 4. Evaluación cuantitativa de las utilidades

La tarea de asignar valores cuantitativos a los posibles resultados del diseño dista de ser simple, y no se ha sistematizado satisfactoriamente. Los métodos propuestos para alcanzar este objetivo empiezan por ordenar los distintos conceptos a los cuales pueden asignarse utilidades cuantitativas, en orden de preferencia. Si llamamos  $u_1$  a la utilidad (o pérdida) asociada con el iésimo concepto, estamos en posición de escoger los subíndices en forma que podemos afirmar que  $u_1 \leq u_2 \leq \dots \leq u_n$ .

(En diseño sísmico por ejemplo, las distintas  $u$  pueden corresponder a la falla, a distintos grados de daño estructural y no estructural, a distintas amplitudes de oscilación, etc.<sup>a</sup>)

En algunos casos podemos construir un número suficiente de desigualdades de la forma

$$u_1 + u_j + \dots \leq u_k + \dots \quad (5)$$

así que luego se asigna un valor numérico a una de las  $u$ , la solución de las desigualdades lleva a valores numéricos para el resto de las utilidades. Ya que una de las  $u$  puede hacerse coincidir con el costo inicial de la estructura, todas las utilidades pueden expresarse en unidades monetarias. Se dispone de métodos numéricos eficientes para resolver sistemas de desigualdades como los de ec 5<sup>b</sup>.

<sup>a</sup> Rodríguez Caballero ha propuesto una aplicación de este enfoque en forma descrita<sup>7</sup>.

Un enfoque alternativo<sup>8</sup> de mayor generalidad consiste en establecer un conjunto de ecuaciones de la forma

$$u_i = \alpha_{ij}u_j + (1 - \alpha_{ij})C_j \quad (6)$$

que se basa en la consideración que el diseñador es indiferente con respecto a una selección entre el éxito de la *i*-ésima alternativa y una rifa, en la cual la probabilidad de tener éxito en la *j*-ésima alternativa es  $\alpha_{ij}$  y la utilidad que se asigna a la falla cuando se escoge la alternativa *j* es  $C_j$ . Frecuentemente  $C_j$  puede suponerse como una función lineal de  $u_j$ ; en este caso podemos escribir

$$C_j = u_j + C$$

en donde  $C$  es una constante. (Por ejemplo,  $C$  puede ser el costo de falla excluyendo el costo que involucraría la pérdida de la estructura; de ser así,  $C$  resulta negativa.) En consecuencia la ec 6 toma la forma

$$u_i = u_j + (1 - \alpha_{ij})C$$

Una vez fijadas  $C$ , todas las  $\alpha$  y una de las  $u$ , el resto de las utilidades adquieren valores numéricos.

Los métodos anteriores deben tomarse como auxiliares; el diseñador no puede rehuir la responsabilidad de establecer su escala de valores y asignar a las utilidades al menos un orden de magnitud. Generalmente se encontrará fácil dar este paso para los beneficios y pérdidas materiales directos. Las observaciones siguientes tienen el fin de servir como guía para asignar valores a ciertos conceptos morales<sup>†</sup> y recalcar algunas consecuencias materiales indirectas de las deci-

<sup>8</sup> Levido a von Neumann y Morgenstern<sup>9</sup> y propuesto por Turkstra<sup>10</sup> para aplicación al diseño estructural.

<sup>†</sup> Se sobrentiende que aquí pisamos terreno delicado. Por objetable que parezca a primera vista, la asignación de valores monetarios a la vida humana, al bienestar y al prestigio no sólo constituye un paso obligado en todo intento racional de diseño, sino que, de hecho, todo ingeniero estructuralista ha cuantificado dichos valores implícitamente cada vez que ha tomado una decisión en la que sopesa seguridad y economía.

siones de diseño.

Seguro. Los daños físicos a personas, pérdidas de vidas y consecuencias legales de una falla pueden cubrirse mediante un seguro. En tal caso estos factores no intervienen en las consecuencias de falla para el propietario ni para el ingeniero mas sí para la sociedad. Si el seguro no los cubre, dichos conceptos tienen importancia para el dueño, para el contratista y para el ingeniero, por lo menos en lo que concierne a la indemnización que fija la ley. (Este límite inferior es, desde luego, demasiado bajo en la mayoría de los casos.)

Reputación. Desde el punto de vista del ingeniero, el daño a su reputación puede valuarse, como un límite inferior, como la suma de honorarios que espera dejar de percibir a causa de su pérdida de prestigio. Para el propietario puede representar una pérdida de rentabilidad que es factible estimar. En una fábrica esto puede implicar la necesidad de incrementar los salarios de los trabajadores para compensar el hecho de que no se pueda trabajar en el edificio después de un colapso parcial, especialmente si este ha causado accidentes, o cuando la estructura muestra signos de peligro, como grietas o grandes deformaciones.

El desprestigio de una oficina gubernamental responsable por el diseño de una estructura que falla o sufre daño puede medirse como el costo de las obras -- en ocasiones sobrediseñadas o bien innecesarias desde otro punto de vista --, que han de construirse para recuperar la estimación pública.

Implicaciones sociales. Cuando una estructura pertenece al gobierno -- esto es, al pueblo, -- intervienen factores muy complejos en definir la utilidad. Por ejemplo, la abundancia relativa de ciertos materiales de construcción o de consumo, incluyendo mano de obra, disminuye su valor, para la sociedad, abajo del precio del mercado. Bajo ciertas circunstancias esta situación puede llevar efectivamente hacia un costo inicial negativo de la estructura.

si sus dimensiones estan limitadas por razones funcionales o estéticas.

Las consideraciones políticas y el objetivo de lograr o conservar la tranquilidad de la población pueden ser el principal factor que induzca a impedir accidentes en países sobrepoblados. El valor monetario correspondiente puede establecerse por comparación con el costo de otros recursos, como los seguros sociales, para obtener los mismos objetivos.

La conciencia de una situación de este tipo debe guiar a los redactores de los reglamentos de construcción en vista de la influencia que tienen estos documentos. Cualitativamente esto se refleja en medidas como el aumento de los esfuerzos de trabajo en el refuerzo en tiempos de guerra, con respecto a los esfuerzos que se permiten en tiempo de paz.

Cualquiera que sea el resultado del cálculo numérico basado en razonamientos como los que se presentan aquí, hay lugar para considerables modificaciones según la escala personal de valores del ingeniero. Pero aunque no lo haga en forma consciente y explícita, el ingeniero siempre basa sus decisiones en una escala cuantitativa de utilidades o implica una escala de este tipo cada vez que toma una decisión. Evidentemente parece preferible tratar con estas escalas en forma abierta, estudiarlas y mejorarlas en vez de dejarlas ocultas, haciéndolas inmanejables y, por tanto, variables según las circunstancias. Sin embargo, la evaluación cuantitativa de las utilidades es una disciplina tan nueva y criticable que tendremos que omitir su consideración explícita en la mayor parte del presente capítulo.

##### 5. Funciones de distribución de probabilidades de los parámetros de diseño

Según lo que antecede, si se ha de proceder racionalmente, el diseño estructural requiere un tratamiento probabilístico de las solicitaciones y de las características estructurales que determinan las respuestas correspondientes. Para calcular las funciones de distribución de estas variables disponemos de <sup>dos</sup> tipos de información: el que no depende de observaciones de la variable en cuestión y la

información estadística sobre esta variable.

Puede decirse que la información previa deriva de un modelo estocástico, en el sentido más amplio de la palabra; esto es, se forma un modelo conceptual del proceso que da lugar a la variable en cuestión y se dice que el modelo es estocástico si involucra una o más variables aleatorias dependientes del tiempo. El modelo puede ser muy simple y también consistir únicamente de una comparación con otras variables acerca de las cuales la experiencia previa da una idea de las funciones de distribución que interesan.

Cornell<sup>11</sup> ha señalado la importancia que tiene el hecho de que la distribución previa se base en el modelo estocástico más razonable que sea posible del fenómeno de que se trate. Ha ilustrado este enfoque proponiendo modelos estocásticos para gran variedad de problemas de comportamiento y análisis estructural, incluyendo la distribución de probabilidades de los esfuerzos en puentes, las respuestas estructurales a sismos y el flujo plástico. Una manera más prometedora de atacar el problema parece ser una combinación de estos conceptos con las técnicas<sup>10</sup> que hacen máximas las incertidumbres de la distribución previa, respetando al mismo tiempo las restricciones que imponen los hechos que se conocen acerca del fenómeno que se analiza.

Sin embargo, cuando la cantidad de información estadística es excesivamente escasa, el juicio ingenieril queda prácticamente solo y la ventaja de usar un tratamiento probabilístico explícito de diseño es muy pequeña; como hace notar Julian<sup>12</sup> es satisfactoria una aplicación directa de los factores de carga que se juzgan apropiados. Las dificultades que se encuentran al establecer una escala cuantitativa de valores refuerza esta conclusión.

En estas circunstancias, la práctica del diseño estructural está todavía desprovista de una aplicación cuantitativa explícita y sistemática del enfoque probabilístico: el reconocimiento de la inevitabilidad de la falla y la organización del diseño como proceso de optimización. Aun así, este enfoque, el único que

amerita llamarse racional, puede y debe reflejarse en cada etapa de diseño, por muy cualitativa que sea esta manifestación.

La incorporación de datos estadísticos es posible mediante el teorema de Bayes, también llamado la fórmula de las probabilidades de hipótesis<sup>13</sup>. Como ha puntualizado claramente Turkstra<sup>10</sup> la educación del juicio ingenieril puede hacerse en el marco cuantitativo del teorema de Bayes por medio de un proceso iterativo de incorporación sucesiva de datos estadísticos. Sea  $P(H_j)$  la probabilidad absoluta de que la hipótesis  $H_j$  sea cierta, y  $P(A|H_j)$  la probabilidad condicional que el evento  $A$  ocurra si  $H_j$  es cierta. Si existen  $n$  hipótesis exhaustivas y mutuamente exclusivas, podemos obtener la probabilidad de que la hipótesis  $j$  sea cierta, dado que el evento  $A$  ha ocurrido, usando la fórmula de Bayes:

$$P(H_j|A) = \frac{P(A|H_j) P(H_j)}{\sum_{i=1}^n P(A|H_i) P(H_i)} \quad (7)$$

Aquí  $P(H_j)$  son las probabilidades previas o iniciales,  $A$  la información estadística y  $P(H_j|A)$  las probabilidades posteriores.

Ya que el modelo estocástico es necesariamente incierto, importa que la posibilidad de que sea falso se reconozca en la selección de una probabilidad inicial suficientemente adaptable.

Ilustraremos las consideraciones anteriores considerando la distribución de probabilidades de la resistencia en compresión de un concreto que es elaborado bajo un conjunto dado de condiciones. Empezamos reconociendo que la resistencia no puede ser negativa. Por esta consideración, por la similitud con variables que caracterizan otros fenómenos remotamente similares y por la distribución de frecuencias de la resistencia de un gran número de cilindros elaborados en buenas condiciones de control, distribución que se acerca a la logarítmico-normal<sup>14</sup>, decidiremos resumir la información previa diciendo que la resistencia del concreto tiene distribución logarítmico-normal. (El modelo estocástico que implica este razonamiento no es muy elaborado, ni tampoco muy evidente: implícitamente



hemos aceptado similitud entre los procesos de manufactura y control de concreto hecho en diferentes lugares y tiempos y hemos involucrado procedimientos -- como la multiplicación de un gran número de variables independientes positivas o la acumulación de efectos cuya esperanza individual es proporcional al valor anterior de su suma -- que llevan a una distribución logarítmico-normal. Con bases igualmente válidas y con casi la misma justificación podríamos haber escogido la distribución extrema tipo II<sup>a</sup>.)

En un segundo paso podemos asignar a los parámetros de la distribución logarítmico-normal ciertos valores basados en la resistencia precisa y en el tipo de control que se presupone. (Esto de nuevo implica información previa.) Pero un procedimiento de este tipo daría demasiado peso a hipótesis que están muy lejos de estar establecidas. Además hacemos notar que la población con la que estamos tratando contiene probablemente agregados de distintas formaciones geológicas y cementos de diferentes composiciones. De acuerdo con ello remplazaremos la hipótesis de que la distribución es logarítmico-normal con la de que se trata de una combinación lineal de distribuciones de este tipo, cada una caracterizada por una pareja diferente de parámetros (esperanza y dispersión por ejemplo). La afirmación es equivalente a la hipótesis de que la población consiste de un número de subpoblaciones elementales. Sea  $\rho_i$  la proporción que de la  $i$ ésima subpoblación contiene la población completa. La función de densidad de probabilidad de la población es

$$f(x) = \sum_i \rho_i g_i(x) \quad (6)$$

donde  $g_i$  es la función de densidad de probabilidades de la  $i$ ésima subpoblación (en este ejemplo una distribución logarítmico-normal caracterizada por la  $i$ ésima pareja de parámetros),  $x$  es la variable en cuestión (resistencia del concreto) y  $\sum_i \rho_i = 1$ .

véase por ejemplo la ref 3 en cuanto a datos que confirmarían tal elección.

La misma formulación sirve para describir la función de densidad de probabilidades de una población elemental o "estadísticamente homogénea" cuya procedencia se desconoce y que tiene una probabilidad  $\rho_1$  de pertenecer a la  $i$ ésima procedencia. El problema lleva de nuevo a la ec 8 y, en el límite, ya que a los parámetros de las  $g_i$  han sido asignadas distribuciones uniformes, la expresión resulta

$$f(x) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \dots p(\beta_1, \beta_2, \dots) g(\beta_1, \beta_2, \dots; x) d\beta_1 d\beta_2 \dots \quad (9)$$

donde  $p(\beta_1, \beta_2, \dots)$  es la función de densidad de probabilidades conjunta de los parámetros  $\beta_n$ . (En nuestro caso es adecuado que  $\beta_1$  represente el modo de la resistencia del concreto, y  $\beta_2$  la dispersión del logaritmo de resistencia; existirán entonces solo dos valores de  $\beta$ .)

El problema consiste ahora en calcular los valores de  $\rho$  en la ec 8 que proporcionen la mejor interpretación de la información disponible o estadística, en el sentido de que la selección haga mínima la suma de cuadrados de las diferencias entre las distribuciones de probabilidad y de frecuencia. El problema es formalmente idéntico al de encontrar una distribución a posteriori  $f(x)$ , a partir de los datos estadísticos y de la distribución a priori definida por  $g(x)$  y por un conjunto de probabilidades previas  $\rho_i$  de que los parámetros de  $g(x)$  tomen los  $i$ ésimos valores. El problema se resuelve entonces aplicando el teorema de Bayes. En el límite el teorema se aplica a funciones de densidad de probabilidades previas continuas de los parámetros de  $g(x)$ , congruentes con la ec 9.

Este método se ha aplicado a ciertos datos específicos de resistencias del concreto<sup>15</sup>. Es aparentemente la forma más racional de que se dispone para tratar las funciones de distribución de frecuencia que tienen más de una joroba (fig 1) y que difícilmente pueden idealizarse por una función sencilla y única de densidad de probabilidades. Sin embargo, el método es demasiado laborioso para la mayoría de las aplicaciones prácticas, aun con una computadora de capacidad intermedia. Con el fin de aplicar un procedimiento relativamente simple y aun así conservar un margen suficientemente amplio de incertidumbres con respecto a la distribución

previa y escogida en la forma usual (ya que esta distribución implica un modelo estocástico que forzosamente está sobresimplificado), es recomendable adoptar una distribución previa que tenga una variancia mucho mayor que la que se pueda deducir con bases teóricas. Por ejemplo, si se obtiene de la experiencia previa una distribución logarítmico-normal de la resistencia del concreto con un cierto modo y una dispersión de  $\ln(x/x_d)$  (donde  $x$  es la resistencia de un cilindro dado y  $x_d$  la resistencia nominal) igual, por ejemplo, a 0.15, podemos adoptar en la distribución previa el mismo modo y una dispersión de  $\ln(x/x_d)$  igual a 0.20 o mayor.

#### 6. Confiabilidad estructural

La suposición de que las estructuras tienen una probabilidad finita de sobrevivencia eterna es tan ingenua como la creencia de que las estructuras se diseñan para que no fallen. No obstante, buena parte de la literatura sobre diseño estructural probabilístico toma esta premisa como cierta. Es concebible que una estructura se diseñe en forma que la probabilidad de que falle o se vuelva inservible en un periodo finito de tiempo sea despreciable comparada con la probabilidad de que se vuelva obsoleta en el mismo periodo; serán entonces aplicables, de manera aproximada, las conclusiones derivadas de la hipótesis de una probabilidad finita de sobrevivencia o incluso de una certidumbre de sobrevivencia. Pero tal es más bien la excepción. Un tratamiento más general debe basarse en conceptos como la probabilidad de falla por unidad de tiempo. De aquí la ventaja de introducir la función de confiabilidad o de sobrevivencia,  $L(t)$ , que se define como la probabilidad de que una estructura (o un miembro estructural) sobreviva por un tiempo  $t$ <sup>16</sup>.

La función de sobrevivencia se relaciona con la función de distribución de falla  $F(t)$  según la expresión

<sup>16</sup> Los conceptos mencionados en este artículo encuentran aplicación fructífera en prácticamente todos los campos de la ingeniería; véanse las refs 17-19.

$$L(t) = 1 - F(t) \quad (10)$$

F es aquí la probabilidad de que la estructura haya fallado en un tiempo  $t$ .

La derivada de F con respecto al tiempo,  $f = F'$ , se conoce como la densidad de probabilidad de falla.

Una variable particularmente útil en el estudio de carga repetida es la función de riesgo, o riesgo,  $r(t)$ . Se define por la condición que  $r(t) dt$  es la probabilidad de que la falla ocurra en un intervalo entre  $t$  y  $t + dt$  (si no ha ocurrido previamente). Especialmente en problemas de fatiga la variable tiempo se sustituye por  $N$ , el número de aplicaciones de carga. En fatiga,  $r$  se conoce como el gradiente de falla, y  $1/r(N)$  como el cociente de Mill.

Sean A y B dos eventos cualesquiera;  $P(A|B)$  la probabilidad de que A ocurra dado que B haya ocurrido;  $P(AB)$  la probabilidad de que A y B ocurran juntos; y  $P(B)$  la probabilidad del evento B independientemente de la ocurrencia de A. Es sabido que  $P(A|B) = P(AB) / P(B)$ . Ahora bien, si A significa "falla en el intervalo de  $t$  a  $t + dt$ " y B significa "sobrevivencia hasta el instante  $t$ ", se deduce de la definición de  $r$  que

$$r(t) = \frac{f(t)}{1 - F(t)}$$

y de la ec 10,

$$r(t) = \frac{f(t)}{L(t)} \quad (11)$$

Otra relación útil se obtiene de la ec 11:

$$\begin{aligned} r &= \frac{1}{L} \frac{dF}{dt} \\ &= -\frac{d}{dt} \ln L \end{aligned} \quad (12)$$

donde,

$$L(t) = \exp \left[ -\int_0^t r(\tau) d\tau \right] \quad (13)$$

Típicamente, una función de riesgo que decrece con el tiempo se asocia con una situación en la cual la causa más probable de falla se debe a un defecto de diseño; una función de riesgo constante, con una sobrecarga ocasional; y una función de riesgo que aumenta con el tiempo se asocia a fatiga o, con mayor generalidad, a daño acumulado.

El caso en que  $r(t) = c$ , una constante, merece atención especial. De acuerdo con la ec 11,

$$L(T) = e^{-ct}$$

y de acuerdo con la ec 11,

$$f(t) = ce^{-ct}$$

La esperanza de la vida, o vida media, es en este caso

$$\begin{aligned} E(t) &= \int_0^{\infty} tf \, dt \\ &= c \int_0^{\infty} te^{-ct} \, dt \\ &= \frac{1}{c} \end{aligned}$$

Haciendo  $t_0 = E(t)$  se obtiene

$$f(t) = \frac{1}{t_0} e^{-t/t_0}$$

como se muestra en la fig 2. (En lugar de  $\lambda$  y  $t_0$  podemos escribir  $N$  y  $N_0$  refiriéndonos al número de aplicaciones de carga.)

El modelo presentado admite otra interpretación.  $L(t)$  puede tomarse como la probabilidad de que cualquier evento dado ocurra por lo menos una vez en el intervalo  $t$ . Ya que la función de riesgo es constante, y por lo mismo independiente del evento previo, hemos descrito un proceso de Poisson. El periodo de recurrencia, o esperanza del intervalo entre eventos, es precisamente  $t_0$ . Entonces, si establecemos que una estructura ha sido diseñada para resistir una velocidad de viento cuyo periodo de recurrencia es 60 años, la probabilidad de que la velocidad de diseño se exceda en este intervalo es

$$L(60) = e^{-1} = 0.37$$

ya que  $c = 1/60$ .

Se han publicado varios estudios sobre métodos para cálculo de confiabilidad de sistemas estructurales en términos de los miembros que los componen<sup>20,21</sup>. Hablaremos algo más sobre la confiabilidad y funciones de riesgo cuando tratemos con probabilidades de falla por fatiga.

En los párrafos siguientes trataremos el problema de funciones de distribución de variables que intervienen en el diseño estructural. Conviene enfatizar que podemos tratar como variables aleatorias todas las discrepancias entre los valores nominales y reales. Esta actitud es contraria a las que se han adoptado en muchos artículos técnicos en los cuales se han tomado las esperanzas de las discrepancias como "sistemáticas" e implícita o explícitamente como variables determinísticas, y se han despreciado las grandes discrepancias debidas a errores o a decisiones humanas (sean o no criminales). La esperanza de una variable aleatoria no es sino uno de los parámetros que definen su distribución y esto no permite darle un tratamiento independiente. Ciertamente se justifican emplear funciones de distribución distintas para referirse a discrepancias de diverso orden de magnitud y debidas a causas diferentes, pero ello no es una razón para ignorarlas.

#### 7. Cargas muertas

Suele pensarse que las cargas muertas se calculan ordinariamente con un alto grado de aproximación en las estructuras de la ingeniería civil. La idea no es realista. Los ejemplos siguientes confirman esta aseveración.

Caso 1. Después de su falla se encontró que el puente de Quebec tenía cargas muertas que excedían a los valores de diseño entre 20 y 30 por ciento<sup>22</sup>.

Caso 2. El estudio de ocho columnas en un edificio de 40 pisos arrojó cargas muertas reales entre 1.20 y 1.31 veces sus valores calculados<sup>23</sup>.

Caso 3. Habiéndose pesado muestras representativas del piso y de los muros de un edificio de departamentos de 16 pisos con estructura de concreto reforzado se decidió recalcular la presión media de contacto sobre el terreno debida a carga muerta. Se encontró que era  $1.7 \text{ ton/m}^2$  mayor que el valor calculado. Ello significó una relación entre carga muerta real y carga calculada de 1.15, a pesar de los errores que conscientemente se habían introducido del lado de la seguridad en los cálculos originales, como tomar dos veces el peso propio en las intersecciones

de los miembros estructurales<sup>24</sup>.

Caso 4. Se colocaron celdas de presión bajo tres edificios de departamentos nominalmente iguales erigidos por un solo contratista<sup>24</sup>. Aunque las lecturas de las celdas individuales fueron debatibles sus promedios parecen haber sido confiables. Estos indicaron cargas muertas de entre 0.85 y 1.15 veces el valor calculado. El criterio de cálculo fue el mismo que para el Caso 3.

Caso 5. Una revisión cuidadosa de las cargas muertas de un edificio de oficinas llevó a la conclusión que todas las columnas estaban sobrecargadas y una tenía tres veces la carga muerta de diseño.

Las razones más comunes del exceso de carga muerta real sobre su valor calculado son:

- Los espesores reales exceden casi sistemáticamente a sus valores nominales. Esto se debe a que es más fácil aumentar que quitar material para compensar defectos constructivos. Una serie de mediciones en losas de concreto reforzado en Suecia<sup>3</sup> mostró que la diferencia entre los peraltes totales -- reales y nominales -- tenía un valor medio de 0.6 cm y una desviación estándar de 0.9 cm. El firme que se usa frecuentemente antes de colocar el recubrimiento del piso tiene la finalidad de compensar irregularidades debidas al acabado de la superficie, a deflexiones de la losa y a inclinaciones; estos factores normalmente tienden a incrementar el espesor. En un caso se observó un incremento de cinco veces con respecto al espesor especificado y, aun con buena mano de obra no son raros los incrementos de 1 a 2 cm en el espesor medio, por encima del especificado. Las mismas observaciones pueden aplicarse al yeso.
- Casi invariablemente el diseñador desprecia pequeñas porciones de elementos estructurales y no estructurales. Un ejemplo típico es el mortero que cae en los agujeros de tabiques y bloques huecos durante la erección de un muro. En algunos casos este hecho ha contribuido en unos 40 kg/m<sup>2</sup>

en paredes con un espesor nominal de 12 cm.

- Como una virtud de sus productos, los fabricantes con frecuencia declaran pesos unitarios menores de los promedios reales, o pesos unitarios que solo se obtienen en muestras completamente secas.
- Las discrepancias importantes se deben usualmente a los cambios arquitectónicos "menores". (Esta fue la causa principal en el caso 5.)

Se dan casos también de cargas muertas menores que las calculadas, aunque con menor frecuencia.

Se ha encontrado que las funciones de distribución de los pesos unitarios de una gran variedad de materiales de construcción naturales y artificiales son aproximadamente gaussianas<sup>25</sup>. Sus coeficientes de variación oscilan entre menos de 1 por ciento para concretos elaborados con agregados de una misma fuente, y 16 por ciento para las rocas volcánicas que mas comúnmente se emplean. Los pesos unitarios de la madera y otros materiales porosos son muy sensibles al contenido de humedad.

Si los espesores y los pesos unitarios se toman como independientes entre sí y con distribución normal, el peso de cada elemento dado no tendrá una distribución normal. Sin embargo, la distribución de la discrepancia entre la suma de los pesos calculados y reales de muchos elementos se aproximará a la normal. Su esperanza dependerá de los criterios que se hayan seguido en el cálculo de la carga muerta; se han sugerido valores entre 10 por ciento<sup>26</sup> y 25 por ciento<sup>27</sup> de la carga muerta nominal.

Hay casos en que la escasez de peso muerto puede dañar el funcionamiento o la estabilidad de la estructura. Será necesario entonces una doble revisión, la primera con una carga muerta mayor que la esperada y la otra con una carga menor. Pero parece mas recomendable usar en lugar de simples incrementos o decrementos opcionales, valores que dependen de la función de distribución de la carga muerta, como los límites de confiabilidad del 5 y 95 por ciento. El coeficiente de



variación de esta discrepancia puede estimarse a partir de datos publicados sobre las dimensiones lineales y los pesos unitarios.

Sería impráctico considerar alternadamente cargas muertas altas y bajas en vigas continuas y en porciones similares de las estructuras; estos refinamientos no se justifican ya que son de esperarse variaciones relativamente pequeñas cuando los materiales proceden de una misma fuente y las prácticas de construcción son esencialmente uniformes. Cualesquiera que sean las variaciones que se esperen, pueden tomarse en cuenta adecuadamente tratando parte de la carga muerta como una carga viva adicional.

En los párrafos anteriores no se ha prestado atención a posibles desviaciones grandes de la carga muerta que obedezcan a cambios en el proyecto arquitectónico o a errores de cálculo. La posibilidad de tales modificaciones severas e impredecibles en la carga muerta requiere medidas que lleven a una advertencia oportuna de falla inminente en preferencia a incrementar la capacidad estructural.

Este comentario refleja la consideración de que un diseño estructural que lleve a probabilidades de falla despreciables para desviaciones extremas de los valores esperados de las variables es evidentemente demasiado conservador, pero que el despreciar completamente estas posibilidades, aunque legalmente admisible, es poco realista y peca del lado de la inseguridad. Normalmente, las medidas que tienden a que los tipos de falla sean marcadamente dúctiles, y estén acoplados, en lo posible, a otras señales de peligro, no aumenta el costo de la estructura en una forma sensible; además, esto permite que se puedan tomar precauciones de seguridad en caso de sobrecargas extremas. El mismo razonamiento se aplica a las medidas dictadas por la posibilidad de una falta seria de resistencia o rigidez por errores de diseño o de construcción o por otras causas.

#### 8. Cargas vivas en edificios de departamentos y oficinas

Han recibido atención las cargas vivas en los pisos de oficina y unidades de habitación (residencias, edificios de apartamentos, hospitales y cárceles). De

los datos disponibles<sup>3,28-30</sup> se han derivado las los siguientes reglas de diseño<sup>31,32</sup>:

1. Donde puede despreciarse la posibilidad de eventos sociales que incluyen baile,

$$w_d = w_0(1 + cfA^{-1/2}) \quad (14)$$

donde  $w_d$  = carga viva de diseño por unidad de área

$w_0$  = una carga viva por unidad de área que depende del tipo de ocupación

$c$  = coeficiente que depende de la forma de la superficie de influencia (si usamos tilde para significar valor medio y designamos con  $z$  la ordenada de la superficie de influencia, podemos escribir  $c^2 = \overline{z^2/\bar{z}^2}$ )

$f$  = coeficiente, con unidades de longitud, que depende del tipo de ocupación y de la probabilidad permisible de falla

$A$  = área de la superficie en que las ordenadas de influencia tienen magnitud apreciable

2. Cuando se toma en cuenta la posibilidad de que haya bailes,  $w_d$  no debe ser menor que el valor dado por la ec 14 ni menor que una cierta carga viva por unidad de área, digamos  $w_1$ , independiente de  $w_0$ .

La superficie de influencia, de cuya forma depende  $c$ , es la que corresponde a la fuerza generalizada (momento flexionante, cortante, etc.) que se está calculando y que sirve como criterio para decidir sobre la seguridad de la estructura. Si  $A$  se toma como el área tributaria en el sentido usual,  $g$  yace entre 1.0 y 1.2 para la mayoría de los casos de interés práctico; es entonces lícito suponer  $c = 1.2$ . Esta conclusión acerca del valor de  $g$  no se limita a estructuras con superficie de influencia -- es decir estructuras de comportamiento lineal -- sino se aplica igualmente a estructuras plásticas que admiten un análisis por diseño límite<sup>32</sup>.

Para miembros estructurales que soportan mas de un piso,  $A$  es la suma de las áreas tributarias de todos los pisos que gravitan sobre el miembro en cuestión. Entonces la ec 14 sustituye al porcentaje arbitrario de reducción que se encuentra en los reglamentos para el cálculo de las fuerzas axiales debidas a carga viva en columnas. La fig 3 ilustra esta observación.

Si Cuando quiera que se produce una condición de carga mas desfavorable al no obrar carga viva alguna sobre una parte del área, el diseño debe comprobarse para esta condición, pues la posibilidad de carga viva nula en cualquier intervalo de tiempo sobre casi cualquier superficie es mucho mayor que la probabilidad  $\frac{d\sigma}{d\tau}$  que se exceda un valor elevado de la carga en esa misma superficie por lo menos una vez durante el mismo periodo. Dicha condición surge, por ejemplo, cuando se hace un análisis elástico si las ordenadas de la superficie de influencia, para el esfuerzo generalizado en cuestión, son positivas sobre algún área  $A_1$  y negativas sobre  $A_2$ . En este caso  $A$  debe sustituirse primeramente por  $A_1$  en la ec 14 y después debe revisarse el diseño para un esfuerzo generalizado de signo contrario, remplazando  $A$  por  $A_2$ . Se aplican criterios similares a estos en diseño límite y cuando quiera que  $w_d = w_l$  se supone uniforme.

Los dos ejemplos siguientes ilustrarán algunas consecuencias de las reglas de diseño que hemos planteado\*. Considérese inicialmente una viga en voladizo con una carga viva sobre una franja de ancho  $b$  (fig 4a) en una sección que se encuentra a una distancia  $x$  del extremo libre. De la definición de  $g$  y dada la forma de la superficie de influencia (fig 4b) se encuentra para este parámetro el valor de  $2/\sqrt{3}$ . En consecuencia el momento flexionante debido a la carga viva está dado por la fórmula convencional,  $w_0bx^2/2$ , mas un término proporcional a  $f$ :  $w_0fx^2/2\sqrt{3}$ . Ambos términos se muestran en la fig 4c, a una escala tal que los momentos flexionantes máximos debidos a los dos factores son iguales entre sí,

\* En la ref 31 se encuentran detalles acerca de la solución de estos ejemplos.

para fines de comparación.

Para la cortante en cualquier sección opera la superficie de influencia de la fig 4d. De aquí,  $c = 1$ , y la expresión para fuerza cortante contiene de nuevo dos términos:

$$V = w_0 bx + w_0 f \sqrt{bx}$$

(fig 4e). Vemos que la selección de una carga viva uniforme equivalente que sería adecuada para el extremo empotrado subestimaría los momentos flexionantes y las cortantes en todas las demás secciones (fig 4f).

La fig 5 ilustra los resultados para una viga simplemente apoyada, que soporta a una franja sobre la cual puede actuar la carga viva. Las envolventes de cortante de signos opuestos se obtienen considerando alternadamente valores solo positivos y solo negativos de las ordenadas de la superficie de influencia correspondiente. Es posible en este caso seleccionar una carga uniforme equivalente única para momentos flexionantes de tal manera que los momentos en todas las secciones quedan correctamente calculadas. Esta misma carga uniforme daría las cortantes máximas correctas pero subestimaría las fuerzas cortantes en todas las secciones interiores.

En estos ejemplos, en lugar de los valores exactos de  $g$ , 1.0 y  $2/\sqrt{3}$ , podríamos haber usado la aproximación sugerida,  $c = 1.2$ , sin introducir errores excesivos, simplificando con ello el método de análisis.

La teoría de la carga viva que hemos descrito se basa en tres hipótesis simplificadoras: que la carga viva es la única variable aleatoria; que el diseño se basa en una probabilidad de falla constante "permisible", y que la probabilidad de falla puede suponerse igual a la menor de las que se asocian con todos los posibles modos de falla (cada modo implica que un elemento mecánico o una deformación generalizada exceda a algún valor crítico o bien que el colapso ocurra por la formación de mecanismos con articulaciones plásticas). Ninguna de estas hipótesis es correcta; todas pueden ser mejoradas; pero esta teoría mejora, a su vez,

considerablemente los enfoques convencionales y da lugar a cálculos que son todavía bastante manejables para fines rutinarios; es por ello defensible en el momento actual.

El problema de la distribución de cargas en vigas que soportan losas perimetralmente apoyadas es, aparentemente, demasiado general para poderse discutir en un artículo que trata de cargas vivas en edificios con un tipo específico de ocupación. Sin embargo, lo discutiremos aquí porque se relaciona estrechamente con la influencia de la magnitud del área tributaria en la carga viva de diseño y porque es la primera vez en este capítulo que encontramos ambos tipos de problemas.

La distribución de la carga muerta en una viga depende del diseño de los tableros de losa que aquella soporta. Para simplificar, supongamos que un tablero de losa se ha diseñado de acuerdo con el método de Hillerborg. De acuerdo con este la carga en cada punto se divide en alguna forma razonable en las dos direcciones paralelas al refuerzo. Supongamos que el tablero se analiza dividiéndolo en la forma habitual para calcular la carga total que soportan las vigas (fig 6) y que toda la carga que actúa en los triángulos así definidos está soportada en la dirección paralela a los lados mayores del tablero, mientras que la carga en los trapecios se toma en la dirección paralela a los lados cortos. En estas condiciones, cuando una carga uniforme actúa sobre el tablero completo, la carga vertical por unidad de longitud transmitida de la losa a la viga que la soporta, variará precisamente en proporción a las ordenadas de los triángulos y trapecios de la figura. En la fig 7 se comparan los diagramas de momento y cortante resultantes con los que produciría una carga uniformemente distribuida por unidad de longitud que cause los mismos momentos y cortantes máximos que las cargas no uniformes en cuestión.

Comparando con los efectos de las cargas uniformemente distribuidas se concluye que los diagramas de momentos flexionantes no se ven seriamente afectados

por la distribución de carga pero que los diagramas de cortante pueden ser apreciablemente más desfavorables.

Como se vio en el caso de una viga que soporta una carga viva sobre una franja rectangular, las envolventes de cortantes tienen, lejos de los apoyos, ordenadas que pueden ser mucho mayores que las debidas a la misma carga distribuida uniformemente. Combinando ambos factores se puede concluir que, aunque el diseño convencional cubre adecuadamente la capacidad por cortante cerca de los apoyos, deja a las vigas peligrosamente subdiseñadas por cortante lejos de dichas secciones, especialmente cuando la relación de carga viva a muerta es alta. Así las cosas es recomendable adoptar dos envolventes de cortante más conservadoras que las de la fig 6 y que el diagrama de la fig 7. Las de la fig 8 cubren casi seguramente las condiciones más desfavorables, sea que se trate de vigas isostáticas o continuas. Para dibujar la envolvente de las fuerzas cortantes positivas supóngase que el valor en el apoyo izquierdo es constante sobre una longitud igual a un sexto del claro corto, y que después de esta sección la cortante varía linealmente hasta un máximo en el apoyo derecho. La envolvente para la fuerza cortante negativa se obtiene en forma similar.

La envolvente que se adopte para diseño en un caso específico puede hacerse más parecida a las que muestra la fig 8 o a los diagramas de cortante para carga muerta, haciendo intervenir, para fines de interpolación, la relación entre carga viva y muerta y calculando  $w_d$  como la correspondiente a las áreas tributarias de la viga de que se trate. En todo caso, ya que el criterio propuesto es más conservador que la suposición de una carga uniformemente distribuida por unidad de superficie sobre las vigas portantes, conviene dar el debido crédito a los patines de la viga cuando se calcula su capacidad en cortante o tensión diagonal, y reconocer los efectos de la restricción debida a los esfuerzos normales verticales si la losa descansa sobre la viga (estos efectos disminuyen la capacidad en cortante cuando la losa cuelga de dicho elemento). El resultado neto

es, en general, una viga con menos refuerzo transversal cerca de los apoyos, y más refuerzo lejos de ellos, que si se hubiera diseñado convencionalmente.

Otro hecho que requiere atención en el diseño de losas perimetralmente apoyadas, cuando la relación de carga viva a muerta es alta, se refiere a la posibilidad de momentos negativos cerca del centro de un tablero. El problema surge solamente en tableros alargados que tienen una relación alta entre  $w_d$  (calculado para un área del orden del cuadrado del lado corto del tablero) y la carga muerta por unidad de área.

En un reglamento de construcciones<sup>25</sup> se especifican los siguientes valores para edificios de oficinas y departamentos:  $w_0 = 80 \text{ kg/m}^2$ ,  $w_1 = 250 \text{ kg/m}^2$ , y  $cf = 7.5 \text{ m}$ ; para diseños contra sismo y viento  $w_d = 110 \text{ kg/m}^2$ , y para cálculo de presiones de contacto en arcillas, con el objeto de estimar asentamientos,  $w_d = 40 \text{ kg/m}^2$ . Ante la acción de la gravedad, estas cargas vivas de diseño se asocian a un factor de carga de 1.4 y a factores de reducción de esfuerzos de 0.8 a 0.9 para el refuerzo y de  $0.9(1 - c_v)$  para el concreto, donde  $c_v$  es la esperanza del coeficiente de variación de la resistencia del concreto. Ante la combinación de efectos de la gravedad y sismo o viento el factor de carga es 1.1 y los factores de reducción de esfuerzos son 0.9 a 1.0 para el refuerzo y  $1 - c_v$  para el concreto. Para el cálculo de asentamientos en arcilla no se marca aumento de cargas ni reducción de esfuerzos. La seguridad contra falla en cortante del suelo debe comprobarse con la misma carga viva y los mismos factores de carga que el diseño estructural. Los asentamientos en suelos no cohesivos deben calcularse suponiendo esas mismas cargas vivas pero un factor de carga unitario.

Como en todos los demás reglamentos de construcción que están en vigor en la actualidad, la reducción que se permite en carga viva cuando se revisa por sismo o viento se basa sólo en el criterio. Se admite que la probabilidad es insignificante de que la carga viva máxima ocurra simultáneamente con un terremoto o un viento intenso. El enfoque reglamentario introduce una diferencia deseable entre

los factores de carga efectivos para carga vertical y lateral. Sin embargo lo anterior es discutible si se considera que las pérdidas asociadas a daño o colapso son funciones sensiblemente crecientes de la carga viva que hay en el edificio en el momento de un sismo o vandaval. No existen estudios cuantitativos que permitan establecer la reducción de la carga viva que debe usarse en esta etapa del diseño y tampoco se ha comprobado que dicha reducción sea realmente recomendable. En contra de la tradición, y por simplicidad puede ser adecuado no modificar las cargas vivas para diseño ante fuerzas laterales con respecto a las que se adoptan en diseño por cargas verticales, excepto cuando pueda el diseño estar gobernado por la condición de carga viva nula.

No se pretenda que las cargas vivas que se han citado cubran porciones de la estructura destinadas expresamente a soportar cargas excepcionalmente altas como las debidas a bibliotecas, cajas de seguridad y similares, las cuales admiten un tratamiento parecido al que se usa para bodegas.

Existe siempre la posibilidad aunque remota de que el tipo de ocupación cambie a otro mas desfavorable. Esta situación ha ocurrido mas frecuentemente en mezaninas o segundos pisos de edificios de oficinas y departamentos en cuya planta baja hay tiendas; la primera losa sobre una tienda suele ser un buen sitio para almacenar mercancías de los inquilinos de la planta baja.

Otra situación relativamente común se manifiesta en un edificio de oficinas construido en 1957-58 en una sección netamente comercial del Distrito Federal. Poco después de su inauguración, en la mayoría de las vigas de piso en el edificio se desarrollaron grietas severas y algunas presentaron deflexiones claramente visibles. Se encontró que las oficinas se habían convertido parcialmente en bodegas de vestidos y telas. La carga viva de diseño era uniforme, de  $200 \text{ kg/m}^2$ ; la carga viva aplicada excedía a diez veces este valor en un porcentaje apreciable del área del piso. Se ordenó la evacuación del edificio; se reforzaron sus vigas, y al reocuparse el inmueble se firmaron nuevos contratos, que incluían



una cláusula limitativa de la carga viva. Algunas vigas de la azotea también se habían dañado por un anuncio no considerado en el diseño. La estructura se reforzó localmente para que pudiera soportar con seguridad el anuncio.

En caso de falla repentina debida a carga viva excesiva, excepcional en pisos de apartamentos y oficinas, puede no haber una defensa convincente, ni siquiera desde el punto de vista legal. Hay desde luego argumentos más fuertes que los legales para prever especialmente esta posibilidad. Parece recomendable diseñar en forma tal que sea extremadamente improbable que la falla ocurra sin un aviso adecuado. Por razones económicas en los <sup>casos</sup> en que no puede despreciarse la probabilidad de una sobrecarga por cambio de ocupación conviene suministrar capacidad estructural para un pequeño exceso en carga viva.

Es de suponerse que las funciones de distribución de la carga viva máxima que ha de soportarse en un periodo largo sean del tipo extremo I o extremo II. Existe cierta evidencia en favor de la distribución extrema I para cargas debidas a personas y de distribución logarítmico-normal para las debidas a muebles<sup>3</sup>.

#### 9. Carga viva en azoteas

En regiones donde se puede descartar la posibilidad de nieve, el diseño de azoteas está gobernado por sismo y viento, por carga debida a personas y, ocasionalmente, por el almacenamiento de materiales y por la carga debida a lluvia y granizo. Las cargas vivas que especifica para tubos planos cierto reglamento de construcciones<sup>25</sup> no deben ser menores que las dadas por la ec 14, con  $w_0 = 40 \text{ kg/m}^2$  y  $cf = 7.5 \text{ m}$ , ni menores que una carga uniforme que obedece a la posibilidad de obstrucción del drenaje del techo cuando se siguen ciertas prácticas de construcción, o que una carga uniforme menor cuando no existe esta posibilidad. Ambas cargas uniformes deben ser, evidentemente, funciones de las condiciones climáticas.

