

ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Omar D. Cardona A.(1); Jorge E. Hurtado G.()*

RESUMEN

Este documento expone los principales métodos para la evaluación del daño sísmico potencial de estructuras de concreto reforzado. Se destacan particularmente los métodos norteamericano y japonés, discutiendo de una manera crítica sus ventajas y deficiencias. Igualmente, se expone el novedoso método de energía, el cual no sólo es de gran relevancia para este tipo de evaluaciones, sino una técnica que se perfila como una de las metodologías de mayor eficiencia para el análisis y diseño a nivel del estado actual del arte. Finalmente, a manera de ejemplo, se presentan los resultados del estudio de vulnerabilidad del Hospital Universitario de la ciudad de Cali, caso en el que se aplicaron estas técnicas llevando a cabo ajustes metodológicos, los cuales se sustentan debidamente en este trabajo.

I. INTRODUCCION

El principal propósito de la Ingeniería Sísmica ha sido, en las últimas décadas, el proveer métodos de diseño adecuados para las obras civiles en zonas expuestas a sismos. Para ello, se han desarrollado modelos de estimación probabilística de la amenaza sísmica, a partir de la cual el diseño se realiza asumiendo un riesgo determinado de daños tolerables. La situación de los edificios existentes, construidos con anterioridad a la puesta en práctica de las normas respectivas de diseño, como también las pérdidas potenciales a nivel urbano en caso de un sismo fuerte, son temas de preocupación reciente que se han convertido en uno de los principales objetivos de investigación de la ingeniería sísmica a nivel mundial.

Para evaluar las condiciones de edificaciones individuales, o de grandes escenarios urbanos se requiere realizar un estimativo de la vulnerabilidad sísmica de sus estructuras. En este trabajo se discuten los planteamientos generales de los principales métodos existentes para la evaluación del daño sísmico potencial de estructuras de concreto y se expone su aplicación mediante los resultados del análisis de vulnerabilidad realizado al Hospital Universitario del Valle en la ciudad de Cali.

¹Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Colombia - Manizales; Presidente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Profesor Catedrático, Universidad de los Andes; Director, Oficina Nacional para la Prevención y Atención de Desastres.

*Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Colombia - Manizales; Miembro, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Profesor Asistente, Universidad Nacional de Colombia; Consultor de Estructuras y Desastres Naturales.

II. METODOS DE ANALISIS

Para fines de análisis de vulnerabilidad sísmica detallada de una edificación, la literatura internacional presenta diversos métodos, algunos de los cuales se encuentran en las referencias relacionadas en este documento. En términos generales, los métodos pueden clasificarse en los siguientes grupos:

- 1.- Métodos cualitativos.
- 2.- Métodos experimentales.
- 3.- Métodos analíticos.

Los métodos cualitativos han sido diseñados para evaluar de una manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones, incluso de diversas características, con el fin de identificar aquellas que requieren un análisis más detallado. Algunos de los métodos analíticos, que utilizan técnicas de tamiz o de filtro, incluyen en su primer nivel de evaluación una de estas técnicas cualitativas. Es el caso del método ATC-21 (ref.8), la metodología de Iglesias, utilizada en la Ciudad de México (ref.11), y el método japonés (ref.10 y 27). En general, puede decirse que los dos primeros son métodos eminentemente cualitativos, en los que la edificación recibe una calificación de acuerdo con aspectos tales como su estado de conservación, su irregularidad en planta y en altura, las condiciones locales del suelo, etc.; calificación que no requiere de cálculos detallados de oficina. El método japonés, por el contrario, en su primer nivel requiere del cómputo de ciertas variables, las cuales se obtienen de ecuaciones que están estrechamente relacionadas con las utilizadas en los niveles más avanzados de evaluación.

Un análisis más detallado, usualmente requerido en forma expresa para el caso de algunas edificaciones particulares o como consecuencia de la evaluación masiva de edificios en un área determinada con fines de planeación, se puede realizar mediante la aplicación de métodos analíticos y experimentales. Estos métodos determinan el comportamiento dinámico de la estructura por modelos matemáticos o por medición directa de vibraciones ambientales o inducidas. En su mayoría, los métodos experimentales tienen la desventaja de que no aportan más información que la correspondiente a las propiedades dinámicas de la edificación bajo vibraciones de pequeña amplitud, lo cual los hace insuficientes para responder inquietudes sobre resistencia, disipación de energía, etc. Por esta razón, en la mayoría de los casos, estos métodos deben ser complementados con técnicas puramente analíticas.

Los métodos más utilizados para la evaluación detallada de la vulnerabilidad de una estructura ante sismos de diferente orden de magnitud son los métodos analíticos. En términos generales, todo análisis no lineal e histerético de una estructura sometida a movimientos del terreno, tal como el que realizan programas de computador como el DRAIN (ref 32) o el IDARC (ref.33) constituye un análisis de vulnerabilidad; no obstante, su aplicabilidad es discutible por varias razones:

- 1.-La alta complejidad del modelo, la cual sólo se justifica en casos muy especiales que, simultáneamente, deben ser de gran sencillez; condiciones que pocas veces coinciden.
- 2.-La necesidad de realizar el análisis utilizando varios registros de sismos, con el objeto de cubrir las diferentes posibilidades de acción sobre la estructura, lo que complica la situación.

Por estas razones, se han desarrollado diversos métodos analíticos más cercanos a las prácticas usuales de diseño, entre los cuales se destacan los siguientes:

Método Japonés: Avalado oficialmente en su país por el Ministerio de Construcción para la revisión de edificios de concreto construidos en zonas sísmicas, este método dispone de tres niveles de evaluación, que van de lo simple a lo detallado. En general es un método supremamente riguroso, que se basa en la calificación del comportamiento sísmico de cada piso de la estructura por medio de un índice, en el cual se incorporan los siguientes aspectos a través de subíndices:

- 1.-Resistencia de los elementos verticales, C .
- 2.-Capacidad de ductilidad de los mismos, F .
- 3.-Estado de la construcción y comportamiento en sismos anteriores, T .
- 4.-Influencia de la forma, la asimetría en planta, las concentraciones de masa y rigidez, las aberturas en el diafragma, etc., S_d .
- 5.-Influencia de condiciones topográficas y geotécnicas, G .

Los dos primeros índices son combinados en un máximo de tres grupos por piso, a través del índice

$$E = C * F,$$

y, a su vez, los índices E de un piso son promediados de manera probabilística para obtener un índice E único por piso. Para cada uno se obtiene luego los índices T y S_d , y finalmente el índice I_s , que tiene por valor

$$I_s = E * S_d * G * T$$

Los valores de I_s mayores que un valor de referencia I_{s0} aseguran, según este método, un comportamiento adecuado del piso.