En regiones donde la nieve puede ser abundante, las cargas debidas a este concepto gobiernan al diseño. Existe la necesidad evidente de un estudio exten-

so de la carga de nieve en techos de varias formas y en diferentes partes del mundo, ya que la extrapolación de datos estadísticos que se obtienen de las alturas de nieve en el suelo puede llevar a errores serios<sup>10</sup> y los esfuerzos en cascarones de cubierta, por ejemplo, son muy sensibles a la distribución de la nieve, la cual está condicionada por la presencia de valles en los cascarones<sup>33</sup>.

#### 10. Carga viva en marquesinas

Las marquesinas horizontales o casi horizontales pueden recoger grandes cantidades de nieve. Su función estructural principal, sin embargo, es la de recoger escombros que pueden caer de la fachada, especialmente durante un temblor. Deberán entonces diseñarse para estas dos condiciones. Al menos en algunos países, las marquesinas soportan ocasionalmente también personas que contemplan desfiles. Cierta reglamentación especifica una carga viva de diseño de  $400 \text{ kg/m}^2$  para tomar en cuenta esta condición<sup>25</sup>.

Es difícil establecer un criterio de diseño que redunde en marquesinas capaces de resistir la caída de escombros. La masa que puede caer depende de numerosas variables y es uno de los parámetros más inciertos que se encuentran en el diseño estructural de edificios. Cualquiera que sea el criterio que se escoja, debe reconocerse que la capacidad de absorción de energía de la marquesina es con mucho más importante que su resistencia y debe diseñarse de acuerdo con esta consideración.

#### 11. Carga viva en auditorios, escaleras y pasillos

Las cargas vivas que se especifican para teatros, auditorios y otros lugares donde puede haber conglomeración de personas se basan en información menos extensa. El reglamento de construcciones mencionado<sup>25</sup> especifica  $w_0 = 200 \text{ kg/m}^2$  y  $c_f = 3.0 \text{ m}$  para cargas gravitacionales;  $w_d = 250 \text{ kg/m}^2$  ante la combinación de sismo y cargas muertas, y  $w_d = 100 \text{ kg/m}^2$  para cálculo de asentamiento en arcilla. En estos pisos las cargas vivas muy elevadas solo ocurren excepcionalmente, y casi todo el tiempo la carga viva es nula o muy pequeña. Cuando se ignora este

hecho y las cargas vivas que se especifican para diseño estructural se usan para calcular asentamientos o para diseñar la cimentación los resultados pueden ser muy objetables. Por lo menos dos salas de espectáculos en la ciudad de México han sufrido grandes asentamientos diferenciales (permaneciendo la parte central mas elevada que la periferia), lo que les ha originado serios daños estructurales.

#### 12. Cargas de almacenamiento

En bodegas se manifiesta una pronunciada tendencia a almacenar las mayores cargas en los pisos inferiores<sup>34</sup>. La mayoría de los artículos publicados sobre este concepto concuerdan en que la carga viva en bodegas está limitada por una cota superior que se puede establecer casi con una precisión determinística y que es probable que casi se alcance durante la vida que se espera que tenga la estructura; este valor puede tomarse como carga viva de diseño sin tomar en cuenta ni la reducción sistemática que se observa con la elevación sobre el terreno ni las dimensiones del área tributaria en cuestión, procediendo como si fuera virtualmente imposible un cambio en el peso unitario de los materiales almacenados. El mismo razonamiento se aplica al diseño de tanques de almacenamiento.

Los reglamentos de construcciones reflejan estas ideas y recomiendan diseños que consideren de 80 a 100 por ciento de la carga viva máxima posible en términos del peso unitario nominal de los materiales que se almacenarán y en términos del volumen nominal de almacenamiento. Aunque probablemente sea acertada esta práctica en la mayoría de los casos, no deben perderse de vista las situaciones siguientes: 1 Existen áreas de almacenamiento al aire libre o en las que el techo es tan alto que es improbable que los espacios se llenen alguna vez. 2 Puede almacenarse un material diferente del que se supuso en el diseño. (En 1954 se diseñó una bodega en suelo muy compresible suponiendo que se almacenarían en ella solo mercancías ligeras; estos materiales hubieran producido una carga viva máxima del orden de 2 ton/m<sup>2</sup>. La bodega se vendió inmediatamente después de su

construcción y se usó para almacén de azúcar hasta una altura de 6 m. Los asentamientos diferenciales que tuvieron lugar fueron tan grandes que las cuerdas de tensión del techo se pandearon en compresión.) En los tanques pueden almacenarse líquidos mas pesados de los que <sup>se</sup> supusieron en el diseño.

De nuevo encontramos que el estructurista puede estar legalmente protegido en algunos de estos casos de sobrecarga, especialmente si los planos señalan la carga viva de diseño y se colocan señales en las áreas de almacén con el mismo fin. Pero el objetivo del ingeniero no debe limitarse a la protección legal. Por ello, además de diseñar en forma que se logre un aviso adecuado antes de la falla, es recomendable en algunos casos considerar cargas ligeramente mayores de las que pueden derivarse de un análisis tradicional.

Varios de los comentarios que anteceden se aplican con pequeñas modificaciones al diseño de plataformas de carga, muelles y obras similares. La presencia de cargas vivas cuatro veces superiores a los valores de diseño no constituye una excepción.

### 13. Cargas vivas en estacionamientos

De acuerdo con la mayoría de los reglamentos de construcciones los pisos de estacionamiento para automóviles se diseñan para cargas vivas uniformes excesivamente altas. Es fácil verificar que la carga media sobre un área extensa en estas estructuras no puede exceder de  $150 \text{ kg/m}^2$ . Localmente, un automóvil completamente cargado puede aplicar cargas casi concentradas que sumen quizás 3 ton entre las cuatro ruedas, incluyendo el efecto de impacto. Esta última carga produce proporcionalmente momentos positivos mayores y momentos negativos menores que los de una carga uniforme. Para cubrir los momentos positivos con una carga uniforme, es necesario asignarle un valor relativamente alto (por ejemplo  $350 \text{ kg/m}^2$ ). Se obtienen resultados mejor balanceados diseñando para una carga uniforme pequeña (digamos  $100 \text{ kg/m}^2$ ) mas una fuerza concentrada (por ejemplo 1 ton) localizada en el punto mas desfavorable<sup>25</sup>.

#### 14. Cargas vivas en puentes

Las cargas vivas en puentes han recibido la mayor atención. Tan es así que, por ejemplo, para un tipo dado de locomotora, la carga puede predecirse casi en forma determinística, excepto en lo que atañe a efectos dinámicos. Los estudios puramente teóricos<sup>35</sup>, que suponen que los vehículos de diversos pesos tienen distribuciones de Poisson independientes, no son enteramente satisfactorios debido a la tendencia que tienen los camiones mas pesados a alinearse uno detrás de otro. De aquí que la predicción de las cargas que obran en puentes de grandes claros debe descansar en buena parte en estudios estadísticos del tráfico observado. Los estudios de cargas que se han hecho en puentes carreteros de claro intermedio llevan a la conclusión de que la carga viva de diseño para momento flexionante o cortante tiene una distribución aproximadamente logarítmico-normal<sup>14</sup>. En claros cortos puede gobernar el diseño la carga de camión máxima permisible si bien la carga máxima real no puede predecirse con buena aproximación, así que esta debe tratarse como una variable aleatoria. Las combinaciones de carga en dos o mas carriles ameritan de manera especial el tratamiento probabilístico. La mayor incertidumbre proviene de la probabilidad de que el peso de los vehículos aumente en un futuro próximo, tanto en puentes de ferrocarril como <sup>en los</sup> carreteros. Todo intento racional de establecer cargas vivas de diseño en puentes debe aplicarse técnicas apropiadas para predecir el peso de los vehículos futuros.

Para claros moderados y grandes el efecto de concentraciones individuales de carga es pequeño comparado con el peso total del tráfico. En los puentes carreteros esta carga depende del tipo de vehículos, de la distribución, densidad, velocidad, longitud cargada y número de carriles. Los reglamentos especifican una carga distribuida mas una uniforme que depende del tipo de tráfico y de la fuerza generalizada que se está calculando, -- ya sea cortante o momento flexionante.

Se han hecho algunos intentos para establecer las cargas de diseño en puen-

tes de acuerdo con razonamientos probabilísticos<sup>37,38</sup>. Hasta cierto punto las cargas AASHO H y H-S<sup>39</sup> pueden justificarse por consideraciones de este tipo. El problema no se abordará con mayor detalle en el presente trabajo. Quienes deben diseñar aplicando los reglamentos existentes<sup>39,40</sup> no tienen posibilidad de elegir; los demás pueden dirigirse a la amplia literatura que existe sobre el tema (véase por ejemplo las refs 41 y 42).

#### 15. Cargas vivas durante la construcción

Sobre ningún otro tipo de carga viva puede el ingeniero ejercer tanto control como en las que se aplican durante la etapa de construcción. Aun así ningún otro tipo de carga viva causa tantos daños. Con notable frecuencia se encuentran losas y trabes con grietas y deflexiones que son imputables a sobrecargas o a cargas prematuras durante la construcción, daños que podrían haberse evitado mediante apuntalamientos adecuados.

Además del peso del concreto recién colado debe tomarse en cuenta la carga viva debida al personal de la construcción y a la de los bogues y otros equipos de construcción. Es probable que la carga viva debida a personas se pueda tomar en cuenta satisfactoriamente según los criterios usados para la carga viva que actúa en edificios de departamentos. Los bogues requieren un criterio similar al que se juzgó apropiado para pisos de estacionamiento o por lo menos el reconocimiento de una carga casi concentrada que puede actuar prácticamente dondequiera. Las demás piezas del equipo de construcción pueden ameritar consideraciones especiales y hasta justificar la adición de miembros provisionales para refuerzo local.

Cuando se diseña para cargas de construcción no sólo se pueden seleccionar las dimensiones de los miembros estructurales y sus cuantías de refuerzo sino también se pueden escoger la distribución del apuntalamiento y la resistencia, el módulo de elasticidad y características de deformación diferida del concreto según los determina su edad en el instante de aplicación de la carga. Por multitud

de razones prácticas importa hacer estimaciones realistas, y hasta conservadoras de la evolución de los parámetros correspondientes, en tal forma que si estos se determinan a partir de especímenes de control curados en las mismas condiciones de temperatura y humedad que el concreto en los elementos estructurales en cuestión, la construcción no se vea demorada indebidamente como consecuencia de predicciones demasiado optimistas. El diseño para resistir las cargas durante la construcción se presta evidentemente a un proceso de optimización.

La distribución de carga viva entre dos o más pisos consecutivos mediante el uso de puntales que provisionalmente los hagan trabajar de conjunto se puede analizar con bastante precisión<sup>43</sup>. Con base en tal tipo de análisis puede concluirse que conviene presforzar los puntales en algunos casos y puede calcularse la cantidad de presfuerzo que se necesita para compensar o sobrecompensar el acortamiento de los puntales y las deflexiones del piso.

#### 16. Impacto

Se sabe de edificios que han fallado ante la acción de fuerzas de impacto no previstas en el diseño. Sin embargo los impactos fuertes ocurren tan raras veces en los edificios que es difícil tomar medidas en el diseño como no sean el procurar una gran ductilidad y, sobre todo en fábricas donde el impacto de vehículos transportadores contra las columnas es una posibilidad muy real, proteger contra choque las columnas colocando rieles o defensas a su alrededor.

Ocasionalmente encontramos zonas muy localizadas en los edificios en las que es evidente que el impacto ocurrirá de manera sistemática. Constituye un ejemplo frecuente de esta situación el piso de algunos tipos de lavanderías. El problema es, sin embargo, tan localizado y poco frecuente que raras veces se justifica su análisis dinámico, y resulta preferible acudir a criterios estáticos burdos y conservadores. El costo del sobrediseño se cubre tan sólo con el ahorro en el entrenamiento de personal del despacho de cálculo, ya que este personal raras veces se encuentra en posición de manejar cuantitativamente cargas que no sean fuerzas estáticas.

Fuera del campo del diseño de edificios convencionales se encuentran problemas de impacto en una escala y con una frecuencia que merecen atención. Es más, hay estructuras cuya principal función es la de resistir impacto. Así sucede, frecuentemente, en obras portuarias. En su diseño no son aplicables los métodos tradicionales, que solo toman en cuenta la resistencia. El ingeniero estructuralista tradicional debe liberarse de esa forma de pensar y enfocar su atención hacia la habilidad de la estructura para absorber energía, especialmente ante cargas repetidas. En estas obras los detalles aparentemente insignificantes cobran gran importancia y el diseño debe descansar en criterios semejantes a los que producen estructuras satisfactorias para resistir temblores. El artículo siguiente trata estos problemas con relativa amplitud.

### 17. Sismos

Características de los sismos. Los temblores intensos pueden originarse por diversidad de causas: actividad volcánica, colapso de techos de cavernas o minas, explosiones o actividad tectónica. Los del último tipo son los más interesantes para el ingeniero estructural debido a la gran energía que liberan y a la extensión de las áreas a las que pueden sacudir severamente.

Son contradictorias las teorías existentes acerca del mecanismo que produce los temblores tectónicos (refs 44 y 45). Sin embargo, ninguna de ellas ni los datos disponibles invalidan la siguiente clasificación de los temblores intensos, ni los modelos estocásticos correspondientes.

1. Temblores muy superficiales, de epicentro cercano y de pequeña magnitud, registrados en suelo duro. Estos movimientos consisten esencialmente en una sola sacudida brusca. La duración total del movimiento perceptible no excede de unos cuantos segundos. Estos sismos probablemente pueden idealizarse como procesos determinísticos. La magnitud de los movimientos destructivos de este tipo se ha encontrado entre 5.3 y



6.5<sup>a</sup>. Se encuentran ejemplos de este tipo en los temblores de Agadir, 1960<sup>46</sup>; Skopje, 1963<sup>47</sup>; Libia, 1964<sup>48</sup>, y San Salvador, 1965<sup>49</sup>. En la fig 9 se muestra un registro característico de un movimiento no destructivo de este tipo, y en la fig 10 sus espectros de respuestas<sup>†</sup>.

2. Temblores superficiales que se originan a distancias moderadas, cuando se los registra en suelos duros. Estos sismos consisten de movimientos marcadamente irregulares con periodos intermedios prevalentes en el rango de 0.05 a 0.5 seg. El movimiento dura algunas decenas de segundos. Estos temblores pueden idealizarse razonablemente como procesos gaussianos

<sup>a</sup> Magnitud es la medida de la energía liberada por el temblor. El temblor de San Francisco de 1906 tuvo una magnitud de 8.4; el de Alaska de 1964 la tuvo de 8.6. Un aumento de 1.0 en la magnitud significa un incremento de 32 veces en la energía liberada. Por otra parte, intensidad es la medida de la potencia destructiva local de un temblor. Un temblor individual tiene una sola magnitud pero sus intensidades varían de una estación a otra.

<sup>†</sup> Espectro de respuestas de un movimiento del terreno es una gráfica que muestra el máximo valor numérico de una cierta respuesta de un sistema lineal, de un solo grado de libertad (por ejemplo, un péndulo matemático con amortiguamiento viscoso), como función del periodo natural de vibración del sistema. Las respuestas que se eligen para este propósito son generalmente la aceleración absoluta del sistema, el desplazamiento relativo al suelo o una función lineal de estas cantidades. Generalmente se dibuja una curva para cada porcentaje de amortiguamiento crítico que interesa. Entrando al espectro con el periodo natural y el porcentaje de amortiguamiento de una estructura que se idealiza como un sistema lineal de un solo grado de libertad, se obtiene toda la información necesaria para el diseño, ya que las fuerzas y los esfuerzos pueden calcularse a partir de las aceleraciones máximas.

nos no estacionarios y se aproximan al ruido blanco filtrado<sup>50</sup>, excepto por la presencia sistemática de fases. Esta última característica no es significativa en el análisis de la mayoría de las estructuras, pero puede ser importante en algunos casos<sup>51</sup> y puede incorporarse a los métodos de análisis de Monte Carlo haciendo que los parámetros de filtro sean funciones del tiempo. Muchos de los temblores intensos que han afectado la costa occidental de los Estados Unidos caben dentro de este grupo cuando se los ha registrado en terreno firme. El ejemplo mas frecuentemente citado de movimientos de este tipo es el de la componente NS del temblor de El Centro, California en 1940 (véanse las figs 11 y 12).

3. Temblores intensos y distantes, percibidos en terreno blando mientras el comportamiento de este permanezca lineal. Los temblores de este tipo tienen periodos dominantes pronunciados, relativamente largos y duran mas que los del tipo anterior. Los movimientos tipo 3 pueden considerarse como temblores del tipo 2 después de atravesar un filtro lineal y pueden simularse de esta manera en una computadora analógica. A este grupo pertenece el temblor de Alaska de 1964<sup>52</sup>, en los sitios donde el suelo no registró grandes deformaciones permanentes, así como varios temblores en la ciudad de México<sup>53</sup>. El registro y el espectro de uno de estos últimos movimientos se muestran en las figs 13 y 14.
4. Igual que el tipo 3 pero con deformaciones inelásticas apreciables del suelo. Es probable que un ruido blanco, filtrado no linealmente, pueda representar este tipo de movimientos en ciertas condiciones. Es difícil imaginar una simulación satisfactoria, en computadora, de los movimientos del suelo con grandes excursiones inelásticas, incluyendo la licuación del suelo. Se identificaron ejemplos de este tipo de movimiento en Coatzacoalcos durante el temblor de Jáltipan, en 1959<sup>54</sup>, en el sur

de Chile, durante los temblores de mayo 1960<sup>55</sup>, y en los temblores de Alaska y Niigata de 1964<sup>56,57</sup>.

Respuestas estructurales. Los temblores del tipo 1 han recibido poca atención. Esto se justifica, pues admiten análisis mas simples que los de los otros tipos y son relativamente escasos.

La función de distribución de las respuestas máximas de una estructura lineal simple a movimientos del suelo de tipo 2 y 3 se ha estudiado analíticamente y se le han encontrado soluciones aproximadas<sup>58,59</sup>. Las soluciones analíticas para distribuciones de las respuestas máximas de estructuras no lineales y de las estructuras lineales mas complicadas originan serias dificultades, pero son susceptibles de análisis del tipo de Monte Carlo cuando se cuenta con computadoras analógicas; son de esperarse resultados importantes sobre el particular en un futuro cercano. Ya se dispone de algunas conclusiones derivadas del uso de estas técnicas para estructuras sujetas a temblores del tipo 2. Por ejemplo<sup>60,62</sup>:

La esperanza del valor numérico máximo de la aceleración absoluta de un sistema lineal con un solo grado de libertad, cuyo periodo natural de vibración ( $T$ ) no es ni muy corto (por ejemplo,  $T \geq 0.1$  a  $T \geq 0.5$  seg) ni muy largo (por ejemplo,  $T \leq 2.5$  a  $5.0$  seg), es casi inversamente proporcional a  $T$  e inversamente proporcional a la potencia 0.4 del porcentaje de amortiguamiento crítico, si la estructura descansa en suelo firme. Una relación mas precisa entre la esperanza del valor numérico máximo de la aceleración absoluta,  $A$ , y el amortiguamiento es

$$\frac{A}{A_0} = (1 + 3.77 \zeta s/T)^{-0.45}$$

en que el subíndice 0 identifica un sistema sin amortiguamiento;  $\zeta$  es el grado de amortiguamiento;  $s$  la duración de un movimiento del terreno, idealizado como ruido blanco, "equivalente" al del temblor que se considera ( $s$  es aproximadamente igual a la duración de la fase de la sacudida más intensa en el sismo real), y  $T$  es el periodo de sistema (fig 15). Esta relación rige si  $T$  no es excesivamente

corto. Si  $T$  tiende a cero, la aceleración máxima absoluta del sistema tiende a la del suelo, independientemente del porcentaje de amortiguamiento del sistema (fig 16).

- En el rango de periodos naturales iniciales no muy cortos, la esperanza del valor numérico máximo de la deformación de un sistema con tres grados de libertad cuyas curvas fuerza-deformación se muestran en las figs 17a, b, y c, está definida por las relaciones aproximadas

$$Y_0 \leq Y_a \leq Y_0 \sqrt{\mu}$$

$$Y_b \approx Y_0$$

$$Y_c \approx Y_0 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

respectivamente, donde  $Y_0$  es la esperanza del valor numérico máximo de la deformación de un sistema lineal "equivalente" que tenga el mismo periodo natural y una relación de amortiguamiento igual a la que tiene el sistema no lineal para pequeñas oscilaciones; y  $\mu$  es el factor de ductilidad, esto es, la relación entre la deformación máxima y la de fluencia. La expresión para  $Y_c$  se obtiene igualando las energías de deformación (áreas bajo las curvas fuerzas-deformación) del sistema no lineal y del lineal equivalente. La estructura a es elástica no lineal; excepto por un pequeño lazo histérico puede representar un marco de concreto presforzado cuya principal desviación del comportamiento lineal proviene de la apertura de grietas de flexión que se cierran en la descarga. La estructura b es un sistema elastoplástico, típico de marcos de concreto reforzado que fluyen en tensión; y el comportamiento de la estructura c se encuentra en chimeneas ancladas con pernos o <sup>torres</sup> contraventadas, cuyos elementos de tensión (pernos o contravientos diagonales) no toman esfuerzos apreciables después de deformarse en sentido opuesto.

- La relación descrita para estructuras tipo b es aproximadamente válida para un amplio rango de sistemas histéricos que no se deterioran apreciablemen-

te por ciclos sucesivos y cuyas curvas fuerza-deformación son monotónicas en la primera aplicación de carga.

- Igualando las energías de deformación de una estructura tipo  $g$  se obtiene un criterio que es conservador (salvo cuando se trata de periodos naturales demasiado cortos) para la mayoría de los sistemas histeréticos, aun para aquellos cuya curva fuerza-deformación en el primer incremento de carga tiene rama descendente.

- Para periodos naturales muy cortos la esperanza de la aceleración máxima de un sistema con un solo grado de libertad se aproxima a la del terreno, casi independientemente de la forma de la curva fuerza-deformación del sistema.

- Para periodos naturales muy largos la esperanza de los desplazamientos máximos tiende a la del terreno.

- Los siguientes constituyen límites superiores aproximados de la esperanza de la deformación máxima en sistemas de un solo grado de libertad que no degeneran durante la aplicación de ciclos sucesivos de deformación:

1. La máxima deformación espectral de la totalidad de sistemas lineales, con un grado de libertad y con el mismo grado de amortiguamiento que la estructura no lineal de que se trata.
2. La deformación necesaria para igualar la energía de deformación que desarrolla el sistema no lineal a la máxima que se desarrolla en dicha familia de sistemas lineales con un solo grado de libertad.
3. La deformación necesaria para igualar la aceleración del sistema no lineal a la máxima que desarrolla la familia de los sistemas con un solo grado de libertad.

Dijimos que este criterio suministra límites máximos aproximados ya que normalmente yerra apreciablemente del lado de la seguridad, y ante condiciones muy excepcionales (por ejemplo, en algunos sistemas elásticos no lineales carentes de amortiguamiento y cuyo periodo aumenta con la amplitud) puede errar ligeramente del lado

de la inseguridad. Aún así el criterio citado es satisfactorio para la mayoría de las aplicaciones prácticas.

- La esperanza del valor máximo de las respuestas de sistemas con varios grados de libertad, de comportamiento lineal, es aproximadamente igual a la raíz de la suma de los cuadrados de las esperanzas de las respuestas en los modos naturales de vibración del sistema. Esta afirmación se limita a casos en que no haya dos o mas modos naturales -- entre aquellos que contribuyen significativamente a la respuesta de diseño -- cuyas frecuencias sean aproximadamente iguales entre sí. (La suma de las esperanzas de los valores numéricos máximos siempre constituye un límite superior pero en algunos casos es demasiado conservador.) La afirmación se limita también al rango de periodos naturales de vibración intermedios; cuando el periodo fundamental es extremadamente corto la aceleración máxima absoluta en cada punto de la estructura se aproxima a la aceleración máxima del terreno, y cuando <sup>los periodos de</sup> todos los modos naturales que contribuyen significativamente a la deformación del sistema son extremadamente largos, la respuesta máxima se acerca a la suma de los valores numéricos máximos que se asocian a esos modos.

- El criterio de igualación de deformaciones de estructuras histeréticas con las de los sistemas lineales equivalentes, establecido para el caso de un solo grado de libertad, puede usarse en forma aproximada también para estructuras con varios grados de libertad. Sin embargo, aun en estructuras bien diseñadas las deformaciones locales exceden frecuentemente en un 100 por ciento a las que se obtienen de un análisis elástico. En un edificio de varios pisos, puede suceder que los desplazamientos relativos entre pisos consecutivos sean solo ligeramente mayores que los que se obtienen de un análisis elástico, mientras que las curvaturas máximas en los miembros estructurales sean hasta el doble de las que arroja la hipótesis de un comportamiento elástico<sup>63</sup>; y en una estructura que esté parcialmente sobrediseñada o parcialmente subdiseñada para resistir fuerzas late-

rales, la mayoría de la energía absorbida en las deformaciones elásticas se disipará en las zonas mas débiles; por ende habrá deformaciones mucho mayores en estas zonas (y menores en el resto de la estructura) que los que indica un análisis elástico<sup>64</sup>.

Implicaciones de diseño. La observación del párrafo que antecede se relaciona directamente con el cuidado que se necesita al detallar el concreto reforzado. Varios detalles de diseño y de construcción que apenas son objetables ante cargas estáticas se tornan críticos ante la acción sísmica. Tal es el caso de los cortes del refuerzo de tensión en zonas de tensión, de traslapes o anclajes insuficientes, de juntas de colado en las que no se han tomado suficientes cuidados de limpieza, etc.

Es una buena práctica en diseño sísmico sobrediseñar las zonas de los miembros estructurales que de por sí serían mas débiles, de manera que una parte importante del miembro pueda participar en la disipación de la energía de deformación. Entre las zonas típicas que requieren de estas medidas se hallan: la parte superior de columnas coladas verticalmente, porción en la que suele ser recomendable reducir el espaciamiento de los estribos para compensar la reducción de la resistencia del concreto; las zonas que se hallan cerca de los puntos de corte del acero de tensión, donde disminuye la capacidad en tensión diagonal<sup>65</sup> y se imponen prácticas mas conservadoras que en el caso de cargas estáticas<sup>54</sup>; las regiones cercanas a los extremos de las varillas de tensión en los traslapes, debido a la misma razón; las zonas próximas a agujeros como los que requieren las instalaciones hidráulicas y eléctricas, donde es recomendable aumentar el refuerzo; etc.

Otras prácticas satisfactorias dependen de la naturaleza de los movimientos sísmicos. La conveniencia de adoptar ciertos otros detalles es esencialmente función de las características de los temblores que se anticipen. Por ejemplo, es ventajoso verificar que el acero vertical en las columnas pueda soportar, en

tensión axial, un porcentaje de la carga que soporta la columna ante condiciones estáticas (por ejemplo el 25 por ciento de esta) cuando son de esperarse sismos con aceleraciones verticales importantes. (La aceleración máxima vertical del suelo no necesita exceder a una fracción importante de la gravedad para que se presente una aceleración neta hacia arriba en un sistema de piso, debido al factor de magnificación dinámica.) Pero esta práctica aumentaría innecesariamente el costo de columnas de gran sección cuando no se anticipan aceleraciones verticales importantes.

La posibilidad de algunos tipos de falla es especialmente sensible al número de repeticiones de carga, mas esta aseveración no es válida para otros modos de falla. Por ejemplo, la carga alternada de vigas agrietadas diagonalmente tiende a acelerar su falla por el aumento progresivo de las grietas cuando las vigas tienen poco refuerzo trasversal o carecen de él<sup>66</sup>. Por consiguiente, en igualdad de condiciones se debe ser mas conservador al calcular la capacidad del concreto en tensión diagonal cuando se avisoren temblores de larga duración que cuando se diseñe contra temblores de un tipo mas brusco. Un despacho de cálculo ha adoptado la práctica de aumentar la cortante permisible en el concreto en 33 por ciento cuando el inmueble descansa sobre terreno firme, pero no lo aumenta cuando se diseña sobre formaciones aluviales o lacustres en las que controla el diseño la posibilidad de temblores de foco lejano.

Los ejemplos descritos en los párrafos anteriores tan sólo ilustran algunas de las consideraciones de diseño que son propias de la ingeniería sísmica.

La mayoría de los reglamentos de diseño contemporáneos que contienen disposiciones sobre diseño sísmico especifican criterios para el cálculo del coeficiente de cortante en la base (relación entre la cortante de diseño sísmico que obra en la base del edificio al peso del mismo) como una función del periodo fundamental del edificio. Se supone que este periodo corresponde a oscilaciones pequeñas. El periodo puede calcularse analíticamente o estimarse con base en criterios tan



burdos como la sola consideración de la geometría exterior del edificio o el número de pisos del inmueble. No se toman explícitamente en cuenta el amortiguamiento y la retroalimentación de energía al suelo. Se supone que estos factores están incorporados en los coeficientes de cortante. El comportamiento inelástico también está implícito en estos coeficientes. El uso de estos criterios reglamentarios supone, sin embargo, que el diseño debe ser suficientemente cuidadoso en los detalles y en los demás conceptos a los que es muy sensible la ductilidad, de manera que en verdad <sup>se</sup> desarrollen los factores de ductilidad que involucran los coeficientes de diseño.

Los reglamentos más avanzados reconocen diferencias en los factores de ductilidad o en la capacidad de absorción de energía que caracterizan a las diversas soluciones estructurales. Este reconocimiento afecta al coeficiente de cortante que se adopta para diseño. Por ejemplo se asignan coeficientes de cortante menores para los marcos que para las estructuras de tipo cajón<sup>67,68</sup>.

Los problemas de rigidez, y especialmente de rigideces relativas, son muy importantes en el diseño sísmico. Es difícil calcular las rigideces con precisión en estructuras de concreto reforzado, ya que tales rigideces son muy sensibles al nivel y a la historia de esfuerzos. Por ejemplo, después de varios años y la acción de numerosos temblores pequeños, muchos edificios en California aumentaron apreciablemente sus periodos fundamentales<sup>69</sup>. Aun en relación con las oscilaciones pequeñas de estructuras no dañadas frecuentemente se cometen errores graves en el cálculo de sus periodos fundamentales, principalmente si se desprecia la contribución que suministran los elementos "no estructurales" a la rigidez<sup>70,71</sup>. Se ha encontrado que los daños estructurales pequeños que han experimentado algunos edificios han aumentado sus periodos fundamentales en un 50 por ciento, mientras que la realización de reparaciones estructurales menores y la restitución de los acabados han vuelto a llevar sus periodos aproximadamente a los valores originales ante oscilaciones de pequeña amplitud<sup>72</sup>. ¿Qué rigidez se

debe suponer en el análisis? **Res. afirmos.** Los errores en el cálculo de los periodos fundamentales no tienen en general consecuencias serias cuando la aceleración de diseño disminuye monotónicamente con el periodo. Si los errores tienden a sobrestimar la rigidez, el diseño pecará del lado de la seguridad; y si subestiman la rigidez despreciando la contribución de elementos secundarios, el agrietamiento de estos elementos llevará los periodos cerca de los valores calculados. Puede protegerse contra estos factores usando aceleraciones de diseño que los tomen en cuenta. Por ejemplo, puede adoptarse una aceleración de diseño que sobrestime las aceleraciones espectrales y que sea independiente del periodo natural en el rango de periodos cortos de vibración si en este rango las aceleraciones disminuyen con el periodo así como en los casos en que se manifiesten periodos dominantes del terreno.

Son de esperarse errores en el cálculo del centro de torsión en casi todas las estructuras reales. La protección contra esta situación se obtiene especificando una torsión "accidental", que debe sumarse al valor calculado en cada piso<sup>73</sup>. Esta práctica permite incorporar otras causas de torsión que ordinariamente no se toman en cuenta, como lo son la distribución asimétrica de cargas vivas y muertas que sean nominalmente simétricas; las componentes rotacionales del movimiento del suelo; etc.<sup>74</sup>. (Nótese que se hace referencia a torsiones accidentales adicionales, y no mínimas, a diferencia de lo que estipula el Reglamento Uniforme de las Construcciones.)

Un enfoque realista del diseño sísmico debe reconocer que hay mayor incertidumbre en cuanto a la ocurrencia y las características de los temblores futuros que en lo tocante a otras variables, pero debe reconocer asimismo que las propiedades y el comportamiento dinámico de las estructuras reales no se pueden predecir en forma determinística.

#### 18. Fuerzas debidas al oleaje y a las embarcaciones en estructuras portuarias

\* Generalidades. En el cálculo del concreto para estructuras portuarias in-

tervienen cuatro tipos de acción de oleaje: erosión directa, frecuentemente combinada con corrosión e intemperismo; presiones hidrodinámicas; fuerzas de amarre; e impacto debido al atraque de barcos.

La corrosión y el intemperismo se han cubierto ampliamente en otra parte del libro así que no se tratarán en el presente capítulo. Cuando no existe acción química o eléctrica ni intemperismo debido a ciclos de hielo y deshielo, y en ausencia de fuerzas de cavitación, la abrasión del concreto denso es un proceso tan lento que raras veces vale la pena considerarlo en el diseño. Por ejemplo, se sabe<sup>75</sup> que la velocidad de erosión del concreto vibrado, hecho con agregados finos, es del orden de un gramo por hora, mientras para el concreto cuyo único agregado es grava gruesa, la erosión alcanza alrededor de 32 gramos por hora. La velocidad de intemperismo depende considerablemente de las irregularidades superficiales. Hay gráficas que muestran las condiciones críticas de presión y velocidad para diversos tipos de irregularidades<sup>76</sup>.

Las fuerzas hidrodinámicas que produce el oleaje contra paredes rígidas verticales pueden calcularse con buena aproximación cuando se trata de un proceso armónico estacionario<sup>77</sup>. La fig 18 sintetiza de manera simplificada la información relevante sobre la distribución hidrodinámica en esas condiciones.

Características de la perturbación. Una idealización mucho mejor del oleaje, por lo menos para dársenas casi cerradas, sustituye el movimiento armónico usual por un proceso gaussianc de larga duración casi estacionario y de banda estrecha<sup>78</sup>. Es común describir el proceso en términos de su densidad espectral de potencia o de un espectro de Fourier, correspondientes ambos al promedio del tercio máximo de las alturas de onda, o en algún otro cuantil como una función del periodo. A partir de la descripción del espectro se puede deducir la función de distribución de las presiones que obran en estructuras geoméricamente simples, tales como las pilas<sup>79</sup>, según la hipótesis que las amplitudes del movimiento son suficientemente pequeñas como para que el proceso se mantenga en el rango lineal.

Si el criterio de falla se relaciona directamente al promedio del cuadrado de la presión, esta forma de presentación de datos es muy útil. Pero cuando el criterio de falla se basa en fuerzas o respuestas máximas, resulta inadecuado este tipo de descripción, ya que es seguro que cualquier amplitud que se especifique de la perturbación, o cualquier amplitud de las respuestas de un sistema lineal, se excedan por lo menos una vez en un proceso gaussiano estacionario de duración infinita. En realidad, con criterios de falla de este tipo importa reconocer que las componentes del movimiento de la ola no se combinan linealmente hasta suministrar amplitudes de onda indefinidamente grandes; el hecho de que el fenómeno de oleaje superficial no sea lineal reduce drásticamente la probabilidad de perturbaciones de magnitud excesiva. Esta situación impide la aplicación práctica de enfoques probabilísticos a los efectos de la acción de olas en estructuras, en la etapa actual del desarrollo de estas teorías, salvo que se se las complementa con una aplicación juiciosa del criterio ingenieril.

La teoría clásica de la presión de olas en paredes verticales, cuando la onda se rompe en el muro o a una distancia pequeña del mismo, ha sufrido cambios importantes. Estos obedecen principalmente a que se ha reconocido la formación de un cojín de aire entre la ola y el muro<sup>77</sup>. En aguas poco profundas y ante la acción de ondas muy cortas el fenómeno es importante e invalida la aplicación de teoría de probabilidades asociada a la hipótesis de comportamiento lineal. Es más práctico, por tanto, estimar los parámetros tales como la altura de onda y su periodo, que corresponden a un conjunto de condiciones de diseño basándose esencialmente en el criterio del ingeniero.

En lo concerniente a fuerzas de amarre tienen validez comentarios paralelos a los que anteceden. El estado del conocimiento es tal que, dada una perturbación de oleaje, las características del barco, las de los cables de amarre y su tensión inicial, se puede hacer una estimación razonablemente precisa de las fuerzas que se desarrollan en cualquier instante<sup>80</sup>. Pero las ecuaciones diferen-

ciales que intervienen son marcadamente no lineales, y se necesitan investigaciones más avanzadas antes de que se pueda establecer un método satisfactorio de diseño probabilístico.

Las fuerzas por impacto en el atraque pueden calcularse a partir de la energía cinética <sup>que</sup> poseen conjuntamente el barco y la masa virtual correspondiente de agua un instante antes del impacto. La energía total del impacto está dada sensiblemente por la masa del barco multiplicada por el cuadrado de su velocidad de atraque. Esta aproximación proviene de la hipótesis de que la masa virtual de agua <sup>que</sup> se mueve con el barco es igual a la masa de agua que este desplaza.

Puede estimarse la velocidad de atraque hacia un malecón o duque de alba a partir de los mismos datos y cálculos que sirven para encontrar las fuerzas de amarre. Las relaciones carga-deformación de las defensas y guirnaldas comerciales se pueden estimar a partir de los datos que suministra el fabricante. Las relaciones para las defensas diseñadas expresamente se pueden calcular. También pueden estimarse las relaciones fuerza-deformación que corresponden al barco. Se obtiene así una curva de fuerza-energía que engloba toda la energía que es confiable que se vaya a disipar. Se incluye, pues, toda la energía salvo la que corresponde a la estructura de concreto reforzado que se desea diseñar, sea esta una pila, un duque de alba o un malecón, siempre que dicha estructura sea completamente rígida. Si podemos también estimar la curva fuerza-deformación de la estructura, obtenemos la demanda total de energía y la fuerza máxima para las que debemos diseñar. Cuando se justifica, también pueden tomarse en cuenta fácilmente las fuerzas de inercia de la estructura misma.

Implicaciones de diseño. Como en el diseño sísmico y, aun en mayor grado, en el diseño contra fuerzas de atraque y de amarre de embarcaciones la capacidad de absorción de energía de la estructura tiene una importancia fundamental, y los detalles se deben diseñar reconociendo la probabilidad de que la estructura haya de soportar varias decenas de ciclos con amplitudes cercanas a la máxima.

Marejadas. El diseño de muchas estructuras portuarias está regido por la posibilidad de marejadas, también llamadas tsunamis. Es muy probable que estos fenómenos se deban a deslizamientos submarinos de tierra causados por temblores<sup>81</sup>. Es concebible que en algunos casos los desplazamientos de fallas y otros sucesos sísmicos también sean causa de marejadas. La relación entre la energía que se asocia a una marejada y la que libera un temblor puede variar en órdenes de magnitud de un temblor a otro. Por tanto los datos sobre los periodos de recurrencia de las marejadas se estiman mas correctamente en forma directa a partir de los datos estadísticos de que se dispone sobre su ocurrencia y magnitud. La hipótesis de que la distribución de las marejadas obedece a un proceso de Poisson permite calcular la probabilidad de que se presente el fenómeno para cada intervalo dado de tiempo. Para algunos sitios hay información estadística adecuada, y pueden usarse análisis y estudios sobre modelos, si bien con algunas reservas, para predecir la amplitud local y la velocidad de las olas que se producen<sup>82</sup>.

Los criterios totalmente empíricos, que suelen emplearse en diseño para evitar daño excesivo debido a las marejadas, pueden suplementarse y mejorarse al tomar en cuenta juiciosamente los efectos de las marejadas del pasado<sup>82</sup> y estudiar las medidas que se han adoptado en costas afectadas por estos fenómenos<sup>83</sup>.

#### 19. Viento

Presiones de viento. En estructuras suficientemente rígidas como para que respondan a la presión de viento sea prácticamente estática, y siempre que la velocidad del viento no sea tal que origine desprendimiento de vórtices, la presión eólica puede calcularse de la expresión

$$q = \rho C v^2 / 2 \quad (15)$$

en la que  $\rho$  es la densidad del aire (0.125 kg seg<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> al nivel del mar y a temperatura de 15° centígrados), C es un factor de forma (comprendido entre 0.4 para cilindros lisos y 0.9 para la presión exterior en el lado de barlovento de una superficie plana, lejos de la superficie del suelo, y aun mucho mayor para estruc-

taras reticulares, y negativo del lado de sotavento), y  $y$  es la componente de la velocidad de viento perpendicular a la superficie en cuestión<sup>84</sup>. Si  $y$  se expresa en km/h, la ec 15 se transforma en

$$q = 0.00486 C_v^2 \quad (16)$$

donde  $q$  está en kg/m<sup>2</sup>.

Hay información abundante en la literatura, que permite calcular o estimar el factor de forma que debe aplicarse en la mayoría de los casos prácticos<sup>85,86</sup>.

Distribución de velocidad. Los valores más significativos de  $y$  que deben considerarse en la ecuación anterior son los máximos que llegan a presentarse en un cierto intervalo de tiempo. Se ha encontrado que en todas las estaciones para las que se ha intentado verificar una distribución de probabilidades de máximos resulta aceptable una distribución extrema tipo I (en Suecia y en Inglaterra<sup>3</sup>) o tipo II (en Estados Unidos<sup>87,88</sup>) para periodos largos de recurrencia (del orden de varios años). La distribución se aproxima a la gaussiana en el rango de periodos cortos de recurrencia (del orden de varias semanas<sup>86</sup>). La hipótesis de una distribución extrema de tipo ya sea I o II es adecuada para la mayoría de los fines de diseño. Por consiguiente, a partir de las velocidades que se asocian a dos diferentes periodos de recurrencia en una estación, puede calcularse la velocidad que corresponde a cualquier otro periodo de recurrencia. Existen mapas que muestran las velocidades de viento asociadas con varios periodos de recurrencia en los Estados Unidos<sup>88</sup>. Las pendientes de las distribuciones de velocidades máximas de viento en papel extremo tipo II son suficientemente uniformes en México como para que un solo mapa pueda abarcar todo el país<sup>87</sup>.

Los mapas mencionados corresponden a las velocidades que se presentan a 10 m sobre el nivel del suelo. La variación de velocidad con la altura sobre un terreno plano, salvo en el caso de los huracanes, es aproximadamente proporcional a la raíz séptima de la elevación hasta 300 m de altura y sensiblemente constante

a mayores elevaciones<sup>89</sup>. La topografía tiene una importancia relevante en estas variaciones; por ejemplo, un reglamento de construcción especifica que, en ciudades con gran densidad de edificios, debe suponerse que  $v$  varía con la raíz cuadrada de la elevación sobre el suelo<sup>90</sup>, mientras que otro estipula variaciones proporcionales a la raíz quinta<sup>25</sup>.

Las velocidades de viento dependen marcadamente del tiempo. Generalmente los valores de velocidad que se consignan corresponden a la milla más veloz (es decir, se reportan los valores máximos que resultan de promediar la velocidad en recorridos de una milla cada uno); tal es el caso de los mapas mencionados anteriormente. En otras ocasiones los valores consignados corresponden al minuto o a los cinco minutos más velozes. Con este proceder se desea tomar en cuenta los efectos provenientes de que las dimensiones de las estructuras son finitas y posiblemente también los efectos de la deformabilidad estructural. Evidentemente el criterio con que se promedien las velocidades debiera depender de las características de la estructura, pero es probable que sean pequeños los errores debidos a esta causa en comparación con los que introducen otras fuentes de incertidumbre. Las mediciones tomadas en el Edificio Empire State<sup>91</sup>, por ejemplo, sugieren que las distribuciones reales de presiones en las estructuras son mucho más complejas que las que se pueden deducir de ensayos a escala reducida en túnel de viento.

En todo instante la distribución espacial de las velocidades de viento dista de ser uniforme. Ello ocasiona pares de torsión que dependen del tiempo, aun en estructuras geométricamente simétricas. Hay fórmulas para estimar estas torsiones<sup>25</sup>, a semejanza de las torsiones accidentales debidas a sismo.

En muchas estructuras flexibles los efectos de viento no pueden idealizarse razonablemente como estáticos. Existe una amplia bibliografía sobre el problema de las vibraciones inducidas por el viento y también están cubiertos los problemas de desprendimiento de vórtices<sup>92,93,94</sup>.



En un artículo reciente<sup>95</sup>, Davenport ha presentado un método expedito para calcular algunos efectos dinámicos del viento sobre las estructuras, principalmente los efectos de ráfagas. La presión máxima de viento se obtiene multiplicando la carga media debida al viento por el factor de ráfaga

$$G = 1 + pr \sqrt{B + R}$$

donde

G = factor de ráfaga

p = factor de variación temporal

r = factor de rugosidad

B = perturbación debida a turbulencia de fondo

R = perturbación debida a la turbulencia resonante con la estructura =  $\sigma^2 / \delta$

$\sigma$  = factor de reducción en función del tamaño de la estructura

$\delta$  = coeficiente de la energía de ráfaga

$\delta$  = coeficiente de amortiguamiento

La ref 95 contiene tablas para obtener los valores de los parámetros anteriores.

Implicaciones en el diseño. Los detalles en diseño por viento deben seguir prácticas intermedias entre las que se usan para diseño por fuerzas estáticas y los que corresponden a diseño sísmico o por impacto. Sin embargo, no son de omitirse los detalles que obedecen directamente a la naturaleza cíclica de la carga sísmica cuando se diseña por viento. Existe una diferencia fundamental en el análisis; es la que proviene de que tiene consecuencias indeseables la insuficiencia de carga vertical cuando se trata de resistir el momento de volteo por acción eólica. No deben ignorarse, pues, los efectos nocivos de posibles cambios arquitectónicos que reduzcan la carga muerta.

## 20. Contracción

Naturaleza de la contracción. El primer tipo de deformaciones impuestas y el mas importante se refiere a la contracción. Lo clasificamos así porque una

manera conveniente de tomar en cuenta la contracción en los edificios es sustituiría por las deformaciones de signo contrario que se necesitarían para satisfacer las condiciones de frontera.

Por su naturaleza la contracción no es uniforme. Varía de la superficie expuesta a la atmósfera hacia el interior. Solo cuando ocurre con gradientes extremadamente bajos, y debido a las deformaciones diferidas que experimenta el concreto, llega la contracción a inducir esfuerzos suficientemente pequeños como para que las tensiones en cuestión no causen agrietamiento. Pero aun en estas condiciones el concreto se agrieta casi con seguridad si tiene restricciones que impidan o reduzcan marcadamente su posibilidad de acortarse. El acero de refuerzo, más que prevenir el agrietamiento por contracción, prácticamente asegura el agrietamiento. No obstante, cuando se lo usa en cantidad suficiente y a separaciones pequeñas, las grietas son tan delgadas y próximas entre sí que se vuelven aceptables.

**Efectos de la contracción.** Generalmente la contracción diferencial debe impedirse en mayor grado que la contracción uniforme. Así sucede frecuentemente con las losas que están en contacto con el terreno. En ellas el espaciamiento de las juntas y la cantidad de refuerzo pueden estar gobernados, más que por cargas, por la tendencia de las losas a flexionarse ante contracciones diferenciales.

Para medir la importancia de este fenómeno, supóngase que la losa descansa sobre una base tan rígida que el único refuerzo necesario es el que corresponde a los momentos flexionantes producidos por las restricciones de las losas en los extremos. Supóngase también que la cara interior permanece saturada de agua y que la superior se contrae hasta una deformación de 0.0005. El momento flexionante en cuestión causará un esfuerzo de tensión que puede estimarse como 0.0005 multiplicado por el módulo de elasticidad del concreto, si despreciamos la fricción entre la losa y la base y suponemos una distribución lineal de contracciones según el perfil de la losa. Con un módulo de elasticidad de 200 000 kg/cm<sup>2</sup> en-

contramos una tensión de  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Esta basta para agrietar prácticamente cualquier concreto, independientemente del peralte de la losa; la conclusión es válida aun si se toman en cuenta los efectos favorables del gradiente de esfuerzos<sup>96</sup>.

Un límite superior de la cuantía de refuerzo necesaria en estas circunstancias se obtiene suponiendo que el acero debe resistir sin llegar a la fluencia un momento flexionante igual a  $\epsilon_{sh} h^2 E_c / 8$  por unidad de ancho en donde  $\epsilon_{sh}$  es la deformación por contracción (en la cara superior es 1.5 veces esta cantidad, extendiendo al equilibrio de la sección),  $E_c$  el módulo de elasticidad del concreto y  $h$  el peralte de la losa. En las condiciones supuestas, si  $h = 10 \text{ cm}$ ,  $f_y = 2.5 \text{ ton/cm}^2$  y el recubrimiento es de  $2.0 \text{ cm}$  medido al centro del acero, se necesitaría una cantidad de refuerzo de 0.06 por ciento. Desde luego, el agrietamiento en sí reduciría la rigidez de la losa, de manera que la cantidad de refuerzo efectivamente necesaria sería considerablemente menor. Existen criterios<sup>97,98</sup> para decidir sobre el diámetro y el espaciamiento de refuerzo que se requieren para mantener el espesor de las grietas dentro de límites tolerables.

En el diseño práctico de losas de este tipo se deben tener en cuenta la deformabilidad del suelo (medida por su módulo de reacción) y la magnitud de las cargas que se anticipan.

El agrietamiento debe también tenerse en cuenta cuando se diseña con el criterio de deformaciones admisibles. Las restricciones impuestas por el acero en miembros con refuerzo asimétrico son tales que la contracción casi siempre produce efectos que se suman a las deflexiones debidas a la carga. La contracción diferencial es generalmente la causa de deflexiones aún mayores ya que, en miembros colados horizontalmente, el concreto tiene mayor contenido de agua cerca de la cara superior. Estos efectos son frecuentemente de tomarse en cuenta.

Ya que la contracción puede inducir deflexiones apreciables modificará sensiblemente los esfuerzos en estructuras hiperestáticas. En efecto la contracción

junto con las variaciones de temperatura determine el espaciamiento necesario entre las juntas de construcción.

Al igual que otros esfuerzos debidos a deformaciones impuestas, los causados por contracciones no suelen causar reducciones importantes en la capacidad estructural cuando el criterio de falla es el colapso, siempre que dichas deformaciones vayan acompañadas de una amplia redistribución de momentos flexionantes de las demás fuerzas generalizadas. En otras palabras, si se diseña contra el colapso pueden prácticamente ignorarse las deformaciones impuestas si la estructura es suficientemente dúctil; mas cuando la ductilidad es insuficiente no se puede proceder en esta forma sin atenerse a serias consecuencias. Por ejemplo la capacidad en cortante de vigas cuyo único refuerzo trasversal consiste de estribos verticales es muy sensible a las tensiones longitudinales. El colapso de un almacén en 1955, que llevó a la revisión de las recomendaciones del reglamento del ACI sobre tensión diagonal, debe atribuirse en parte a tensiones longitudinales causadas por contracciones<sup>99,100</sup>. En este caso la contracción indujo tracciones debido a que una placa extrema, que se había supuesto que permitía desplazamiento longitudinal deslizando sobre el apoyo, produjo una restricción excesiva.

Aun cuando se suministre suficiente ductilidad para prevenir el colapso por contracción, otros tipos de daños debidos a este fenómeno pueden hacer inaceptable una estructura. Raras veces son de despreciarse los efectos de la contracción aun si pueden tomarse en cuenta en una forma tan simple e indirecta como la de especificar un porcentaje mínimo de refuerzo.

Recomendaciones de diseño. Las recomendaciones de los reglamentos en cuanto a refuerzo por contracción y temperatura han evolucionado lentamente. El porcentaje fijo de refuerzo, con respecto a la sección transversal de concreto, que anteriormente se especificaba<sup>101</sup> ha cambiado a<sup>102</sup>

$$p = 200/f_y \quad (17)$$

donde  $p$  es la cuantía mínima de acero necesaria para este propósito y  $f_y$  es el

esfuerzo de fluencia nominal del acero. <sup>en ksi</sup> Se estipula que este refuerzo tenga un espaciamiento no mayor de 30 cm de centro a centro.

La ec 17 es criticable ya que ignora muchas de las variables significativas. Una recomendación reglamentaria mas ambiciosa es<sup>103</sup>

$$a_s = \frac{450 x}{(x + 100) f_y} \quad (18)$$

para elementos estructurales no expuestos directamente a la intemperie y el doble de esta cantidad para elementos directamente expuestos; aquí  $a_s$  es el área necesaria de acero por unidad de ancho en  $cm^2/cm$ ,  $f_y$  está en  $kg/cm^2$  y  $x$  es la dimensión mínima del elemento estructural en dirección perpendicular al acero en cuestión. No se requiere refuerzo en direcciones en que el elemento estructural mide menos de 150 cm. La ec 18 también puede ponerse en la forma

$$p = \frac{450}{(100 + x) f_y} \text{ donde } x \text{ está en cm y } f_y \text{ en } kg/cm^2$$

donde  $p$  es la cuantía de refuerzo que se necesita. La disposición reglamentaria no toma en cuenta las características del concreto, salvo que exige mayores porcentajes de acero en mortero colocado neumáticamente y en aquellos concretos ligeros que tienden a contraerse mas que las mezclas hechas con agregados de peso ordinario. Aun así, esta expresión ya es de por sí demasiado elaborada para la mayoría de las aplicaciones. En consecuencia muchos ingenieros estructuristas prefieren calcular los porcentajes máximos que se necesitan, correspondientes digamos a  $x = 10$  cm, si este es el peralte de la losa o cascarón mas delgado del proyecto de que se trata. Para estas condiciones la ec 18 puede ponerse en la forma de la ec 17, con lo que arroja  $p = 9/f_y$ , donde  $f_y$  está en  $kg/cm^2$  para elementos estructurales protegidos contra la intemperie y el doble de este porcentaje para elementos expuestos. Tratándose de elementos de mayores espesores los porcentajes requeridos decrecen pero  $a_s$  continúa aumentando, sin llegar a exceder al equivalente de varillas No. 4 de acero A34 a cada 27 cm o varillas No. 6 a cada 30 cm, dependiendo de si la superficie del concreto está protegida o no lo está. nuevamente en todos los casos se limita  $a_s$  a 30 cm.

Son clásicas las grietas verticales con espesor máximo al centro de la altura de las vigas peraltadas en los miembros estructurales cuyas caras laterales carecen de la cantidad adecuada de refuerzo longitudinal (fig 19)<sup>104</sup>. Los criterios del tipo de los que contienen las ec 17 y 18, asociados a una limitación sobre la separación máxima del refuerzo por cambios volumétricos, conducen a diseños que generalmente son satisfactorios desde este punto de vista.

A pesar de que no se exige refuerzo de este tipo en la dirección de  $x$  cuando  $x \leq 150$  cm, la experiencia indica que se presentan grietas inclinadas cerca de los apoyos de vigas que tienen poco refuerzo trasversal o que carecen de él aun cuando los cálculos arrojan esfuerzos cortantes muy inferiores a los que debiera poder tomar el concreto solo. Estas grietas se reconocen en cuanto a que no suelen aparecer en la cara de tensión de la viga y su espesor crece al aumentar la contracción. Las grietas mencionadas se producen principalmente a causa de una combinación de contracción y tensión diagonal; por tanto, el refuerzo a elevaciones intermedias de la viga es tan sólo parcialmente efectivo para controlar el agrietamiento. Puede ser aconsejable suministrar también estribos verticales, diseñados de acuerdo con la ec 17, o con la 18 después de hacer  $x$  tender a infinito. El mismo comentario rige para el diseño de estribos en columnas que puedan estar sometidas a fuerzas cortantes apreciables<sup>105</sup>.

Hay correlaciones fidedignas entre los contenidos de agua y cemento del concreto y sus deformaciones unitarias por contracción en condiciones atmosféricas y para agregados determinados. El hecho de que en la etapa de diseño se desconozcan la humedad relativa y la composición precisa de los agregados hace de este concepto una variable aleatoria que debe recibir un tratamiento acorde con su naturaleza.

#### 21. Cambios de temperatura

Generalidades. Los efectos de los cambios de temperatura, así como los de la contracción, se pueden incluir en el cálculo como deformaciones impuestas. Al igual que la contracción, los cambios de temperatura son variables aleatorias.

principalmente por las dificultades que presenta la predicción de los cambios que experimentará el concreto en sí. La situación se refleja en las dificultades que se encuentran al tratar de especificar las separaciones que deben dejarse entre juntas de contracción o de expansión.

Ejemplos. Los ejemplos que siguen ilustrarán los problemas que se encuentran en la práctica. Los ejemplos se refieren a edificios en la ciudad de México, donde el cambio diario de temperatura es de 15° C en promedio; la humedad relativa es mínima en invierno (55 por ciento en promedio) y máxima durante la temporada de lluvias (70 por ciento de promedio en verano).

El primer ejemplo corresponde a techos inclinados sobre los que con frecuencia no se coloca protección alguna, o cuando mas una capa de material bituminoso, así que la losa y vigas de concreto están casi directamente expuestas al sol y a la atmósfera. En los cuartos de servicio que se construyen en la azotea de los edificios de apartamentos, es frecuente hallar vigas y muros agrietados. Es común que una habitación de 4 m de largo tenga grietas de 0.4 mm de espesor en sus muros de mampostería simple.

En oposición a esto, dos edificios de apartamentos de costo medio tienen 40 m de largo sin juntas de construcción, a pesar de lo cual no han desarrollado mas que fisuras capilares en un lapso de varios años. Sus losas de azotea están cubiertas con un relleno de tezontle con espesor medio de 15 cm, para dar pendientes, mas un material impermeable y una capa de ladrillo. Evidentemente las vigas y la losa están adecuadamente aisladas de los cambios de temperatura.

El último ejemplo se refiere a un cascarón de cubierta para un edificio industrial (fig 20). Las columnas del extremo derecho estaban armadas conservadoramente para resistir el coceo debido a carga estática en los cascarones cilíndricos más las fuerzas sísmicas. No obstante, sufrieron un serio agrietamiento diagonal que sólo puede atribuirse a cambios diferenciales de temperatura en el cascarón y quizás contracción diferencial del mismo. La estructura estaba revestida

de asfalto para impermeabilizarla; sin duda el color negro la hizo absorber gran cantidad de calor. El cambio volumétrico diferencial ocasionó que el cascarón tendiera a disminuir su curvatura, aumentando así grandemente el coceo debido a carga estática.

Si ha de sacarse una moraleja de estos ejemplos, es que los efectos de temperatura no deben tomarse en cuenta según meras reglas empíricas, que pueden errar en varios órdenes de magnitud. Deben incorporarse explícitamente en cada caso el grado de exposición y la geometría de la estructura.

Tratamiento cuantitativo. Se dispone de estudios analíticos sobre la evolución de las temperaturas en el interior de miembros estructural de diversas formas cuando se los somete a una historia conocida de temperaturas exteriores, tal como una variación estacionaria<sup>106</sup>. Todavía presenta serias dificultades pasar de los resultados de estos análisis a conclusiones prácticas sobre la cantidad de refuerzo que se necesita. Para fines reglamentarios sobre el mal llamado "refuerzo por temperatura" véase el art 20.

Comentario final. El autor no tiene noticia de estructuras de concreto reforzado que se hayan caído por cambios en temperatura; pero abundan los ejemplos de daños importantes que han de atribuirse a esta causa e indudablemente el fenómeno amerita ser tomado en cuenta en todos los casos.

22. Hundimientos y diseño de cimentaciones.

Tipos de hundimientos. Las mayores deformaciones inelásticas se deben a hundimientos. Distinguiremos tres clases de asentamiento (fig 21): el asentamiento máximo, el desplome medio y la distorsión angular. Es imposible establecer límites absolutos abajo de los cuales sean aceptables los diversos tipos de hundimiento. Los valores "permisibles" que contiene la tabla I pretenden servir de guías aproximadas.

Hundimiento máximo. Debe limitarse el hundimiento máximo en la periferia para evitar daños a instalaciones de la vía pública y a las estructuras vecinas.



Dependiendo del estado en que estas se hallen, puede bastar de hecho un asentamiento insignificante para causarles daños serios, o puede resultar inocuo un asentamiento mucho mayor que los que cita la tabla.

Aun en ausencia de instalaciones en vía pública y de estructuras vecinas hay razones para limitar el hundimiento máximo. Ordinariamente los cálculos de hundimientos se hacen tratando el suelo como si fuera un material uniforme cuando en la realidad no se encuentra en construcción un material mas heterogéneo ni con fluctuaciones menos predecibles en su compresibilidad. Ciertos desplomes y distorsiones angulares son función directa del asentamiento medio y no se tratan explícitamente en los cálculos ordinarios. El cociente del hundimiento diferencial al máximo en zapatas aisladas que se apoyan en arena puede ser alrededor de 0.75 en condiciones normales<sup>107</sup>. Se ha sugerido que para limitar el asentamiento diferencial probable de una cimentación simétrica en arcilla de erraticidad típica, el hundimiento máximo calculado se limite a  $5\sqrt{b}/(100 + 3h)$ , en metros, donde  $b$  es el ancho de la zapata y  $h$  la altura de la construcción, también en metros<sup>108</sup>.

Desplome. La posibilidad de que se noten a simple vista los desplomes depende mucho de que haya líneas de referencia. En una junta de construcción, un pequeño desplome en sentidos opuestos se aprecia claramente, mientras que un edificio aislado de buena de alto puede inclinarse imperceptiblemente quizás hasta 0.7 por ciento contra el 0.4 que se consigna en la tabla 1. Asimismo, en una junta de construcción el peligro de choques por sismo puede gobernar el desplome permisible.

Aun los desplomes apreciables suelen ser pequeños en comparación con las aceleraciones horizontales expresadas como fracción de la gravedad, que pueden resistir las estructuras en regiones sísmicas. Sin embargo, si el diseño aprovecha factores de ductilidad moderados o grandes, como de hecho lo hace para reducir los coeficientes sísmicos requeridos, un desplome apreciable traerá por resultado una estructura no lineal con límites de fluencia asimétricos. Para estos

sistemas las deformaciones ya no resultan, en promedio, del mismo orden que las de sistemas lineales equivalentes sino que tienden a incrementarse sistemáticamente en el sentido del menor de los límites de fluencia. A esta razón obedece que se limite el desplome en la tabla 1 como función del coeficiente sísmico que resistiría la estructura si estuviera a plano.

La maquinaria muy delicada, tal como un turbogenerador, puede dañarse con ángulos de inclinación tan pequeños como 0.02 por ciento, mientras otras piezas de equipo pueden salir ilesas al hacerlas girar 180°.

Cambios angulares. Ningún otro factor ha causado tanto agrietamiento severo en edificios como los cambios angulares debidos a hundimiento diferencial. No obstante, distamos de tener medios racionales cuantitativos para predecir la severidad del agrietamiento y de otros daños que causará un asentamiento diferencial dado.

Al diseñar contra el colapso, la ductilidad tiene importancia capital y la velocidad de deformación constituye una de las principales variables. Un asentamiento diferencial pequeño puede agotar la capacidad de deformación de una viga si esta se hallaba a punto de fallar en tensión diagonal, principalmente cuando el movimiento ocurre rápidamente. Y un gran cambio angular no producirá mas que grietas desagradables en una estructura sumamente dúctil; y aun el agrietamiento será menos severo si ocurre lentamente.

Ordenes de magnitud. A pesar del énfasis que hemos hecho en los párrafos que anteceden sobre las incertidumbres que se tienen, merecen respeto los órdenes de magnitud que se derivan de la experiencia. Ningún ingeniero experimentado anticiparía serias dificultades en un edificio ordinario cuyo hundimiento máximo no fuera a exceder de 5 cm, mientras que sería sumamente cauto con uno del que se esperara un asentamiento superior a 25 cm.

Función de las cimentaciones. Es indispensable tener un panorama bien claro de las consecuencias de los hundimientos diferenciales para comprender las fun-

ciones que desempeña una cimentación y para diseñarla sensatamente. Toda cimentación tiene dos funciones primordiales a desempeñar. En términos determinísticos podemos decir que estas son: 1 distribuir las cargas al terreno para evitar fallas por corte y asentamiento excesivo, y 2 limitar los desplazamientos (principalmente los asentamientos diferenciales) para evitar daños a la estructura y a los elementos no estructurales. Ordinariamente carece de importancia el que la cimentación misma se dañe como consecuencia de su gran rigidez y su consiguiente sensibilidad a los hundimientos diferenciales; en cambio puede ser muy objetable que se dañe la superestructura por flexibilidad excesiva de la cimentación. Una cimentación bien diseñada protege al edificio aunque sea a expensas propias.

Diseño de cimentaciones. Muy diversos métodos se están empleando para diseñar cimentaciones. Algunos de ellos toman en cuenta momentos flexionantes de millones de kilogramos-centímetros mientras los demás desprecian tales momentos, como atinadamente lo ha expresado A.L.L. Baker<sup>27</sup>. Caben en la segunda categoría los métodos que consideran a la cimentación como "un sistema de piso invertido" y suponen que las bases de las columnas están fijas en el espacio. Tales métodos pueden conducir a diseños satisfactorios cuando el suelo de cimentación es suficientemente rígido; de lo contrario producen infraestructuras de flexibilidad y debilidad inaceptables.

Se propone a continuación un método para el diseño de cimentaciones superficiales o compensadas con o sin pilotes de fricción:

1. Calcúlense las cargas y momentos flexionantes que transmitiría la superestructura a la cimentación si esta fuese infinitamente rígida. En ocasiones deberán hacerse los cálculos para dos o más condiciones de carga.
2. Elijase un conjunto de diagramas de momentos flexionantes económicos para las trabes de cimentación. Los diagramas deberán satisfacer requisitos estáticos congruentes con las cargas y momentos del primer paso y con una distribución de presiones de contacto que en ningún sitio arroje

esfuerzos sobre el terreno que excedan de los valores permisibles. En muchos casos basta tomar para este fin una distribución uniforme de las presiones de contacto y asegurarse que no se desplazan verticalmente las bases de las columnas.

3. Acótese los asentamientos que produciría la distribución de presiones que se tomó en el paso 2. Atendiendo a la incertidumbre que hay sobre las propiedades del suelo y sobre las consecuencias que tendrán el procedimiento de excavación y el de construcción, con frecuencia se deberán hacer al menos dos hipótesis distintas en cuanto a la compresibilidad del suelo bajo diversos puntos de la cimentación a fin de establecer estas cotas. ("Cotas" en el sentido de que se juzga suficientemente pequeña la probabilidad de que se excedan esos valores.)
4. Decídase si estos asentamientos y los cambios angulares correspondientes son suficientemente pequeños para no causar un daño excesivo de acuerdo con lo que se discutió anteriormente. Verifíquese también si las rotaciones necesarias para las articulaciones plásticas no son demasiado grandes. Si se llenan estas condiciones diseñese la cimentación para los diagramas de momento flexionante del paso 2 y para las cortantes y presiones de contacto correspondientes, usando los mismos factores de carga que se consideraron apropiados en el diseño de la superestructura proveyendo detalles adecuados para desarrollar la ductilidad necesaria de acuerdo con las rotaciones de las articulaciones plásticas calculadas. Si los asentamientos diferenciales calculados en el paso 3 son excesivamente grandes adóptense los siguientes pasos.
5. Si los límites calculados de los asentamientos diferenciales son de órdenes de magnitud mayores que los valores admisibles puede concluirse que la distribución de presiones de contacto debidas a la deformación de la cimentación no afectará en forma determinante al diseño. Se necesita-

rá sin embargo una cimentación bastante rígida. De acuerdo con la hipótesis de que la cimentación es infinitamente rígida estimese la distribución de presiones de contacto. Frecuentemente convendrá escoger dos distribuciones extremas para cubrir las incertidumbres a este respecto, que pueden surgir, por ejemplo, como consecuencia de preconsolidación de algunas partes de la zona, debida a construcciones previas. Para una cimentación parcialmente compensada, en arcilla compresible, las distribuciones extremas pueden ser la uniforme y la que se muestra en la fig 22a, mientras que para una cimentación sobre material no cohesivo pueden adoptarse de nuevo una distribución uniforme y la que se ilustra en la fig 22b, pero en cada caso particular pueden estar indicadas distribuciones enteramente diferentes. Si los asentamientos diferenciales calculados no son mucho mayores que los valores permisibles es necesario usar un método de aproximaciones sucesivas suponiendo en este paso los resultados de los pasos 6 y 7 y, si es necesario, repitiendo los pasos 5 a 7.

6. Calcúlense las cortantes y los momentos flexionantes en la cimentación para satisfacer las condiciones de la estática para las fuerzas y momentos de la etapa 1 y las presiones de contacto de la etapa 5. Incorpórese la contribución de la superestructura para resistir las deformaciones que le pueden causar los hundimientos diferenciales; existen métodos aproximados y expeditos para lograr esta incorporación en casos más usuales<sup>109</sup>. El cumplimiento de los requisitos estáticos en las cimentaciones puede satisfacerse de diversas maneras; de cualquier modo debe intentarse en esta etapa de acercarse a la solución elástica. En cada intersección de una columna y dos traveses de cimentación que corren en distintas direcciones puede distribuirse una parte de la carga de columna a una trabe y el resto a la otra; y cuando las dos

trabes se intersectan sin que exista una columna pueden estimarse las reacciones entre ambas trabes tomando en cuenta en una forma aproximada las rigideces relativas y las deformaciones impuestas por otras fuerzas. Como alternativa se pueden verificar las condiciones de equilibrio en un número suficiente de secciones de la cimentación.

7. Compruébese que sean aceptables los esfuerzos, los asentamientos diferenciales y las rotaciones de las articulaciones plásticas asociadas con los momentos y cortantes calculados; suminístrense las áreas de refuerzo de acuerdo con lo anterior, modifíquense las secciones transversales si es necesario y calcúlense nuevamente los momentos flexionantes y las cortantes si los cambios son suficientemente drásticos como para ameritarlo. En esta etapa puede suponerse que algunas trabes (por ejemplo las que corren en una dirección y las trabes extremas en la dirección normal a esta) permanecen en el rango elástico y todas las otras desarrollan articulaciones plásticas; esta hipótesis puede sobrestimar las rotaciones necesarias; si las rotaciones exceden a los valores permisibles hágase un segundo tanteo, en el cual se introduzcan algunas articulaciones plásticas en las trabes que se había supuesto que permanecían elásticas.
8. Termínese el diseño para las condiciones establecidas en los últimos dos párrafos. Para este propósito úsese esfuerzos mayores y factores de carga menores de los que se usan para diseño de la superestructura bajo cargas estáticas. Provéanse detalles congruentes con el grado de ductilidad requerido. Compruébese también que la cimentación es capaz de tomar un conjunto de momentos y cortantes congruentes con los requisitos estáticos ante las cargas aplicadas, de acuerdo con los factores ordinarios de reducción de esfuerzos y de amplificación de carga. Esta condición puede coincidir, por ejemplo, con la solución que se haya obtenido

en la etapa 2. Si es necesario modifíquese el diseño de la superestructura para hacerla capaz de librar los asentamientos diferenciales impuestos.

Pueden surgir algunas dificultades del punto de vista analítico en el paso 6 a causa de la torsión total de la cimentación. Si la infraestructura consiste de un conjunto ortogonal de trabes y tiene sección abierta, su rigidez puede ser muchas veces menor en torsión que en flexión. La torsión total deberá ser resistida principalmente por la superestructura; al hacerlo, las columnas se deformarán diagonalmente especialmente las que se encuentran cerca de las esquinas de la estructura; los sistemas de piso se deformarán también diagonalmente. Para estructuras cimentadas sobre suelos muy compresibles estas deformaciones pueden ser objetables.

La rigidez torsional de cajón cerrado puede ser del mismo orden que rigidez en flexión de las trabes; el cajón puede estar formado por las losas y los muros de retención de los sótanos o por las celdas de cimentación. Ya que la rigidez torsional de los miembros individuales será mucho menor que la del cajón, será en general aceptable en estas condiciones suponer, en las etapas 6 y 7, que las esquinas del edificio permanecen fijas, diseñar para los esfuerzos cortantes que provienen de las torsiones calculadas y verificar que las deformaciones por torsión no sean excesivas. En los casos en que el momento torsional varía notablemente a lo largo de la cimentación puede justificarse emprender un análisis que incluya una combinación de torsión y flexión. El método de Vlassov es especialmente recomendable para este fin<sup>110</sup>.

En vez de recurrir a un cajón cerrado es recomendable a veces introducir una o dos trabes diagonales en adición al sistema ortogonal.

Cuando los elementos rígidos de la cimentación, como las zapatas corridas, se apoyan en grupos de pilotes de punta, ameritan atención en cuanto a la compatibilidad de las deformaciones de los pilotes. Existen métodos expeditos<sup>111</sup> para

calcular las cargas de los pilotes en estas condiciones. Los miembros de cimentación que ligan entre sí a los grupos de pilotes de punta son, por otra parte, en general suficientemente flexibles como para que se pueda suponer que las cabezas de los pilotes no experimentan desplazamientos verticales relativos.

### 23. Resistencia en compresión de cilindros de concreto

El índice de calidad mas común para el concreto es la resistencia en compresión determinada del ensaye estándar de cilindros de 6" x 12". El coeficiente de variación correspondiente es sensible al grado de control y a la forma de mezclado del concreto. En la tabla 2 se dan valores típicos de estos coeficientes<sup>112</sup>. Esos valores fueron calculados sin tomar en cuenta la resistencia nominal.

Con base en las especificaciones para una obra determinada, el contratista trata de obtener una resistencia media (generalmente mayor que la supuesta en el diseño) pero el valor medio que se alcanza puede ser sustancialmente diferente. Si los coeficientes de variación se calcularon con respecto a la resistencia media supuesta antes de fabricar el concreto, se encontrarán valores considerablemente mayores y estos serán los significativos, no los que contiene la tabla.

A partir de una descripción puramente estadística de la distribución de frecuencia de las resistencias en una obra determinada, Johnson<sup>3</sup> encuentra que las resistencias altas se pueden representar adecuadamente por una distribución normal pero que la cola para valores bajos, que es la parte mas significativa, difiere de la curva de Gauss y se acerca a una distribución extrema tipo II con valor mínimo cero. Freudenthal<sup>14</sup> concluye que la distribución es aproximadamente logarítmico-normal cuando se controla bien la fabricación del concreto, y que es aproximadamente extrema tipo II, también con un valor mínimo de cero, en condiciones de control deficiente.

La diferencia entre las esperanzas y los promedios reales de la resistencia indican dispersiones mayores en la resistencia que los que ordinariamente se reconocen. Es difícil en esta etapa decir si las probabilidades de falla que se



calculan en la forma tradicional (suponiendo coeficientes de variación como los de la tabla 2 y una distribución normal de resistencia) yacen del lado de la seguridad o de la inseguridad.

Conviene un comentario sobre el uso que frecuentemente se recomienda de la distribución de Student<sup>112</sup> para interpretar los resultados de un número limitado de pruebas de control. Tal enfoque ignora toda la información que se incluye en la tabla 2. Antes de ensayar el primer cilindro, el mero conocimiento de la manera en que se está mezclando el concreto que suministra una idea del coeficiente de variación que cabe esperar. La única forma racional para incorporar esta información a los resultados de los ensayos, cuando se dispone de ellos, es mediante la aplicación del teorema de Bayes<sup>113</sup>.

#### 24. Resistencia en tensión y módulo de elasticidad de los cilindros de concreto

Resistencia en tensión. Se sabe que para un conjunto dado de agregados la resistencia en tensión del concreto, determinada mediante la prueba brasileña, es aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia en compresión. Esta relación pudiera hacer pensar que el coeficiente de variación de los resultados de ensayos de cilindros en tensión sería menor que la mitad del correspondiente a la resistencia en compresión. Sin embargo, una comparación de los coeficientes de variación de los ensayos publicados<sup>114</sup> indica que no hay gran diferencia entre los coeficientes de variación de las resistencias en tensión y en compresión.

Cuando las resistencias de tensión no se determinan directamente sino que se suponen con base en las de compresión, puede anticiparse una dispersión considerablemente mayor con relación a la esperanza de la resistencia.

Módulo de elasticidad. Para el módulo de elasticidad se aplican esencialmente los mismos comentarios que para la resistencia en tensión.

<sup>112</sup> Véase el art 5.

Desde el punto de vista de la capacidad al colapso tiene poca importancia conocer el módulo de elasticidad preciso del concreto. Pero esta variable afecta grandemente las deflexiones de los miembros estructurales de concreto reforzado y aún más las de miembros de concreto presforzado. Es cierto que las consecuencias de deflexiones excesivas implican generalmente pérdidas económicas de un orden de magnitud muchas veces menor que las debidas al colapso. Pero esto no justifica la sustitución del módulo de elasticidad del concreto por un valor determinístico, despreciando la variación que cabe esperar en este parámetro de una muestra a la siguiente, especialmente cuando se toman en cuenta las deformaciones diferibles, que son mucho menos predecibles en el concreto.

#### 25. Límite de fluencia del refuerzo

Las distribuciones de los esfuerzos al límite de fluencia del acero de refuerzo tienen formas francamente asimétricas. Las distribuciones correspondientes al acero estructural pueden describirse satisfactoriamente como logarítmico-normales<sup>14</sup>, con una probabilidad de 1.15 por ciento de que el esfuerzo de fluencia sea menor que el valor mínimo garantizado y una probabilidad de 0.028 por ciento de que sea menor que 90 por ciento de este valor. Supondremos que la misma densidad de probabilidades rige para el acero de refuerzo. Dicha distribución deberá combinarse con la del área transversal de las varillas de refuerzo. Esta última está condicionada por la tolerancia usual del 4 por ciento por abajo del área nominal. Suponiendo que el área y el esfuerzo de fluencia sean variables independientes, que el área tenga una distribución gaussiana, con media igual a su valor nominal, y que haya una probabilidad de 0.028 por ciento que sea menor que el 90 por ciento de la nominal, encontramos una probabilidad de 1.06 por ciento de que la fuerza de fluencia en una varilla sea menor que el área nominal multiplicada por el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado, y una probabilidad de 0.026 por ciento de que sea menor que el 90 por ciento de este producto.

No hay necesidad de tratar el esfuerzo de fluencia y el área transversal

como dos variables y considerar las variaciones de ambas. Lo que importa esencialmente es su producto, ya que en un amplio rango de valores el producto determina la resistencia de un miembro de concreto reforzado cuando gobiernan los esfuerzos en el refuerzo. Por ejemplo, una deficiencia de 10 por ciento en el área transversal de todo el refuerzo de un miembro estructural implicará generalmente una reducción de un 2 a 3 por ciento en la capacidad en adherencia, menos de 5 por ciento en la capacidad en tensión diagonal, y menos de 1 por ciento en la capacidad por flexión, así como un aumento de 5 a 10 por ciento en las deflexiones, siempre que la fuerza de fluencia no sea menor que la especificada. En miembros de compresión los efectos son generalmente menores.

Si el esfuerzo de fluencia y el área transversal se tratan en forma independiente en las especificaciones, existe el peligro de rechazar indebidamente un lote, ya que el exceso de área puede compensar una deficiencia en esfuerzo de fluencia.

De estas consideraciones se deduce la conveniencia de especificar la fuerza de fluencia, en preferencia al esfuerzo de fluencia, y de establecer una tolerancia liberal en cuanto al área transversal. Al mismo tiempo el contrato deberá contener una cláusula contra la entrega de varillas con área excesivamente superior a su valor nominal, cuando el acero se venda por peso.

Con frecuencia las laminadoras mas pequeñas venden varillas cuyos esfuerzos de fluencia son mucho mayores que los mínimos garantizados. La situación no es seria cuando el acero es suficientemente dúctil siempre que haya poco peligro de producir un miembro estructural que sea demasiado resistente en flexión y que, por consiguiente, pueda fallar en una forma relativamente frágil sea en tensión diagonal, torsión o anclaje.

#### 26. Módulo de elasticidad del refuerzo

El módulo de elasticidad del acero varía poco en comparación con las otras variables que intervienen en el diseño del concreto reforzado, de manera que pue-

de tratarse en forma determinística. La deformabilidad de las varillas de refuerzo tiene, de acuerdo con esto, la misma distribución que el recíproco de su área transversal.

La forma usual de determinar el área transversal de las varillas de refuerzo en el laboratorio consiste en pesar un segmento de la varilla y dividirlo entre su longitud y entre el peso unitario del acero. El área efectiva de las varillas corrugadas es, por tanto, menor que el área media. Esta última es, en esencia, la cantidad que se determina en el laboratorio. El valor aparentemente bajo del módulo de elasticidad que especifican varios reglamentos refleja esta situación.

A veces el módulo de elasticidad en varillas para presfuerzo es ligeramente menor (por ejemplo 5 por ciento) que el del acero de refuerzo, mientras que el módulo de los cables de presfuerzo puede ser apreciablemente menor (más de 10 por ciento). Existen pocos datos sobre la distribución de estas variables. La literatura contiene alguna información sobre valores medios<sup>115,116</sup>. Esa escasez de información no tiene consecuencias serias.

## 27. Miembros de concreto reforzado

Generalidades. Dado un miembro de concreto reforzado definido por las distribuciones de las propiedades mecánicas de los materiales que lo constituyen y, en forma determinística, por su geometría, y para un conjunto determinístico de acciones (cargas, desplazamientos impuestos, etc.), el miembro puede fallar en muchas formas o puede no fallar. Por ejemplo, una viga cargada puede fallar en flexión por tensión o compresión, en cortante, torsión, adherencia, etc. o puede soportar las cargas indefinidamente.

Capacidad en flexión de una sección. Supóngase que el miembro se diseña de manera que la probabilidad de que falle en un modo exceda sensiblemente a la probabilidad de que falle en cualquier otro.

Considérese inicialmente una viga cuya falla, de ocurrir, es casi seguro que se presente en flexión por fluencia de su refuerzo de tensión. La magnitud del

momento flexionante para el cual empiece la fluencia será relativamente insensible a las propiedades del concreto y estará determinada esencialmente por las propiedades del refuerzo. El agrietamiento empezará antes de que el acero fluya. Entonces la distribución de tensiones a lo largo del refuerzo tendrá varios máximos, con valores aproximadamente iguales a la tensión que se calcula despreciando a la tensión longitudinal en el concreto y suponiendo una distribución lineal de deformaciones longitudinales. A menos que el momento flexionante máximo sea aproximadamente constante en una longitud grande de la viga (comparada con los 25 cm que es la longitud estándar del ensayo de las varillas en tensión), la distribución de las fuerzas a lo largo de las varillas será mas favorable que en los ensayos que se hacen para establecer sus límites de fluencia. Esta situación se hace más notable por el hecho de que, si no actúan momentos de torsión o transversales en la sección que fluye, la viga no fallará hasta que todas las varillas de tensión hayan alcanzado la fluencia en una sección. La combinación de estos dos factores origina la paradoja observada en algunas vigas sobreforzadas, en las cuales el brazo de palanca calculado a partir del momento de fluencia resulta tener una profundidad mayor que el peralte efectivo del miembro<sup>104</sup>.

La posibilidad de que se desarrollen grietas inclinadas da lugar a las recomendaciones de reglamento según las cuales el acero de tensión debe diseñarse para el momento flexionante máximo calculado a una distancia  $d$  (peralte efectivo) a cada lado de la sección en cuestión<sup>103</sup>, o de que las varillas de tensión se prolonguen una distancia  $d$  mas la longitud de anclaje, mas allá de la sección donde los cálculos indican que ya no se necesitan por flexión<sup>104</sup>.

Por lo menos un reglamento de construcciones<sup>102</sup> permite reducir la contribución del refuerzo transversal de la tensión de diseño en el acero longitudinal. Esta contribución se encuentra tomando momentos con respecto a la resultante de los esfuerzos de compresión en una sección que dista  $d$  de la que se está analizando (véase la fig 23). Estas recomendaciones son congruentes con la hipótesis

de que puede abrirse una grieta inclinada  $45^\circ$  en cualquier lugar a lo largo del miembro estructural.

Efecto del número de varillas. Supóngase que todas las varillas de tensión tienen la misma distribución de esfuerzos de fluencia y que estos son independientes entre sí. Una viga reforzada con una sola varilla pudo haberse diseñado tomando como esfuerzo de fluencia  $E(f_y) - \alpha\sigma(f_y)$ , que sería congruente con una cierta probabilidad de falla, en donde  $E$  y  $\sigma$  se refieren respectivamente a la esperanza y a la dispersión,  $\alpha$  es un coeficiente y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia. Entonces una viga con la misma área de refuerzo de tensión suministrada por  $n$  varillas iguales entre sí debería diseñarse suponiendo un esfuerzo de fluencia  $E(f_y) - \alpha n^{-1/2}\sigma(f_y)$  para que tuviera la misma probabilidad de falla. El razonamiento se aplica en la misma forma a losas, en las cuales  $n$  es generalmente tan grande que el esfuerzo de fluencia del diseño puede exceder en forma apreciable al valor mínimo garantizado.

En los párrafos anteriores hemos supuesto que el área transversal de las varillas de refuerzo se conoce en forma determinística. La extensión a una hipótesis más realista de que tanto  $f_y$ , como las áreas transversales son variables aleatorias es evidente. También hay que considerar que, ya que es casi seguro que las varillas provengan del mismo lote, las propiedades de las distintas varillas no son independientes. Si suponemos que la desviación estándar en un lote es  $\beta$  veces la desviación estándar del universo de las varillas de refuerzo ( $0 \leq \beta \leq 1$ ), debemos sustituir  $1/n$  por  $1 - (1 - 1/n)\beta^2$  en las expresiones anteriores. Ya que el esfuerzo de diseño tiende a  $E(f_y)$  cuando  $n$  tiende a infinito si las varillas se toman de lotes al azar, el esfuerzo de diseño es siempre menor que  $E(f_y) - (1 - \beta^2)^{1/2}\alpha\sigma(f_y)$  cuando todas las varillas provienen del mismo lote. Si  $\beta = 1/2$ , por ejemplo, la ventaja de usar un gran número de varillas es pequeño, ya que  $(1 - \beta^2)^{1/2} = 0.87$ , así que la reducción  $\alpha\sigma(f_y)$ , que afectaría un miembro con una sola varilla, nunca sería menor que 87 por ciento de este valor.

independientemente del número de varillas que se usaran.

Vigas continuas. En vigas hiperestáticas con capacidad suficiente de rotación para desarrollar la fluencia en todas las secciones críticas antes del colapso, g deberá incluir la suma de todas las varillas en todas las secciones críticas. En losas estos números de varillas han de proyectarse en la misma forma que los momentos resistentes cuando se emplea el método de líneas de fluencia.

Considérese por ejemplo una viga subreforzada cuyas varillas desarrollan un esfuerzo de fluencia con distribución logarítmico-normal caracterizado por un coeficiente de variación de 0.087 y por una  $f_y$  nominal igual a 0.825  $E(f_y)$ . Supóngase que el área transversal de las varillas tiene distribución gaussiana con esperanza igual a su valor nominal y coeficiente de variación de 0.0116. Supóngase que cuando la viga está simplemente apoyada y tiene solo dos varillas de tensión, el factor de reducción de esfuerzos, referido al valor nominal de  $f_y$ , es 0.90 (referido a  $E(f_y)$  es entonces 0.742). Se desea encontrar el factor de reducción de esfuerzos cuando la viga está empotrada en ambos extremos y tiene ocho varillas en un extremo, seis en el otro y cuatro en la sección de momento positivo máximo y todas las secciones son subreforzadas y tienen suficiente capacidad de rotación para una completa redistribución de momentos. Suponiendo independencias de esfuerzo de fluencia y áreas, el coeficiente de variación de la fuerza de fluencia vale<sup>†</sup>

$$\sqrt{0.087^2 + 0.087^2 \times 0.0116^2 \times 0.0116^2} = 0.0678$$

Con dos varillas, si  $\beta = 0.8$ , resulta  $1 - (1 - 1/n)\beta^2 = 0.68$ . Por tanto,  $1 - 0.0678 \sqrt{0.68} \alpha = 0.742$ , o  $\alpha = 3.58$ ; y con  $8 + 4 + 6 = 18$  varillas,  $1 - (1 - 1/n)\beta^2 = 0.396$ , así que el factor de reducción de esfuerzos resulta  $1 -$

<sup>†</sup> Se demuestra fácilmente que, cuando  $x_1$  y  $x_2$  son variables independientes,

$$c^2(x_1 x_2) = c^2(x_1) + c^2(x_2) + c^2(x_1) c^2(x_2)$$

donde  $g$  significa coeficiente de variación.

$$0.0878 \times \sqrt{0.396} \alpha = 0.802.$$

Efecto del volumen de concreto involucrado. Si es probable que ocurra la falla por aplastamiento del concreto y si el volumen que se encuentra en estado de compresión aproximadamente axial y uniforme es comparable al de un cilindro de control de 15 x 30 cm, la distribución normalizada de resistencias que resulta de los ensayos en cilindros de este tipo será probablemente aplicable a la resistencia del concreto en la estructura, salvo por las diferencias que haya entre la resistencia del concreto en un miembro y en un cilindro y por los efectos de las condiciones atmosféricas, velocidad de aplicación de carga y conceptos similares. Es escasa la información de que se dispone sobre las relaciones que pueda haber entre los parámetros de las funciones de distribución para el concreto puesto en obra y para cilindros de control.