El valor de I_{s0} se calcula como

$$I_{s0} = E_s * Z * G * U$$

donde

E_s = valor básico de comportamiento sísmico, relacionado sólo con el método de evaluación.

Z = factor de zona sísmica, tomado en relación con la amenaza probable en la zona, con valor máximo de 1.0.

U = factor de importancia de la construcción para la recuperación después de un terremoto.

El método dispone de tres niveles de evaluación, de los cuales el primero es el comentado más arriba. Para la aplicación del segundo es necesario tener conocimiento de las armaduras de los elementos estructurales verticales, y para el tercero, es necesario contar adicionalmente con dicha

información acerca de las vigas. La característica más importante de este método es que confiere mayor importancia al análisis de resistencia que al de los esfuerzos internos que eventualmente podría presentar un sismo en los elementos de la estructura. En otras palabras, prácticamente para la aplicación del método no es necesario realizar un análisis detallado de los esfuerzos internos. Por otra parte, el método confiere gran importancia a la determinación de los mecanismos de falla y disipación de energía de los elementos, los cuales resultan clasificados en diversos grupos de acuerdo con su comportamiento y tipo de falla. Para este análisis, se parte de la evaluación del factor de capacidad de ductilidad m de cada elemento, dado por

$$m = m_o - k_1 - k_2$$

$$m_o = 10 * (V_n/Q_n - 1)$$

donde

V_n = resistencia nominal a cortante de los soportes verticales. En el caso de columnas se calcula teniendo en cuenta la carga axial del elemento.

Q_n = resistencia a cortante suministrada por la plastificación de los extremos de la columna, es decir,

$$Q_n = 2 * M_n / L$$

siendo M_n la resistencia nominal a flexión del elemento y L su longitud.

k_1, k_2 = factores que conciernen al posible pandeo de las barras de refuerzo y al nivel de esfuerzos cortantes.

A partir del cálculo de Q_n se puede establecer fácilmente el modo posible de falla de cada elemento, de suerte que valores de $Q_n < V_n$ arrojan fallas a flexión y al contrario, fallas de cortante, es decir, frágiles.

Una vez realizada esta evaluación, cada tipo de elemento se subdivide en un máximo de tres grupos, de acuerdo con valores representativos de m , y se obtiene los índices C y F respectivos, de lo cual resulta el índice común E , que califica conjuntamente la resistencia y la ductilidad disponible en la estructura.

Métodos ATC-14 y ATC-22: Avalados por la *Federal Emergency Management Agency* de los Estados Unidos, son métodos que proponen una revisión simplificada de la estructura, por medio de ecuaciones aproximadas para la estimación de esfuerzos y deformaciones. El método ATC-14 está elaborado con base en la concepción de diseño de esfuerzos de trabajo de la SEAOC, mientras que el ATC-22 lo está en relación con la concepción de diseño límite del ATC-3. En ambos casos, la revisión busca obtener relaciones demanda/capacidad (al contrario en el ATC-14) de los elementos estructurales sometidos a los diferentes esfuerzos.

A diferencia del método japonés, este método confiere gran importancia al análisis de los esfuerzos internos y, consecuentemente, a la resistencia de los elementos a los mismos, pues su objetivo final es la evaluación de las relaciones entre la demanda sísmica de fuerza y la capacidad redundante de resistencia ante la misma, D_e/C_e :

$$D_e/C_e = Q_e/(Q_n - Q_v)$$

donde

Q_e = Fuerza interna causada sólo por la carga sísmica.

Q_n = Resistencia del elemento a la misma.

Q_v = Fuerza interna causada por la carga vertical.

Si estos valores se ordenan de manera descendente, los valores más grandes identifican aquellos elementos que están en una situación que refleja mayor riesgo de falla.

Este método tiene la grave deficiencia de no disponer de herramientas para evaluar de manera clara la capacidad de ductilidad de la estructura en sus diferentes tipos de elementos y diferentes pisos, como si lo hace el método anterior. Esta metodología clasifica los edificios según un indicativo global de ductilidad de acuerdo con su sistema estructural (tabla un poco más detallada que la que presenta el ATC-3) no obstante que la experiencia reciente en sismos fuertes y los métodos teóricos de energía indican diferencias sustanciales en las demandas de ductilidad entre los diferentes pisos de una estructura, e incluso, entre diferentes elementos tal como se mostrará más adelante, razón por la cual la calificación global de la capacidad de absorción de energía en todo el edificio por medio de un índice único es definitivamente insuficiente.

Por otra parte, tanto las recomendaciones ATC-14 y ATC-22 recomiendan utilizar un espectro de respuesta reducido al 85% en la zona controlada por la aceleración y al 67% en la zona controlada por la velocidad. Según la documentación de soporte del ATC-22 (ref.6), esta reducción se basa en el hecho de que los espectros de diseño del ATC-3, modulados por los factores 2.5 y 1.2 para ambas zonas respectivamente, corresponden a la media más la desviación estándar del espectro sísmico. Sin embargo, una comparación del código ATC-3 con la investigación sobre formas espectrales que sirvió de base al mismo (ref.19), muestra claramente que los espectros de dicha norma sólo incluyen la media aritmética de la forma espectral y que, por lo tanto el ATC-22 se encuentra errado en esta consideración.

Método de Energía: Este método presenta un enfoque radicalmente diferente del usual tanto para el diseño como para la revisión de edificios sometidos a movimientos sísmicos. No es posible dentro del alcance de este documento exponer completamente su concepción, sus desarrollos matemáticos y empíricos, ni la aplicación práctica del método. Por esta razón, este artículo se limita a realizar una descripción en exceso simplificada de sus planteamientos generales, para lo cual se han seguido varios de los principales trabajos que lo desarrollan (ref.24,28 y 29).

El método de energía utiliza en lugar de los espectros convencionales, el espectro de la energía suministrada a la estructura por el sismo:

$$E = \int_0^s m y_0 y dt$$

donde

m = masa del sistema

y_0 = aceleración del terrero

y = velocidad del sistema

El espectro de energía es definido de manera más conveniente en términos de una velocidad equivalente:

$$V_e = \sqrt{2E/m}$$

Como puede verse, la energía inducida por el sismo depende no sólo de la aceleración del terreno, sino además de la velocidad del sistema, el cual puede ser elástico-amortiguado o no lineal. Una conclusión importante del estudio de los espectros de energía es que los espectros inelásticos de diversos tipos de no-linealidad (sistemas elasto-plásticos, sistemas deslizantes y combinaciones) son cercanos en valores al espectro de energía de un sistema elástico con un amortiguamiento del 10%. Esto simplifica de gran manera los cálculos. La figura 1 (ref.24), muestra el espectro de energía para un sistema elástico con el amortiguamiento mencionado. Diversos resultados de energía para sistemas inelásticos con diferentes coeficientes sísmicos α (obtenidos como la fuerza de diseño a nivel de fluencia dividida entre el peso del sistema). Puede verse la cercanía entre todos los valores, razón por la cual la línea interrumpida sirve como cota superior para efectos de diseño. Estos resultados, obtenidos para el sismo de El Centro se repiten para otros sismos analizados.