Aplicabilidad de los métodos probabilísticos. Se han hecho intentos infructuosos para explicar las desviaciones de las resistencias medias y los efectos de tamaño y de gradientes de esfuerzos empleando teorías estadísticas de la resistencia de materiales en el concreto<sup>117,118</sup>. Por ejemplo, la teoría predice una distribución logarítmico-normal para la capacidad en carga axial, mientras que se ha encontrado una distribución muy diferente<sup>119,120</sup>. En vigas de mortero simple que fallan en tensión, la teoría estadística de los materiales perfectamente frágiles permite una estimación razonablemente buena de los efectos del gradiente de esfuerzo<sup>4</sup>, pero sobrestima en forma seria la influencia de la longitud de la viga sujeta a un momento flexionante constante.

Cuando son comparables entre sí las probabilidades de falla en distintos modos, se complica bastante el tratamiento teórico. Se ha desarrollado una teoría aproximada que permite estimar las probabilidades de falla en los marcos de concreto reforzado que poseen más de un modo de falla y cuyas articulaciones plásticas tienen una capacidad limitada de rotación<sup>20</sup>.

Las teorías excesivamente simplificadas no predicen correctamente la capaci-



dad de las columnas de concreto reforzado cerca de las zonas de falla balanceada<sup>121</sup>.

Estos inconvenientes de los métodos probabilísticos pueden superarse aplicando procedimientos puramente estadísticos para describir los resultados de los ensayos<sup>122</sup>, prácticamente sin tomar en cuenta el mecanismo de falla. A pesar de su atractivo, tales métodos son objetables debido a que desprecian conscientemente la información que existía antes de realizar los ensayos y no permiten la extrapolación a condiciones geométricas y mecánicas muy diferentes de las que caracterizaron a los ensayos que se hayan empleado en el análisis.

Muchas de las dificultades que impiden en la actualidad el desarrollo de una teoría satisfactoria de la resistencia de los miembros de concreto reforzado no operan cuando se trata de miembros de madera. La situación ha permitido un tratamiento satisfactorio de vigas hechas de este material<sup>123</sup>. Uno de estos tratamientos contiene las siguientes hipótesis, la mayoría de las cuales provienen de estudios estadísticos: 1 La resistencia de la madera, determinada en pruebas estáticas, tiene distribución normal; 2 las deformaciones normales longitudinales varían linealmente con la distancia al eje neutro; 3 la curva esfuerzo-deformación del material en flexión es la misma que en estado uniaxial y uniforme de deformaciones; 4 los efectos del tiempo, la acción de insectos y los ataques bacteriológicos, la deterioración química, etc. se toman en cuenta en el factor de seguridad, y 5 el redondeo a tamaños comerciales existentes introduce un aumento en las dimensiones lineales que tiene distribución uniforme en cada intervalo definido por dos dimensiones comerciales consecutivas. En preferencia a intentar una evaluación analítica de la distribución de momentos resistentes en vigas el autor aplica un método de Monte Carlo usando tablas de números aleatorios con una distribución normal y uniforme de las variables principales, combinándolas en la forma en que afectan el momento resistente y analizando la distribución resultante.

La razón por la que no se puede aplicar un método paralelo para el concreto reforzado es evidente: no tenemos información de tipo estadístico sobre el comportamiento del concreto en obra, especialmente bajo estados de esfuerzos tri-axiales, sobre el fenómeno de propagación de grietas como función del tiempo ni sobre la interacción del acero y el concreto. Lo que se ha hecho con madera indica el camino de lo que se debe procurar con el concreto reforzado en un futuro cercano.

#### 28. Resistencia en fatiga

La información que presenta el art 6 permite estimar la vida media de especímenes de concreto simple o de acero en fatiga así como la de miembros de concreto reforzado. La distribución del número de aplicaciones de carga antes de la falla para un nivel de esfuerzos constante puede deducirse del modelo estocástico siguiente<sup>123</sup>:

Sea  $n$  el número de aplicaciones de carga en cada etapa del proceso,  $A$  la profundidad de la grieta, y  $\Delta A$  el incremento de  $A$  en una aplicación de carga. Supóngase que la esperanza de  $\Delta A$  en un ciclo dado es proporcional a la profundidad que ha alcanzado por la grieta:

$$E(\Delta A_n) = \alpha A_{n-1} \quad (19)$$

donde  $\alpha$  es una constante. Consideremos el caso en que  $n \gg 1$ , así que  $\Delta A_n \ll A_{n-1}$  y la ec 19 resulta, sin error excesivo,

$$dA = \alpha A$$

Por consiguiente,  $d(\ln A) = \frac{dA}{A} = \alpha$

Se deduce que el proceso de propagación del logaritmo de la profundidad de la grieta puede considerarse como un camino casual en el que todos los pasos son positivos y todos tienen la misma esperanza.

Defínase este camino casual como uno en que la probabilidad de que la  $A$  crezca en  $\Delta(\ln A)$  es  $p$ , y la probabilidad es  $q$  de que  $\ln A$  no cambie en un paso dado. El número de pasos que difieren de cero constituirá un proceso de Ber-

noulli con esperanza

$$E(y) = p\gamma$$

y variancia  $\sigma^2(y) = pq = s\gamma$

donde  $y$  = número de pasos que difieren de cero

$$\gamma = \ln N$$

$N$  = número de aplicaciones de carga que origina la falla en fatiga

Como suponemos  $N \gg 1$ , la distribución de Bernoulli puede reemplazarse asintóticamente por la distribución normal, lo cual da una densidad de probabilidad

$$f(\gamma) = \frac{K}{\sqrt{2\pi s\gamma}} e^{-\frac{(y-p\gamma)^2}{2s\gamma}} \text{ si } \gamma \geq 0 \\ = 0 \text{ si } \gamma \leq 0$$

donde  $K$  es una constante que hace que el área bajo  $f(\gamma)$  sea igual a uno.

Por medio de transformaciones sencillas podemos expresar la fórmula anterior como

$$\Pr(\gamma > \gamma_1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\kappa}} \int_0^{\beta\gamma_1} \frac{1}{\sqrt{\eta}} e^{-\frac{(1-\eta)^2}{2\kappa\eta}} d\eta \quad (20)$$

mientras que la esperanza y la variancia de son

$$E(\gamma) = \frac{1 + 0.5\kappa}{\beta}$$

$$\sigma^2(\gamma) = \frac{\kappa + 1.25\kappa^2}{\beta^2}$$

Los parámetros  $\beta$  y  $\kappa$  pueden obtenerse de las dos últimas expresiones después de tomar la media y la variancia de la distribución de frecuencias de  $\ln N$  como estimadores de  $E(\gamma)$  y  $\sigma^2(\gamma)$ .

Cuando  $\kappa \ll 1$  son útiles las siguientes aproximaciones

$$\Pr(\gamma > \gamma_1) \approx \frac{1}{2} \left\{ 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{1}{\sqrt{2\kappa}} \left( \sqrt{\beta\gamma_1} - \frac{1}{\sqrt{\beta\gamma_1}} \right) \right) \right\}$$

$$\beta \approx \frac{1}{E(\gamma)}$$

$$\kappa \approx \frac{\sigma^2(\gamma)}{E^2(\gamma)}$$

La función de riesgo que se asocia a  $\phi(\psi)$  aumenta monotónicamente con  $\psi$ , y tiende a un  $1/2\psi$  cuando  $\psi$  tiende a infinito. El hecho es importante, ya que funciones de densidad de falla como la distribución logarítmico-normal, que se usan profusamente, conducen a variaciones no monotónicas de la función de riesgo. Tal variación es incongruente con el hecho de que las aplicaciones de cargas sucesivas, a un nivel de carga constante, debilitan sistemáticamente el material y bajan su probabilidad de sobrevivencia en ciclo posteriores<sup>4</sup>.

La densidad de probabilidad, la función de riesgo y la función de falla (ec 20) que provienen del modelo presentado se ilustran en las figs 24-32 para valores específicos de los parámetros  $\beta$  y  $\psi$ ; las últimas cinco gráficas comparan los resultados de la ec 20 con datos empíricos que se refieren a especímenes de concreto simple, reforzado y presforzado y de aluminio<sup>124-126</sup>.

El modelo anterior se formuló en términos de profundidad de grieta. Se aplica sin cambios a tipos más generales de falla por fatiga en los cuales la palabra "grieta" debe sustituirse por "daño". El modelo no es aplicable, sin embargo,<sup>a</sup> los efectos de "fatiga de corto ciclaje" (hasta unas cuantas decenas de aplicaciones de carga).

Son relativamente escasos los datos sobre corto ciclaje. En la actualidad, es poco lo que se puede agregar a la información de que se dispone sobre valores medios. Se sigue de allí que, en una gran variedad de condiciones, los miembros de concreto reforzado que se detallan cuidadosamente no disminuyen su capacidad de carga ante los efectos de un pequeño número de aplicaciones de carga, pero que su rigidez y capacidad de absorción de energía pueden verse afectadas seriamente. Se concluye que las pruebas de carga ordinarias en estructuras que han sido daña-

<sup>4</sup> Aparentemente la distribución logarítmico-normal fue propuesta a partir del concepto erróneo de que la distribución del número de aplicaciones de carga que produce la falla es la misma que la distribución de profundidades de grieta.

das por sismo o por otras perturbaciones dinámicas no son especialmente significativas desde el punto de vista de la predicción de su capacidad para soportar perturbaciones similares en el futuro, ya que tales pruebas de carga tienden a estimar la fuerza que produciría la falla si se la aplicara estáticamente.

## 29. Factor de seguridad y factores que se relacionan con él

Factor de seguridad. Tradicionalmente el factor de seguridad se define como el mínimo cociente entre los esfuerzos resistentes y los actuantes; el mínimo se toma para la estructura en su totalidad, para miembros estructurales o para secciones individuales, y frecuentemente se cita un factor de seguridad diferente para cada tipo de falla que pueda ocurrir. En estructuras heterogéneas, como las de concreto reforzado, se da un conjunto diferente de factores de seguridad para cada material constitutivo.

Los factores de reducción de esfuerzo son el inverso de los factores de seguridad correspondientes.

Ya que las cantidades involucradas en la definición son variables aleatorias, la definición tradicional puede sustituirse por

$$F_s = \min \frac{\text{esfuerzo resistente nominal}}{\text{esfuerzo actuante nominal}}$$

donde  $F_s$  es el factor de seguridad y los valores nominales se eligen sistemáticamente como funcionales de las funciones de distribución de los esfuerzos resistentes y actuantes. Los esfuerzos que intervienen en esta expresión se remplazan frecuentemente con esfuerzos generalizados (como momentos flexionantes o fuerzas cortantes) según el criterio de falla que se adopte.

Factor de carga. En forma similar el factor de carga puede definirse como

$$F_c = \frac{\text{carga nominal necesaria para causar la falla}}{\text{carga nominal actuante}} \quad (21)$$

Se han usado distintos argumentos para justificar el uso ya sea de factores de carga o de factores de reducción de esfuerzos o de ambos. La introducción de

estos factores no es más que cuestión de conveniencia mientras admitamos que la optimización explícita está todavía fuera de nuestro alcance como método de diseño. Las bases para fijar los factores de amplificación de carga y de reducción de esfuerzos se dilucidarán mediante unos cuantos ejemplos. La conciencia sobre el propósito del diseño estructural será útil para establecer esos factores en una forma más congruente que la habitual.

Factores de reducción de esfuerzo y amplificación de carga combinados. Considérense dos diseños alternativos de una estructura. En el primero todas las cargas nominales se multiplican por un factor de carga  $F_1$  y las curvas esfuerzo-deformación mantienen su forma nominal. En el segundo diseño todas las cargas conservan sus valores nominales mientras que las ordenadas (esfuerzos) de las curvas esfuerzo-deformación se afectan por un factor de reducción de esfuerzo  $1/F_2$ ; en otras palabras, las capacidades nominales, los esfuerzos de fluencia y los modos de elasticidad se dividen entre un factor de seguridad que se toma igual a  $F_2$ . Los dos diseños serán obviamente idénticos. Por tanto si el factor de carga y el de seguridad afectan, respectivamente, a todas las cargas y a todos los esfuerzos en la misma forma, serán intercambiables. Si ambos tipos de factores se usan en el diseño de una estructura sus valores individuales no serán significativos; sólo el producto  $F_1 F_2$  lo será.

Generalmente el esfuerzo de fluencia y el máximo se afectan por coeficientes de reducción de esfuerzo mientras que los módulos de elasticidad se toman iguales a sus valores nominales. Cuando se sigue esta práctica la equivalencia entre  $F_1$  y  $F_2$  permanece estrictamente válida para sistemas en los que los esfuerzos son independientes del módulo de elasticidad, como es el caso de los sistemas de comportamiento lineal y de todas las estructuras isostáticas; la equivalencia es sólo aproximada en los demás casos.

La ventaja de usar factores de carga surge cuando las fuerzas que actúan en diferentes direcciones o en sentidos opuestos se multiplican por valores diferen-

tes. Considérese la probabilidad de volteo de un prisma que descansa en roca cuando tanto la roca como el material de que está hecho el prisma tienen una resistencia elevada en compresión ("elevada" en comparación con el esfuerzo medio de contacto ante cargas gravitacionales) y sobre el prisma actúan fuerzas laterales estáticas. Prácticamente el volteo ocurrirá cuando la resultante de las fuerzas que actúan sobre el prisma pasa por una de las aristas de la base. La probabilidad de este evento no se verá afectada apreciablemente por cambios en los coeficientes de reducción de esfuerzos o en los factores de carga si tanto las fuerzas verticales como las laterales se multiplican por el mismo valor. El único método simple para conseguir protección contra el volteo radica en el empleo de un factor mayor para las fuerzas laterales que para las verticales. Es torpe remplazar esta recomendación con la de que la resultante de las fuerzas nominales caiga dentro del núcleo central.

En muchos otros ejemplos sería igualmente objetable modificar los factores de reducción de esfuerzos en función de la dirección en que actúan las fuerzas. Hay pues una buena razón para adoptar el uso de factores de carga siempre que estos se hagan depender de la dirección y del sentido de las cargas.

No es necesario que los factores de carga aparezcan explícitamente en los cálculos sino que pueden incorporarse en cada fuerza en particular. Un reglamento de construcción puede indicar presiones de viento que sean mayores que las esperanzas de sus magnitudes mientras que, al mismo tiempo, mantiene la aceleración de la gravedad igual a su valor real.

Los tipos de falla que se asocian a una baja sensibilidad al coeficiente de reducción de esfuerzos generalmente ocurren sin aviso. Las señales de la falla inminente dependen esencialmente del comportamiento del material. Por tanto, es conveniente usar factores de reducción de esfuerzos para reflejar la posibilidad de aviso de falla y dejar los factores de carga intactos para este efecto. Aun si pudieran especificarse o predecirse en forma determinística las propiedades

del material habría buenas razones para introducir factores de reducción de esfuerzos. Estos deberían depender de la naturaleza y de la magnitud del fenómeno que precede a la falla, tales como deformaciones y agrietamientos apreciables. De hecho estos coeficientes están condicionados principalmente por la incertidumbre en la capacidad estructural que se origina en la incertidumbre que tenemos sobre las propiedades de materiales.

El uso de factores de reducción de esfuerzos para reflejar las señales de la falla inminente trae consigo el riesgo de introducir factores mayores que la unidad. Para impedir esta situación deben escogerse en forma adecuada las fuerzas y las resistencias nominales.

El factor de reducción de esfuerzos dependerá del número de secciones críticas que participan en la falla, ya que el coeficiente de variación de sus resistencias combinadas es función decreciente de este número. Por otra parte el factor de reducción de esfuerzos deberá ser función decreciente del volumen de material sometido a esfuerzos elevados al iniciarse la falla, debido a efectos estadísticos y de gradiente de esfuerzos, a menos que el criterio de falla incluya explícitamente estos efectos.

Correcciones geométricas. La precisión con que puede predecirse la capacidad estructural es una función de la precisión con que se conoce la geometría de la estructura. Hay incertidumbres en cuanto a las dimensiones de las secciones transversales y a la alineación de los miembros estructurales. Las funciones de distribución de la discrepancia entre la geometría nominal y la real están caracterizadas por parámetros que no son proporcionales a las dimensiones nominales<sup>3</sup>. Por ejemplo, la probabilidad de que el peralte de una losa sea 1 cm menor que lo se muestra en los planos estructurales es prácticamente independiente de si los planos indican 10 o 30 cm. Las discrepancias aleatorias en las dimensiones transversales no pueden incorporarse en forma satisfactoria en los factores de seguridad ya que los miembros con secciones nominales más pequeñas se ven afectados,



proporcionalmente, en mayor grado por esta discrepancia que los miembros mayores, y lo mismo vale para las desviaciones de los ejes de las piezas. Además los miembros más delgados son más vulnerables a los efectos "secundarios" sobre las estructuras, que se desprecian normalmente en el diseño, como el impacto accidental, la abrasión y el intemperismo, y lo mismo sucede en cuanto a defectos en manufactura.

De nuevo sería torpe modificar los factores de incremento de carga o los de reducción de esfuerzos en función de las dimensiones de la sección transversal. Por razones de sencillez algunos reglamentos yerran del lado de la seguridad en las recomendaciones de diseño para miembros de secciones transversales grandes y limitan las dimensiones mínimas que se pueden construir. Sin embargo, no implica mayor complicación para quien diseña que entre a sus gráficas con dimensiones que sean, por ejemplo, 2 cm mayores de las que muestran los planos cuando estima las cargas muertas y 1 cm menores de las nominales cuando encuentra los momentos y cortantes resistentes. Esta práctica elimina errores innecesarios del lado de la seguridad en algunos casos y, en otros, las limitaciones dimensiones mínimas. Por las mismas razones parece preferible adicionar una excentricidad constante "accidental" a todas las excentricidades calculadas para la carga en lugar de estipular un valor mínimo como hacen algunos reglamentos.

Las correcciones geométricas en peraltes efectivos, en espesores y en las excentricidades dependerán de la calidad de la mano de obra. No habrá que aplicar correcciones del mismo tipo al área transversal de refuerzo, a menos que exista un serio peligro de corrosión, ya que las tolerancias correspondientes son estrictas y están expresadas como una fracción del área nominal. Además, cuando el control en la laminadora es poco estricto las áreas reales tienden a exceder los valores nominales debido al desgaste de los rodillos. El mismo razonamiento se aplica a las secciones de perfiles laminados de acero.

Es: Errores de redondeo. Además de la protección necesaria contra las incerti-

dumbres en las cargas, resistencia y geometría, se necesita protección por los errores de redondeo en los cálculos numéricos. Estos pueden ser en ocasiones muy serios, lo que es notable en el análisis de arcos. Este tipo de imprecisiones se evita llevando las operaciones numéricas con un número suficiente de cifras significativas. Sin embargo en muchos casos estos errores son despreciables si se comparan con los que derivan de las simplificaciones debidas a los métodos de análisis que se hayan usado.

Aproximaciones en el análisis. Es cierto que existen métodos más refinados de los que se usan normalmente. Esto no implica que siempre deben usarse los métodos refinados. El concepto que generalmente determina el grado de refinamiento con que debe analizarse una estructura es el tiempo disponible, el cual suele estar gobernado por el inicio de las operaciones de construcción y por la necesidad de diseñar otras estructuras. Normalmente puede hacerse una estimación rápida para cuantificar los beneficios que se podrían derivar y los que se perderían de adoptar métodos de análisis más refinados para así decidir sobre el grado de refinamiento más conveniente.

Pueden tomarse provisiones de varios tipos contra los errores y las incertidumbres implícitas en los métodos adoptados. La más expedita consiste en usar en forma consciente fórmulas y coeficientes que impliquen errores de compensación del lado de la seguridad. Un ejemplo evidente de esta práctica se encuentra en las fórmulas de ACI para capacidad en tensión diagonal, que se basan en una curva que representa datos empíricos y que se ha ajustado del lado de seguridad.

A veces las incertidumbres debidas a las aproximaciones que contienen el análisis y el diseño pueden incorporarse en forma satisfactoria en los factores de reducción de esfuerzos y en los de carga, si bien hay otras formas válidas para tomarlos en cuenta. Por ejemplo, muchas estructuras no se revisan para cambios volumétricos debidos a contracción y a variaciones de temperatura. La ausencia de estas revisiones se compensa especificando un porcentaje mínimo de refuerzo e

introduciendo juntas de contracción con cierto espaciamiento máximo; es de suponerse también que los esfuerzos de trabajo que se usan en diseño estén ya reducidos según algún criterio para tomar en cuenta los efectos de cambios volumétricos, y, ya que la resistencia en tensión diagonal es especialmente sensible a estos cambios, el esfuerzo de trabajo del concreto en cortante se reduce mas drásticamente por este efecto.

En estructuras cuya sensibilidad a las deformaciones impuestas es mayor de la usual, como sucede con los arcos empotrados, los cambios volumétricos y los desplazamientos de los apoyos se introducen ordinariamente en forma explícita en el análisis. Esto se hace frecuentemente en una forma tan simplificada que es necesario exagerar las deformaciones totales o disminuir los esfuerzos de trabajo para tomar en cuenta el tratamiento poco preciso. Un ejemplo extremo de este tipo de práctica se encuentra en el diseño de presas bóveda: la mayor fuente de incertidumbres se encuentra en los desplazamientos de las laderas; sin embargo estos se tratan usando métodos aproximados y determinísticos para el análisis mientras que los esfuerzos de trabajo y los factores de carga contra el colapso se escogen en una forma conservadora aparentemente injustificada.

Tamaños comerciales. Se comete universalmente <sup>un</sup> tipo de error consciente del lado de la seguridad al redondear a tamaños comerciales de varillas de refuerzo y a números redondeados a centímetros o pulgadas las dimensiones de la sección transversal de los miembros de concreto. En miembros isostáticos no es factible compensar estos errores y solo queda reconocer que afectan a las funciones de distribución de la capacidad estructural. En estructuras hiperestáticas es con frecuencia ventajoso comprobar si puede hacerse una pequeña redistribución plástica del acero para evitar así un diseño excesivamente conservador.

Variaciones en los factores de reducción de esfuerzos y de amplificación de carga. Bajo un conjunto dado de circunstancias, la probabilidad óptima de falla depende de las consecuencias de la falla y de la frecuencia que cabe esperar de

la condición de carga. Tanto el factor de carga como el de reducción de esfuerzos es función de esta probabilidad y por tanto ambos dependerán de la severidad de la condición de carga y de la severidad del tipo de falla. A ello obedece que los factores de carga para la combinación de sismo o viento con las fuerzas gravitacionales sean menores de los que se usan cuando estas últimas actúan solas.

Conviene también que los factores de carga sean función creciente de la importancia de la estructura que se diseñe. Esta práctica está implícita en muchos mas no en todos los reglamentos de construcción cuando se especifica un coeficiente de cortante en la base para diseño sísmico que se hace depender de la importancia de que sobreviva la estructura después de un sismo. Para las estaciones de bomberos, por ejemplo, se requiere un coeficiente de cortante en la base mayor que para los edificios de departamentos; generalmente se cometen errores mayores del lado de la inseguridad para las cortantes sísmicas en un análisis estático en los pisos superiores que en los inferiores de los edificios altos.

Aparentemente ningún reglamento de construcción diferencia entre los factores de carga y los factores de reducción de esfuerzos para fuerzas gravitacionales en función de la importancia de la estructura. Ello parece indicar que los redactores de los reglamentos solo contemplan la posibilidad de colapso ante sismos, o quizás viento, lo cual se refleja en una actitud optimista acerca de la evaluación de las cargas vivas y de la capacidad estructural. Esta práctica es congruente con el criterio de probabilidad nula de falla. Hemos visto que este criterio puede ser aplicable en la ausencia de fuerzas extremadamente altas como las que causa un sismo muy intenso.

Por sencillez conviene hacer depender únicamente los factores de carga y de esfuerzo de la severidad de la carga y de las consecuencias de la falla, y tratar las correcciones geométricas y los errores conscientes en el análisis como independientes de estas variables.

En la práctica estadounidense, después de la publicación del Apéndice sobre

diseño plástico del reglamento ACI 1956, ha sido usual emplear factores de carga diferentes para carga viva y muerta. La diferencia hubiera sido innecesaria si el grupo que escribió el reglamento hubiera también podido fijar las cargas vivas que debían suponerse en el diseño para cada ciudad en la cual se fuera a adoptar el reglamento. Se hubiera justificado en tal caso aplicar criterios de diseño más refinados para valorar la carga viva que los que suelen emplearse. Este problema se discute más adelante.

Uno de los ejemplos más evidentes de una aplicación implícita en forma cualitativa intuitiva del teorema de Bayes en el diseño estructural se encuentra en la disminución progresiva de factores de seguridad en sistemas estructurales que han tenido una historia de comportamiento satisfactorio. Las losas planas se encuentran en esta categoría. Existe una contrapartida: el colapso frecuente de estructuras en un modo de falla lleva a aumentar los factores de seguridad correspondientes; un ejemplo son los cambios en las recomendaciones de reglamento ACI referentes a tensión diagonal.

El factor de importancia. A veces puede alcanzarse la combinación más apropiada de distintos factores correctivos asignando a uno de ellos un valor desconcertante. Por ejemplo, una losa continua en dos direcciones puede necesitar un factor de incremento de esfuerzos para el diseño de su refuerzo, para conservar los factores de carga y las correcciones geométricas que parezcan adecuadas para los otros miembros de una estructura determinada. Esta situación puede evitarse introduciendo un factor adicional que puede ser mayor o menor que uno, y que depende de la importancia de la estructura, tal como se hace en el reglamento soviético<sup>123</sup>. En esta forma todos los factores de reducción de esfuerzo pueden tomarse menores que uno y todos los factores de incremento de carga mayores que uno.

El enfoque es más atractivo que el uso de factores de reducción en los coeficientes de diseño. Esta última práctica es contraria a los requisitos de la estática. Además no puede generalizarse fácilmente para sistemas estructurales

similares a los que se cubren en el reglamento pero no incluidos explícitamente en el, como las losas con pequeñas irregularidades. Es cierto que estas objeciones a la violación de la estática son principalmente de naturaleza didáctica y estética, ya que el número de estructuras que se afectan en forma desfavorable dejándolas fuera de un reglamento es pequeño. Pero esta práctica tiene el peligro de que una revisión futura de reglamento elimine la reducción considerada. De aquí las ventajas de introducir un factor de "importancia" adicional.

### 30. Criterios de sobrevivencia y de servicio

Generalidades. Hablando de la mayoría de las estructuras se dice que cuando sufren colapso completo han fallado. Pero las cimentaciones no pueden, en general, experimentar colapso. Otras estructuras pueden alcanzar un colapso parcial y aun así puede decirse que han cumplido con su función en forma satisfactoria, como sucede con los refugios antiséicos. En cambio puede considerarse que otros tipos de estructura han fallado cuando se han deformado más allá de sus condiciones de servicio y no es factible una reparación en forma económica, aun cuando se encuentren lejos del colapso.

Los criterios de falla, en el sentido más amplio de la palabra, no son de ningún modo universales, ni sencillos, ni determinísticos.

Deflexiones. Aparte del colapso, la falla o inutilización más frecuente se debe a deformaciones excesivas. El caso más sencillo de este fenómeno se refiere a las deflexiones excesivas en una viga interior. La deflexión puede ser excesiva debido al posible daño en muro o en sus acabados cuando aquel se apoya en el piso inferior. En este caso la deflexión no debe exceder de un cierto valor, independientemente del claro de la viga. La limitación que se especifique debe considerar las tolerancias en la construcción: deberá reconocer las probables discrepancias entre los planos y la obra terminada.

Como segundo caso, una deflexión puede considerarse excesiva si se aprecia a simple vista. Cuando hay una referencia horizontal cerca de la trabe, la de-

flexión máxima permisible estará de nuevo definida por una magnitud absoluta, independiente del claro de la viga. En caso contrario parecerá razonable estipular una fracción del claro y valores como los que aparecen normalmente en los reglamentos, tales como  $1/240$ , parecen aceptables.

En ambos casos extremos, los criterios de diseño pueden verse fuertemente modificados cuando se toma en cuenta la posibilidad de especificar contraflechas. No obstante, dadas las grandes incertidumbres que implica el cálculo de deflexiones, debe tenerse cuidado para evitar contraflechas excesivas.

Como tercera situación a considerar, la razón para limitar la deflexión de una viga puede radicar en el deseo de no dañar los muros que soporte la viga, ni el yeso, pintura u otros materiales que pueden recubrir a estos elementos no estructurales. De nuevo la relación entre la deflexión máxima y el claro de la viga dará un criterio de falla, aunque en forma burda. Las curvaturas y las pendientes máximas de una viga pueden ser mas significativas en algunos casos. Las limitaciones sobre las deflexiones, pendientes y curvaturas deben depender del comportamiento de los materiales que están hechos los muros y de la importancia que asigne al agrietamiento. Hasta el tono de la pintura -- sea claro u oscuro -- puede tener influencia. El número de variables que intervienen es tan grande que mientras no se disponga de un dato realista, respaldado por una teoría sobre el daño en muros parece <sup>er</sup>atinar con el criterio muy simplista que prevalece en la actualidad y que toma en cuenta indirectamente estos hechos limitando la relación deflexión a claro independientemente de este<sup>102</sup>, haciendo la relación permisible una función decreciente del claro<sup>127</sup> o usando una relación lineal<sup>103</sup>.

$$y_{\max} = a + bL'$$

en la cual  $y_{\max}$  es la deflexión máxima medida de la recta que une los puntos de inflexión en la viga ;  $a$  y  $b$  son constantes (respectivamente 0.5 cm y  $1/500$  para pisos de unidades de habitación), y  $L'$  es la distancia entre puntos de inflexión.

Otros conceptos que establecen límites de las deflexiones permisibles incluyen el daño al equipo que descansa sobre la viga (lo cual limita la pendiente con la que debe colocarse el equipo, o la pendiente máxima de la porción respectiva de la viga); el agrietamiento del yeso o pintura <sup>de</sup> la viga (lo cual limita la pendiente en los techos declinados, mientras en techos horizontales el problema puede tratarse como uno de valores característicos de vigas sobre cimentaciones elásticas con una rigidez negativa<sup>128</sup>); etc.

Vibraciones de pisos. Se acostumbra considerar excesivas las vibraciones debidas a la carga viva cuando son perceptibles al llevar a cabo las actividades diarias. No es difícil estimar la amplitud y frecuencia de estas vibraciones. Por ejemplo, en un baile violento, un piso puede desarrollar deflexiones iguales a las producidas por una carga de  $250 \text{ kg/m}^2$  aplicada estáticamente, a causa de un factor de amplificación dinámica de cerca de 3 que debe asignarse a la carga viva estática<sup>25</sup>. La frecuencia de las vibraciones puede calcularse en este caso considerando la rigidez del piso y la masa de la carga muerta más  $250/3 \text{ kg/m}^2$  debida a las personas que se apoyan en la losa. Cuando un piso vibra con un movimiento estacionario la perceptibilidad o la severidad de las vibraciones puede determinarse a partir de una gráfica como la que se muestra en la fig 33. No se sabe hasta dónde haya de modificarse este criterio para aplicarlo a las vibraciones transitorias amortiguadas que son de mayor interés.

Desplazamientos horizontales. Las vibraciones provocadas por sismos o viento se limitan generalmente a distintos valores, en función de los periodos de recurrencia de la perturbación que se considera y de las consecuencias que pueden tener las deflexiones laterales. Si los elementos no estructurales están ligados a la estructura en la forma tradicional, la práctica japonesa actual exige desviaciones angulares (desplazamientos laterales relativos entre pisos consecutivos, divididos entre la altura del piso) de 0.0025 a 0.0067, dependiendo de la frecuencia con que cabe esperar que ocurran las intensidades sísmicas en cuestión<sup>129</sup>.



La práctica mexicana<sup>73</sup> aumenta el desplazamiento horizontal permisible de 0.002 a 0.004 en edificios de apartamentos y oficinas cuando los elementos no estructurales se apoyan en tal forma que no se dañan como consecuencia de las oscilaciones de la estructura ante la acción de sismos de la intensidad para la que se admite que el diseño adoptado protege a la estructura.

Comentarios finales. En todos los casos de limitación de desplazamientos es importante reconocer que las cantidades calculadas implican incertidumbres mayores que las resistencias, y que los criterios de aceptación o tolerancia involucran incertidumbre mucho mayores que los criterios de sobrevivencia.

### 31. Detalles

Generalidades. La mayoría de los reglamentos de construcciones contienen limitaciones sobre dimensiones mínimas, espaciamientos máximos de varillas y requisitos similares que deben respetarse independientemente de los esfuerzos y deformaciones calculados. Las limitaciones parecen arbitrarias a primera vista. Unas de ellas son en realidad rezagos de recomendaciones que tenían razón de ser en una edición previa del reglamento y que no se justifican en la actualidad. La mayoría de ellas, sin embargo, cumplen con una función. En general el respetarlos no causa mayor daño que una pérdida casi sistemática de economía, ya que la mayoría de estos requisitos reflejan una generalización excesiva. En los párrafos siguientes consideraremos algunos de los requisitos más importantes en cuanto a detalles.

Espesores de losas. Muchos reglamentos de construcción exigen que una losa tenga por lo menos tantos centímetros de peralte, independientemente de las dimensiones de los claros y de las condiciones de continuidad. La limitación no se relaciona con las deflexiones. Hay dos razones concebibles, de carácter general, para establecer tal límite absoluto. La primera se refiere a que los errores en dimensiones y los efectos de la abrasión no quedan cubiertos por factores de reducción de esfuerzos a menos que se establezca un límite inferior en las dimen-

siones de la sección transversal. La segunda razón es que se desea proteger la losa contra los efectos de cargas concentradas y especialmente de impacto. Sin embargo, más que establecer un límite absoluto de este tipo, conviene combinar los factores de carga y esfuerzos con una corrección geométrica que debe tomarse en cuenta en el diseño. Esto puede conseguirse con el requisito de que la losa, ya sea maciza, aligerada o nervada, deba ser capaz de resistir una carga concentrada de tantos kilos en cualquier punto (un reglamento estipula 1 ton<sup>103</sup>). La carga puede darse en función del procedimiento de construcción y del tipo de ocupación.

El aislamiento térmico y acústico y la protección contra robos frecuentemente imponen limitaciones al espesor que son del mismo orden de las que marca un reglamento de carácter estructural o que las exceden. El asunto del peralte mínimo por razones estructurales se vuelve entonces de interés académico. Pero hay casos en que el cumplimiento de los requisitos reglamentarios sobre espesor aumenta los costos en forma innecesaria, como sucede en algunos proyectos de habitación económica.

La limitación de espesor de losas en función de las dimensiones del tablero tiene evidentemente el fin de limitar las deflexiones y las vibraciones verticales. Las fórmulas de este tipo son burdas y no incluyen en forma explícita la carga, la resistencia y el módulo de elasticidad del concreto ni el esfuerzo de trabajo del refuerzo. En proyectos poco usuales se justifica calcular las deflexiones y la amplitud de oscilación, compararlos con los resultados de cálculos similares para losas de comportamiento conocido y tomar una decisión fundamentada.

Dimensiones de la sección transversal de columnas. En el reglamento ACI 1956 se limita la dimensión mínima de columnas a 20 cm y se exige un área transversal mínima de 780 cm<sup>2</sup>. En 1963 esas limitaciones cambiaron a una sección transversal mínima de 620 cm<sup>2</sup>. El CEB en 1964<sup>130</sup> permitía dimensiones menores que 25 cm solo si  $f'_c \geq 170 \text{ kg/cm}^2$  y si la cantidad de refuerzo excedía aproximadamente de 5 por

ciento. Por las razones expuestas en el art 29, mas que limitar las dimensiones de la sección transversal o el área de las columnas es ventajoso adoptar correcciones geométricas para estas dimensiones, junto con una excentricidad accidental de las fuerzas longitudinales.

En algunos miembros muy delgados existe el peligro, si se siguen prácticas de construcción rudimentarios, que una parte importante del concreto se pierde por la instalación de marcos de puertas y ventanas y sea remplazada por mortero de baja resistencia. Para evitar esta posibilidad un despacho de cálculo diseña el acero vertical para que sea capaz de soportar la carga axial total si el área de la sección transversal de la columna no excede de  $225 \text{ cm}^2$ ; e interpola linealmente entre 100 y cero por ciento de la carga axial para áreas comprendidas entre  $225$  y  $475 \text{ cm}^2$ .

Recubrimiento. No se necesita un recubrimiento muy grande para asegurar la penetración adecuada del concreto ni para proteger contra la corrosión del refuerzo. En el proceso de vibrado es casi seguro que el concreto fluya entre las varillas de refuerzo y la cimbra, aun si el espacio existente es considerablemente menor del que ordinariamente se especifica. Con un concreto denso no agrietado, de 1.1 cm de espesor se impide la corrosión en forma tan adecuada como con un recubrimiento mas grueso, mientras que el fenómeno no se inhibe adecuadamente con un concreto poroso o severamente agrietado, cualquiera que se espesor<sup>131</sup>. La verdadera razón para elegir recubrimientos gruesos se halla en que permiten desarrollar esfuerzos de adherencia elevados, especialmente con varillas corrugadas. Esta función del recubrimiento del concreto se ha confirmado experimentalmente<sup>132</sup>.

Un requisito como el de que "el recubrimiento neto no será menor que 1 cm ni menor que el diámetro de la varilla (o que el diámetro de la varilla equivalente para refuerzo en paquetes)"<sup>133</sup> tiende a asegurar una protección adecuada contra la corrosión y un esfuerzo máximo de adherencia de  $6 \sqrt{f'_c}/D \text{ kg/cm}^2$ , donde D es el diámetro de la varilla. Aun este requisito, que es menos limitativo que

los que contienen varios reglamentos, es demasiado severo para paquetes de varillas y varillas de gran diámetro. En estos casos el recubrimiento puede hacerse todavía menor que el diámetro de la varilla sin detrimento de la resistencia si los esfuerzos de adherencia que se puedan llegar a presentar son suficientemente pequeños o si se provee un refuerzo trasversal suficientemente cerrado como para proteger contra la falla por desgajamiento.

Las observaciones anteriores ameritan modificación cuando se anticipa desgaste de la superficie o se piensa acudir a ciertos acabados especiales así como cuando se desea suministrar un recubrimiento generoso para proteger contra incendio.

Juntas de construcción. Las juntas de construcción deben diseñarse, no dejarse a decisiones arbitrarias que se tomen en la obra. Estas juntas deben diseñarse de manera que siempre trabajen en compresión, salvo en condiciones extremadamente severas de carga. De lo contrario existe la posibilidad de que las juntas definan secciones de relativa debilidad en tensión y ello provoque la formación de grietas objetables. Según este razonamiento, la junta de la fig 34a es preferible a la que muestra la fig 34b.

Hay diversas maneras de lograr adherencia satisfactoria en las juntas. Todas las alternativas exigen una limpieza extrema. (No parece haber razón fundada para especificar el uso de una lechada de cemento antes de volver a colar, como lo piden varios reglamentos.) Sin embargo, en secciones que pueden ser críticas por sismo o impacto, importa que sea mínima la probabilidad de producir una superficie relativamente débil. Si hay dudas (y en general las hay) sobre la efectividad con la que se aplicarán las especificaciones, se justifica suministrar un refuerzo adicional en estas secciones, pues en todo miembro estructural es aceptable una pequeña zona que tenga una resistencia excesiva, mientras el caso contrario puede implicar daños locales serios y no es significativo el costo adicional en la protección extra no es significativo.

Refuerzo por contracción y temperatura. La efectividad del refuerzo para limitar el tamaño de las grietas por cambios volumétricos depende no solo del porcentaje de este refuerzo -- que es el único parámetro que tome en cuenta la mayoría de los reglamentos de construcción -- sino también de las dimensiones del miembro estructural; de las condiciones de exposición al intemperismo, del curado, del espaciamiento de refuerzo, de las corrugaciones de las varillas, y de varios otros factores. En los arts 20 y 21 discutimos la mayoría de estos conceptos.

Refuerzo mínimo y máximo por flexión. De acuerdo con el reglamento ACI 1956 la cuantía de refuerzo en miembros de flexión no debía ser menor que 0.5 por ciento. En 1963 se especificó por lo menos  $14/f_y$  por ciento, donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia nominal del acero, en  $\text{kg/cm}^2$ . Otro reglamento<sup>103</sup> especifica un mínimo de  $0.5 \sqrt{f'_c}/f_y$  por ciento ( $f'_c$  y  $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ). Estos requisitos tienden a asegurar que una vez que el miembro se haya agrietado el refuerzo sea capaz de soportar un momento flexionante mayor del que resistía el concreto antes de agrietarse. En esta forma se obtiene protección contra una falla frágil del concreto en tensión ante una sobrecarga accidental. Las variables principales incluyen el esfuerzo de fluencia del refuerzo y la resistencia en tensión del concreto en flexión, que puede medirse indirectamente por su resistencia en compresión. Los requisitos reglamentarios debieran incluir cuando menos estas variables.

Puede omitirse este requisito cuando el momento flexionante máximo que es de esperarse es bastante menor que aquel que agrietaría al miembro. Al fijar esta salvedad debe tomarse en cuenta la dispersión de cargas y resistencias.

La gran disparidad que hay de un reglamento a otro en lo concerniente a espaciamientos máximos del refuerzo de flexión en losas y cascerones no tiene mayor justificación que la proveniente de la situación económica y de la competencia entre las industrias del acero y el concreto en distintas regiones. Compárense por ejemplo las siguientes limitaciones: no más de 5 veces el espesor del casca-

rón o 45 cm<sup>134</sup>, que tres veces el espesor de la losa<sup>101</sup>, que tres veces el espesor de la losa o 45 cm<sup>102</sup>; que 20 cm para varillas de alta adherencia con esfuerzo de fluencia de 4000 o 5000 kg/cm<sup>2</sup>(130). En vista de esta situación y dado que no parece haber bases analíticas o experimentales que justifiquen espaciamientos del refuerzo a más de tres o cuatro veces el espesor de la losa o del cascarón y ya que escasea la experiencia con espaciamientos tan grandes, parece atinado limitar el espaciamiento a distancias del orden de 3.5 veces el espesor tanto en losas como en cascarones.

Evidentemente el refuerzo en flexión debe también satisfacer todas las limitaciones que se juzgan apropiadas para el refuerzo por temperatura y contracción.

La ductilidad depende sensiblemente del porcentaje de refuerzo. Se ha deducido la expresión siguiente para el factor de ductilidad en miembros que fallan en flexión<sup>133</sup>:

$$\mu = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_y} \left( \frac{1-k}{k_u} \right) \quad (22)$$

donde  $\mu$  = factor de ductilidad

$\epsilon_{cu}$  = deformación última del concreto, = 0.004 ante cargas de corta duración

$\epsilon_y$  = deformación de fluencia del acero

$k = \sqrt{(pn)^2 + 2pn} - pn$

$k_u = \frac{(p - p')f_y}{0.7f_c}$

$n = E_s/E_c$  = relación de módulos

$p$  = cuantía de refuerzo de tensión

$p'$  = cuantía de refuerzo de compresión

$f_y$  = esfuerzo de fluencia

La ec 22 se basa en hipótesis simplificadoras elementales. Los resultados que se obtienen de su aplicación se muestran en la fig 35. Experimentalmente se encuentra que es conservadora<sup>133</sup>. La mayoría de la evidencia experimental pro-

viene de pruebas en las que se producen rotaciones en los extremos, las cuales se hace que aumenten monotónicamente hasta la falla. Un número limitado de pruebas incluye cargas repetidas entre cero y la rotación máxima. Hay poca información sobre el comportamiento ante ciclos de flexión alternada y aquella de la que se dispone<sup>135</sup> no contradice la ec 22 mientras los detalles de anclaje y traslape estén excepcionalmente bien diseñados.