La energía inducida en la estructura se descompone en las siguientes partes:

$$E = W_p + W_e + W_h$$

donde

W_p es la energía absorbida por plastificación de la estructura.

W_e es la energía de respuesta elástica del sistema.

W_h es la energía consumida por el amortiguamiento.

La mayor utilidad de los métodos de energía reside en su capacidad para determinar, en términos generales, la distribución de la absorción de energía en la estructura, con el fin de detectar las zonas más débiles de la misma. En principio, un diseño ideal sería aquel en el cual la energía es absorbida mediante deformaciones inelásticas en proporción y forma similar por todos los pisos de la estructura, caso en el cual el factor de ductilidad alcanzado en el sismo sería semejante en todos los pisos. Sin embargo, algunas circunstancias normalmente alteran dicha uniformidad, y obligan a que la energía se concentre en ciertos pisos, alcanzando factores de ductilidad mucho mayores a los esperados. Esta situación determina que los pisos restantes puedan permanecer en el rango elástico, de tal manera que no es posible aprovechar en los mismos toda su capacidad de disipación de energía. Entre otras dichas circunstancias usualmente son las siguientes:

- 1.-Distribución irregular de la masa, normalmente por la presencia de pisos mucho más pesados que otros.
- 2.-Distribución irregular de la rigidez, de manera semejante a lo antes mencionado para la masa.
- 3.-Distribución de la resistencia de manera muy desviada de un criterio considerado como óptimo.

La distribución de la energía absorbida por la estructura por medio de deformaciones inelásticas es calculada como:

$$\frac{A_{pi}}{A_p} = \frac{S_i P_i^{-1.2}}{\sum S_i P_i^{-1.2}}$$

donde

A_{pi} = forma adimensional de expresión de la energía absorbida por el piso i de la estructura por medio de deformaciones permanentes, W_{pi} .

A_p = suma total de A_{pi} , o forma adimensional de W_p .

P_i = factor que califica la desviación de la relación resistencia de fluencia del piso i /peso acumulado hasta el mismo, de un valor considerado como óptimo para el desarrollo simultáneo de igual ductilidad en todos los pisos.

S_i = variable que reúne los datos sobre masa, rigidez y capacidad de deformación inelástica de cada piso de la estructura.

La forma de la distribución de la energía A_{pi}/A_p arroja una gran claridad sobre los pisos más débiles de la estructura, en los que puede concentrarse la energía y por tanto, ser más probable el colapso. La posibilidad de éste, adicionalmente, se juzga a partir de la comparación entre la energía suministrada por el sismo V_e , y la que es capaz de absorber el piso o los pisos débiles, V_i . En otras palabras, habría colapso si $V_e > V_i$.

Si bien la distribución mencionada anteriormente indica que un piso puede recibir una fracción de la energía total V_e , es conveniente comparar la capacidad de ese piso de absorber energía con el total de la energía suministrada al edificio. Esta comparación permite identificar, en consecuencia, cuando es evidente la plastificación creciente de un piso débil.

La figura 2 muestra los resultados de cinco ejemplos de edificios de 6 pisos evaluados por este método para aceleraciones del suelo del orden de 0.25 g . El caso 0 es el de un pórtico en el cual el coeficiente de diseño sísmico de cada piso (definido como la relación entre el cortante de diseño y el peso acumulado hasta ese piso) es el óptimo según el método (de acuerdo a un análisis de regresión). Es de anotar que los valores de dicho coeficiente óptimo difieren fuertemente de los obtenidos por las fórmulas de diseño convencionales de los métodos cuasi-estático y dinámico en los pisos superiores. La rigidez del pórtico se ha disminuido gradualmente hacia arriba, de acuerdo con la menor resistencia requerida, lo cual también se considera aconsejable. Puede verse que los porcentajes de distribución de la energía son semejantes en todos los pisos.

El caso 1 corresponde a un pórtico en el cual se ha mantenido la rigidez y la masa constantes en toda la altura. En el caso 2, se ha colocado una masa en el último piso cinco veces superior a la de los pisos restantes. El caso 3 presenta una rigidez en los pisos superiores tres veces superior a la del primer piso, y en el caso 4 se ha aumentado esa diferencia a treinta veces.

Los resultados obtenidos indican claramente las desviaciones del comportamiento óptimo. En el caso 0, la energía absorbida aumenta levemente hacia el primer piso, lo cual es deseable debido al aumento de rigidez en el mismo sentido. En el caso 1, este aumento se hace más brusco. En el caso 2, se presenta un gran incremento de la energía absorbida en el último piso debido a la alta concentración de masa en ese sitio. En los casos 3 y 4 se presentan fuertes incrementos de la absorción de energía en el primer piso, causados por la disminución de rigidez en ese sitio. Puede verse de esta manera que los resultados del método concuerdan con las observaciones obtenidas en diferentes sismos sobre el comportamiento de edificios irregulares.

Otros Métodos: Los métodos desarrollados por Iglesias (ref. 11) y Rivera (ref.22) para los casos mexicano y venezolano respectivamente, son básicamente adaptaciones de los métodos anteriores en los cuales están inspirados. La norma colombiana AIS-150 (ref.9) es un método de revisión estrechamente ligado a la práctica usual de diseño del país que, sin embargo, asume como el ATC-14 y el ATC-22 un factor de ingreso en el campo inelástico global para toda la estructura. Las ecuaciones e ideas de Priestley (ref.26) sobre la revisión de la capacidad de miembros de concreto reforzado para estados de servicio y último son de gran importancia, y es conveniente considerarlas como alternativa a las suministradas por los métodos anteriores.

III. ANALISIS DE VULNERABILIDAD DEL HOSPITAL UNIVERSITARIO DEL VALLE DEL CAUCA (Cali, Colombia)

Por solicitud de la Oficina Nacional para la Prevención y Atención de Desastres y con el apoyo del Fondo Nacional de Calamidades, el Comité de Vulnerabilidad y Riesgo AIS-400 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica emprendió el análisis de vulnerabilidad del Hospital Universitario de la ciudad de Cali, debido al interés de evaluar si éste y otros hospitales del país están en capacidad de soportar un evento sísmico fuerte y mantener su capacidad operativa para la atención de las víctimas potenciales del mismo. El análisis fue realizado por los autores de acuerdo con las teorías antes mencionadas, razón por la cual un resumen de la situación estructural del edificio, las hipótesis del estudio, y los resultados obtenidos se presenta a continuación.

III.1.- Sismo de Análisis.