De acuerdo con la ec 22 el factor de ductilidad es función decreciente del porcentaje neto de refuerzo de tensión y de su esfuerzo de fluencia, y es función creciente del cociente  $p'/p$  y de  $f'_c$ . Un aumento en  $\epsilon_{cu}$  aumenta la ductilidad. Se logra un aumento de tres veces en  $\epsilon_{cu}$  confinando el concreto, por ejemplo mediante un refuerzo helicoidal o de estribos muy próximos entre sí<sup>136</sup>.

Como sucede con las demás limitaciones que tienen el fin de asegurar una ductilidad adecuada, puede ignorarse el requisito citado cuando las fuerzas máximas que se esperan en la estructura son considerablemente menores que las que acarrearían su falla. Cuando se reconoce la posibilidad que ocurran temblores intensos, la evaluación de las fuerzas de inercia debe tener en cuenta que dependen del factor de ductilidad. Supóngase que se ha decidido usar un porcentaje de refuerzo neto de tensión tan alto que el factor de ductilidad se ve reducido digamos desde 4.0, que puede alcanzarse con el cuidado normal en el diseño y en la construcción, hasta 2.0. La mayoría de las estructuras que se hallen en esta situación deberán soportar fuerzas laterales iguales a por lo menos al doble de las que serían adecuadas de haberse respetado la limitación en cuanto a refuerzo neto máximo.

Refuerzo vertical máximo y mínimo en columnas. Todo el refuerzo en columnas debe satisfacer las limitaciones adoptadas para el refuerzo por temperatura y contracción y para el refuerzo por flexión. En los reglamentos de algunas ciudades se encuentran que provienen de ciertas prácticas de construcción anticuadas y poco racionales, como se describió en relación a las dimensiones de la sección

trasversal de la columna. En regiones donde cabe esperar aceleraciones sísmicas verticales importantes, se requiere una limitación adicional, que depende de las fuerzas verticales que han de resistirse.

El porcentaje neto de refuerzo de tensión en columnas es normalmente nulo. La ductilidad en este caso aumenta rápidamente con el porcentaje de refuerzo espiral si la falla es en compresión. (Véase la ref 133 en cuanto a valores cuantitativos del factor de ductilidad.)

Además de las razones expuestas en los párrafos anteriores está poco justificado establecer un límite inferior del refuerzo vertical en columnas. Algunos reglamentos<sup>137</sup> establecen un límite tan bajo (0.4 por ciento) que su orden de magnitud es el mismo que para el acero por flexión y por temperatura y contracción. Otros<sup>102</sup> pretenden evitar la fluencia del refuerzo ante cargas de trabajo fijando un límite inferior del porcentaje de este refuerzo. Aun si admitimos que de esta manera se alcanza el objetivo citado, no hay relación experimental entre la fluencia temprana del refuerzo longitudinal y la capacidad de una columna.

Está poco justificado fijar un límite superior al porcentaje de refuerzo vertical, tal como 4 por ciento en columnas con estribos y 8 por ciento en columnas con refuerzo helicoidal. Siempre que la congestión del acero no impida un buen colado del concreto, la única razón válida para usar la cantidad mínima posible de refuerzo es la economía, pero la limitación económica inmediata suele perder vigencia por consideraciones arquitectónicas.

Refuerzo transversal. Los requisitos reglamentarios sobre refuerzo helicoidal en columnas se basan en una experiencia exhaustiva de laboratorio con miembros que cumplan con estos requisitos, y prácticamente no hay experiencia con especímenes que no los satisfagan. Por tanto sería peligroso adoptar criterios distintos de los establecidos.

La efectividad del refuerzo helicoidal se ha reconocido desde hace mucho tiempo. Sin embargo, solo se torna significativa con deformaciones de compresión



tan elevadas que el recubrimiento se encuentra ya en proceso de desprenderse. Esto explica las fórmulas de los reglamentos americanos y de algunos otros que exigen un porcentaje de refuerzo helicoidal ligeramente mayor del que se requiere para compensar la pérdida del recubrimiento. Dichos reglamentos no toman en cuenta la contribución de porcentajes menores y no consideran ningún aumento adicional para porcentajes mayores. El razonamiento en que se basan es que una columna que tenga por lo menos la cantidad especificada de refuerzo helicoidal y que falla en compresión fallará prácticamente con la misma carga que una columna con estribos pero de manera más dúctil lo cual suministrará un aviso de falla incipiente. Los mismos reglamentos permiten una reducción del factor de carga o un incremento en el esfuerzo de trabajo en columnas que tienen cuando menos la cuantía especificada de refuerzo helicoidal; otros reglamentos producen resultados comparables, especificando una excentricidad mínima menor para las columnas con refuerzo helicoidal que para las columnas con anillos.

Es debatible este criterio, que consiste en tomar en cuenta la contribución total del refuerzo helicoidal o despreciarla completamente, dependiendo de su cuantía. El comentario vale especialmente para las estructuras altamente hiperestáticas y para aquellas cuyo comportamiento está gobernado por su capacidad de absorción de energía. Sin embargo, es probable que se justifique como mero requisito reglamentario. Este criterio amerita revisión cuando se desea aplicarlo para evaluar la seguridad de estructuras existentes.

Desde el punto de vista de ductilidad es espectacular la superioridad del refuerzo helicoidal sobre los estribos. Examinando la literatura sobre daños por sismo no se encuentra ningún caso de daño en el primer tipo de columnas, contra un sinnúmero de casos de fallas de columnas con estribos.

Las funciones de los anillos en columnas y de los estribos en vigas son similares. Ambos sirven para mantener el refuerzo principal en su lugar durante el colado, para resistir tensión diagonal y torsión, para confinar el concreto en

compresión, prevenir o retardar el pandeo de las varillas longitudinales y prevenir o retardar el desprendimiento del concreto en zonas de anclajes o de traslapes.

Para mantener en su lugar el refuerzo longitudinal, el diámetro y espaciamiento del refuerzo transversal deben estar en función de las dimensiones transversales del miembro y del diámetro del refuerzo principal. Una práctica simplificada de cálculo consiste en usar refuerzo transversal con área no menor que un décimo del área de cada varilla o paquete de refuerzo longitudinal. El área de las varillas individuales o paquetes del refuerzo principal se relaciona indirectamente con las dimensiones transversales del miembro, y su espaciamiento no excede ordinariamente a unos 30 cm debido a requisitos de contracción y temperatura; estos requisitos se suman a los tradicionales de que el espaciamiento de los estribos no debe exceder de 48 veces el diámetro del estribo ni de 12 a 16 veces el diámetro de la varilla; probablemente esta situación incorpore en forma satisfactoria los demás parámetros que gobiernan el tamaño y espaciamiento de los estribos en columnas para propósitos de un colado apropiado. No hay razón válida para la limitación<sup>101, 102</sup> de que los estribos tengan un espaciamiento no mayor que la dimensión mínima de la columna.

En miembros que se cuelan horizontalmente, los estribos deberán ser capaces de soportar sin pandearse el peso del refuerzo superior más el del concreto que se está colando y una pequeña carga viva. El espaciamiento de estribos deberá ser tal que el acero superior no se flexione excesivamente bajo su carga.

Los reglamentos actuales limitan el espaciamiento máximo de estribos verticales para resistir tensión diagonal o torsión a la mitad del peralte efectivo del miembro. Esto no significa que los estribos no sirvan si están espaciados un poco más de la mitad del peralte efectivo, pero se carece de resultados experimentales para respaldar una práctica diferente, y un análisis elemental indica una reducción rápida de su efectividad en tensión diagonal con espaciamientos ma-

enf

yores.

De acuerdo con esta limitación, los estribos inclinados para resistir tensión diagonal no deben estar a más de  $(d/2) \cot \alpha$ , medida a lo largo del eje de la viga, donde  $\alpha$  es el ángulo entre el estribo y el eje de la pieza. En la práctica estadounidense, cuando la fuerza cortante de diseño excede al doble de la que el miembro puede tomar sin refuerzo transversal, el espaciamiento máximo se reduce a la mitad del anterior. La reducción gradual siguiente<sup>103</sup> se justifica también con fin de limitar el ancho de la grieta diagonal ante esfuerzos cortantes elevados:

$$s = d(1 + \cos \alpha) V_c / V$$

donde  $s$  = espaciamiento de los estribos a lo largo del eje de la pieza

$d$  = peralte efectivo de la viga

$V$  = cortante total

$V_c$  = cortante que el concreto resistiría sin refuerzo transversal

La evidencia experimental acerca de la efectividad del refuerzo lateral rectangular para confinar el concreto en compresión indica que este refuerzo aumenta la ductilidad pero no afecta la capacidad del concreto al que confina; algunos experimentos han indicado que el efecto de estribos cuadrados en la capacidad es despreciable<sup>138</sup>. Un estudio analítico<sup>139</sup> que goza de confirmación experimental limitada, lleva a una expresión para calcular la efectividad de los estribos. Poniendo esta expresión en términos aplicables al diseño, y procurando el incremento en ductilidad que aun los anillos rectangulares pueden suministrar, se propone que su efectividad se calcule con la fórmula

$$P_{eq}' = \frac{p''}{x_1/x_2 + x_2/x_1}$$

en la que  $P_{eq}'$  = cuantía volumétrica equivalente de refuerzo circular helicoidal

$p''$  = cuantía volumétrica de los anillos rectangulares

$x_1, x_2$  = peralte y ancho de la sección confinada

Es posible que la efectividad de este refuerzo sea un poco mayor en regiones de momentos flexionantes elevados. Su función es particularmente importante en las zonas de vigas que están sujetas a deformaciones plásticas en compresión.

Si se desprecia el confinamiento que da el recubrimiento y el que se debe a la curvatura de un miembro en flexión, se puede calcular el espaciamiento de los anillos que se necesitan para prevenir el pandeo del refuerzo principal cuando este se deforma hasta la fluencia<sup>140</sup>. De acuerdo con un estudio sobre el particular,

$$s = BD(E_t f_y)^{1/2} \quad (23)$$

donde  $B = (\pi/2)C^{1/2}$ ,  $C =$  coeficiente de restricción en los extremos,  $E_t$  es módulo de elasticidad tangente,  $f_y$  esfuerzo de fluencia. La aplicabilidad de este resultado a miembros sujetos a cargas estáticas está abierta a discusión, pero ofrece probablemente una base satisfactoria para diseñar miembros sujetos a fuerzas alternadas severas. El problema se simplifica si se admite que un espaciamiento de 12 veces el diámetro de la varilla es satisfactorio cuando el acero vertical tiene un límite de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. De acuerdo con la ec 23, el espaciamiento máximo variará con  $f_y^{-1/2}$ . Esto lleva un espaciamiento máximo de  $12\sqrt{4.2/f_y}$ , donde  $f_y$  está en ton/cm<sup>2</sup>. Esta recomendación equivale a estipular 16 veces el diámetro de la varilla como separación de estribos en columnas con refuerzo vertical de grado estructural.

En el reglamento ACI 1956 se especificaba un dobléz a 90 grados "o equivalente" en los estribos en cada varilla vertical. En 1963 el requisito se eliminó para varillas que se encuentran a una separación no mayor de 15 cm de un dobléz de estribo. Las varillas que se hallan lejos de la periferia no necesitan estar restringidas por estribos en lo absoluto<sup>141</sup>. El código ruso permite que las dos varillas intermedias en columnas cuadradas reforzadas con 6 u 8 varillas no estén confinadas por el dobléz cuando el tamaño de la columna no excede de 40 cm<sup>127</sup>.

Estas cláusulas en los reglamentos no tienen aparentemente otra base que el cri-

terio y el deseo de evitar la congestión del acero, vícese al es:

Considerando las funciones que deben cumplir los estribos se concluye que cualquier <sup>que sea el</sup> criterio que se adopte para el espaciamiento en la zona intermedia de una columna, será en general una buena práctica en diseño sísmico reducir este espaciamiento, digamos a la mitad, cerca de los extremos del miembro, por lo menos cerca del extremo superior. La práctica resultará superflua para algunas columnas pero su costo es pequeño. obresos

Desde que se empezaron a producir varillas verdaderamente corrugadas, ha disminuido considerablemente la probabilidad de falla clásica en adherencia, a través del deslizamiento de las varillas en el concreto, en traslapes y en anclajes de varillas. Lo que se entiende por falla en adherencia es, hoy en día, prevalentemente una falla por desgajamiento del concreto. Por esto la resistencia "en adherencia" es condicionada por la presencia de refuerzo transversal.

La posibilidad de agrietamiento casi vertical por tensión "diagonal" en puntos donde se corta un gran porcentaje del acero principal obliga en el ACI 1963 a usar un refuerzo especial, a estribos muy próximos o a una reducción en la capacidad de diseño del concreto en cortante.

Los espaciamientos máximos que contiene la tabla 3 tienen por objeto proteger contra el agrietamiento excesivo por temperatura y contracción, contra la flexión y desplazamiento excesivo del acero superior durante el colado contra el pandeo de este acero ante deformaciones grandes alternadas y el pandeo de los estribos durante el colado. La tabla se basa principalmente en un análisis simplificado y en una serie de pruebas de campo<sup>105,142</sup>. Los requisitos para prevenir el pandeo de los estribos pueden relajarse cuando estos se contravientan en ambas direcciones. Estos requisitos pueden omitirse en vigas T si, por ejemplo, el acero superior descansa sobre segmentos de varillas apoyados en la cimbra de modo que los estribos se vean prácticamente libres de toda carga. Por otra parte las limitaciones impuestas por contracción deben ser mas estrictas para vigas T a

menos que se especifique que la cimbra lateral se remueva antes de que el concreto se haya contraído apreciablemente, lo cual produciría una grieta horizontal entre el alma y los patines.

El refuerzo transversal cumple con otra función: en pilotes precolados ayuda a evitar daños, durante el hincado, especialmente cerca de los extremos del pilote. Los criterios para su diseño en estas condiciones son todavía empíricos a pesar de lo que ha avanzado la teoría dinámica de la hinca de pilotes. El lector puede dirigirse a la literatura sobre la práctica vigente<sup>143,144</sup>.

Otros refuerzos útiles durante la construcción. Hemos visto que los anillos y los estribos cumplen ciertas funciones durante el proceso de colado y durante la hinca de pilotes. Existen numerosos ejemplos de otros tipos de refuerzo que pueden ser indispensables en alguna etapa de la construcción pero que después dejan de ser útiles. Esto es principalmente cierto en puentes cuando se emplean métodos especiales de construcción y vale también para miembros precolados en general.

Muchas son las situaciones que ameritan una atención especial. Así sucede cuando se considera la posibilidad de viento o sismo sobre muros y divisiones en etapas intermedias de la construcción de edificios. Otro ejemplo clásico se encuentra en traveses de cimentación, monolíticas con la losa de piso. Es frecuente poner una junta de construcción en la cara inferior de la losa (fig 36a), de manera que si el refuerzo superior de las traveses se coloca en la forma que parecería más eficiente (fig 36b), este miembro estaría desprotegido contra momento negativo en cierta etapa de la construcción; tales momentos provienen de movimientos del suelo, y es posible que dan lugar a grietas importantes. En la fig 36c se sugiere una distribución más adecuada del refuerzo del lecho superior.

Anclajes y traslapes. Desde hace mucho tiempo se reconoce que el esfuerzo que se puede desarrollar en adherencia es una función decreciente del diámetro de la varilla y de la longitud de traslape o de anclaje -- por tanto, es función de-

creciente del esfuerzo de fluencia que se suponga en el diseño.

Mientras no se estilaban los grandes diámetros de varilla y el acero era casi exclusivamente de grado estructural no había peligro en la adopción de esfuerzos de diseño en adherencia que no dependieran del diámetro de las varillas ni de su esfuerzo de fluencia. Alrededor de 1960 comenzó la popularidad de los grandes diámetros y los esfuerzos de fluencia elevados y se hizo necesario revisar los criterios de diseño. Los criterios que contiene el ACI 1963 reflejan de cerca los resultados de ensayos decisivos de laboratorio.

A pesar de que los requisitos actuales de reglamentos son en general adecuados para propósitos de diseño, pueden traer consigo estimaciones demasiado conservadoras de la capacidad de las estructuras existentes. Un ejemplo ilustrará esta afirmación. El agrietamiento de columnas de un edificio escolar de una sola cruzía dio origen a una revisión del diseño. Se encontró un detalle debatible en la intersección de las columnas y las vigas de piso (fig 37a). Se concluyó que el agrietamiento no tenía relación con este detalle. Sin embargo, existía cierta duda a causa del parecido con un detalle (fig 37b) que había producido el colapso de un almacén algunos años atrás<sup>145</sup>. Se decidió llevar a cabo una prueba de carga. La revisión de los esfuerzos de adherencia en la intersección, con base en los resultados experimentales<sup>146</sup> que habían conducido a la recomendación del reglamento ACI 1963 indicaron un factor de carga que no pasaba de 1.3. Aproximadamente a este nivel de carga hubiera sido de esperarse un colapso brusco por desgajamiento del concreto. Sin embargo, para un factor de carga de 1.5 (incluyendo los efectos de la carga en el piso inferior) la curva momento-rotación de la intersección tenía todavía derivada positiva y no había signos de una falla inminente. Ya que la carga sísmica no gobernaba el diseño, esta prueba de carga se consideró decisiva.

Se construyó un pequeño número de estas intersecciones como se muestra en la fig 37c y su factor de carga nominal resultó aún menor. Aunque estas interseccio-

nes pasaron la prueba de carga casi tan satisfactoriamente como las que se habían construido de acuerdo con los planos estructurales. se decidió reforzarlas ya que desarrollaban una grieta horizontal objetable.

La explicación de la capacidad sorprendentemente alta de esta estructura se encuentra en la presencia de vigas longitudinales que intersectaban a las columnas en el mismo sitio que las vigas transversales. El acero de las vigas longitudinales y la compresión próxima a su cara inferior suministraron, indudablemente, restricción al concreto de la intersección, posponiendo así su falla por desgajamiento. Se pueden citar varios otros ejemplos en los cuales un ensaye de laboratorio simula una condición extrema y sobresimplificada, que es la que debe suponerse en el diseño, pero que lleva a resultados que difieren seriamente de la capacidad estructural en casos prácticos.

Por rapidez en la ejecución se usan frecuentemente uniones mecánicas en varillas de gran diámetro para columnas. Algunos tipos comerciales

de estos aditamentos pueden desarrollar la capacidad total en compresión de la varilla pero son débiles en tensión. Se afirma que esto no es objetable si quien diseña sabe que la varilla nunca trabajará en tensión. Tal práctica es admisible cuando la probabilidad de que aparezcan tensiones apreciables es extremadamente pequeña. Pero debe tenerse cuidado en decidir sobre esta cuestión, ya que el ingeniero estructural debe estar consciente de la posibilidad de que se presenten condiciones de carga no consideradas explícitamente en el diseño contra las cuales la única defensa efectiva radica en la ductilidad, propiedad que puede verse reducida severamente por la adopción de detalles baratos.

Son imprácticos los traslapes que se necesitan para desarrollar el esfuerzo de fluencia de varillas de gran diámetro. Por razones de economía estas varillas se unen ya sea soldándolas o acudiendo al aditamento que se mencionó en los párrafos anteriores. El diseño de conexiones sodadas debe también cuidar que se logre el desarrollo de la ductilidad requerida, teniendo en mente la posibilidad



de que se presenten cargas o resistencias muy desfavorables. Cuando el ~~...~~ sea cualquiera que sea la solución que se adopte para la unión, es recomendable cumplir con la prohibición reglamentaria universal que se refiere al traslape de un porcentaje elevado del acero longitudinal en una misma sección de un miembro estructural, y evitar que los traslapes se hagan en las secciones que están sometidas a los máximos esfuerzos. Aparte de las consideraciones de congestiónamiento del acero, el hecho es que la probabilidad de que se presente una resistencia baja o de que se desarrolle una ductilidad insuficiente es mayor en las uniones de varillas y en la proximidad de dichos detalles que lejos de ellos.

Limitaciones del agrietamiento. La importancia de limitar el tamaño de las grietas depende de muchos factores. Bajo algunas condiciones puede aceptarse la presencia de grietas de prácticamente cualquier tamaño. En otros casos es importante que estas no sean visibles a primera vista o por lo menos no lo sean en forma alarmante. En otros mas, la limitación de grietas puede estar dictada por el peligro de corrosión o de fugas de los contenidos que se almacenan.

Cuando el problema principal es la apariencia, el criterio desarrollado en los laboratorios de la PCA<sup>97,98</sup> permite una buena base de diseño contra agrietamiento excesivo por flexión en la cara de tensión de miembros estructurales sometidos a una sola aplicación de carga estática. Es costumbre tratar estos problemas usando valores nominales de las cargas, dimensiones y resistencias. Esto se justifica probablemente cuando las medidas que se requerirían para reducir el ancho de las grietas implican un gasto apreciable; conviene adoptar un criterio mas conservador cuando dichas medidas impliquen un costo adicional despreciable.

Los agrietamientos del tipo que se ilustra esquemáticamente en la fig 38 ocurren frecuentemente en miembros peraltados que no tienen suficiente refuerzo longitudinal en sus caras laterales. Los criterios que son aplicables a las grietas en la cara de tensión subestiman el espesor de las grietas que puedan ocurrir en las caras laterales. Estas últimas se pueden controlar aplicando los

criterios que se usan para diseñar el refuerzo por contracción y temperatura.

Aparentemente no se dispone de criterios satisfactorios para limitar los espesores de grietas cuando gobierna la posibilidad de corrosión, ni los espesores de grietas de cualquier tipo ante carga repetida. Existe, no obstante, cierta información sobre el último tema<sup>147</sup>.)

La fuga de líquidos contenidos en recipientes se puede impedir evitando por completo la formación de grietas. Para ellos, en zonas de tensión puede requerirse presfuerzo o la adopción de esfuerzos de tensión extremadamente bajos<sup>148</sup>.

Refuerzo en las esquinas. Considérese una pequeña pieza de concreto reforzado, simétrica en dos direcciones perpendiculares y sujeta a esfuerzo cortante puro paralelo a estas direcciones (fig 39). Esta pieza puede considerarse como la mitad del peralte de una losa reforzada en dos direcciones, cerca de una de sus esquinas, o como una porción de cascarón o de muro ante esfuerzos de membrana o, de manera aproximada, como una intersección viga-columna, parecida a la de la fig 37. Más generalmente, se trata de partes de miembros estructurales en las que el refuerzo no es paralelo a los esfuerzos principales. Existen criterios generales para estimar la cantidad de refuerzo necesario en cada dirección para prevenir la fluencia y asegurar la capacidad estructural<sup>149</sup>. Sin embargo, es claro por la simetría inicial de la curva esfuerzo-deformación del concreto cerca del origen, que el refuerzo no tomará esfuerzos apreciables hasta que el concreto se haya agrietado diagonalmente. La situación es semejante a la que rige para los estribos verticales en vigas: los estribos experimentan pequeños esfuerzos de compresión hasta la aparición de la primera grieta diagonal<sup>150</sup>. La decisión de colocar refuerzo diagonal en esta condición y en condiciones análogas cuando se desea limitar la dimensión de las grietas sin acudir a porcentajes de acero demasiado elevados en direcciones paralelas al esfuerzo cortante máximo puede tomarse de acuerdo con criterios comparables a los que se usan con relación a los estribos inclinados en vigas.

De acuerdo con este criterio no se requiere refuerzo diagonal si el esfuerzo cortante medio en el rectángulo de intersección (con dimensiones reducidas como se ha discutido) excede aproximadamente de  $\sqrt{f_c}$  (en kg/cm<sup>2</sup>). Aquí la fuerza actuante debe multiplicarse por el factor de carga y  $\sqrt{f_c}$  debe afectarse de un factor de reducción de esfuerzos. Este criterio es aplicable a las intersecciones viga-columna de la fig 40, por ejemplo. Ya que el estado de esfuerzos no es de cortante puro, el "esfuerzo cortante medio" que debe usarse para esta comparación se puede definir con referencia a la fig 40, como  $(1/2)(F_1/d_2 + F_2/d_1)$ . La cantidad de refuerzo inclinado que se necesita puede tomarse igual a la que se requiere para resistir la diferencia entre el esfuerzo medio y  $\sqrt{f_c}$ . Se puede establecer un criterio equivalente para el refuerzo de esquina en losas, calculando el esfuerzo cortante medio como una función del momento torsionante.

Conviene subrayar que el refuerzo de las esquinas no afecta generalmente la capacidad de las estructuras en forma directa. Este refuerzo amerita atención sólo cuando tiene importancia limitar el agrietamiento.

### 32. Fortificación de estructuras existentes

La decisión de reforzar una estructura puede obedecer a que la estructura ha sufrido daños, a un deseo de cambiar su finalidad o a que se ha descubierto que su diseño o construcción adoleció de defectos. El primer caso implica generalmente una evaluación muy difícil de la capacidad de la estructura. Ordinariamente, cualquiera que sea el motivo de la decisión, se presentan problemas interesantes en cuanto a procedimientos constructivos.

Un proyecto para fortificar una estructura existente suele implicar, de manera prominente, conceptos que solo pueden tratarse en términos de probabilidades finitas de falla. La situación se debe a que la relación entre el costo y la seguridad puede ser tan diferente de los problemas comunes que puede impedir una extrapolación sencilla de la práctica establecida. Mientras que en una estructura que es diseñada para construirse existe una variación aproximadamente

continua del costo inicial con el factor de carga, en una estructura existente hay frecuentemente una discontinuidad pronunciada entre no fortificar en lo absoluto y suministrar un refuerzo muy ligero, ya que esta última alternativa puede requerir la remoción de una gran cantidad de muros y de otros elementos no estructurales.

En todos los casos se requerirá evaluar las acciones que obrarán sobre la estructura así como la capacidad estructural. Especialmente cuando trata de estimar la capacidad de una estructura existente el ingeniero se halla frente a una experiencia única. En ninguna otra situación se descubren en forma tan dramática las ingenuas convenciones que implica el diseño ordinario. Aun en estructuras construidas con todo cuidado el ingeniero encuentra una enorme diferencia entre lo que muestran los planos estructurales y la geometría real. Si toma corazonos y los ensaya, generalmente encuentra una dispersión apreciablemente mayor en las resistencias que la que era de esperarse. Y si trata de ser realista en cuanto a la contribución de los elementos "no estructurales", que ordinariamente se desprecian en el diseño, encuentra que con frecuencia esta contribución es del mismo orden que la de los elementos que se toman en cuenta. La disciplina de la fortificación estructural es afín a la mecánica de rocas y de suelos en lo que atañe a la magnitud de las incertidumbres. Sólo después de enfrentarse a problemas de esta naturaleza puede el ingeniero estructural decir verazmente que tiene experiencia y sólo entonces puede jactarse de su humildad como lo hace el ingeniero de mecánica de suelos cuando es sincero.

En vista de estas incertidumbres tan grandes, se recurre frecuentemente a pruebas de carga. La interpretación de una prueba de carga es casi directa cuando el tipo de carga que se anticipa actúa en la misma dirección que la carga que se aplica durante la prueba y es de la misma naturaleza, es decir, que obra una sola vez y esencialmente como una carga estática. Para que la prueba de carga proporcione resultados significativos sin que por ello sea demasiado severa, la

carga total actuante en la estructura durante la prueba (incluyendo la carga muerta ya existente) debe ser igual a un número ligeramente mayor que el factor de carga para carga viva multiplicado por la carga viva de diseño más un coeficiente análogo multiplicado por la carga muerta. Las normas reglamentarias sobre el particular<sup>102, 151</sup> están esencialmente bien fundadas cuando el propósito de la prueba es investigar la seguridad. Generalmente el ingeniero debe complementar dichas normas si desea estudiar las condiciones de servicio.

No puede ser determinística la interpretación de los resultados de una prueba de carga, aun en estas condiciones sencillas. Por una parte la estructura no tiene exactamente la misma capacidad después de la prueba que antes. Por otra las cargas y las demás sollicitaciones futuras no se conocen en forma determinística. Finalmente es en general impráctico probar la estructura completa; para fines de ensayo se elige una parte representativa o especialmente sospechosa de la estructura.

Las pruebas de carga dan pábulo a una de las aplicaciones más interesantes del teorema de Bayes, mediante el cual se incorpora la evidencia para obtener funciones de distribución posteriores a partir de las iniciales. Bajo la hipótesis simplicatoria de que solo interesa una distribución de carga y que la resistencia no varía con el tiempo, se encuentra que la densidad de probabilidades de falla posterior es igual a la densidad anterior truncada en la carga de prueba y normalizada<sup>10</sup>. Por ende podemos escribir

$$S'(W) = \frac{S(W)}{S(W_1)} \quad \text{si } W > W_1$$

$$= 1 \quad \text{si } W \leq W_1$$

en donde  $W$  es una carga cualquiera,  $W_1$  la carga de prueba y  $S$  y  $S'$  las probabilidades de sobrevivencia anterior y posterior respectivamente.

Por ejemplo la probabilidad anterior de sobrevivencia en una estructura dada puede haber sido 75 por ciento para una carga igual a 1.5 veces la de diseño y 25

por ciento para una carga del doble de la de diseño. Supóngase que la estructura pasa una prueba de carga con 1.5 veces la carga de diseño. La probabilidad de que sobreviva una carga igual a la del doble de la del diseño será ahora  $0.25/0.75 = 0.33$ .

Un criterio de aceptación que merece una atención especial es el de que la vibración no sea excesiva ante una carga viva aplicada dinámicamente. La amplitud de vibración puede ser muy sensible a la masa y a la rigidez. La rigidez disminuirá con el tiempo a medida que se desarrollen grietas por contracción, cambios de temperatura y aplicaciones repetidas de carga viva, sismo y viento.

Cuando las cargas de diseño actúan en una dirección distinta de la prueba de carga o cuando son de naturaleza diferente de la de esta, la interpretación de los resultados de la prueba se complica y requiere una dosis de criterio. Por ejemplo, sucede comúnmente que las estructuras muy dañadas pasan una prueba de carga estándar, a pesar de lo cual son poco adecuadas para resistir sismos. En el art 17 vimos razones para este fenómeno.

Las contribuciones de los llamados miembros no estructurales (muros, escaleras, recubrimientos de pisos, etc.) a la resistencia y a la rigidez son difíciles de calcular. En lo que concierne a "la estructura propiamente dicha", las prácticas que no quedan cubiertas por los reglamentos exigen la aplicación de métodos poco ortodoxos de análisis y frecuentemente constituyen fuentes de incertidumbre. Surgen situaciones típicas de este tipo en columnas que tienen mucho menor o mucho mas refuerzo helicoidal del que piden los reglamentos; en miembros que necesitan refuerzo trasversal pero en los cuales este refuerzo tiene espaciamiento ligeramente mayor que peralte efectivo; en juntas en que el anclaje es aparentemente insuficiente a la luz de los resultados experimentales disponibles pero en las que hay restricciones adicionales que pueden compensar este hecho, y, en general, en sitios donde existen detalles deficientes o se han usado materiales defectuosos.

El problema de evaluar la capacidad de una estructura es a primera vista imposible cuando se dispone de planos. Es útil en este caso establecer un límite inferior aparentemente obvio: la estructura tiene un factor de carga igual a uno para las cargas que está soportando antes de que se la refuerce. Sin embargo, aun este criterio puede ser poco conservador cuando se diseña contra fuerzas laterales, ya que el fortificar con base en este límite puede introducir momentos torsionantes peligrosos debidos a diferencias de rigidez que no se toman en cuenta; esta fuente de incertidumbres puede resolverse accidiendo a una prueba de vibración. Ante cargas dinámicas la ignorancia de la resistencia real puede llevar a un sobrediseño parcial que es onjetable cuando se desea usar factores de ductilidad moderados o grandes pero que en la práctica no se puede evitar.

Varias de las soluciones que se emplean para fortificar estructuras existentes solo son adecuadas en casos muy especiales y no se discutirán aquí. Pero amerita atención un cierto grupo de soluciones; se trata del presfuerzo exterior. Este encuentra una aplicación efectiva en vigas cuyo daño consiste en grietas casi verticales en los puntos de corte del refuerzo principal o cerca de dichas secciones. En una viga ordinaria, el presfuerzo exterior longitudinal del tipo que muestra la fig 39 aumenta la capacidad en cortante en una cantidad que se halla entre 4 y 3 por ciento de la fuerza longitudinal aplicada<sup>152</sup>. En una viga debilitada o dañada como consecuencia del corte del refuerzo principal, el aumento es de cerca de 10 por ciento hasta que la capacidad alcanza la de una viga sin cortes de dicho refuerzo (fig 40)<sup>152</sup>. El mismo tipo de presfuerzo es útil para aumentar la capacidad en flexión de vigas u otros miembros estructurales cuando tal capacidad está gobernada por tensión.

La capacidad al corte de vigas agrietadas diagonalmente aumenta notablemente cuando se les suministran estribos exteriores presforzados (como los de la fig 41 por ejemplo) o flejes presforzados (fig 42). La contribución de estos elementos adicionales puede suponerse igual a la de los estribos ordinarios<sup>99, 153</sup>.

El presfuerzo longitudinal causa un decremento en la ductilidad mientras que el uso de estribos presforzados la aumenta. La combinación de ambas medidas es útil en el refuerzo de estructuras para resistir sismos cuando opera el efecto detrimento de los cortes de acero longitudinal, ya que esta combinación da lugar a un aumento simultáneo en resistencia y en ductilidad.

### 33. Un ejemplo de diseño

Generalidades. En este ejemplo se ilustrarán los puntos esenciales del diseño estructural como un proceso de optimización. Se desea diseñar una viga simplemente apoyada que soporta una cierta área de un edificio de oficinas. Por simplicidad trataremos la optimización desde punto de vista de la sociedad. En consecuencia no tomaremos en cuenta los requisitos reglamentarios y omitiremos las consideraciones de utilidad que se asocian a los valores emotivos y a la reputación del ingeniero.

A continuación se resumen los datos suministrados por el arquitecto, complementados con resultados de una análisis preliminar:

- Claro: 6 m.
- Área tributaria de piso: 16 m<sup>2</sup>.
- Sección transversal nominal: como en la fig 43: las dimensiones exteriores fueron fijadas por el arquitecto.
- Carga muerta: con distribución normal con esperanza de 9 ton y dispersión de 0.0 ton.
- Función de distribución de carga viva: normal; para un periodo de recurrencia de 50 años,

$$w = 80 \left( 1 + \frac{0.6}{\sqrt{A}} \right)$$

y para un periodo de recurrencia de 100 años,

$$w = 80 \left( 1 + \frac{0.8}{\sqrt{A}} \right)$$

donde  $w$  es la carga viva unitaria en kg/m<sup>2</sup> y  $A$  está en metros cuadrados;



$c/\sqrt{A}$  puede sustituirse por  $1.2/\sqrt{16} = 0.3$  para cálculo de cortantes y momentos máximos, dando lugar a  $w = 224$  y  $274$  kg/m<sup>2</sup> para los dos periodos de recurrencia (se ha supuesto una distribución normal para simplificar los cálculos).

- Fuerza de fluencia del acero: con distribución normal y esperanza de 0.3 por ciento arriba de la nominal; coeficiente global de variación  $c_v = 36$  por ciento, y para acero que proviene de un mismo lote,  $c_v = 2$  por ciento;  $f_y$  nominal = 4000 kg/cm<sup>2</sup>. En este ejemplo se supondrá que se realizarán pruebas de control durante la construcción de acuerdo con las especificaciones del calculista. Es razonable entonces aceptar la esperanza anterior de la resistencia del acero y un coeficiente de variación de 5 por ciento.
- Resistencia del concreto: con distribución normal;  $f'_c$  nominal = 210 kg/cm<sup>2</sup>.
- Dimensiones: con distribución normal; si  $\Delta$  significa dimensión real menos la nominal,  $d$  peralte efectivo, y  $b'$  espesor del alma,  $E(\Delta d) = 0.5$  cm,  $E(\Delta b) = 0.5$  cm,  $\sigma(\Delta d) = \sigma(\Delta b') = 1$  cm.
- Costo del acero \$200/ton incluyendo fabricación<sup>a</sup>, determinístico.
- Beneficios de la estructura \$360/año, determinístico.

Consecuencias de falla. Supóngase que el diagrama carga-deflexión es tal que da origen a un aviso adecuado de falla inminente si esta ocurre en flexión, pero que existe una probabilidad de 0.3 que no hay tal aviso si la falla ocurre en tensión diagonal.

En el primer caso no existirá pérdida de vidas humanas o de muebles de oficina. La utilidad negativa correspondiente incluye el costo actualizado de la parte de estructura involucrada en la falla, mas el de los recubrimientos del

<sup>a</sup> Todos los precios están en dólares.

piso. Se supondrá que la suma de estos conceptos equivale a  $\$120/m^2$ , o  $\$1920^{\#}$ . Se supondrá también por simplicidad que la estructura no se reconstruiría en caso de falla.

El costo de una falla imprevista comprenderá la suma del valor actualizado de las vidas humanas, los daños personales y las pérdidas de muebles de oficinas. Estimaremos la esperanza del número de pérdidas de vidas como  $1.2/m^2$ . Esta cifra incluye las personas que se encuentran en el piso inferior, ya que la falla probablemente ocurriría en horas de oficina. Los daños personales se incorporan como fracciones de pérdidas de vida. La utilidad negativa por persona se tomará como la esperanza de la contribución del habitante medio de la ciudad o del país en cuestión al producto nacional bruto durante el resto de su vida<sup>†</sup>, y se considerará que esta cantidad es  $\$150\ 000$  por persona en la ciudad donde se construirá el edificio.

Por tanto la utilidad negativa correspondiente, antes de actualizar las cantidades, es  $\$16 \times 1.2 \times 150\ 000 = \$2\ 880\ 000$ .

La esperanza del costo asociado a la pérdida de muebles de oficina en caso de una falla súbita se estimará en  $\$200/m^2$ , o  $\$3\ 200$ , reconociendo que habrá algún valor de rescate.

<sup>#</sup> En realidad esta cantidad depende del diseño que se adopte. Ya que hay libertad de modificar la cantidad de refuerzo, se puede incluir en este dato una cantidad proporcional al peso del acero en la viga. La contribución de este término sería muy pequeña y su consideración en forma explícita complicaría el tratamiento; cuando se justifique tomarlo en cuenta se supondrá su valor y se procederá por iteración.

<sup>†</sup> Este criterio no es completamente lógico; sin embargo es una buena estimación de la cantidad que la sociedad considera justificado gastar para conservar una vida humana. (Esta sugerencia es debida al Dr. R.L. Ackoff.)

La pérdida total en caso de una falla por cortante será \$1 920 + \$2 880 000 x 0.3 + 3 200 x 0.3 = \$867 000.

(Un análisis más refinado pondría la esperanza de la pérdida en función de la carga viva, y para cada carga viva incorporaría un estudio de la distribución de probabilidades de la fracción de carga debida a personas. Sería también conveniente un análisis de los efectos de las áreas adyacentes a las 16 m<sup>2</sup>.)

La actualización de las pérdidas se hará con una tasa de interés de 0.04 por año.

Diseño por flexión. Empezaremos por calcular la probabilidad de que cada carga viva dada sea excedida por lo menos una vez en un intervalo dado de tiempo. Usando la relación entre los periodos de recurrencia,  $t_0$ , y la función de falla,  $F(t)$ , podemos escribir

$$F = 1 - e^{-t/t_0}$$

Por consiguiente,  $F(224 \text{ kg/m}^2) = 1 - e^{-0.02t}$  y  $F(274 \text{ kg/m}^2) = 1 - e^{-0.01t}$ . Entonces, ya que  $F$  es la distribución normal, obtenemos

$$F(w_1) = \frac{1}{0.54\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{w_1} \exp\left[-\frac{(w - 2.47)^2}{2 \times 0.54^2}\right] dw$$

en donde  $w_1$  indica la carga viva.

Si combinamos con la función de falla para carga muerta, que es independiente del tiempo,

$$F(w_m) = \frac{1}{0.8\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{w_m} \exp\left[-\frac{(w - 9)^2}{2 \times 0.8^2}\right] dw$$

La distribución por la carga total será

$$F(w_m + w_1) = \frac{1}{0.97\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{w_m + w_1} \exp\left[-\frac{(w - 11.47)^2}{2 \times 0.97^2}\right] dw$$

Para obtener la función de resistencia debemos escoger distintas cantidades de refuerzo de tensión y calcular la probabilidad de falla correspondiente. Para que nuestra selección se aproxime a la cantidad óptima de acero aplicaremos inicialmente las recomendaciones del reglamento. Con un factor de carga de 1.4,

un factor de reducción de esfuerzos de 0.8, un brazo de la fuerza resistente,  $j_d = 0.95 \times 45 = 42.8$  cm, una carga viva de  $224 \text{ kg/m}^2$  y una carga muerta de 9.8 ton, se obtiene

Carga viva total:  $0.224 \times 16 = 3.6$  ton

Carga muerta total: 9.0

Carga total: 13.4

Momento máximo:  $13.4 \times 6.8 = 10.0$  ton m

Area de acero necesaria:  $10.0 + (0.428 \times 0.8 \times 4) = 7.30 \text{ cm}^2$

6 varillas No. 4 dan  $7.62 \text{ cm}^2$

Las variaciones en la resistencia del concreto tendrán una influencia despreciable en el momento resistente. Cambiando la resistencia del concreto de  $0.8 f'_c$  a  $f'_c$ ,  $j$  cambiará de 0.916 a 0.933. (Estos valores se calcularon de acuerdo con las recomendaciones CEB para el ancho efectivo de patín de una sección T(154).) Por tanto tomaremos  $j = 0.92$ .

Con seis varillas No. 4, todas del mismo lote, la distribución de la función de resistencia es normal con promedio de 13.45 ton m y dispersión 0.413 ton m.

Sea  $Y = R - S$  el margen de seguridad aleatoria, donde  $R$  es la resistencia y  $S$  la carga. De acuerdo con nuestras hipótesis,  $Y$  tiene distribución normal con parámetros

$$E(Y) = E(R) - E(S) = 13.74 - 8.60 = 5.14 \text{ ton m}$$

$$\sigma(Y) = \sqrt{\sigma^2(R) + \sigma^2(S)} = \sqrt{0.170 + 0.526} = 0.835 \text{ ton m}$$

La probabilidad de falla durante un año cualquiera es igual a la probabilidad de que  $Y < 0$ . En tablas de distribución normal se encuentra esta probabilidad igual a  $3.64 \times 10^{-10}$ .

Las probabilidades de falla, junto con el costo inicial del acero y la esperanza del costo capitalizado de falla y de las utilidades, se muestran en la tabla 4 para distintas cantidades de acero. Los resultados se calcularon de las eqs 1-3.

El costo del acero longitudinal se calculó a partir de la hipótesis de que este refuerzo se cortará de acuerdo con los requisitos del reglamento.

Para llegar a la disposición elegida del refuerzo se verificó que se respetan los porcentajes mínimos y máximos y se comprobaron las longitudes de anclaje y los otros conceptos pertinentes. Además, se despreció la probabilidad de falla en secciones lejos del centro de la trabe.

La tabla 5 muestra prácticamente el mismo resultado para los casos 1 y 6. Con fines ilustrativos, el refuerzo adoptado consiste en 10 varillas No. 3, como se muestra en la fig 44.