Se consideró de gran importancia la necesidad de hacer la evaluación de la vulnerabilidad de la estructura ante dos sismos con diferentes probabilidades de ocurrencia. El primero de ellos pretende ser un sismo de alta probabilidad de ocurrencia en los próximos cincuenta años, lo cual se asocia a un comportamiento considerado como de servicio, en la medida en que este sismo no tendría una aceleración muy fuerte. Para tal efecto, lo más indicado fue considerar el período de retorno igual al tiempo de exposición. En vista de que el hospital fue construido en 1940, tiempo desde el cual no han sucedido terremotos fuertes en la zona, si se toma como tiempo de exposición 100 años a partir de entonces, el período de retorno es de los mismos 100 años. Esto arroja para la ciudad de Cali, de acuerdo con el estudio general de amenaza sísmica del país, un coeficiente de aceleración A_2 de 0.15.

De otra parte, se definió como sismo de estado último un evento que tuviera una muy baja probabilidad de excedencia, lo que equivale a un sismo con un período de retorno largo. La aceleración correspondiente, debido a la incertidumbre que gobierna la curva de período de retorno vs. aceleración para grandes valores de ésta, se acotó en $A_3=0.28$

III.2.- Espectro de Aceleración.

El espectro definido utilizó los factores de 2.5 y 1.2 para las zonas plana y decreciente, sin la disminución que recomienda el ATC-22, por las razones antes mencionadas.

III.3.- Modelo Estructural.

Para efectos del análisis de esfuerzos, se utilizó un modelo tridimensional linealmente elástico de la estructura portante de concreto, analizado por medio del programa SAP-90. En el análisis se tuvo en cuenta el agrietamiento de los elementos, al utilizar el momento de inercia de la sección agrietada de las vigas y columnas, así como el endurecimiento del concreto por el tiempo

transcurrido por medio de un factor de 1.2 para la resistencia f_c de diseño del concreto, la cual se asumió como 210 kg/cm². En lo que respecta a los muros divisorios alineados con los pórticos, los resultados preliminares sobre derivas del modelo estructural del pórtico hacían ver que quedarían fuera de servicio tanto en los casos de análisis de servicio como en el estado último, y que su inclusión aumentaría aún más el ya enorme modelo de la estructura de concreto (cerca de 40.000 m²). Por estas razones no se incluyeron en la modelación.

En el sentido corto del edificio la estructura existente orienta los nervios de las losas y, en consecuencia, como era la costumbre de la época, posee un número muy reducido de vigas. Por esta razón fue necesario considerar un ancho de franja equivalente de losa en el análisis para simular adecuadamente la rigidez en ese sentido.

III.4.- Cargas y Combinaciones.

Las cargas verticales fueron evaluadas según lo observado en el sitio teniendo en cuenta espesores de acabados, cielos rasos, etc. En cuanto a los muros divisorios, se evaluó su peso por unidad de área, de acuerdo con los planos arquitectónicos actuales, de lo que resultó una contribución considerablemente alta a la carga muerta total por parte de estos elementos. Las cargas vivas utilizadas fueron ligeramente menores a las exigidas para diseño, por tratarse de una revisión en estados tanto último como de servicio. La hipótesis usada para el análisis fue la sugerida por las recomendaciones del ATC-22:

$$U = (1.1 + 0.5 A_v) D + 1.0 L + 1.0 E,$$

ésto debido a que el método japonés no requiere de un análisis mayor que el necesario para establecer aproximadamente la carga axial en las columnas y muros de cortante.

El método utilizado para la evaluación de la carga sísmica fue el de la fuerza horizontal equivalente, que fue preferido al del análisis modal por ser más adecuado para un análisis de estado último y por el hecho de no incluirse dentro de la modelación los muros divisorios, lo que hace superfluo dicho análisis

III.5.- Análisis de Vulnerabilidad de Elementos.

Al realizar el análisis por el método ATC-22 se obtuvo el resultado esperado de que una gran parte de las vigas del edificio presentaban un índice D_e/C_e negativo, debido a que la capacidad a flexión en el nudo era menor que el momento producido por la carga vertical. Esto se debe, al parecer, a que las vigas, o bien fueron diseñadas como simplemente apoyadas en las columnas, sin reconocimiento de la continuidad estructural del elemento, o bien les fue asignado un coeficiente de momento negativo en el nudo supremamente bajo. En términos generales, la resistencia a momento negativo en el nudo está constituida por dos varillas de No. 3 y una o dos varillas del refuerzo positivo dobladas hacia el nudo, las cuales bien podrían haber sido proveídas para suministrar resistencia al cortante. La cuantía de refuerzo positivo en el nudo es entonces muy superior a la del refuerzo negativo, al contrario de la situación usual.

En tales casos, en que D_e/C_e fuese menor que cero, el valor indicativo de la vulnerabilidad sísmica se decidió evaluar de la siguiente manera:

$$D_e/C_e = (Q_e + Q_v - Q_n)/Q_r,$$

dado que tanto la carga sísmica como la vertical constituyen una sobrecarga por encima del nivel de la capacidad del elemento.

Las capacidades fueron evaluadas de acuerdo con los siguientes parámetros:

Deformación máxima del concreto: 0.004

Resistencia del acero: $1.1f_y$

Resistencia del concreto endurecido con el tiempo: $1.2 f_c$, con $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Factor de reducción de capacidad: 1, para todo tipo de esfuerzos.

Por otra parte, si D_u/C_u refleja la exigencia de fuerza interna con respecto a la demanda, término que en el Código ATC-3 y en el Código CCCSR-84 corresponde al factor de modificación de la respuesta R , resulta deseable comparar su valor con la capacidad de ductilidad del elemento, que llamaremos m . Los valores de R y m han sido relacionados como:

$$\begin{aligned} R &= m && \text{(Penzien)} \\ R &= \sqrt{(2m-1)} && \text{(Newmark)} \\ R &= \sqrt{(4m+1)} && \text{(Akiyama)} \end{aligned}$$

De acuerdo con estas fórmulas, a una capacidad de deformación inelástica m corresponde una relación de demanda de fuerza R . De los tres criterios adoptados el más conservador es el de Penzien, el cual es de hecho el adoptado en varios códigos de diseño. Para este análisis se ha hecho la comparación

$$A = \sqrt{(4m+1)}$$

por el método más liberal y mejor sustentado teóricamente de Akiyama, además de la comparación por el índice F del método japonés, cuya fórmula es similar a la de Newmark.

Por otra parte, y con el fin de tener la mejor imagen de la capacidad de absorción de energía de la estructura, se calculó la capacidad de rotación inelástica r_u/r_y en vigas y columnas de acuerdo a la teoría convencional del concreto, asumiendo una deformación máxima de 0.004 en el concreto, un esfuerzo de fluencia de $1.1f_y$ en el acero, y sin considerar factores de reducción de capacidad. Para las vigas se utilizó la fórmula de Park (ref.31), salvo en aquellos casos en que el refuerzo negativo fuese menor que el correspondiente positivo, para lo que se dedujo la fórmula adecuada. En este cálculo se ignoró la contribución de los estribos a la capacidad de rotación, dado el exiguo confinamiento. En el caso de columnas se realizó una interpolación lineal de la capacidad de rotación r_u/r_y entre un nivel de carga axial nula, lo que corresponde a las ecuaciones utilizadas para vigas, y un valor de $r_u/r_y = 1$, que corresponde al nivel de carga axial balanceada. Para valores de carga axial mayores que la balanceada se tomó, como corresponde, $r_u/r_y = 1$, es decir, una capacidad de rotación inelástica nula por encima del nivel de fluencia (ref.30). De esta manera, valores de A , F o r_u/r_y , que son las tres maneras utilizadas de evaluar la capacidad de absorción de energía, menores que D_u/C_u indican la presencia de una demanda de fuerza mayor que la que el elemento puede absorber por ingreso en el rango inelástico, y esta comparación es, a juicio de los autores, un mejor calificativo de la vulnerabilidad sísmica que la mera relación D_u/C_u , tal como lo prescriben las recomendaciones ATC-22.

IV - ANALISIS DE RESULTADOS DEL HOSPITAL

Los resultados que se resumen a continuación se han dividido en cuatro grandes grupos: El primero, corresponde a la distribución en planta de los mayores valores de la relación demanda/capacidad D_e/C_e , calculada de acuerdo con lo expresado anteriormente. Este resultado pretende ilustrar acerca de los sectores de la edificación que pueden ser considerados críticos. El segundo corresponde al análisis de los promedios de los valores indicativos en todos los pisos, lo que es necesario para efectos de establecer criterios de comportamiento global de la estructura en cada piso, sin particularizar por sectores. El tercero es el pertinente a los indicativos del método japonés y el cuarto al problema de estabilidad, derivas y absorción de energía.

IV.1.- Análisis en Planta.

La figura 3 presenta una de las plantas del edificio, en la que aparecen los sectores en los que se concentran las mayores relaciones demanda/capacidad en vigas y columnas. Puede verse que, en cuanto a las vigas en sentido Y son críticos los sectores oeste, donde existen cuatro aletas, y el extremo norte, sectores en los que se encuentran la mayor parte de dichas vigas.

Las vigas en sentido X muestran altas relaciones en sectores diversos, siendo destacables los correspondientes a las gargantas donde se encuentran bloques diferentes, puntos que son señalados en la literatura internacional como de concentración de esfuerzos. Este fenómeno también se presenta en las vigas de sentido Y .

Por último, las columnas exhiben relaciones menores de demanda/capacidad, y sus altos valores se concentran de nuevo en el extremo norte del edificio.

IV.2.- Análisis Promedio.

Las figuras 4 a 10 ilustran los resultados que se explican a continuación.

IV.2.1- Vigas

La estructura presenta, como ya se señaló, vigas fundamentalmente para sostenimiento de las losas, y carece, excepto en ciertos sectores (principalmente en las aletas del sector oeste), de vigas de arriostramiento en el sentido de las nervaduras de la losa. Esto hace que la estructura horizontal esté básicamente compuesta por vigas en el sentido X , y menor número en Y .

El hecho de que las vigas tengan poco refuerzo negativo en el nudo hace que ellas presenten las siguientes particularidades:

- a.-Poca resistencia a flexión negativa en el nudo. Esto concierne tanto a las cargas verticales como sísmicas, y por tanto, altos valores de D_e/C_e en flexión.
- b.-Posición del eje neutro muy cercana a la fibra extrema a compresión, lo que conlleva altos valores de ductilidad de curvatura r_u/r_y .
- c.-En consecuencia, las vigas fallarían fundamentalmente a flexión, no a cortante.
- d.-Por último, las vigas fallarían primero que las columnas.

Los resultados mostrados en las gráficas confirman lo anterior. Las relaciones D_e/C_e a cortante de las vigas son en general menores que las correspondientes a flexión, y ambos índices son superiores a los correspondientes a columnas

Para saber la capacidad de las vigas de soportar los sismos de servicio y último, es necesario comparar los valores de D_e/C_e a flexión con los indicativos sobre disipación de energía. La comparación con los factores de reducción de fuerzas F y A (en promedio global 3.15 y 4.55) muestran que relaciones de demanda/capacidad del orden de 20 y 40 no pueden ser atendidas. Aún el apoyarse en los valores extremos de capacidad de rotación inelástica r_u/r_y del orden de 21, los cuales están asociados a una falla total de las vigas en sus nudos, no es suficiente para atender tales demandas, o a lo sumo en el sismo de servicio. Todo esto se debe, básicamente, a la falta de refuerzo negativo en las vigas.

Es de anotar, finalmente, que los resultados de r_u/r_y difieren ampliamente de los de F y A en sus valores, debido a que aquellos no se acotaron a un valor máximo. Sin embargo, si es destacable el estrecho paralelismo de sus gráficos.

IV.2.2- Columnas

Los resultados para columnas son más bondadosos que los de las vigas. De ser sus cuantías de refuerzo superiores al valor promedio dado de 0.005 seguramente sus valores indicativos de demanda y capacidad de absorción de energía tendrían mejor equilibrio. En general, se destacan los siguientes resultados:

- a.-La situación de las columnas es muy similar bajo las acciones en sentido X e Y.
- b.-Los valores de D_e/C_e son mayores para flexión que para cortante. Esto implica que el modo de falla a flexión sería el dominante, lo que queda confirmado por la vía de comparación de Q_n y V_n . Sin embargo, preocupa el alto porcentaje de falla a cortante en las columnas del primer piso.
- c.-La comparación de las relaciones demanda/capacidad con los índices de disipación de energía muestra que, si bien la diferencia no es tan grande como en vigas, aún el criterio más liberal (el de r_u/r_y) no alcanza a absorber los valores de D_e/C_e en el modo dominante de falla, el de flexión, para el sismo último, aunque se acerca a ello en el caso del sismo de servicio. También se ve claro el paralelismo y la cercanía de los valores de r_u/r_y y los índices F y A , obtenidos por vías muy diferentes, resultado que señala la confiabilidad de este diagnóstico.

IV.3.- Indicativos por el Método Japonés.

La estructura se revisó igualmente por el tercer nivel del método japonés. Los valores de I_s son, en todos los pisos, y en ambos sentidos, menores que los valores mínimos permisibles dados por I_{s0} , lo que confirma la gravedad de las posibilidades de la estructura para soportar sismos intensos.

IV.4.- Estabilidad y Derivas.