**Diseño por cortante.** Se adoptarán las siguientes hipótesis simplificatorias:

- Las dimensiones  $b'$  y  $d$  son variables aleatorias independientes.
- Para una resistencia de concreto y sección transversal dadas, la contribución del concreto en el alma tiene distribución normal, con esperanza 30 por ciento mayor que el valor nominal adoptado en la ref 100, y coeficiente de variación  $v_0$  igual a 0.30.
- La contribución de los patines es 14 por ciento de la fuerza cortante que resiste el alma.
- La contribución del acero longitudinal está dada en forma determinística por el término correspondiente en la fórmula de la ref 1.2 después de sustituir las dimensiones nominales y el área de acero.
- La envolvente del cortante de diseño es como se describe en el art 8. El claro de 6 m y el área tributaria de  $16 \text{ m}^2$  definen un tablero de losa cuadrado cuyo lado menor mide  $16 \times 2/6 = 5.33 \text{ m}$ ; de aquí el diagrama en la fig 45.

\* Se llega a este valor sustituyendo en  $t^2/b'd$  el valor nominal de las dimensiones de la sección transversal, donde  $t$  es el espesor de la losa. Esta expresión se encuentra en la ref 155. La contribución del patín no es una fracción determinística de la fuerza cortante que toma el alma pero es pequeño el error que introduce esta hipótesis simplificada.

- En una distancia igual a un peralte nominal a cada lado de toda sección en que se corta acero longitudinal, la capacidad del concreto en cortante se reduce en 30 por ciento si la cantidad de acero que se corta es la mitad del área de acero máxima longitudinal en la vecindad de esta sección, y en forma proporcional cuando se interrumpen cantidades menores de refuerzo.

- Las secciones críticas por cortante se encuentran a una distancia, de cada apoyo, igual al peralte efectivo nominal.

Con estas hipótesis la esperanza de la fuerza cortante resistente en el concreto en la sección crítica es  $0.5 \times 1.3 \times 1.14 \times 20.5 \times 45.5 \times \sqrt{210} = 10\ 000\text{ kg}$ .

Las esperanzas de las contribuciones del concreto y del acero longitudinal a la capacidad en cortante a lo largo del eje de la viga se muestran en la fig 46. El efecto que pueden tener las variaciones en la resistencia del concreto en la distribución del refuerzo en el alma se muestra en la fig 47. Se ilustran dos casos hipotéticos en que la resistencia del concreto se compara con la esperanza de la fuerza cortante multiplicada por un factor de carga de 2. La porción inferior define la relación entre la cantidad de refuerzo en el alma en distintos puntos a lo largo del eje de la viga y la cantidad de refuerzo necesario en el extremo de la viga para obtener, en cada sección, por lo menos el mismo factor de seguridad que la sección crítica inmediata al apoyo. Si la cantidad de refuerzo que se suministra se hace variar a lo largo del eje de la viga como se indica con línea punteada en la fig 47, se puede desprejciar la probabilidad de falla en cortante en toda sección lejana de los apoyos en comparación de la probabilidad de falla en el apoyo. Por tanto se puede tomar la probabilidad de falla de la viga como probabilidad de que falla un extremo. Dicha probabilidad se puede calcular como la suma de probabilidades de falla de cada extremo menos la probabilidad de la falla simultánea de ambos:

$$P(\text{falla estructural}) = P(\text{falla del extremo izquierdo}) + P(\text{falla del extremo$$

al derecho) - P(falla de ambos extremos) ...  
 El último término es igual a la probabilidad de que uno de los extremos falle multiplicada por la probabilidad condicional de que falle el otro dado que ha fallado el primer extremo.

Para probabilidades pequeñas de falla suponiendo independencia de los eventos de falla en los apoyos, la probabilidad de falla es aproximadamente igual a la suma de probabilidades de falla de cada apoyo. Si por otra parte, hay correlación perfecta entre los eventos, puede conocerse de antemano cuál modo de falla será crítico. La probabilidad correspondiente es igual a la probabilidad de falla en ese modo. Si ambos modos ocurren simultáneamente la probabilidad de falla de la estructura es igual a la probabilidad de un modo. Los casos reales se encuentran entre esos dos casos extremos.

Se supondrá en este ejemplo que si falla uno de los apoyos hay una probabilidad de 0.5 que falle el otro. Si  $p_f$  designa la probabilidad marginal de falla de cada apoyo, la probabilidad de falla de la viga será  

$$2p_f - 0.5p_f = 1.5p_f$$

Se eligieron distintos espaciamientos y diámetros del refuerzo trasversal, de acuerdo con las limitaciones expuestas en los arts 27 y 31. Se distribuyeron los estribos según el diagrama de la fig 47, tomando en cuenta los efectos de los cortes de varilla. Los costos correspondientes del refuerzo trasversal se consignan en la tabla 6 junto con las probabilidades de falla respectivas y los conceptos que intervienen en la utilidad.

La fig 48 suministra los espaciamientos de los estribos a lo largo de la viga para una cantidad óptima de refuerzo trasversal.

Optimización aproximada. Para aplicar las curvas de la ref 3 que se reproducen en las figs 49 y 50 se debe:

- Calcular la derivada del incremento de la inversión de capital con respecto a la función de resistencia. Llámese a esta derivada  $V_{in} = A_{Q_2}(S)$ .

donde  $A_0$  es un valor numérico con el que se entra a las gráficas y  $E(S)$  es la esperanza de la carga.

- Suponer que la resistencia y la función de fuerzas tienen distribuciones gaussianas. Calcular la dispersión de sus diferencias.
- Calcular  $C_0$ , que es un costo ficticio tal que si se multiplica por la probabilidad de falla por unidad de tiempo (supuestamente constante) da lugar a la esperanza del costo actualizado. Este puede obtenerse multiplicando el costo de falla por el coeficiente apropiado en la tabla 9 de la ref 3. El procedimiento supone que si la falla ocurre tendrá verificativo durante un lapso fijo. Supondremos que si la falla tiene lugar ocurre justamente 30 años después de ejecutada la construcción o no ocurrir en lo absoluto.

Si se diseña por flexión,  $\sigma = 0.835 \text{ ton/m}$ ,  $A_0 = \$3.93$ ,  $C_0 = \$34\ 500$ . Entrando a la fig 49 con estos datos se obtiene una esperanza óptima de la resistencia de 12.9 ton m, que es casi idéntica al resultado del análisis mas refinado.

Procediendo en forma semejante para el diseño del refuerzo transversal, se asignan a las fuerzas y a las resistencias funciones de distribución gaussianas. Se encuentra una esperanza de la resistencia óptima de 25.7 ton, que se compara muy bien con el resultado del análisis mas refinado, 23.2 ton.

Diseño de conformidad con un reglamento. La viga se ha diseñado también tratando los requisitos de la edición 1963 del reglamento de construcciones ACI, Diseño Límite, en lo que toca a flexión y corte. La carga viva nominal se fijó en  $250 \text{ kg/m}^2$ , tal como se estipula en los reglamentos de varias ciudades, y se retuvo la hipótesis de nuestros primeros dos análisis en cuanto a la forma de las envolventes de fuerza cortante.

El diseño resultante se muestra en la fig 51. Ha de compararse con el contenido de las figs 44 y 48, que se obtuvo de nuestros primeros análisis.

Discusión. Para hacer mas completo este análisis deberíamos haber conside-



rado otros modos de falla -- agrietamiento, deflexiones excesivas o vibraciones, fallas durante la construcción, falla en compresión, torsión y falla por adherencia--. Deberíamos también haber considerado explícitamente cargas excepcionalmente elevadas y resistencias bajas causadas por errores y sucesos similares. Cabe suponer que el diseño no se hubiera visto afectado mayormente por estos conceptos pero la presentación hubiera sido mucho más compleja.

Deberían estudiarse algunos otros conceptos antes de aceptar el diseño de esta viga: si es que conviene usar varillas dobladas y disminuir el número de estribos cerca de los puntos de corte de bastones; qué límites impone el diseño a las cargas vivas que puedan obrar durante la construcción; si es ventajosa la selección de una  $f_c$  distinta de la que elegimos para todo el sistema de piso; la contraflecha necesaria para mantener las deflexiones dentro de ciertos límites; etc.

La comparación con el diseño límite según el ACI-1963 muestra que, para este ejemplo en particular, los requisitos reglamentarios son demasiado conservadores en flexión y poco seguros en tensión diagonal.

Se ha visto que la optimización explícita en un ejemplo sencillo puede implicar cálculos muy extensos. Pero el enfoque presentado puede servir de guía fidedigna en reglamentos de diseño, en la modificación de prácticas establecidas de oficinas y en el diseño mismo de estructuras especiales.

#### Reconocimientos

El autor agradece a los Profesores Luis Esteva, Octavio Rascón y Enrique Mendoza, de la Universidad Nacional Autónoma de México, sus numerosas contribuciones a este capítulo. El Dr. Roger Díaz de Cossío, de la misma institución, y el Dr. C. Allan Cornell, del Instituto Tecnológico de Massachusetts, han hecho valiosas sugerencias.

#### Referencias

1. E. Rosenblueth, Discusión de la ref 44, Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelandia (1965).

2. C.J. Turkstra, "The choice of failure probabilities", manuscrito inéd., Univ. McGill, Canadá (1966).
3. A.I. Johnson, "Strength, safety and economical dimensions of structures", Bull. Div. of Bldng. Statics and Structl. Engrg. at the Royal Inst. of Techn., 12, Estocolmo, Suecia (1953).
4. B.G. Hutchinson, The evaluation of pavement structural performance, tesis doctoral, Univ. de Waterloo, Ontario, Canadá (abr. 1963).
5. M.L. Nanheim, "Highway route location as a hierarchically-structured sequential decision process", Dept. of Civ. Engrg., Mass. Inst. of Techn., Report R64-15 (1964).
6. H. Raiffa y R. Schlaifer, "Applied statistical decision theory", Grad. School of Business Adm., Univ. de Harvard (1961).
7. M. Rodríguez Caballero, "Algunos modelos matemáticos para la solución óptima del problema de diseño sísmico de estructuras", Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, México (1966).
8. P.C. Fisherburn, Decision and value theory, John Wiley & Sons, Inc., New York (1964).
9. J. von Neumann y O. Morgenstern, Theory of games and economical behavior, Princeton University Press, Princeton (1943).
10. C.J. Turkstra, A formulation of structural design decisions, tesis doctoral, Univ. de Waterloo, Ontario, Canadá (1962).
11. C.A. Cornell, "Stochastic process models in structural engineering", Dept. of Civ. Engrg., Stanford Univ., Techn. Report No. 34 (mayo 1964).
12. O.G. Julian, "Synopsis of first progress report of committee on factors of safety", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 83, ST4 (jul. 1957), 1316.1-22.
13. B.W. Lindgren, Statistical theory, The Macmillan Co., New York (1962).
14. A.N. Freudenthal, "Safety and the probability of structural failure", Trans. Am. Soc. of Civ. Engrs., 121 (1956), 1337-1372.

15. O.A. Rascón, "Quality control of construction materials", manuscrito inéd.
16. A.M. Freudenthal, "Safety, reliability, and structural design", Trans. Am. Soc. of Civ. Engrs., 127 (1962), 304-319.
17. H.L. Love, "Reliability framework for structural design", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 89, ST4 (ago. 1963), 315-332.
18. W.H. Von Alven, Reliability Engineering, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey (1964).
19. R.P. Haviland, Engineering reliability and long life design, D. Van Nostrand Co., Inc. (1964).
20. M. Tichý y M. Vorlíček, "Safety of reinforced concrete framed structures", Proc. Internatl. Symp. on the flexural mechanics of reinf. concrete, Miami (1964).
21. A.M. Freudenthal, J.M. Garrelts y M. Shinozuka, "The analysis of structural safety", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 92, ST1 (feb. 1966), 267-326.
22. G.F. Swain, Structural engineering, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y. (1927). Citado en la ref 27.
23. "Dead load stresses in the columns of tall buildings", Engrg. Exp. Station Ohio State Univ., Columbus, Ohio, Bull. No. 40. Citado en la ref 27.
24. R.J. Marsal y M. Mazari, El subsuelo de la ciudad de México, Parte C, Ediciones Ingeniería, México (1962).
25. E. Kosenblueth, Folleto complementario: Disposiciones generales, cargas muertas, cargas vivas y viento, Proyecto de reglamento de las construcciones en el Distrito Federal, Ediciones Ingeniería, México (1962).
26. A.M. Freudenthal, Discusión final de "The safety of structures", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 73 (1947), 208-218.
27. A.L.L. Baker, Raft foundations. The soil-line method of design, Concrete Publications Limited (1948).

28. M.R. Horne, "The variation of mean floor loads with area", Engineering, 171, (feb. 1951).
29. J.F. Baker, M.R. Horne y J. Heyman, The steel skeleton, Cambridge University Press, Cambridge, Inglaterra (1956), Vols. I y II.
30. F.J. Jauffred, Carga viva debida a muebles en unidades de habitación en el Distrito Federal, tesis de maestría, Univ. Nac. Aut. de México, México (1959).
31. E. Rosenblueth, "Teoría de la carga viva en edificios", Ingeniería, México, 29, 4 (oct. 1959), 51-72.
32. F. Areán, Estudio de la carga viva en edificios: Aplicación al diseño plástica de losas, tesis profesional, Univ. Nac. Aut. de México, México (1956).
33. H. Ludyren, Cylindrical shells, The Danish Technical Press, the Institution of Civ. Engrs., Copenhagen (1951), Vols. I y II.
34. J.W. Dunham, "Design live loads in buildings", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 72, (1946), 429-443.
35. H.K. Stephenson, "Highway bridge live loads based on laws of chance", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 83, (1957), 1314.1-23. Citado en la ref 10.
36. H.K. Stephenson y K. Cloninger, "Methods of converting heavy motor vehicle loads into equivalent design loads", Texas Engrg. Experimental Station, Bull. No. 127 (1952).
37. A.M. Freudenthal, "Reflections on standard specifications for structural design", Trans. Am. Soc. of Civ. Engrs., 113 (1948), 265-287, Discusiones, 288-292.
38. R.J. Ivy, T.Y. Lin, S. Mitchel, N.C. Roeb, V.J. Richey y C.F. Shefey, "Live loading for long-span highway bridges", Trans. Am. Soc. of Civ. Engrs., 119 (1954), 981-994. Discusiones, 995-1004.
39. Standard specifications for highway bridges, Am. Assoc. of State Highway Officials, Washington, D.C. (1957).

40. Specifications for steel railway bridges for fixed spans not exceeding 400 feet in length, Am. Railway Engrg. Assoc., Chicago, Ill. (1947).
41. "Final report", 4o Congreso Internac. de Ing. de Puentes y Estrs., Cambridge, Inglaterra (1952).
42. A.M. Freudenthal, "Methods of safety analysis of highway bridges". 6o Congreso Internac. de Ing. de Puentes y Estrs., Estocolmo, Suecia (1960), 655-664.
43. P. Grundy y A. Kabaila, "Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings", Proc. Am. Concrete Inst., 60 (dic. 1963), 1729-1738.
44. G.W. Housner, "Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault", Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelandia (1965).
45. F.F. Evison, "Earthquakes and Faults", Bull. Seism. Soc. of Am., 53, 5 (oct. 1963), 873-891).
46. J. Despeyroux, "The Agadir earthquake of February 29th, 1960. Behavior of modern buildings during the earthquake", Memorias del 2o Congreso Mundial de Ing. Sism., Japón (1960), 521-542.
47. N. Ambraseys, "The Skopje earthquake of July 26, 1963", Skopje Internatl. Seminar on Earthq. Engrg. (1964).
48. J.K. Minami, "Relocation and reconstruction of the town of Bance, Cyrenaica, Libya, Damaged by the earthquake of 21 February, 1963", Proc. Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelandia (1965).
49. E. Rosenblueth y J. Prince, "El temblor de San Salvador; 3 de mayo de 1965: Ingeniería sísmica", Revista Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, N.º 3, 2 (dic. 1965), 33-60.
50. G.W. Housner y P.C. Jennings, "Generation of artificial earthquakes", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 90, EM1 (feb. 1964), 113-150.
51. E. Rosenblueth, Discusión de la ref 50, Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 90, EM4 (ago. 1964), 189-191.

52. Anchorage area soil studies, Alaska, Shannon and Wilson Inc., Report to U.S. Army Engineer District, Anchorage, Alaska (1964).
53. I. Herrera, E. Rosenblueth y O.A. Rascón, "Earthquake spectrum prediction for the Valley of Mexico", Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelandia (1965).
54. R. Díaz de Cossío y E. Rosenblueth, "Reinforced concrete failures during earthquakes", Proc. Am. Concrete Inst., 58, 5 (nov. 1961), 571-590.
55. E. Rosenblueth, "Temblores chilenos de mayo 1960; sus efectos en estructuras civiles", Ingeniería, México, 31 1 (ene. 1961), 1-31.
56. K.V. Steinbrugge, "A progress structural engineering aspects of the Alaskan earthquake of March 27, 1964", Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelandia (1965).
57. B.H. Falconer, "Niigata earthquake, Japan 1.02 p.m., 16 June, 1964", Internat. Inst. of Seismology and Earthq. Engrg., Tokio, Japón (1964).
58. E. Rosenblueth y J.I. Bustamante, "Distribution of structural response to earthquakes", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 88, EM3 (jun. 1962), 75-106.
59. I. Herrera y E. Rosenblueth, "Response spectra on stratified soil", Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelandia (1965).
60. A. Arias y R. Husid, "Influencia del amortiguamiento sobre la respuesta de estructuras sometidas a temblor", Revista del IDIEM, Santiago de Chile, 1, 3 (1962), 219-238.
61. E. Rosenblueth, "Probabilistic design to resist earthquakes", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 90, EM5 (oct. 1964), 189-219.
62. J. Bielak, "Dynamic response of single-degree-of-freedom bilinear systems", tesis de maestría, Univ. de Rice (mayo 1966).
63. R.W. Clough, K.L. Benuske y E.L. Wilson, "Inelastic earthquake response of tall buildings", Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelandia (1965).

64. E. Rosenblueth, "Tratamiento inelástico", Primer Ciclo de Conferencias de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México (feb.-mar. 1964).
65. F.N. Ferguson y F.N. Matlob, "Effect of bar cutoff on bond and shear strength of reinforced concrete beams", Proc. Am. Concrete Inst., 56, 7 (jul. 1959), 4-25.
66. R. Meli y R. Díaz de Cossío, "Evaluación de daños en un miembro de concreto reforzado", Revista IICY, México, 1 (1964), 39-57.
67. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, cap. 34, Departamento del Distrito Federal, México (1966).
68. Uniform Building Code, Earthquake resistant regulations of the world, Organizing Committee of the Second World Conf. on Earthq. Engrg., Tokio, Japón (1960).
69. Earthquake Investigations in California, 1934-1935, U.S. Coast and Geodetic Survey, Special publication No. 201.
70. J.A. Blume y R.W. Binder, "Periods of a modern multistory office building during construction", Memorias 2o Congreso Mundial de Ing. Sism., Japón (1960), 1195-1205.
71. J.A. Blume, "Period determination and other earthquake studies of a fifteen-story building", Memorias del 1er Congreso Mundial de Ing. Sism., Berkeley, Cal. (jun. 1956), 11.1-27.
72. E. del Valle y J. Prince, "Analytical and experimental studies of vibration in two buildings", Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelanda (1965).
73. E. Rosenblueth y L. Esteva, Folleto complementario: Diseño sísmico de edificios, Proyecto de Reglamento de las construcciones en el Distrito Federal, Ediciones Ingeniería, México (1962).
74. E. Rosenblueth, "Considerations on torsion, overturning, and drift limitations", Conf. of the Structural Engrs. Assoc. of Cal., Coronado, Cal. (nov. 1957).

75. Y.P. Inozemtsev, N.N. Pashkov, P.A. Pshenitsyn, N.P. Rosanov, V.I. Sacharov y K.K. Shalnev, "Cavitational-erosion resistance of hydrotechnical concretes on cement and polymer binders", 11o Congreso Internac. de la Asoc. Internac. de Invests. Hidráulicas, Leningrado (1965).
76. J.W. Ball, "Construction finishes and high-velocity flow", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 89, CO2 (sep. 1963), 91-110.
77. R.L. Wiegel, Oceanographical engineering, cap. II, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1964).
78. M.S. Longuet-Higgins, "On the statistical distribution of the heights of sea waves", Journ. Marine Research, 11 (1952), 245-266.
79. L.E. Borgman, "The statistical distribution of ocean wave forces on vertical piling", Hydraulic Engrg. Lab. Univ. de California (mayo 1964).
80. R.L. Wiegel, Oceanographical engineering, cap. 19, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1964).
81. B. Gutenberg, "Tsunamis and earthquakes", Bull. Seism. Soc. of Am., 29, 4 (oct. 1939), 517-526.
82. R.L. Wiegel, Oceanographical engineering, cap. 5, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1964).
83. K. Horikawa, "Evaluation of tsunami protection measures", Proc. Tsunami Meetings associated with the Tenth Pacific Science Congress, Monograph No. 24, IU66 (jul. 1963), 250-262.
84. A.W. Anderson, et al. "Lateral forces of earthquake and wind", Trans. Am. Soc. Civ. Engrs., 117 (1952), 716-754.
85. L.S. Beedle, J.H. Blackmon, etc., Structural steel Design, The Ronald Press Co., New York (1964).
86. Handbook of pressure coefficients for wind loads, Associate Committee of the Natl. Bldg. Code, Ottawa, Canada (1961).



87. N. Rodríguez Cuevas, "Aplicación de la estadística de extremos a la determinación de velocidades del viento para diseños estructurales", Ingeniería, México, 34, 4 (oct. 1964), 501-510.
88. H.S. Thom, "Distribution of extreme winds in the United States", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 86, ST4 (abr. 1960), 11-24.
89. R.H. Sherlock, "Variation of wind velocity and gusts with height", Trans. Am. Soc. of Civ. Engrs., 118 (1953), 463-508.
90. Reglamentos y normas para edificios en regiones sísmicas (CH-0-57), Moscú (1957).
91. J.C. Rathbun, "Wind forces on a tall building", Trans. Am. Soc. of Civ. Engrs., 105 (1940), 1-14.
92. W. Jickey y G.B. Woodruff, "The vibrations of steel stacks", Trans. Am. Soc. of Civ. Engrs., 121 (1956), 1054-1070, Discusiones, 1071-1087.
93. E.A. Dockstader, W.F. Swiger y E. Ireland, "Resonant vibration of steel stacks", Trans. Am. Soc. of Civ. Engrs., 121 (1956), 1088-1109. Discusiones, 1110-1112.
94. J.M. Penzies, "Wind induced vibration of cylindrical structures", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 83, EM1 (ene. 1957), 144.1-25.
95. A.G. Davenport, "Design factors for evaluating the dynamic action of wind on structures", la. Reunión Conjunta sobre Ing. Estruct., Colegio de Ingenieros Civiles de México-Am. Soc. of Civ. Engrs., México (1966).
96. E. Rosenblueth, "Agrietamiento de una placa de concreto". Informe presentado a la Comisión Federal de Electricidad, México (1962).
97. E. Hognestad, "High strength bars as concrete reinforcement", Parte 2, Journ. Portland Cement Assoc. Research and Development Laboratories, 4, 1 (ene. 1962), 46-63.
98. A.P. Clark, "Cracking of reinforced concrete flexural members", Proc. Am. Concrete Inst., 27, 8 (abr. 1956), 851-862.

99. S.G. Anderson, "Rigid frame failures", Proc. Am. Concrete Inst., 53, 7 (ene. 1957), 625-636.
100. El Hognestad y R.C. Elstner, "Laboratory investigation of rigid frame failure", Proc. Am. Concrete Inst., 53, 1 (ene. 1957), 637-668.
101. "Building code requirements for reinforced concrete", (ACI 318-56), Am. Concrete Inst. (1956).
102. "Building code requirements for reinforced concrete", (ACI 318-63), Am. Concrete Inst. (1963).
103. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, cap. 28, México (1966).
104. S. Soratz, "Contribución a la investigación sobre los aceros de refuerzo para concreto y sobre concreto armado", Publicaciones Técnicas Ecatepec, México, 5 (1963).
105. E. Mendoza, "Estribos para armar", Ingeniería, México, 37, 2 (abr. 1967).
106. M. Fintel y F.R. Khan, "Effects of column exposure in tall structures - temperature variations and their effects", Proc. Am. Concrete Inst., 62, 12 (dic. 1965), 1533-1566.
107. K. Terzaghi y R.B. Peck, Soil mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons, Inc. (1960).
108. E. Rosenblueth y O.A. Rascón, Diseño estructural de cimentaciones, manuscrito inéd., Inst. de Ing., Univ. Nac. Aut. de México, México (1966).
109. J.A. González P., "Influencia de la superestructura en hundimientos diferenciales de edificios", Ingeniería, México, 33, 3 (jul. 1963), 209-211.
110. J. Salazar, "Análisis matricial de vigas de pared delgada", la Reunión Conjunta sobre Ing. Estruct., Colegio de Ings. Civiles de México - Am. Soc. of Civ. Engrs., México (1966).
111. W.C. Teng, Foundation design, Prentice-Hall Inc., New Jersey (1962).
112. ACI Standards 1957, Am. Concrete Inst. (1957).

113. O.A. Rascón, "Statistical studies on concrete strength", manuscrito inéd. Inst. de Ing., Univ. Nac. Aut. de México, México (1965).
114. H. Müsch y G. Vigerust, "Discusión de 'Tensile splitting test and high strength concrete test cylinders'" por S. Thalow, Proc. Am. Concrete Inst., 52, 12 (dic. 1957), Parte 2, 1318-1324.
115. T.Y. Lin, Design of prestressed concrete structures, John Wiley & Sons, Inc., New York (1963).
116. R.H. Evans y E.W. Bennett, Prestressed concrete, theory and design, John Wiley & Sons, Inc., New York (1958).
117. E. Lévi, "La distribución estadística des resistances aux forces de compression ou l'action simple", Travaux, 4, 277 (nov. 1957), Citado en la ref 10.
118. J.F. Borges, O dimensionamento de estruturas, Publicação No. 54, Lisboa (1954).
119. R. Lévi, "Considérations générales et applications aux constructions de la théorie probabiliste de la sécurité", Revue général des chemins de fer (1951). Citado en la ref 10.
120. M. Casse, "Results of tests on the dispersion of strength of structural mild steel", Ber Congreso Internac. de Ing. de Puentes y Estruct. Informe final (1948). Citado en la ref 10.
121. M. Tichý y M. Vorlíček, "Statistical theory of interaction diagrams", Acta Technica CSAV I (1964).
122. E. Torroja, "Load factors", Proc. Am. Concrete Inst., 55 (nov. 1958), 567-572.
123. L. Wood, "The factor of safety in design of timber structures", Trans Am. Soc. of Civ. Engrs., 125 (1960), 1045-1052.
124. W.J. Venuti, "A statistical approach to the analysis of fatigue failure of prestressed concrete beams", Proc. Am. Concrete Inst., 62 11 (nov. 1965), 1375-1394.

125. F.S. Ople y C.L. Hulsbos, "Probable fatigue life of plain concrete with stress gradient", Proc. Am. Concrete Inst., 61, 1 (ene. 1966), 59-61.
126. A.M. Freudenthal y M. Shinozuka, "Structural safety under conditions of ultimate load failure and fatigue", Univ. de Columbia, WADD. Techn. Report 61-177 (oct. 1961).
127. Reglamentos y normas para el diseño de estructuras de concreto y de concreto reforzado, NyTU, 123-55, Comité de Construcciones del Consejo de Ministerios de la URSS, Moscú (1955).
128. S.L. Lee, T.M. Wang y J.S. Kao, "Continuous beam-columns on elastic foundations", Proc. Am. Soc. of Civ. Engrs., 87, EM2 (abr. 1961), 55-70.
129. K. Matsushita y M. Izumi, "Deflection controlled elastic response of buildings and methods to decrease the effect of earthquake forces applied to buildings", Memorias del 3er Congreso Mundial de Ing. Sism., Nueva Zelanda (1965).
130. "Recommendations for an international code of practice for reinforced concrete", Publicado conjuntamente por Am. Concrete Inst. y la Cement and Concrete Assoc.
131. T. Bailey, "The corrosion of reinforcing steel in cracked concrete", Proc. Am. Concrete Inst., 43 (1946), 1137.
132. P.M. Ferguson y J.M. Thompson, "Development length of high strength reinforcing bars in bays", Proc. Am. Concrete Inst., 59, 7 (jul. 1962), 887-922.
133. J.A. Blume, N.M. Newmark y L.H. Corning, Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions, Portland Cement Assoc., Chicago, Ill. (1961).
134. ACI Committee 334, "Concrete shell structures: practice and commentary", Proc. Am. Concrete Inst., 61, 9 (sep. 1964), 1091-1108.

135. V.V. Bertero, G. McClure y E.P. Popov, "Behavior of reinforced concrete frames subjected to repeated reversible loads", Inst. of Engrg. Research Univ. of California, Berkeley, Cal. (1962).
136. J. Casillas, "Características carga-deformación de columnas zunchadas de concreto", Ingeniería, México, 33, 4 (oct. 1963), 373-386.
137. DIN 4224, Bemessung in Stahlbetonbau, Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin (1960).
138. H.E.H. Roy y M.A. Sozen, "A note on the ductility of concrete", Internatl. symp. on the flexural mechanics of reinf. concrete, Miami (1964).
139. H.E.H. Roy y M.A. Sozen, "A model to simulate the response of concrete to multi-axial loading", Univ. de Illinois. Structural Research Series, No. 268, Urbana, Ill. (1963).
140. B. Bresler y P.H. Gilbert, "Tie requirements for reinforced concrete columns", Proc. Am. Concrete Inst., 58, 5 (nov. 1961), 555-570
141. E. Rosenblueth, "Diseño estructural. Concreto reforzado", Curso para residentes de obra. Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, México (1966).
142. E. Rosenblueth y J. Laborde, "Estribos para armar", Ingeniería, México, 29 2 (abr. 1959), 5-13.
143. D.H. Lee, Sheet piling, cofferdams and caissons, London Concrete Publications Limited (1945).
144. R.D. Chellis, Pile foundations, McGraw-Hill Book Company, Inc. (1961).
145. T.H. McKaig, Building failures, McGraw-Hill Book Company, Inc. (1962).
146. P.M. Ferguson, "Bond and anchorage - 1962 ACI code", Annual Meeting Am. Concrete Inst. (mar. 1962).
147. I.M. Viest, "Conferencia No. 2. Investigación en puentes carreteros bajo tráfico controlado", Ingeniería, México, 31, 3 (jul. 1961).

148. D. Peabody, The design of reinforced concrete structures, John Wiley & Sons, Inc., New York (1950).
149. E. Rosenblueth, "Shell reinforcement not parallel to principal stresses", Proc. Am. Concrete Inst., 52, 1 (sep. 1955), 61-71.
150. F.E. Richart, "An investigation of web stresses in reinforced concrete beams", Univ. de Illinois, Engrg. Exp. Station, Bull. No. 166 (1927).
151. H.G. Cousins, "The British standard code of practice for the use of normal reinforced concrete in buildings (C.P. 114-1957)", Joint Meeting of the Reinf. Concrete Assoc. - Institution of Structl. Engrs., London (1958).
152. R. Díaz de Cossío y E. Martínez, "Estudio de marcos sujetos a carga lateral", Ingeniería, México, 31, 4 (oct. 1961), 9-24.
153. R.R. Lunoe y G.A. Willis, "Application of steel strap reinforcement to girders of rigid frames, special AMC warehouses", Proc. Am. Concrete Inst., 53, 7 (ene. 1957), 669-678.
154. Comité Européen du Béton, Recommandations pratiques unifiées pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé, Paris (1964).
155. P.M. Ferguson, "Diagonal tension in T-beams without stirrups", Proc. Am. Concrete Inst., 49, (mar. 1953), 665-675.

**TABLAS**

TABLA 1. HUNDIMIENTOS PERMISIBLES

Concepto que se limita y tipo de daño	Límite			Unidades
	Incremento mensual	Incremento anual	total	
<b>Hundimiento máximo</b>				
Daños a instalaciones en vía pública	3	10	30	cm
Daños a edificios vecinos	1.2	4	10	cm
<b>Inclinación media</b>				
Inclinación visible	---	---	*	%
Componente transversal excesiva de la aceleración de la gravedad	---	---	0.2	$\alpha^{**}$
Efectos en el funcionamiento de maquinaria	---	---	0.1	%
Dificultades en grúas viajeras	---	---	0.3	%
<b>Distorsión angular</b>				
Agrietamiento de aplanados de yeso	0.2	0.25	0.3	%
Agrietamiento de muros de bloque de concreto ligero	0.2	0.25	0.3	%
Agrietamiento de muros de bloque de concreto de peso normal	0.3	0.4	0.5	%
Agrietamiento de muros de tabique recocido	0.5	0.7	1.0	%
Daños peligrosos en estructuras de concreto reforzado	1.0	1.5	2.0	%
Falla de conexiones remachadas en estructuras de acero	---	---	4.0	%

\*  $\frac{100\%}{100 + 3h}$

h = altura del edificio en metros

si  $h \rightarrow 0$ , la inclinación permisible  $\rightarrow 1\%$

si  $h = 50$  m, inclinación permisible = 0.4%

si  $h \rightarrow \infty$ , desplome permisible  $\rightarrow 33$  cm

\*\* $\alpha$  relación entre el cortante de piso máximo y el peso del edificio arriba del nivel considerado; generalmente es mínimo en la base del edificio y es igual al coeficiente de cortante en la base.

TABLA 2. GRADOS DE CONTROL DE CONCRETO

Tipo de operación	Coeficiente de variación para diferentes grados de control			
	Excelente	Bueno	Regular	Pobre
<b>Variación global:</b>				
Construcción en general	menos de 10	10 a 15	15 a 20	más de 20
Control de laboratorio	menos de 5	5 a 7	7 a 10	más de 10
<b>Variación entre ensayos:</b>				
Control de campo	menos de 4	4 a 5	5 a 6	más de 6
Control de laboratorio	menos de 3	3 a 4	4 a 5	más de 5



TABLA 3. ESTRIBOS EN VIGAS

Espaciamiento máximo de estribos cuando no son necesarios por cortante o tensión vertical

h cm	b <sub>max</sub> cm	A <sub>su</sub> max cm <sup>2</sup>	q kg/m	ESPACIAMIENTO, cm													
				ACERO GRADO ESTRUCTURAL f <sub>y</sub> ≥ 2300 kg/cm <sup>2</sup>					ACERO GRADO DURO f <sub>y</sub> ≥ 4000 kg/cm <sup>2</sup>								
				# 2*	# 2.5	# 3	# 4	# 5**	# 2*	# 2.5	# 3	# 4	# 5**				
15	15	3.4	35	25	13	30	19	30	28	30	30	25	22	30	30	30	30
20	15	4.3	35	25	13	30	19	30	28	30	30	25	22	30	30	30	30
25	15	5.3	35	25	13	30	19	30	28	30	30	25	22	30	30	30	30
30	20	8.4	50	20	10	30	15	30	22	30	30	25	17	30	26	30	30
35	20	9.7	50	20	10	30	15	30	22	30	30	25	17	30	26	30	30
40	20	10.8	50	20	10	30	15	30	22	30	30	25	17	30	26	30	30
45	25	14.9	65	16	8	25	13	30	18	30	30	25	14	30	22	30	30
50	25	16.9	65	16	8	25	13	30	18	30	30	25	14	30	22	30	30
60	25	19.0	65	16	8	25	13	30	18	30	30	25	14	30	22	30	30
70	30	25.6	82	14	7	22	11	30	15	30	28	30	12	30	19	27	30
80	30	28.4	82	14	7	22	11	30	15	30	28	30	12	30	19	27	30
90	30	31.0	82	14	7	22	11	30	15	30	28	30	12	30	19	27	30
100	30	50.0	82	14	7	22	11	30	15	30	28	30	12	30	19	27	30
120	30	55.0	82	13	7	22	11	30	16	30	28	30	15	12	30	19	27
150	30	65.0	82	8	7	19	11	30	16	30	26	30	9	30	19	27	30
200	30	90.0	82			10	11	20	16	30	28	30		11	23	30	30
250	30	100.0	82			6	13	20	16	30	28	30		7	14	30	30
300	30	130.0	82					8	24	30				9	26	30	30

NOTACION

- h = peralte total de la viga
- b = ancho máximo de la viga
- (A<sub>su</sub>)<sub>max</sub> = área máxima de refuerzo en el lecho superior
- q' = q - 0.8 (A<sub>su</sub>)<sub>max</sub>
- q = carga permisible durante el colado
- φ = diámetro del estribo en octavos de pulgada
- s = espaciamiento
- (S) = acero grado estructural
- (H) = acero grado duro
- f<sub>y</sub> = esfuerzo de fluencia del refuerzo

- \* Varillas lisas; todas las demás son varillas corrugadas
- \*\* o mayores

NOTAS

- 1) Los espaciamientos superiores corresponden a vigas no expuestas directamente a la intemperie; los espaciamientos inferiores a las directamente expuestas a la intemperie.
- 2) En todos los casos se consideran estribos de dos ramas.
- 3) Para anchos de vigas mayores que las tabuladas disminúyanse los espaciamientos en proporción inversa del ancho y compruébense los esfuerzos por flexión en las ramas horizontales.
- 4) Para refuerzo del lecho superior A<sub>su</sub> mayor que (A<sub>su</sub>)<sub>max</sub> si la viga no está expuesta, extrapólese los valores de la tabla, disminuyendo los espaciamientos de los estribos de acuerdo con la expresión  

$$s' = \frac{q'}{q' + 0.8 (A_{su} - A_{su\ max})}$$
 Para vigas directamente expuestas tómese como espaciamiento el menor entre s' y el valor tabulado.
- 5) Para peraltes que no estén en la tabla, interpólese linealmente.
- 6) En vigas con refuerzo de compresión, el espaciamiento de estribos está gobernado también por los requisitos para anillos en columnas.
- 7) Para traveses con h/b > 6, deberá suministrarse refuerzo longitudinal de acuerdo con la tabla siguiente. El espaciamiento del acero longitudinal no será mayor de 30 cm.

b cm	Área de refuerzo longitudinal			
	Traveses no expuestos directamente a la intemperie		Traveses expuestos directamente a la intemperie	
	(S)	(H)	(S)	(H)
15	0.38 h/b	0.22 h/b	0.76 h/b	0.44 h/b
20	0.65 h/b	0.37 h/b	1.30 h/b	0.74 h/b
25	0.98 h/b	0.56 h/b	1.96 h/b	1.12 h/b
30	1.35 h/b	0.78 h/b	2.70 h/b	1.56 h/b
35	1.78 h/b	1.02 h/b	3.56 h/b	2.04 h/b
40	2.24 h/b	1.29 h/b	4.48 h/b	2.58 h/b

TABLA 4. ANILLOS EN COLUMNAS CIRCULARES, CUADRADAS Y RECTANGULARES

A)  $a_e \geq a_v / 10$

B)  $s \leq 20 \beta_v \alpha$

$\theta$	$\alpha$
90°	1.00
120°	0.75
135°	0.57
150°	0.39

$a_e$  = área del anillo

$a_v$  = área de cada varilla o paquete de varilla vertical

$s$  = espaciamiento de anillos

$\beta_v$  = diámetro de las varillas verticales o diámetro de la menor varilla de un paquete

$\theta$  = ángulo entre el anillo y la varilla longitudinal

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del refuerzo

C) Espaciamiento de anillos cuando no está regido por cortante, en cm

DIAMETRO DE LADO CORTO, cm	ACERO GRADO ESTRUCTURAL $f_y \geq 2300 \text{ kg/cm}^2$					ACERO GRADO DURO $f_y \geq 4000 \text{ kg/cm}^2$				
	# 2*	# 2.5	# 3	# 4	# 5**	# 2*	# 2.5	# 3	# 4	# 5**
15	25 13	30 19	30 28	30	30	30 22	30	30	30	30
20	20 10	30 15	30 22	30	30	30 17	30 26	30	30	30
25	16 8	25 13	30 18	30	30	28 14	30 22	30	30	30
30	14 7	22 11	30 16	30 28	30	25 12	30 19	30 27	30	30
35	12 6	19 10	28 14	30 25	30	22 11	30 17	30 24	30	30
40	11 6	18 9	25 13	30 23	30	20 10	30 15	30 22	30	30
45	10	16 8	23 12	30 22	30	18 9	28 14	30 20	30	30
50	10	15 8	22 11	30 14	30	17 9	26 13	30 19	30	30
55	9	14 7	20 10	30 18	30 29	16 8	24 12	30 18	30	30
60	9	13 7	20 10	30 17	30 27	15 8	23 12	30 17	30	30
65	8	13	18 9	30 16	30 26	14 7	22 11	30 16	30 29	30
70	8	12	18 9	30 16	30 25	14 7	21 11	30 15	30 27	30
75	8	12	17 8	30 15	30 24	13 7	20 10	30 15	30 26	30
80		11	16 8	30 15	30 23	13	20 10	28 14	30 25	30
85		11	16 8	28 14	30 22	12	19 10	27 14	30 25	30
90		10	15 8	28 14	30 21	12	18 9	26 13	30 24	30
95		10	15 7	26 13	30 21	12	18 9	26 13	30 23	30
100		10	14 7	26 13	30 20	11	17 9	25 13	30 23	30

\* Varillas lisas, todas las demás son varillas corrugadas

\*\* o mayores

NOTAS

- 1) El área y espaciamiento de anillos deben satisfacer simultáneamente las condiciones A, B y C.
- 2) El número mínimo de varillas verticales en columnas circulares es seis
- 3) en c) los espaciamientos superiores corresponden a columnas no expuestas directamente a la intemperie; los espaciamientos inferiores a los expuestos directamente a la intemperie.

TABLA 5. DISEÑO POR FLEXION

Caso	Refuerzo	Esperanza de la resistencia, ton m	Probabilidad de falla en un año dado	Esperanza de los beneficios actualizados *	Costo del acero en dólares	Esperanza del costo de falla actualizada en dólares
1	6 # 4	13.74	$3.64 \times 10^{-10}$	9000	6.6	$1.75 \times 10^{-5}$
2	4 # 4	9.15	$2.48 \times 10^{-1}$	1255	4.6	$1.65 \times 10^{-3}$
3	5 # 4	11.44	$2.25 \times 10^{-4}$	8951	5.8	$1.072 \times 10$
4	8 # 3	10.24	$1.79 \times 10^{-2}$	6222	5.0	$5.93 \times 10^2$
5	9 # 3	11.52	$1.17 \times 10^{-4}$	8973	5.4	5.63
6	10 # 3	12.80	$8.23 \times 10^{-8}$	9000	6.0	$3.96 \times 10^{-3}$

\* Redondeados a dólares

TABLA 6. DISEÑO POR CORTANTE

Caso	Espaciamiento de los estribos en el extremo cm	Esperanza de la resistencia	Probabilidad de falla en un año dado	Esperanza de los beneficios actualizados *	Costo de los estribos en dólares	Esperanza del costo de falla actualizada, en dólares
1	10	23.18	$1.28 \times 10^{-8}$	9000	2.80	$2.77 \times 10^{-1}$
2	15	19.10	$1.08 \times 10^{-5}$	8998	2.18	$2.33 \times 10^2$
3	19	17.40	$1.09 \times 10^{-4}$	8976	1.91	$2.35 \times 10^3$
4	22	16.40	$3.78 \times 10^{-4}$	8915	1.84	$8.12 \times 10^3$

\* Redondeados a dólares

**FIGURAS**

Fig. 1

Frecuencia  
relativa

de las barras azules de concreto.