Con el fin de establecer la seguridad de los elementos no estructurales, los equipos y otros componentes esenciales de la instalación, se realizó el análisis de derivas y de estabilidad. Es importante anotar que para una edificación hospitalaria, el riesgo de permitir derivas altas puede significar que se presente un "colapso funcional", por la caída y deterioro de los elementos esenciales para la prestación del servicio. Situación que es igualmente grave a que se presenten

daños estructurales que impidan el uso de la instalación, cuando más se necesita, o que se comprometa la estabilidad de la estructura, caso en el cual el hospital deja de ser un apoyo después de la emergencia y se convierte más bien en un problema adicional. Por esta razón, se establecieron dos límites de comparación:

- a.-Una distorsión angular de 0.008, que corresponde en términos gruesos al comienzo de daño generalizado de la mampostería, ventanería, etc.
- b.-Una distorsión angular de 0.020, que corresponde a una situación de daño generalizado de los mismos elementos.

De situarse las derivas antes del primer límite, la edificación se encontraría en condiciones adecuadas en relación con su comportamiento estructural y su capacidad funcional. En otras palabras, no habría daños en la estructura y en los elementos no-estructurales. Situación que por supuesto no es la misma cuando se supera este límite y obviamente el segundo.

Los resultados muestran que, desafortunadamente, se superan ambos valores tanto en el sismo de servicio como en el sismo último, y en mayor medida en el sentido Y que en el X, debido a su menor número de vigas. Los resultados de estabilidad, con un índice mucho mayor que 0.1, indican claramente la delicada situación de flexibilidad del edificio, que se une a la de resistencia ya estudiada.

IV.5.- Disipación de Energía.

Finalmente, se calculó la distribución de la absorción de energía por parte de la estructura de acuerdo a los desarrollos de Akiyama, con el fin de tener un criterio adecuado sobre el mecanismo de colapso y la posibilidad de ocurrencia de éste. En efecto, los análisis efectuados según los métodos norteamericano y japonés no permiten esclarecer dicha posibilidad, aunque si arrojan ideas claras sobre el mecanismo. Así, con los siguientes resultados se pretende comprender cuál o cuáles son los pisos más débiles de la estructura, ya que es hacia ellos donde se dirige la mayor parte de la energía suministrada por el sismo para ser absorbida.

La figura 11 muestra los resultados de distribución de la energía suministrada por el sismo. Se aprecia claramente que la mayor parte de la misma sería absorbida solamente por el primer y segundo piso, y especialmente por éste último, lo cual se debe claramente, según los cálculos efectuados, a la mayor altura de estos pisos en comparación con la de los restantes (5 y 6 mts, respectivamente, contra 3.5 mts).

Los cálculos arrojan los siguientes valores de V_e :

$$V_e = 1.09 \text{ m/seg, para el sismo último.}$$

$$V_e = 0.58 \text{ m/seg, para el sismo de servicio.}$$

Los resultados obtenidos para V_i en los diferentes pisos arrojan valores entre 0.11 y 0.18 m/seg, lo que hace imposible el absorber la energía suministrada. Igualmente, puede verse que la debilidad del piso 3 señalada por este método coincide exactamente con la reportada por el método japonés y por los altos valores de D_e/C_e en vigas por el método norteamericano.

Por estas razones, el posible mecanismo de colapso se daría por formación de rótulas plásticas en las vigas del primer y segundo piso y luego por formación de las mismas en las columnas del segundo piso.

CONCLUSIONES

1.-Los métodos expuestos presentan diferencias sustanciales en el enfoque y la concepción del problema.

2.-A juicio de los autores el método japonés es más riguroso en el establecimiento de la capacidad sísmica de la estructura que el método norteamericano. Algunos trabajos, tales como los de Priestley, coinciden con el enfoque del análisis detallado de resistencia y mecanismos de falla del método japonés.

3.-El método energético resulta, sin embargo, muy eficaz para analizar cuantitativamente la situación sísmica de una estructura, y en especial para entender su posible mecanismo y posibilidad de colapso, aspecto en el que supera el carácter cualitativo de los resultados de los métodos japonés y norteamericano.

4.-Tanto el método japonés como el método de energía rechazan la utilización de un factor de ductilidad global para toda la estructura, lo cual entra en correspondencia con el comportamiento observado en edificios irregulares en sismos recientes. Esto debe ser considerado con detenimiento en las prácticas usuales de diseño y revisión de edificios.

5.-En lo pertinente al Hospital Universitario del Valle del Cauca, de la ciudad de Cali, se puede afirmar que el edificio presenta una delicada situación de resistencia y flexibilidad que lo hace altamente vulnerable para eventos sísmicos fuertes y aun moderados en un alto grado. Por lo tanto, es dudoso que pueda soportar tales eventos. Las causas principales de esta situación son las siguientes:

- a.-La falta de vigas de arriostramiento en el sentido paralelo a las nervaduras de las losas (sentido Y).
- b.- La pobreza del refuerzo superior en los extremos de las vigas.
- c.-La deficiencia de armadura de confinamiento de vigas y columnas.
- d.-La deficiencia de armadura longitudinal de las columnas.
- e.-El alto peso de la construcción.
- f.-Las fuertes diferencias de rigidez entre los dos primeros pisos y los restantes, causadas por la diferencia de alturas entre ellos.

Finalmente, es conveniente mencionar en este documento, al igual como se indicó en el informe del análisis del hospital, que las conclusiones y recomendaciones de este estudio de vulnerabilidad sísmica reflejan el estado del arte en la revisión de edificios situados en zonas sísmicas, de acuerdo con las teorías y métodos de mayor profundidad y aceptación internacional. Por esta razón los autores de este trabajo se eximen de responder por posibles divergencias entre sus análisis y conclusiones y los resultados reales de comportamiento del edificio en el caso de la ocurrencia de sismos con aceleraciones y energía semejantes a las contempladas en él.

RECONOCIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento al Ing. Octavio Mesa E. por su amable colaboración para la utilización del programa SAP-90 en el estudio del Hospital Universitario del Valle y al Geofísico Hansjürgen Meyer, quien realizó la gestión con el fin de obtener con la administración del hospital la información detallada acerca de la estructura del edificio.

REFERENCIAS

1. Lomnitz, C., Rosenblueth, E. (editors): "Seismic Risk and Engineering Decisions". Amsterdam, 1976.
2. Nocevski, N., Petrovski, J., Milutinovic, Z.: "Vulnerability of traditional buildings." Proceedings of the International Conference on Reconstruction, Restauration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas. Skopje, 1985.
3. CERESIS: "Evaluación de los Efectos Económicos de los Terremotos." Proyecto SISRA. Lima, 1984.
4. Milutinovic, Z.: "An Integrated Prediction Model for Estimation of Regional Urban Seismic Damage." Kyoto, 1986.
5. Applied Technology Council: "Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings" Report ATC-14. Redwood City, 1987.
6. Applied Technology Council: "A handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings (Preliminary)" Report ATC-22. Redwood City, 1989.
7. Applied Technology Council: "Seismic Evaluation of Existing Buildings: Supporting Documentation". Report ATC 22-1. Redwood City, 1989.
8. Applied Technology Council: "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: a handbook". Report ATC- 21. Redwood City, 1988.
9. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica: "Adición, Modificación y Remodelación del Sistema Estructural de Edificaciones Existentes antes de la Vigencia del Decreto 1400/84". Norma AIS-150-86. Bogotá, 1986.
10. Hirose, M.: "Evaluation of Seismic Safety and Guideline on Seismic Retrofitting Design of Reinforced Concrete Buildings." International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Tokio, 1976.
11. Iglesias, J.: "Evaluación de la Capacidad Sísmica de Edificios en la Ciudad de México." Secretaría de Obras. México, 1986.
12. Clough, R., Penzien, J.: "Dynamics of Structures". Tokio, 1975.
13. Lapajne, J.: "Vulnerability and the MSK Scale." Proceedings of the International Conference on Reconstruction, Restauration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas. Skopje, 1985.

14. Hurtado, J.E.: "Metodología para el Análisis de Vulnerabilidad". Informe de consultoría al proyecto UNDRO - CIDA - ONAD "Mitigación de Riesgos Naturales en Colombia. Tema 1: Terremotos en Cali." Cali, 1990.
15. Hurtado, J.E.: "Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Manizales". Memorias del Seminario Nacional sobre Tecnologías Constructivas en la Zona andina Colombiana. Manizales, 1991.
16. Cardona, O.D.: "Metodologías para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones y Centros Urbanos", VII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente IX Jornadas Estructurales, SCI/AIS/MOPT, Bogotá, 1991,
17. Cardona, O.D.: "Estudios de Vulnerabilidad y Evaluación del Riesgo Sísmico: Planificación Física y Urbana en Areas Propensas." Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Boletín Técnico AIS - 33. Bogotá, 1986.
18. Iglesias, J. et al: "Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería." Universidad Autónoma Metropolitana. México, 1988.
19. Seed, H.B., Ugas, C., Lysmer, J.: "Site-dependent Spectra for Earthquake-resistant Design.". Report EERC 74-12. Berkeley, 1974.
20. Martín, A.J.: "Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Damage Assessment in Andalusia (Spain)". Tectonophysics, No. 167. Amsterdam, 1989.
21. Cardona, O.D.: "Evaluación de la Amenaza, la Vulnerabilidad y el Riesgo", Taller Regional de Capacitación para la Administración de Desastres ONAD/PNUD/OPS/UNDRO. Bogotá, 1991.
22. Rivera de U., I.: " Evaluación Primaria de Edificios Bajos ante Solicitaciones Sísmicas." Universidad de los Andes. Mérida, 1986.
23. Aktan, A.E., Ho, I.K.: "Seismic Vulnerability Evaluation of Existing Buildings". Earthquake Spectra. Vol.6, No. 3, 1990.
24. Akiyama, H.: "Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings." University of Tokio Press Tokio, 1985.
25. Mendoza, L., Reyes, A., Luco, J.E.: "Ambient Vibration Tests of the Mexicali General Hospital". Earthquake Spectra, Vol 7 N.2, 1991.
26. Priestley, M.J., Calvi, G.M.: "Towards a Capacity- Design Assessment Procedure for Reinforced Concrete Frames". Earthquake Spectra, Vol 7, N.3, 1991.
27. Ohkubo, M.: "Current Japanese System for Evaluation of Seismic Capacity of Existing R/C Building Structures." Report SSRP-91/02. University of California, San Diego, 1991.
28. Akiyama, H., Kitamura, H.: "Design Energy Spectra for Specific Ground Conditions". International Workshop on Recent Developments in Base Isolation Techniques for Buildings. Tokio, 1992.
29. Akiyama, H., Takahashi, M.: "Response of Reinforced Concrete Moment Frames to Strong Earthquake Ground Motions". University of Tokio. Tokio, 1992.

30. Hurtado, J.E.: "Estimación de la Demanda de Ductilidad Sísmica en Pórticos de Concreto". Memorias, VII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente, IX Jornadas Estructurales, Tomo II. AIS. Bogotá, 1992.
31. Park, R., Paulay, T.: "Estructuras de Concreto Reforzado." Ed. Limusa. México, 1979.
32. Kanaan, A. E., Powell, G. H.: "General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures." Report EERC 73-6. Berkeley, 1973.
33. Park, Y., Reinhorn, A., Kunnath, S.: "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures". State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1987.

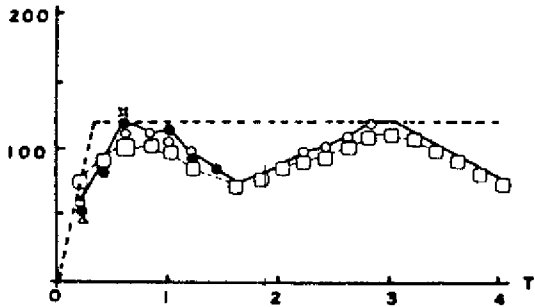
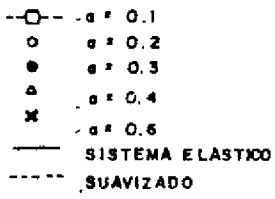


FIGURA 1 ESPECTROS DE ENERGIA
(TOMADA DE LA REF. 24)

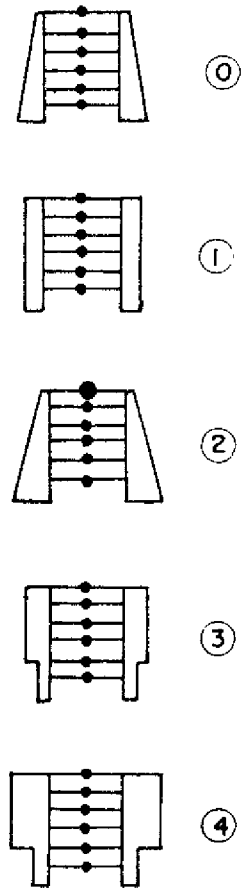
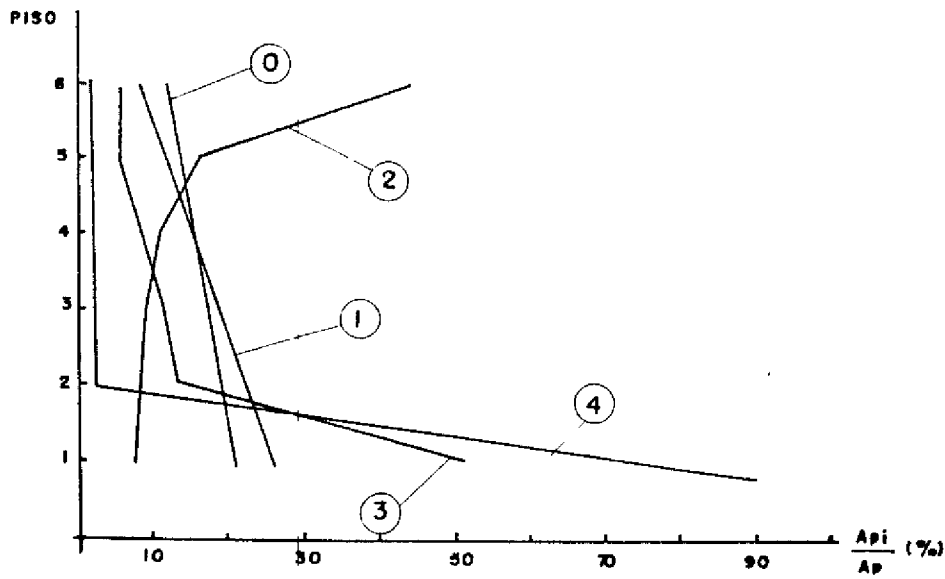