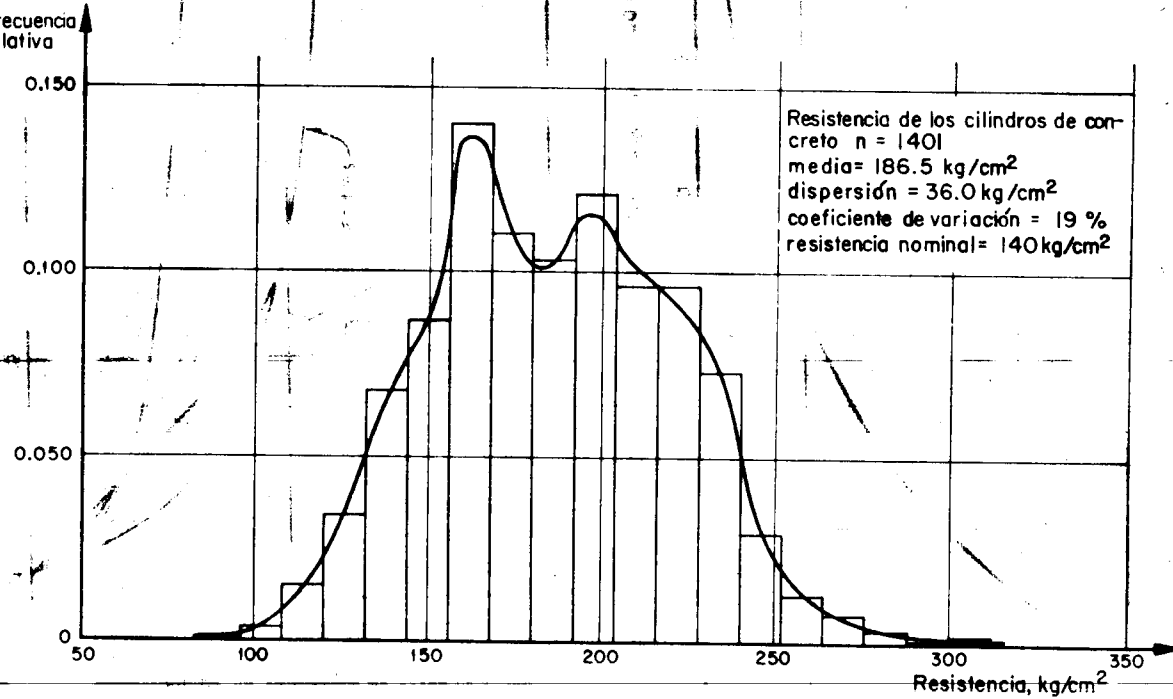


Fig. 1 Función de distribución de frecuencias bimodal

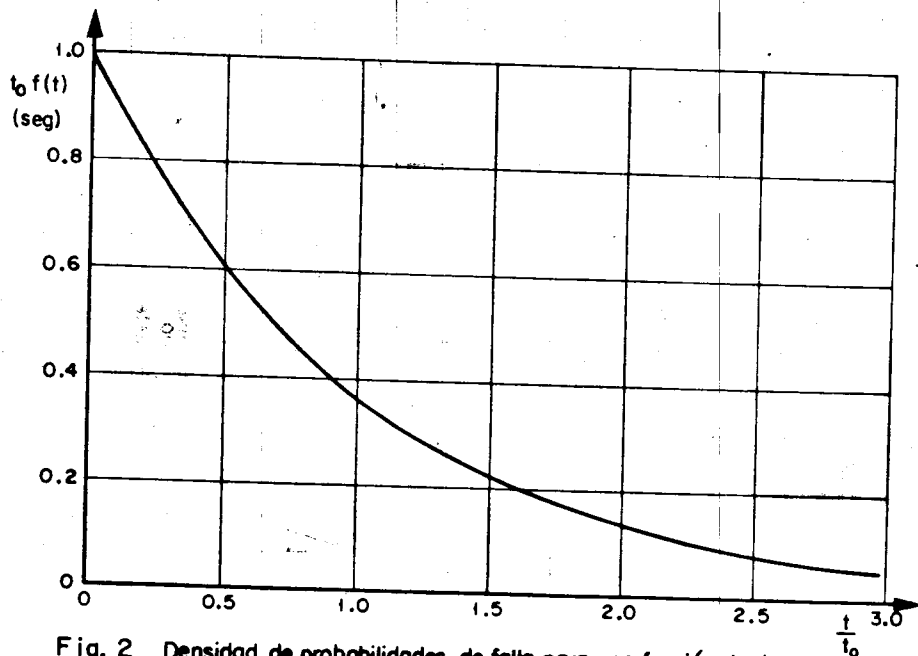


Fig. 2 Densidad de probabilidades de falla para una función de riesgo constante

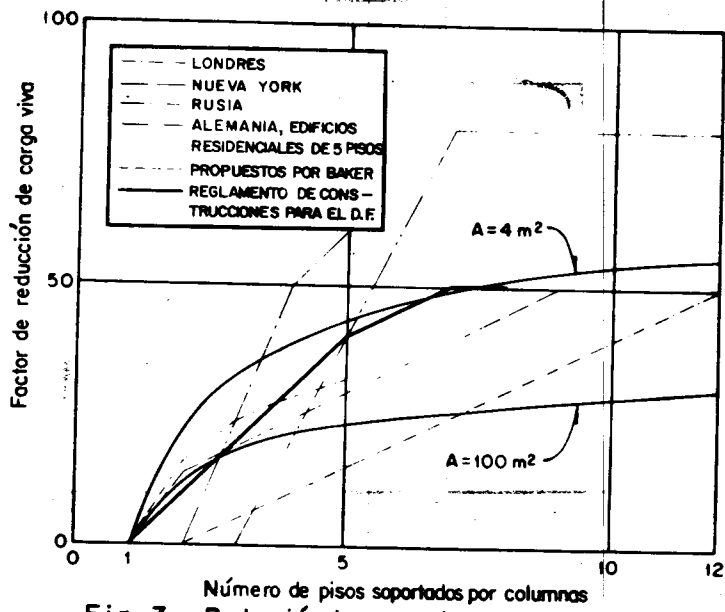
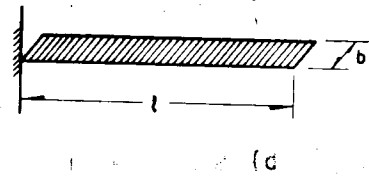
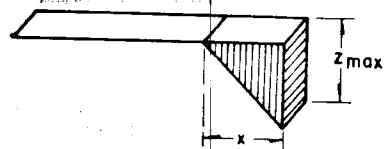


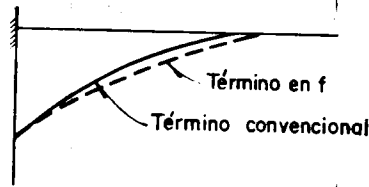
Fig. 3 Reducción de carga viva para diseño de columnas



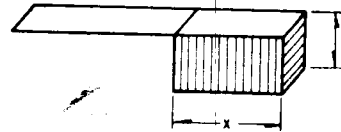
a) Dimensiones



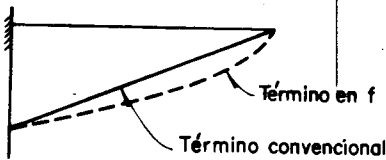
b) Superficie de influencia para momento



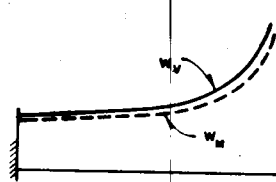
c) Momento de diseño



d) Superficie de influencia para cortante



e) Cortantes de diseño

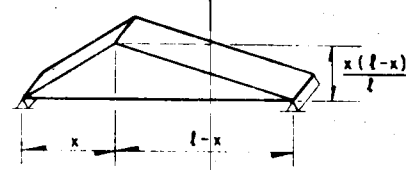


f) Carga uniforme equivalente para diseño por cortante ( $w_V$ ) y momento ( $w_M$ )

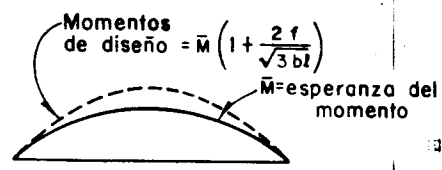
Fig. 4 Viga en voladizo



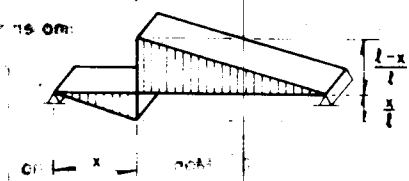
a) Dimensiones



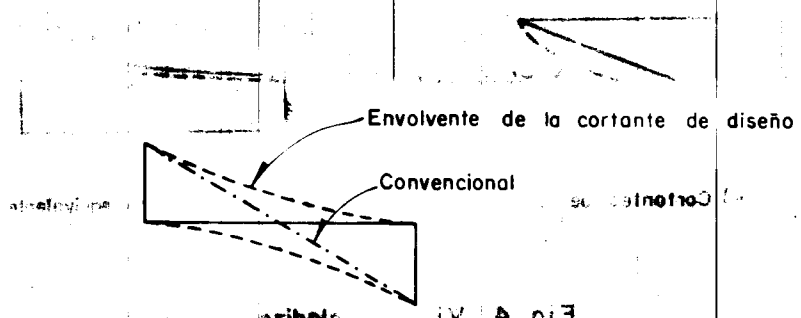
b) Superficie de influencia para momento



c) Momentos de diseño



d) Superficie de influencia para cortante



e) Cortantes de diseño

Fig. 5 Viga simplemente apoyada



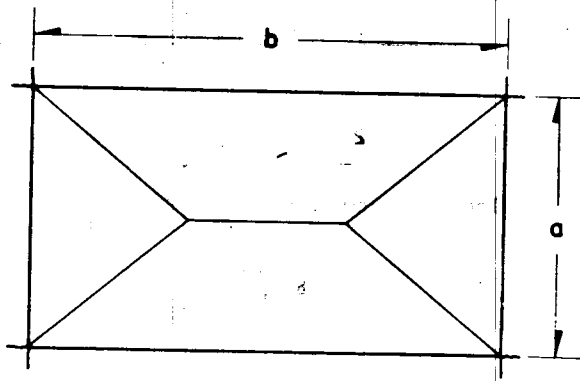
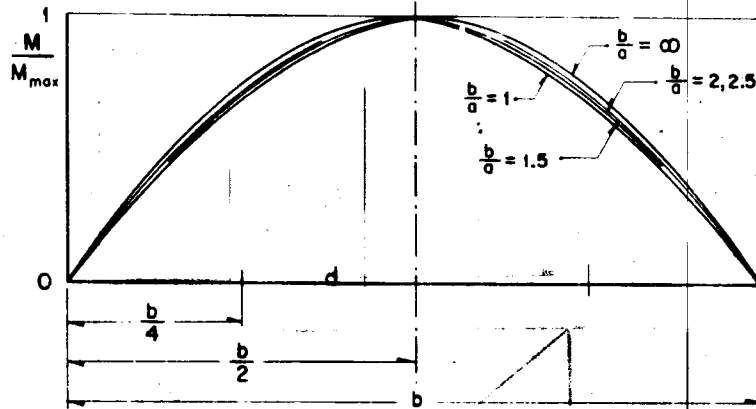
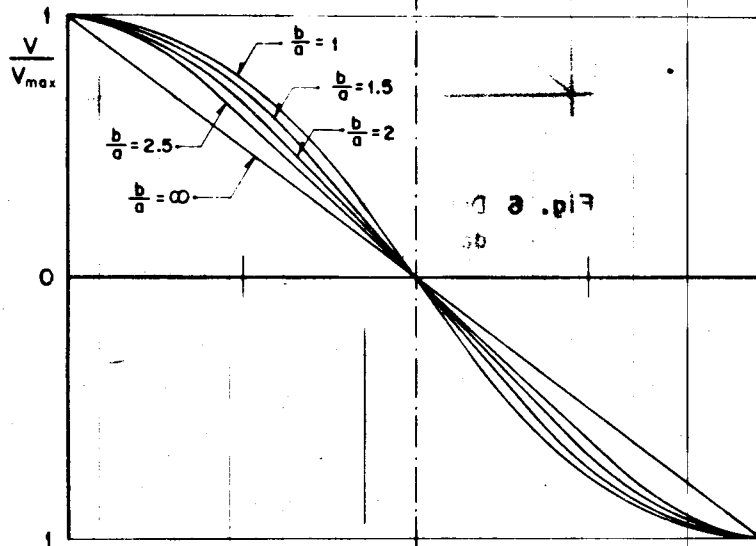


Fig. 6 División de un tablero rectangular de losa



a) Diagrama de momentos



b) Diagrama de cortantes

Fig. 7 Diagramas de cortantes y momentos para una viga en dirección del claro largo de una losa

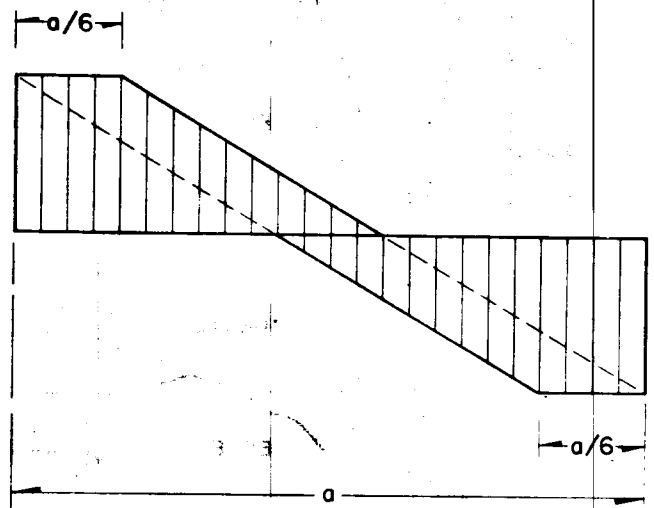


Fig.8 Cortantes de diseño

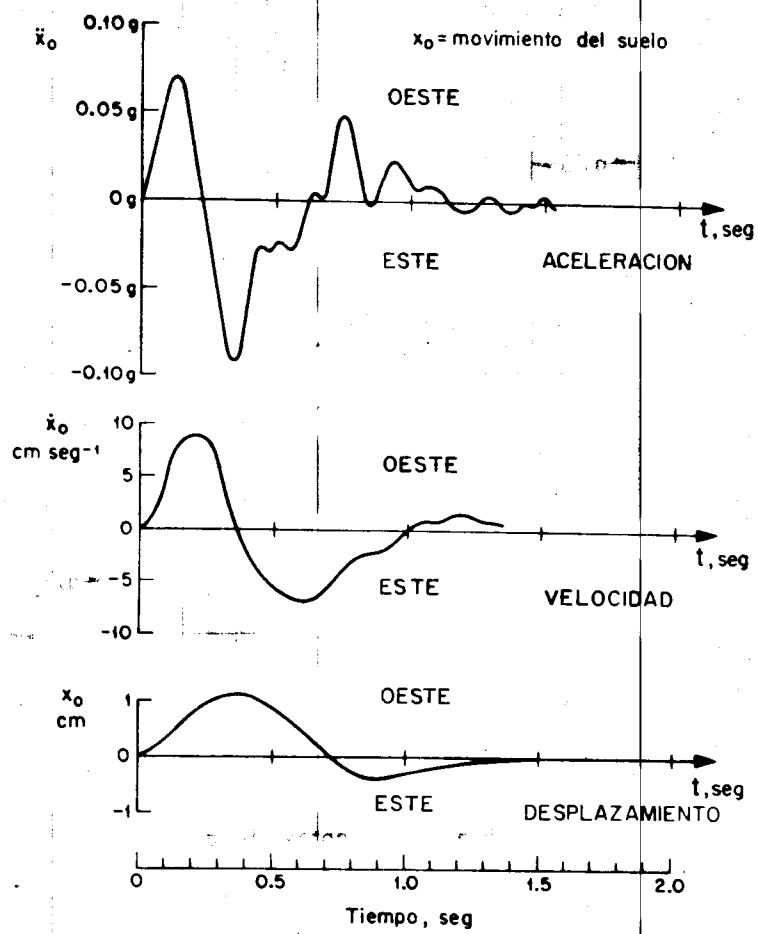


Fig. 9 Registro de un temblor cercano, poco profundo, de pequeña magnitud en suelo duro  
(Según G.W. Housner y D.E. Hudson)

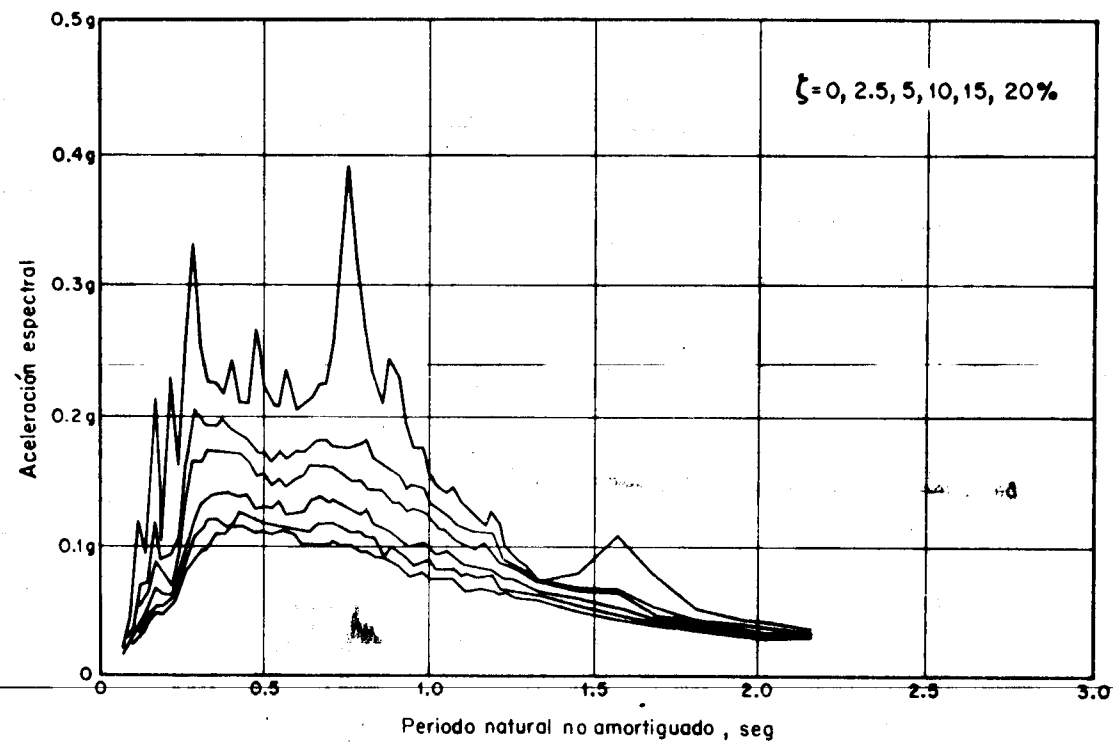


Fig. 10 Espectro de respuestas para el acelerograma de la fig. 9  
(Según G.W. Housner y D.E. Hudson)

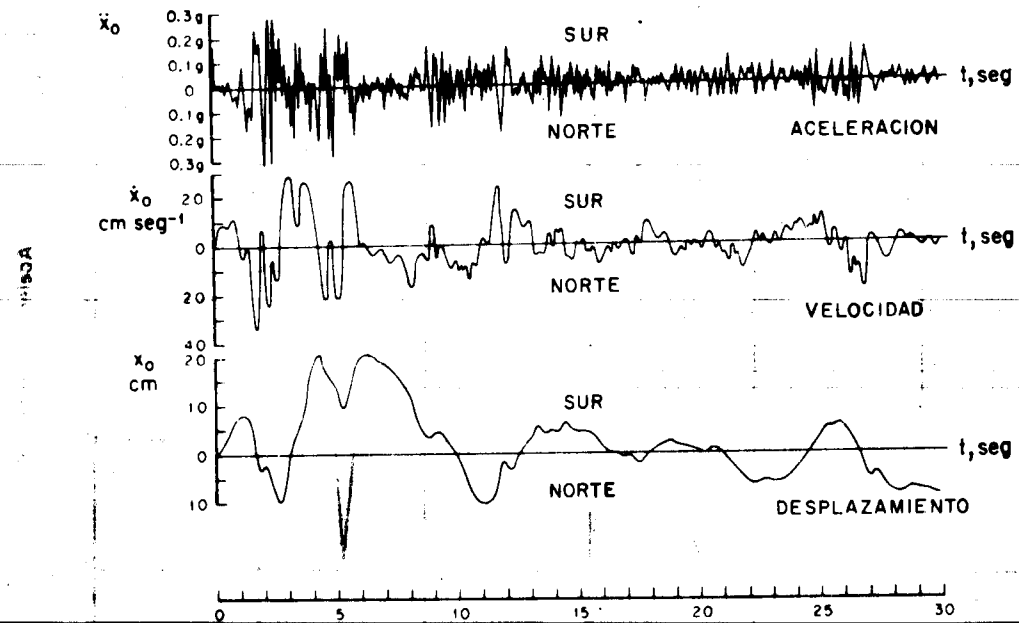


Fig. II Registro de un sismo poco profundo en terreno firme,  
 originado a una distancia moderada  
 (Según J.A. Blume, N.M. Newmark y L.H. Corning)

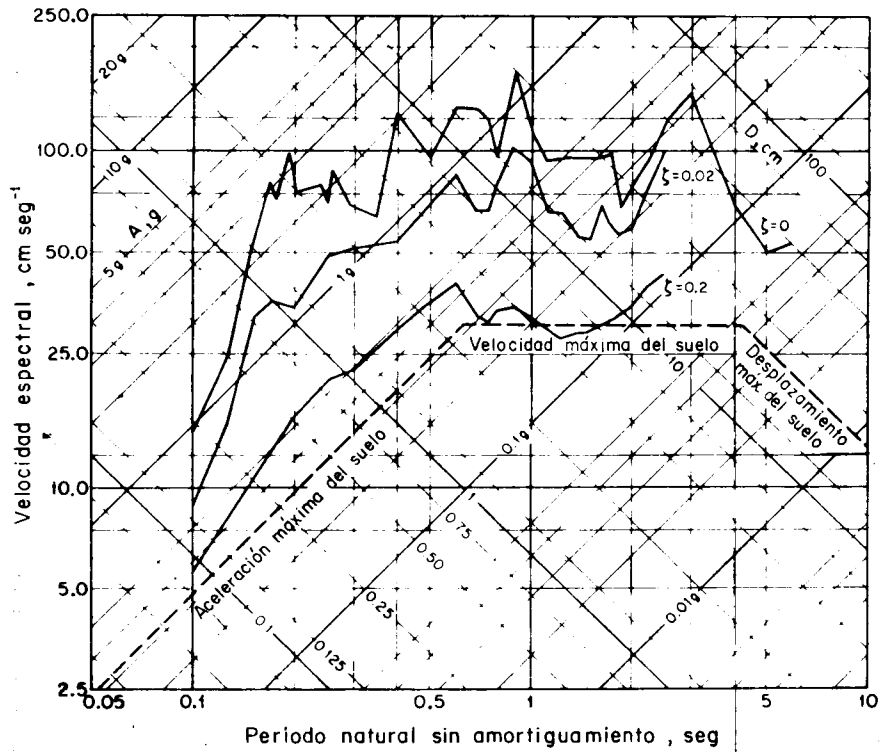


Fig.12 Espectro de respuestas para el acelerograma de la fig.11  
(Según J.A. Blume, N.M. Newmark y L.H. Corning)

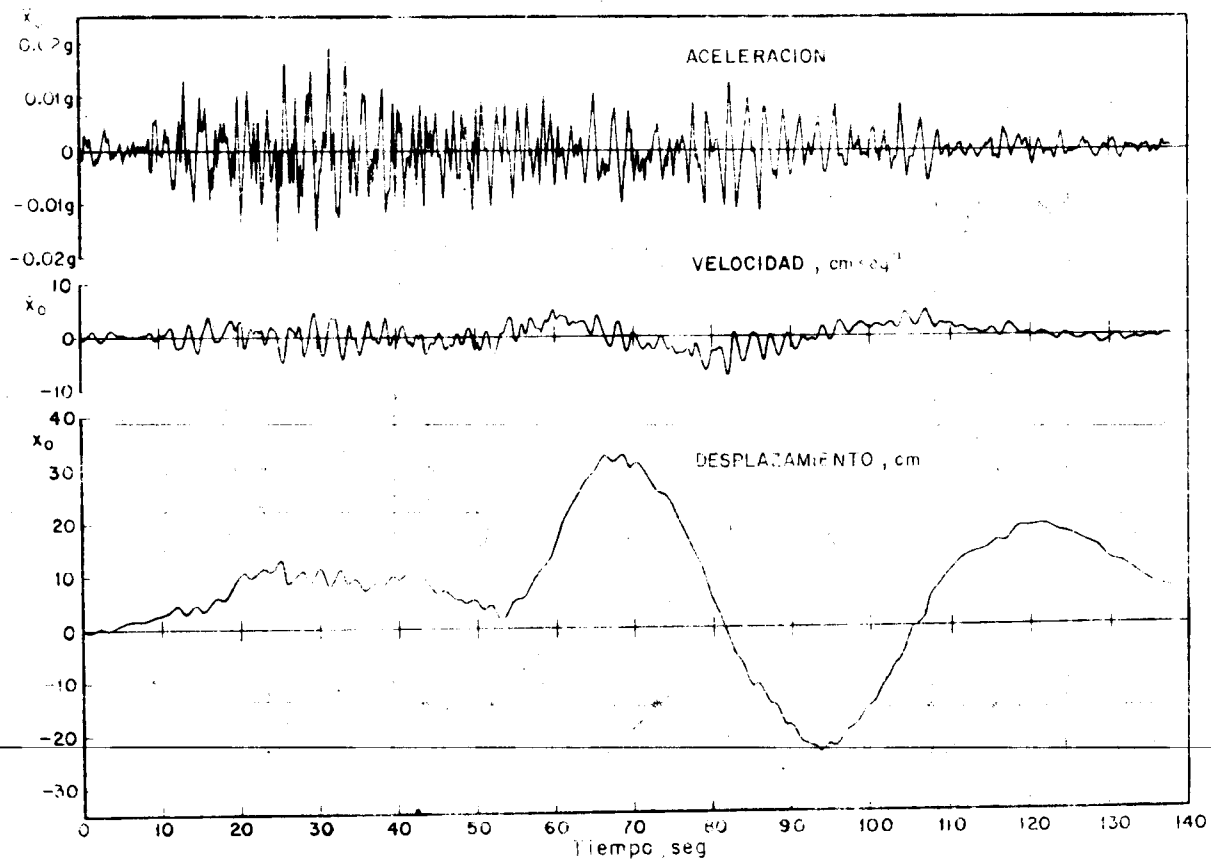


Fig. 13 Registro de un sismo fuerte, lejano, en suelo blando, dentro del rango de comportamiento lineal del suelo (Según J. I. Bustamante y J. Franco A.)



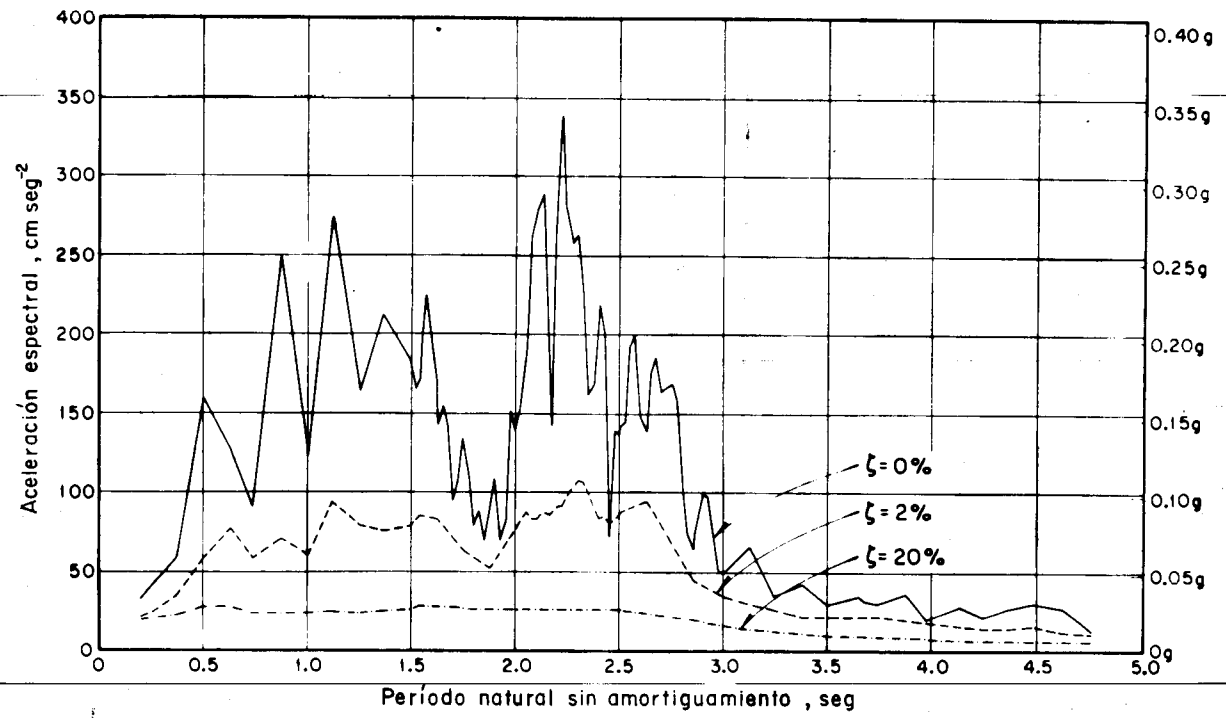


Fig. 14 Espectro de respuestas para el acelerograma de la fig. 13  
(Según J.I. Bustamante)

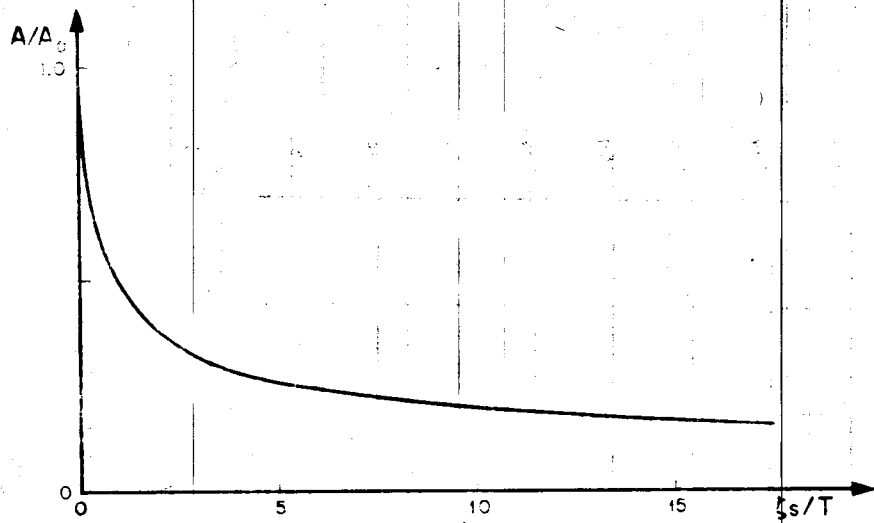


Fig. 15 Factor de reducción por el amortiguamiento

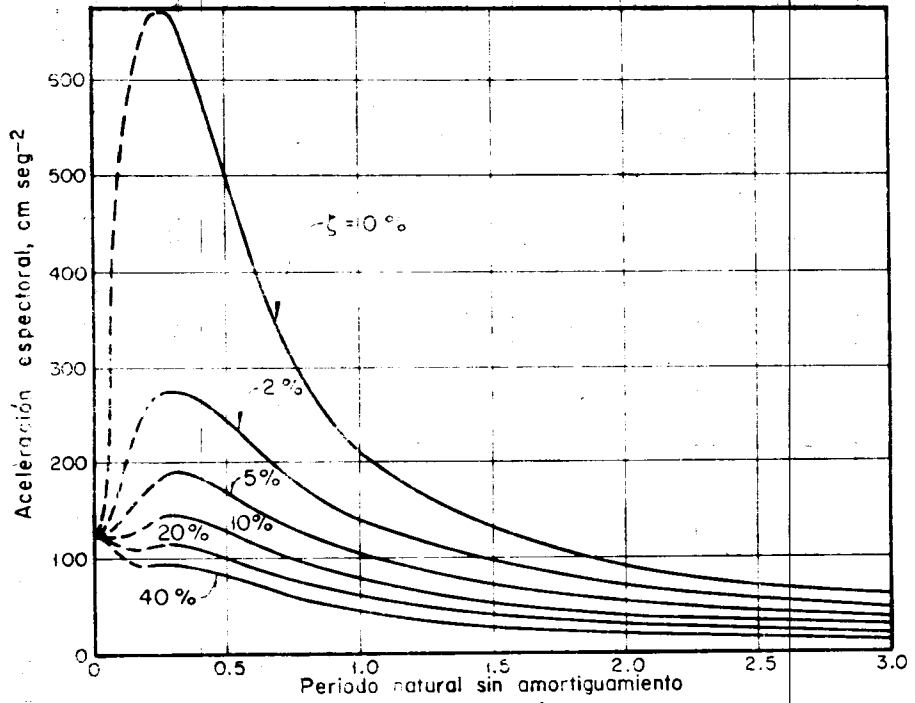


Fig. 16 Espectro de la aceleración media normalizada para los temblores de California (Según G.W. Housner)

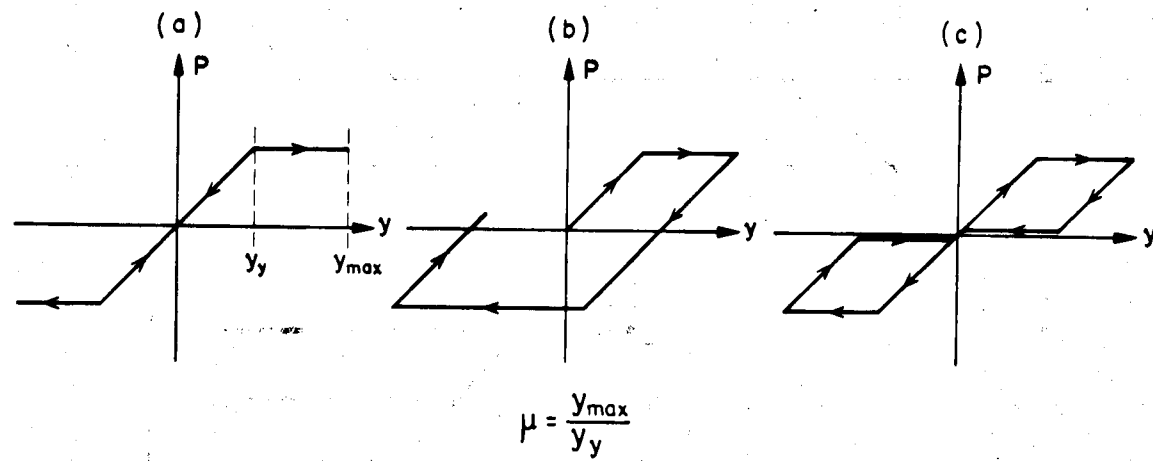


Fig.17 Tres sistemas no lineales

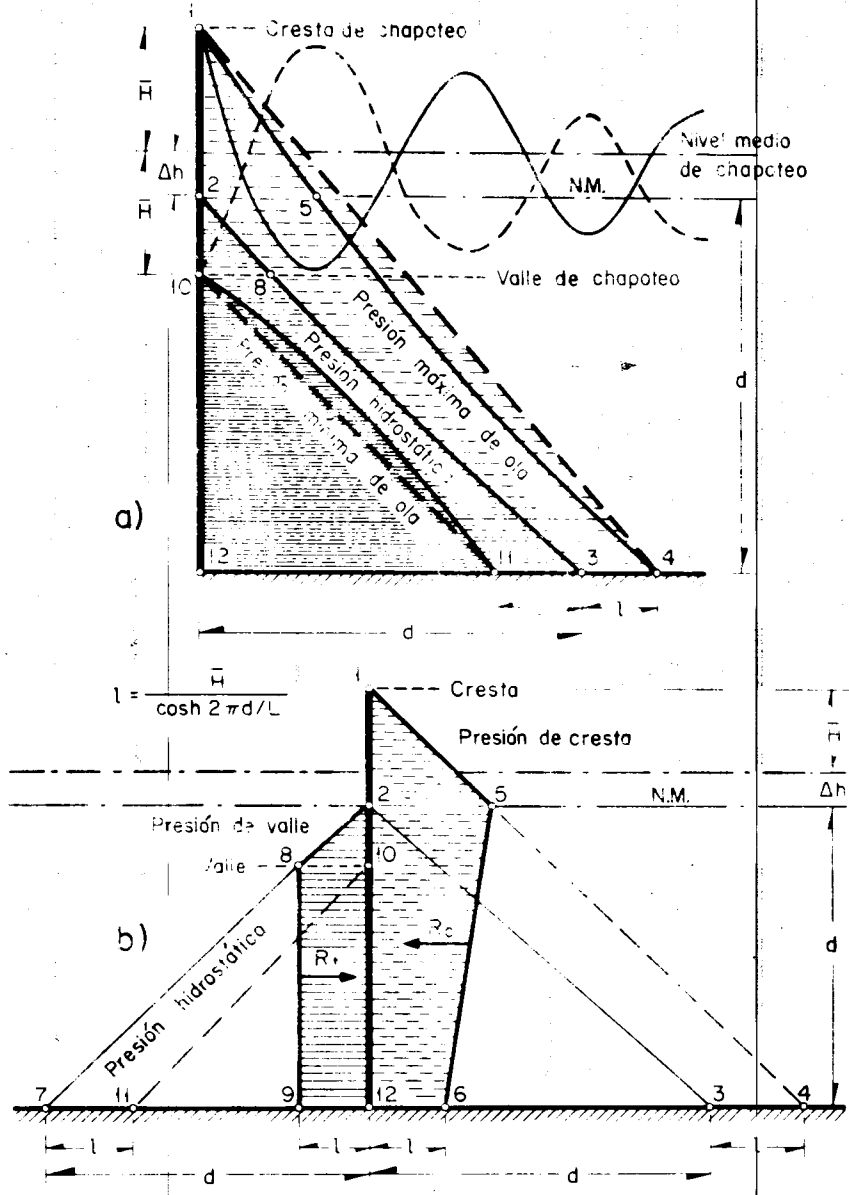


Fig. 18 Fuerzas sobre muros producidas por olas totalmente reflejadas (Según R.L. Wiegel)

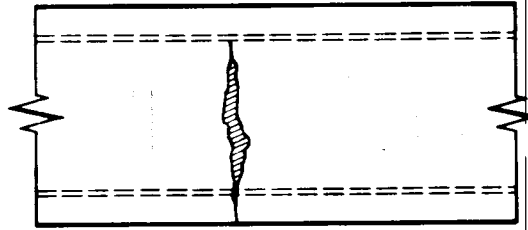
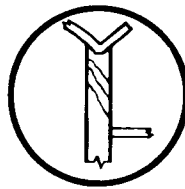
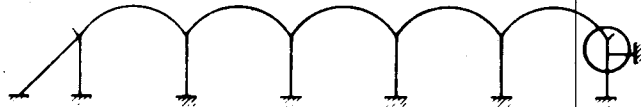


Fig. 19 Grietas en un miembro de gran peralte, sin refuerzo longitudinal en las caras laterales



Zona agrietada de la columna

Fig. 20 Cubierta de cascarón en un edificio industrial

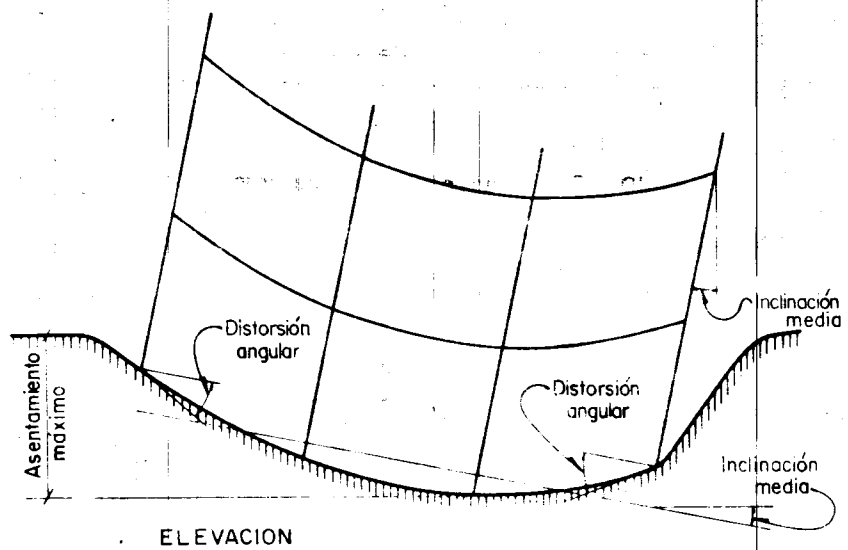


Fig. 24 Tipos de asentamientos

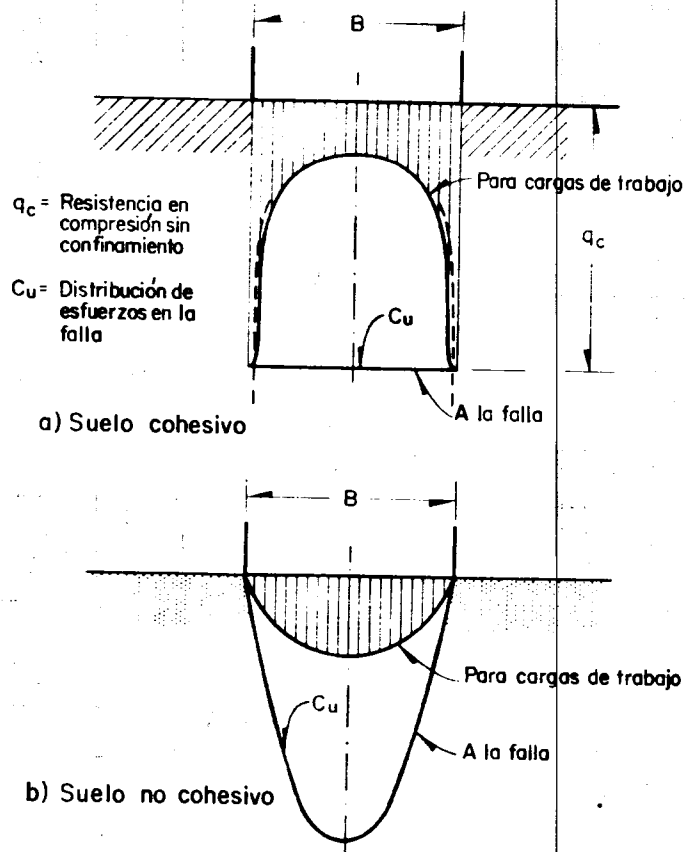


Fig. 22 Distribuciones extremas de presiones en el suelo

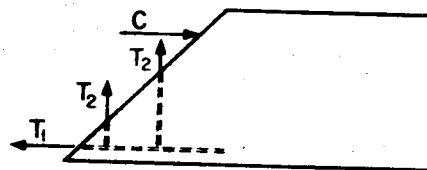


Fig. 23 Contribución del refuerzo trasversal a la resistencia en flexión

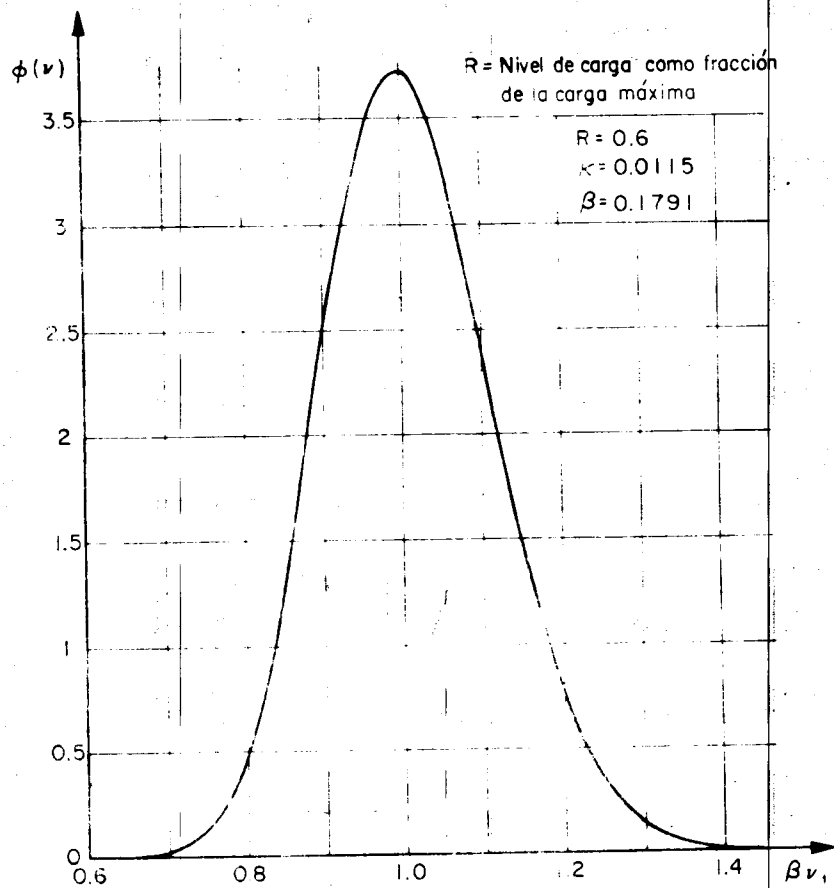
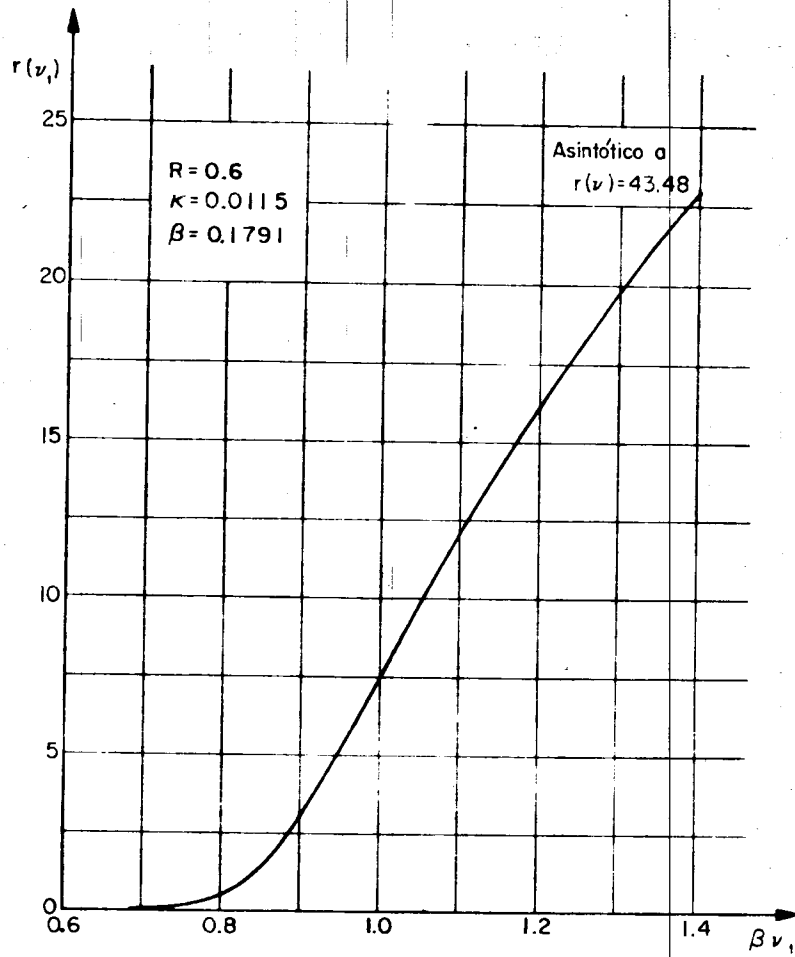


Fig. 24 Función de densidad de probabilidad para fatiga (Según O. A. Rascón)





**Fig. 25** Función de riesgo para fatiga  
(Según O. A. Rascón)

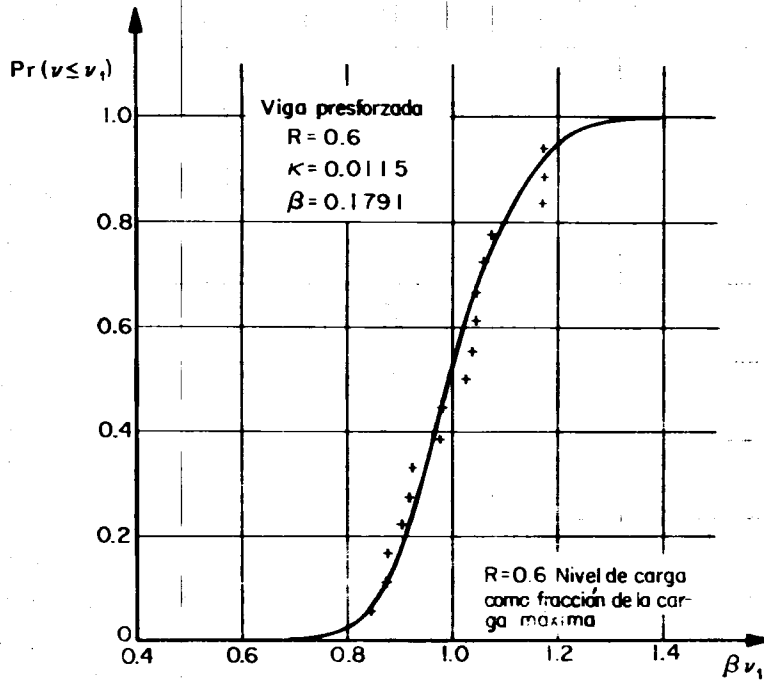


Fig. 26 Función de distribución ajustada a datos experimentales de la ref. 124 (Según O. A. Rascón)

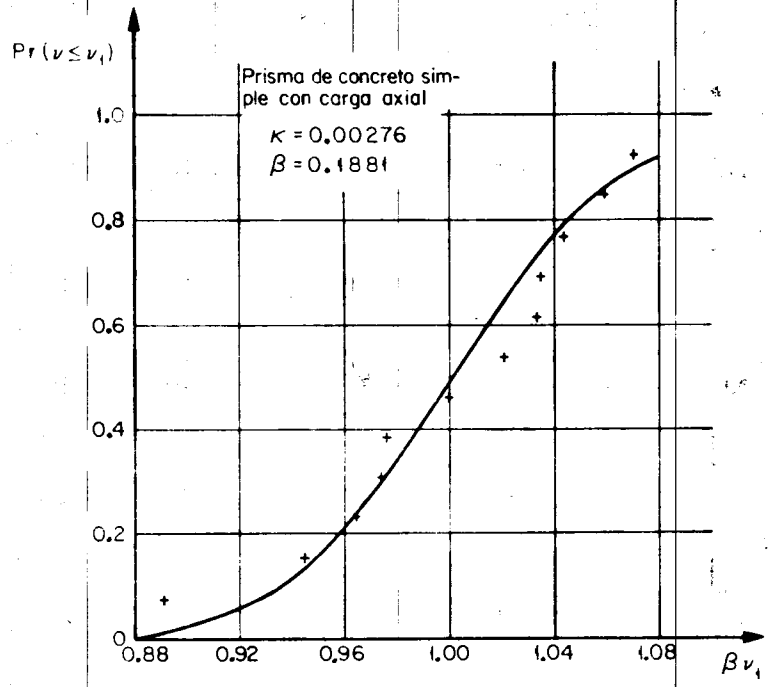


Fig.27 Función de distribución ajustada a datos experimentales de la ref. 127

(Según O.A. Rascón)

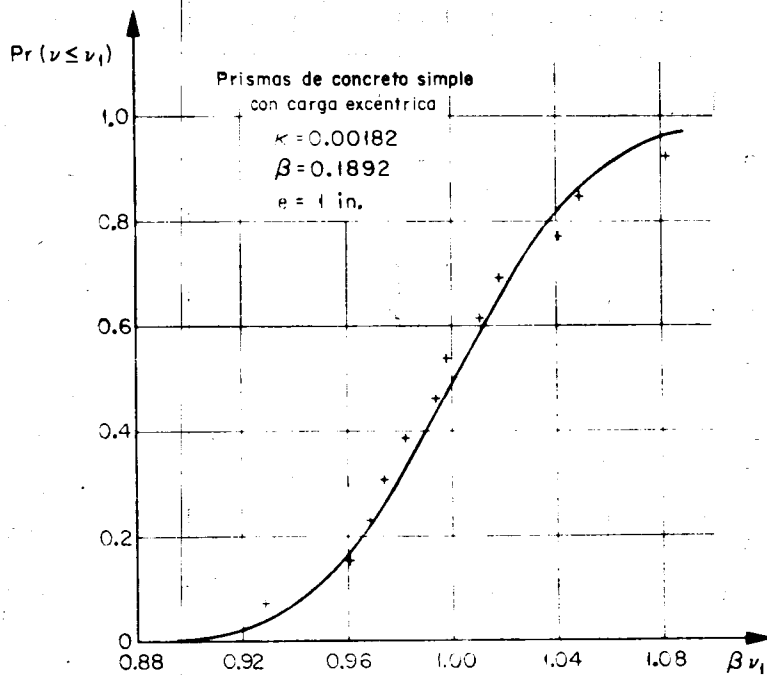


Fig. 28 Función de distribución ajustada a datos experimentales de la ref. 125 (Según O.A.Rascón)

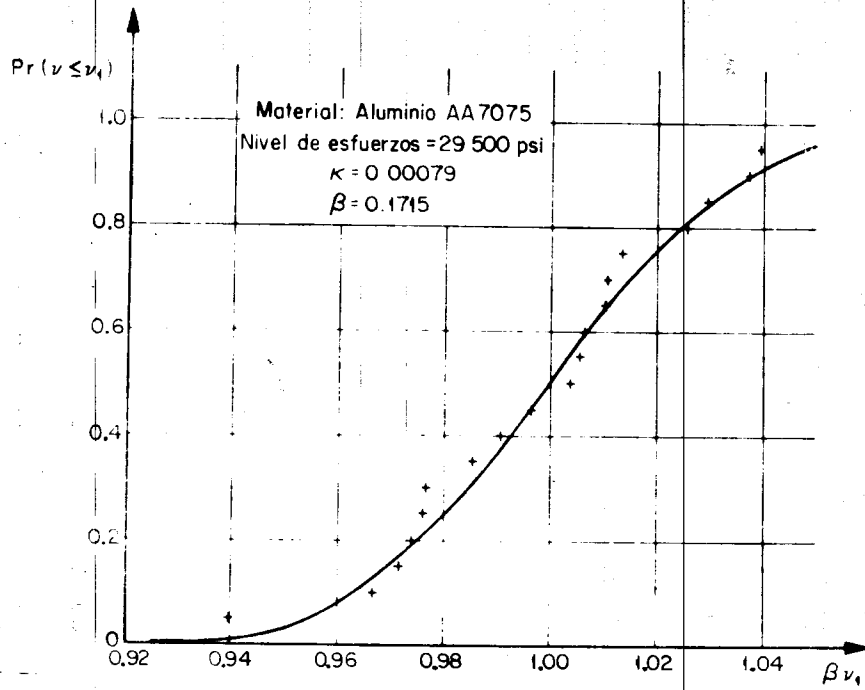


Fig. 29 Función de distribución ajustada a datos empíricos de la ref. 126  
 (Según O.A. Rascón)

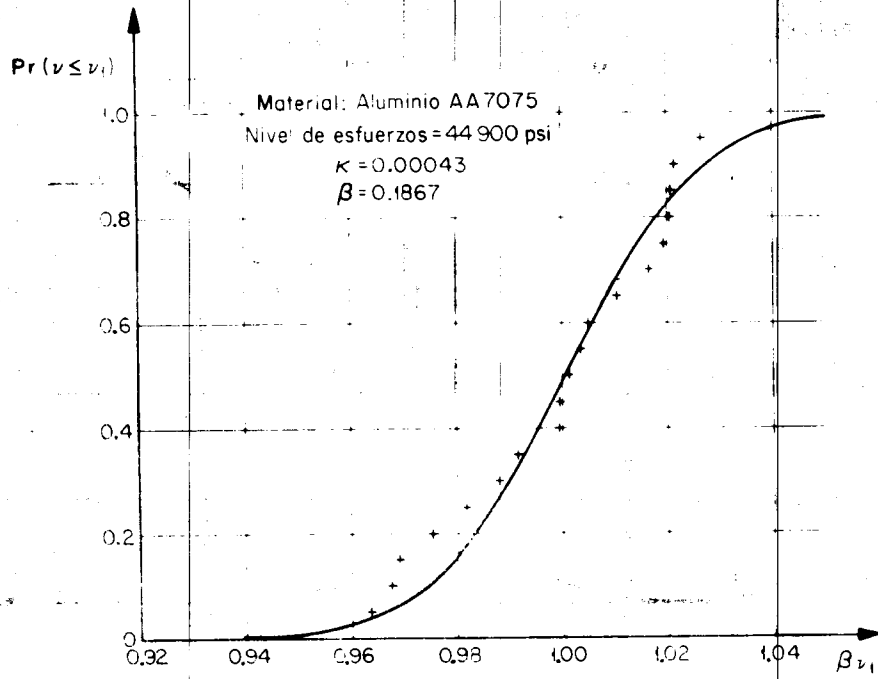


Fig. 30 Función de distribución ajustada a datos empíricos de la ref. 126 (Según O.A. Rascón)

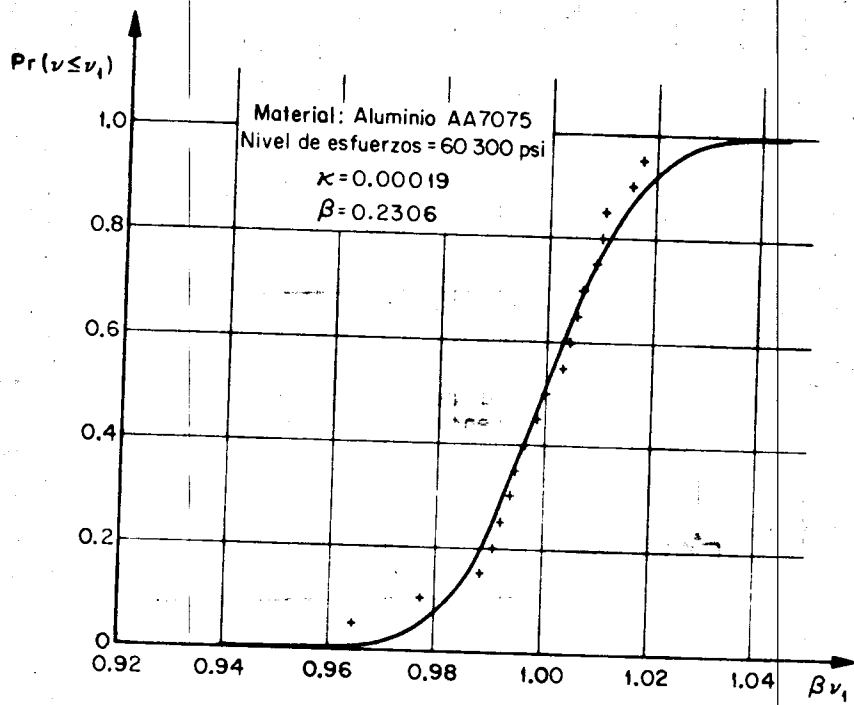


Fig. 34 Función de distribución ajustada a datos empíricos de la ref. 126 (Según O.A.Rascón)

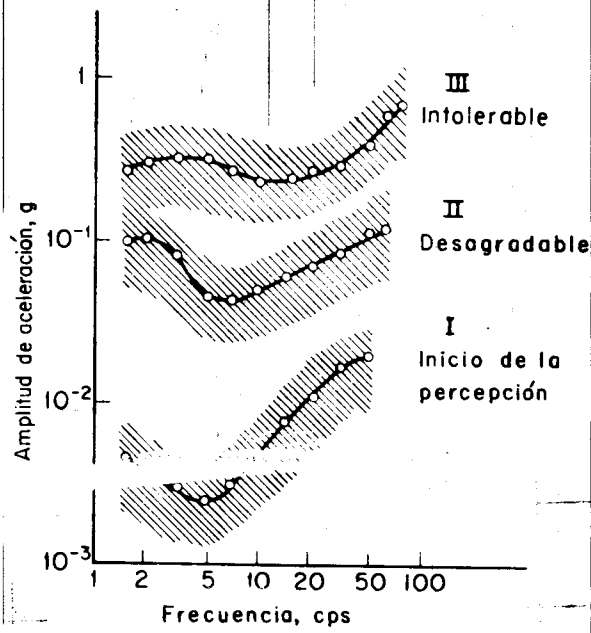


Fig. 32 Amplitud media de las aceleraciones para distintas frecuencias a las cuales las personas advierten la vibración (Según D. E. Goldman)

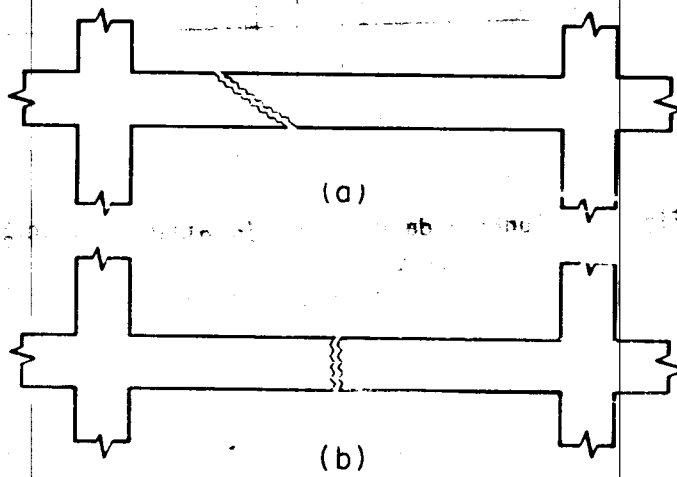


Fig. 33 Juntas de construcción



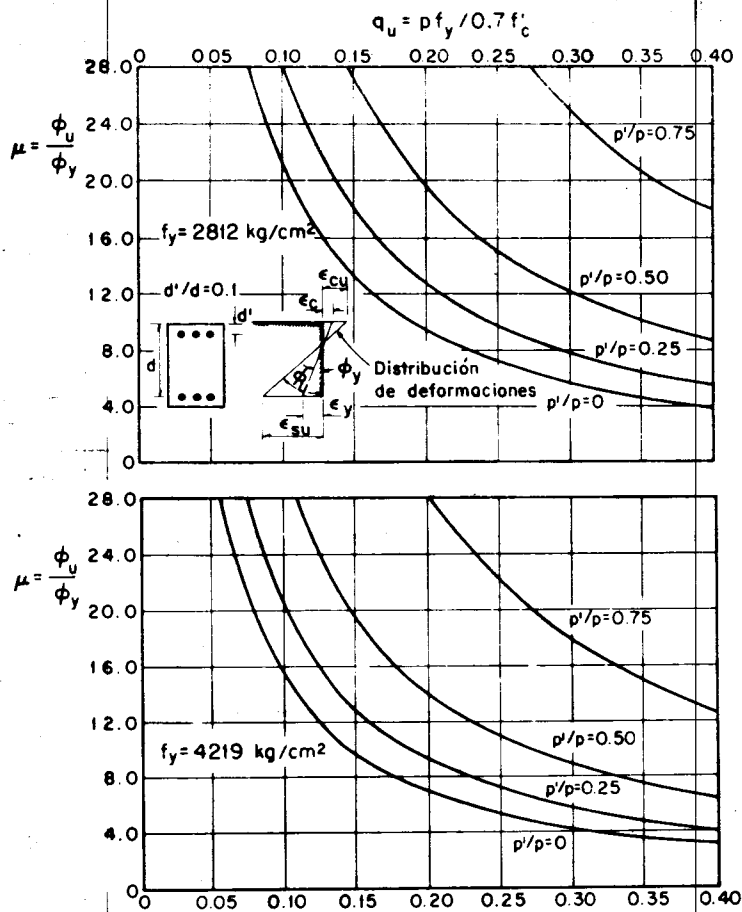


Fig. 34 Variación con respecto a  $q_u$  del factor de ductilidad para vigas de concreto confinado (Según J. A. Blume, N.M. Newmark y L.H. Corning)

concreto confinado

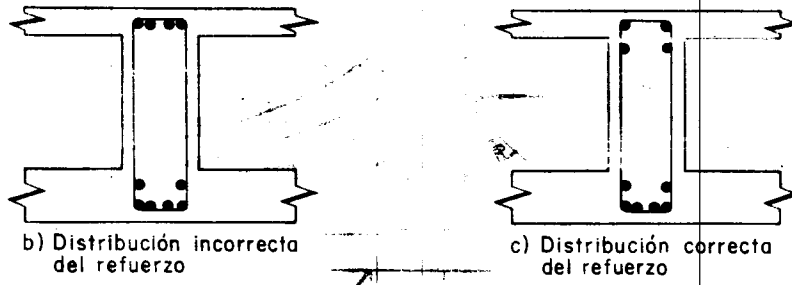
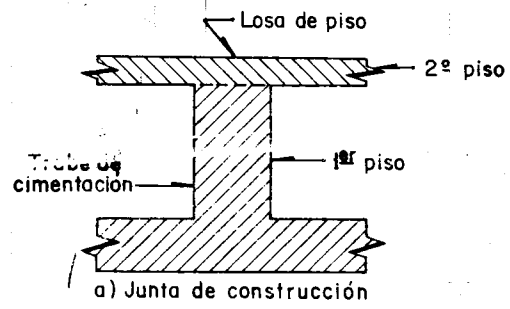


Fig. 35 Colado de juntas en traves de cimentación

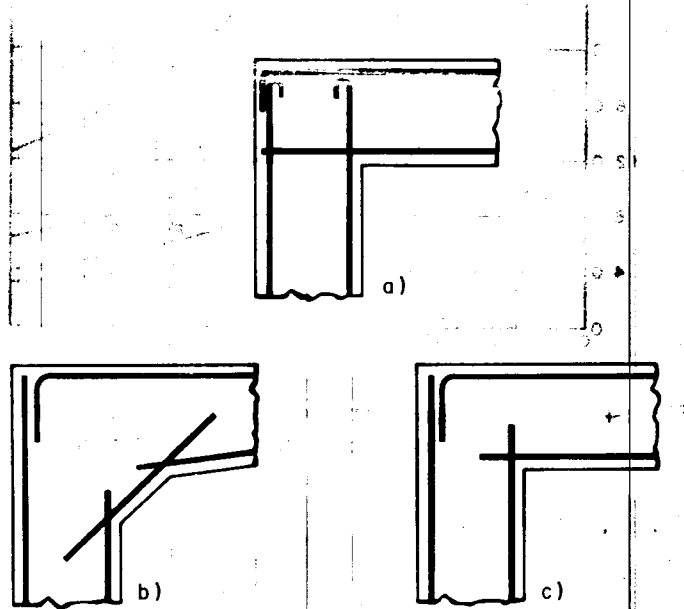


Fig. 36 Juntas viga-columna

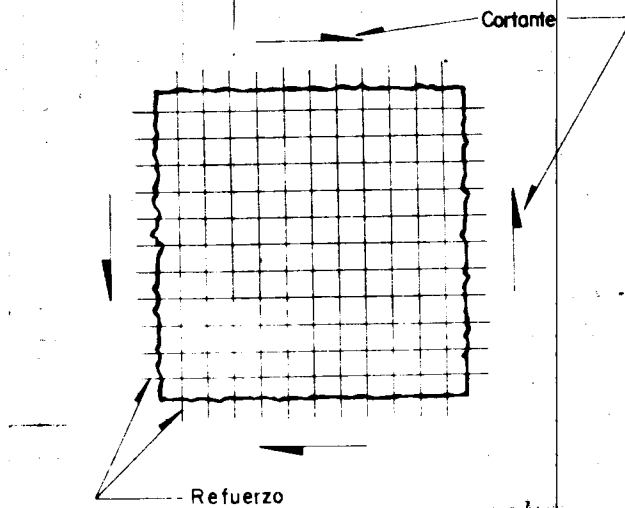


Fig. 37 Pieza de concreto con refuerzo igual en dos direcciones perpendiculares

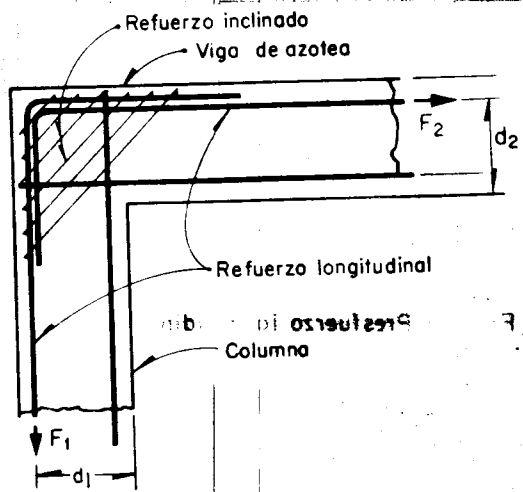
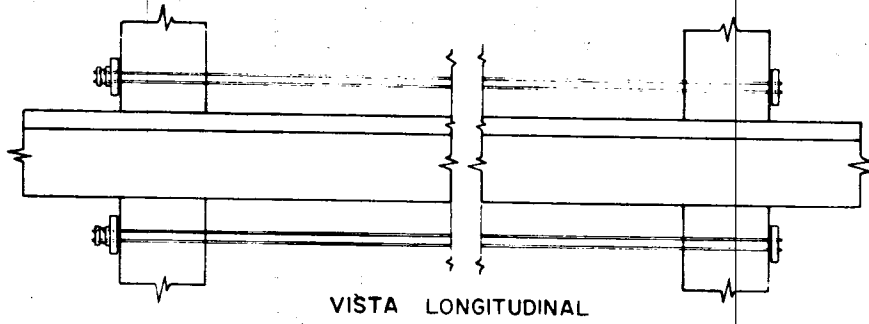


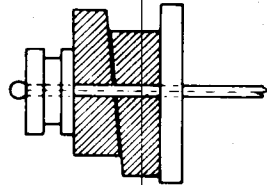
Fig. 38 Refuerzo inclinado en una junta entre columna y viga de azotea



VISTA LONGITUDINAL



PLANTA



DETALLE DE ANCLAJE

Fig. 39 Presfuerzo longitudinal exterior

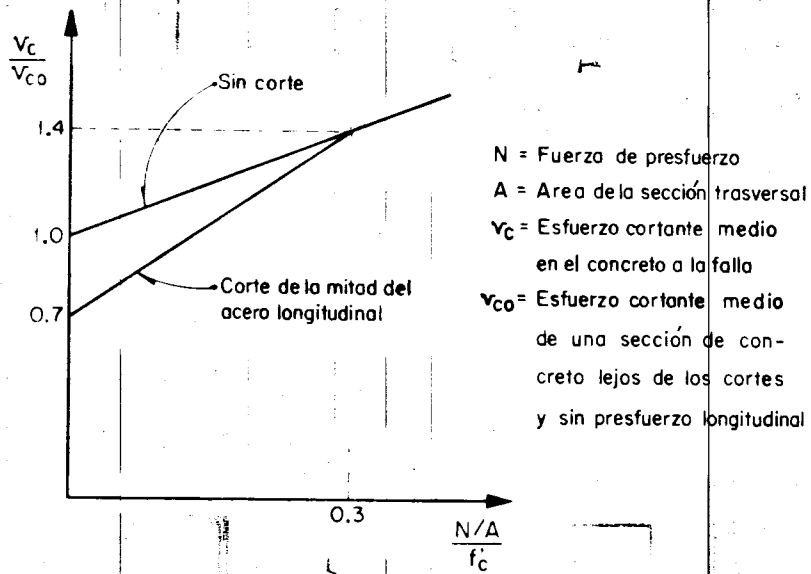


Fig. 40 Contribución del presfuerzo exterior a la capacidad en cortante de un miembro  
 (Según R. Díaz de Cossío y E. Mortínez)

Fig. 45 Ejes exteriores presfuerzos

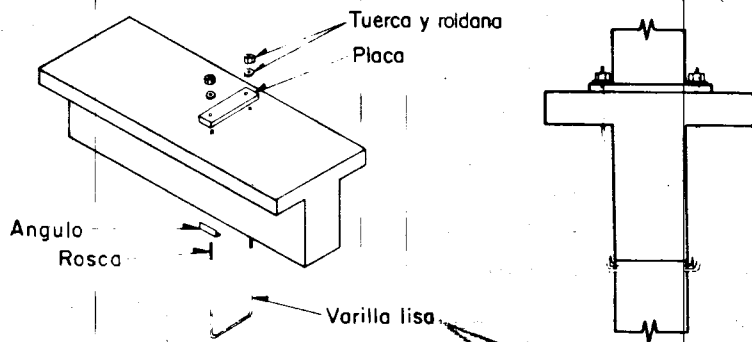


Fig. 41 Estribos exteriores

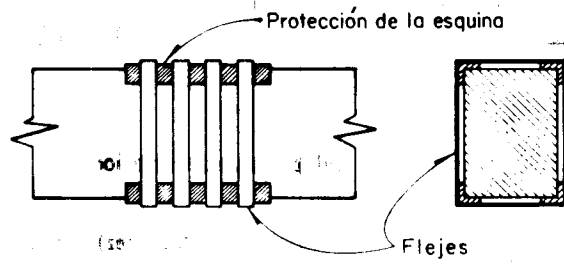


Fig. 42 Flejes exteriores presforzados

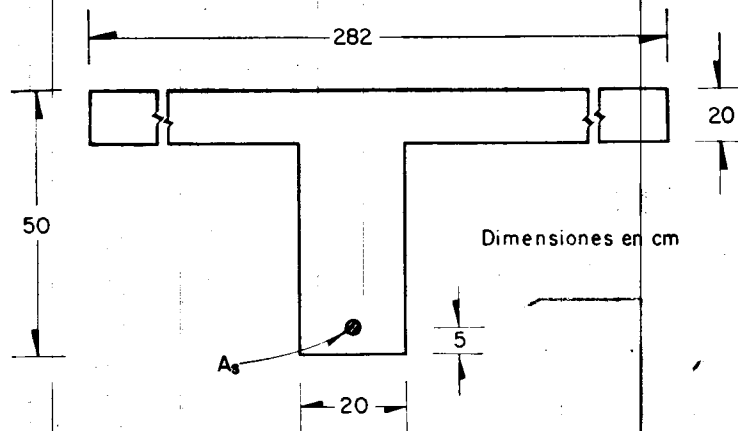


Fig. 43 Ejemplo de diseño. Sección trasversal de la viga

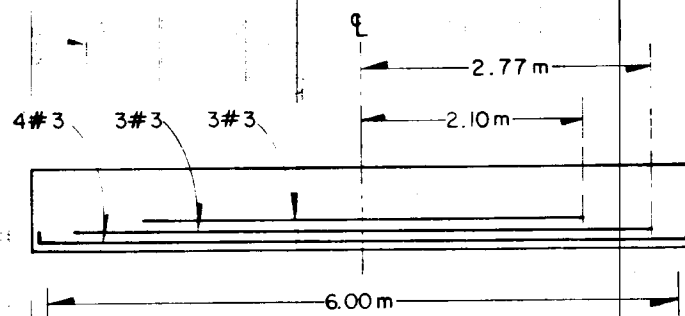


Fig. 44 Ejemplo de diseño. Refuerzo longitudinal

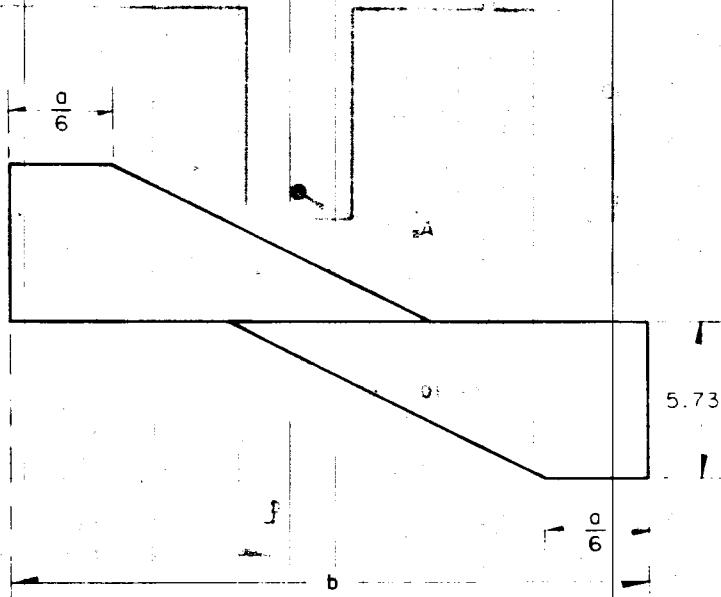


Fig. 45 Esperanza de las fuerzas cortantes

Fig. 44 Esperanza de las fuerzas cortantes



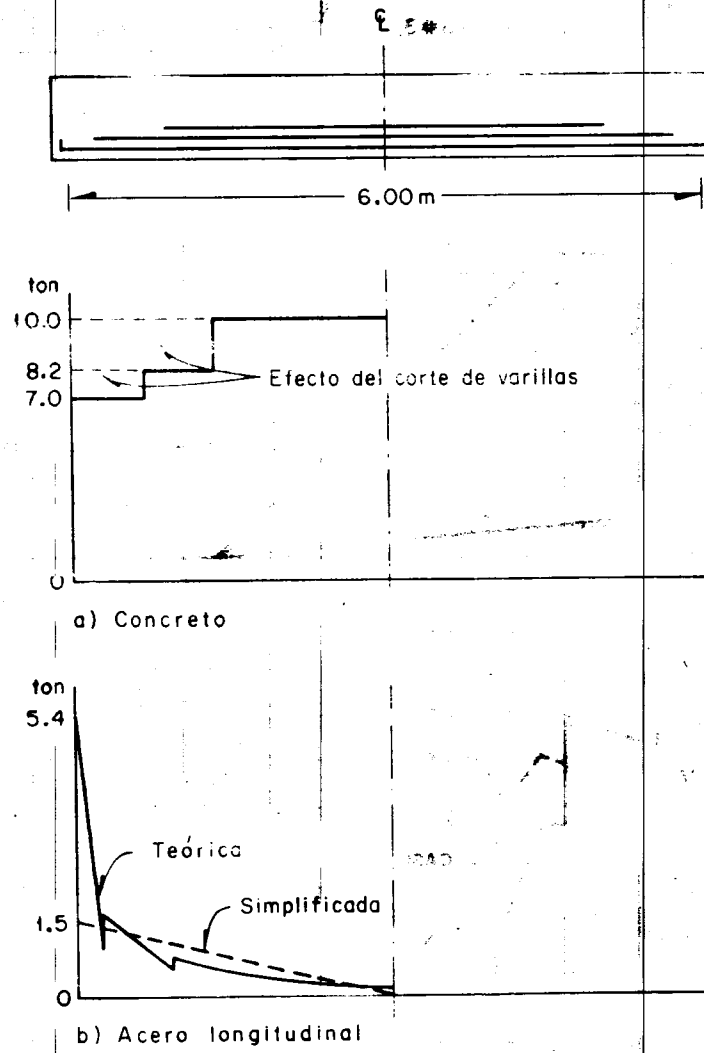


Fig. 46 Esperanza de la contribución en cortante del concreto y el acero longitudinal

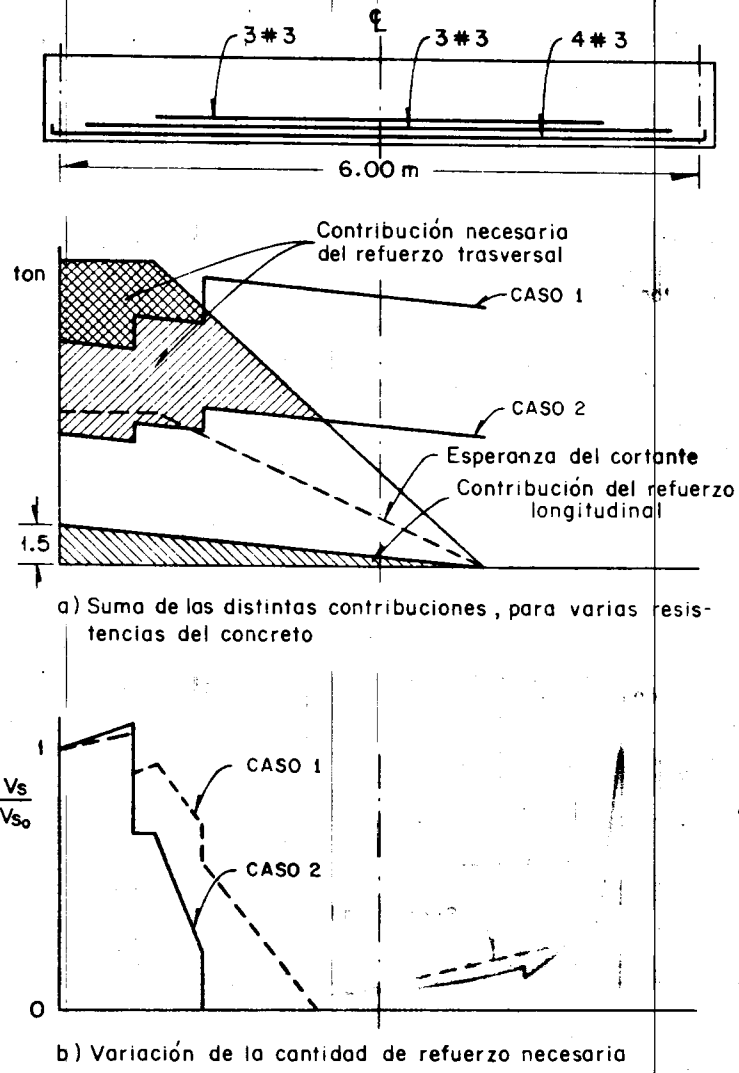
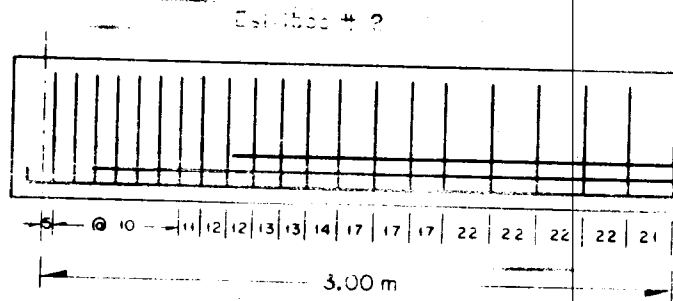


Fig. 47 Efecto de la resistencia del concreto en la variación del refuerzo transversal



**Fig. 48 Cantidad óptima de refuerzo trasversal**

0.07  
(p. 100)

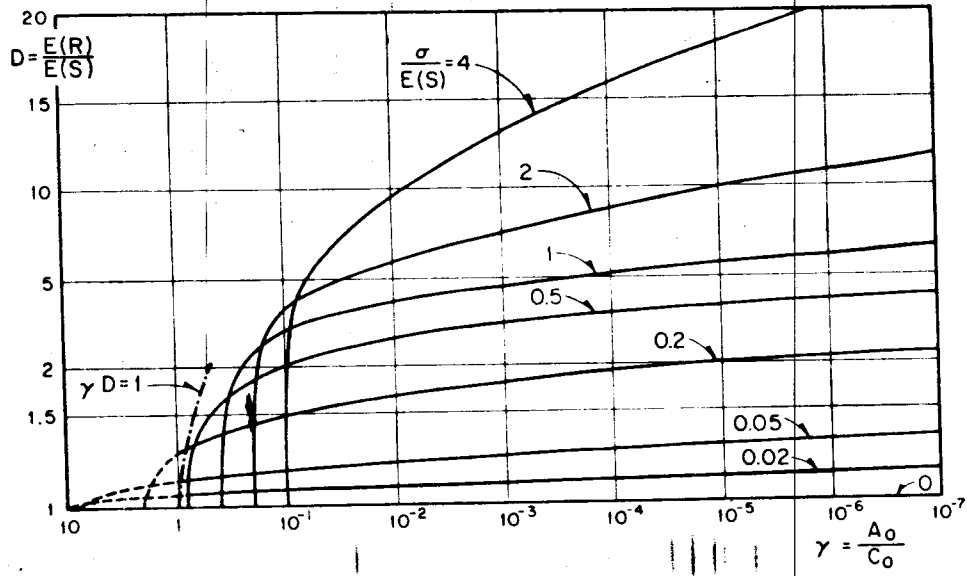


Fig. 49 Diagrama para diseño óptimo. Distribución normal de R y S (Según A.I. Johnson)

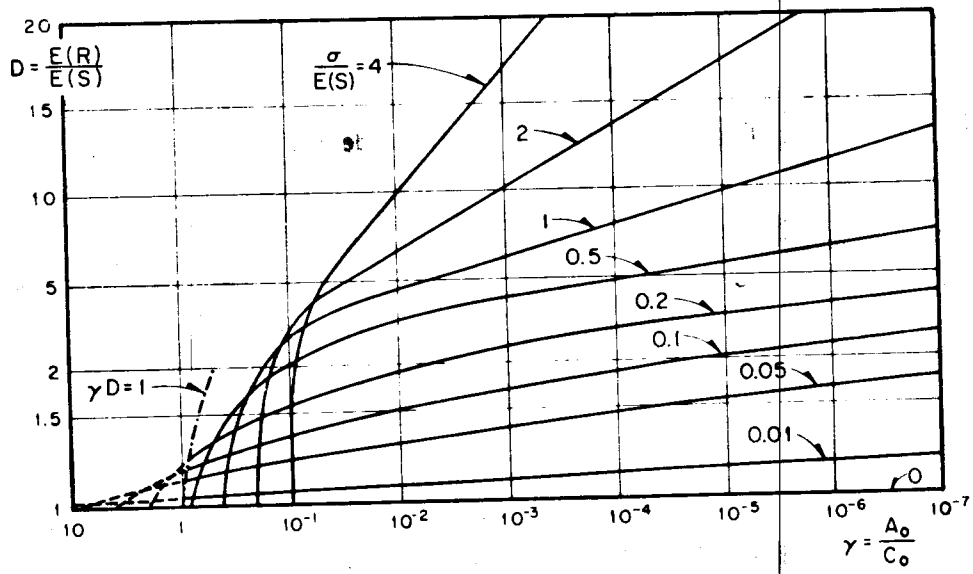
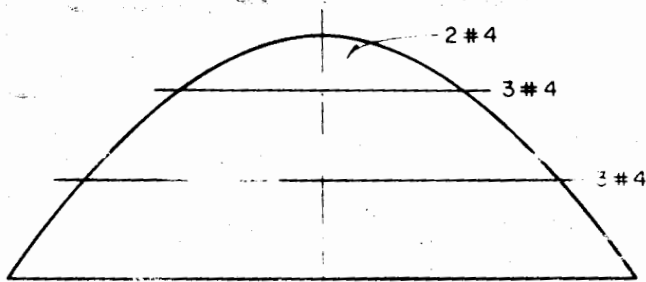
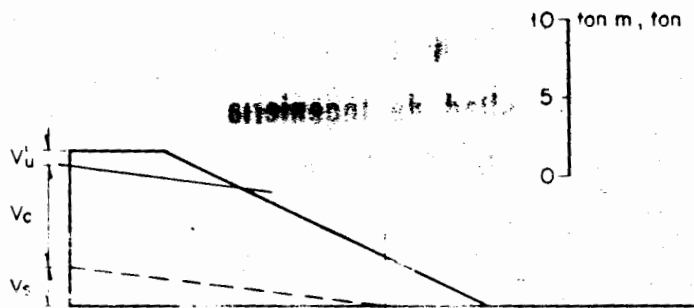


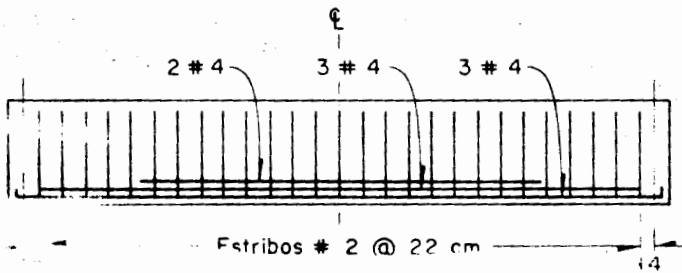
Fig. 50 Diagrama para diseño óptimo. Distribución extrema tipo I para R y S (Según A.I. Johnson)



a) Diagrama de momentos



b) Cortantes de diseño



c) Diseño final

Fig. 54. Diseño de acuerdo con el reglamento

Impreso por  
SECCION EDITORIAL  
Facultad de Ingeniería  
U N A M

600424



CAJA 35

600424