FIGURA 2 . EJEMPLOS DE APLICACION DEL METODO DE ENERGIA

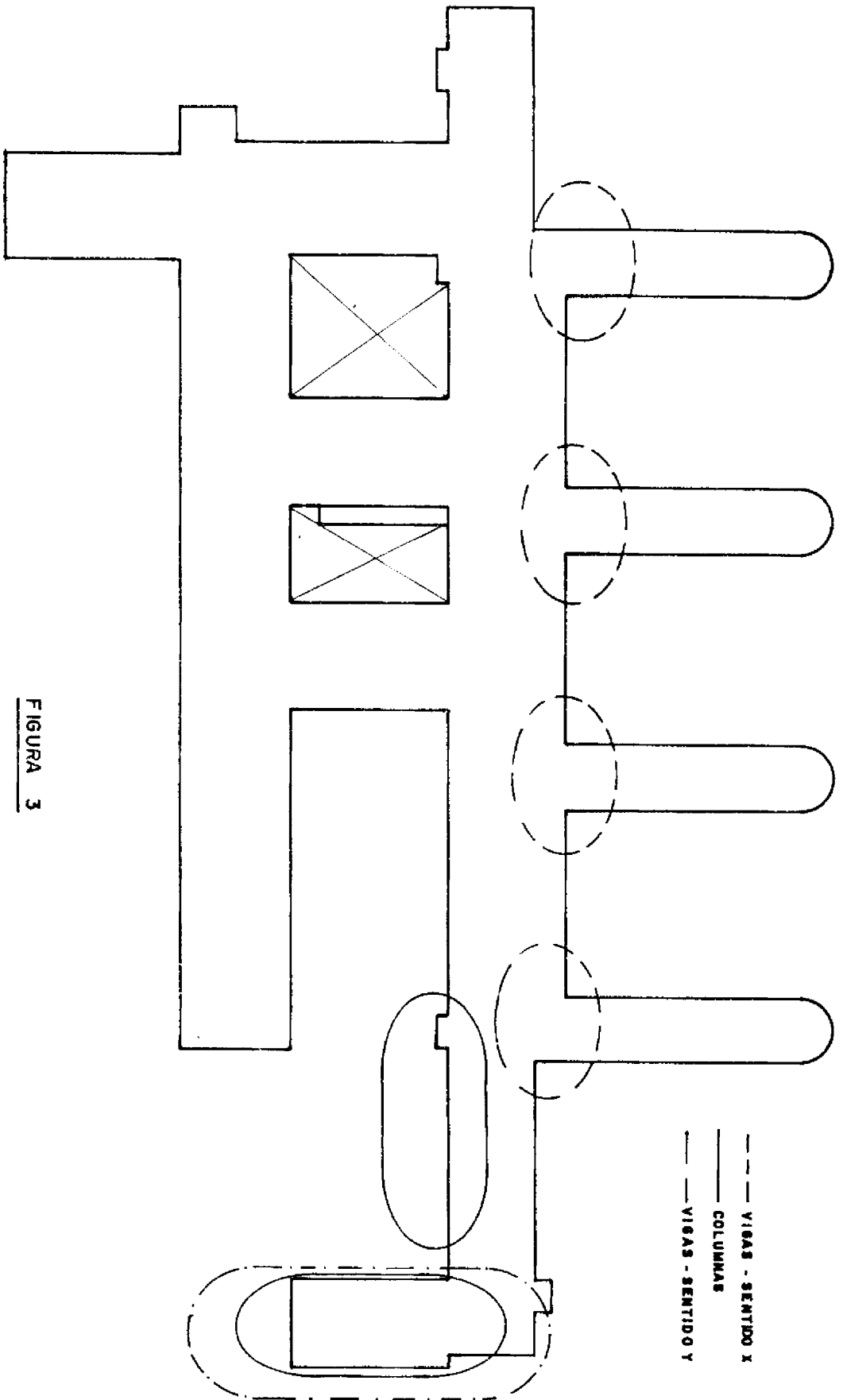


FIGURA 3

| |
|-----------------------------------|
| PLANTA 5° PISO |
| ZONA DE ALTAS DEMANDAS DE FLEXION |

| | | | |
|----|--|--|--|
| d. | | Have you ever been a patient in a mental hospital or sanitarium or treated by a Psychiatrist? (give place & dates) | |
|----|--|--|--|

10. APPLICANT WILL INDICATE "YES" OR "NO" TO EACH ITEM
DO YOU NOW HAVE OR HAVE YOU EVER HAD THE CONDITIONS LISTED BELOW?
(check each item, if yes, enclose the relevant condition with a circle)

| YES | NO | CONDITION |
|-----|----|--|
| a. | | Asthma, emphysema, or other lung conditions |
| b. | | Tuberculosis or live with anyone who has tuberculosis |
| c. | | High blood pressure, heart disease |
| d. | | Stomach, liver (hepatitis), gallbladder disease |
| e. | | Kidney or bladder disease, stone or blood in urine |
| f. | | Diabetes (sugar in the urine) |
| g. | | Depression, excess worry, attempted suicide, or other psychological symptoms |
| h. | | Acquired Immune Deficiency Syndrome (AIDS) |
| i. | | Tumor, abnormal growth, cyst, or cancer |
| j. | | Bleeding disorder, blood disease (sickle cell anemia) |

I CERTIFY THAT I HAVE READ THE ABOVE INSTRUCTIONS AND ANSWERED ALL QUESTIONS TRULY AND COMPLETELY TO THE BEST OF MY KNOWLEDGE

| | | |
|-------------------------------|----------|----------------------------|
| 11. Printed name of Applicant | 12. Date | 13. Signature of Applicant |
| | | |

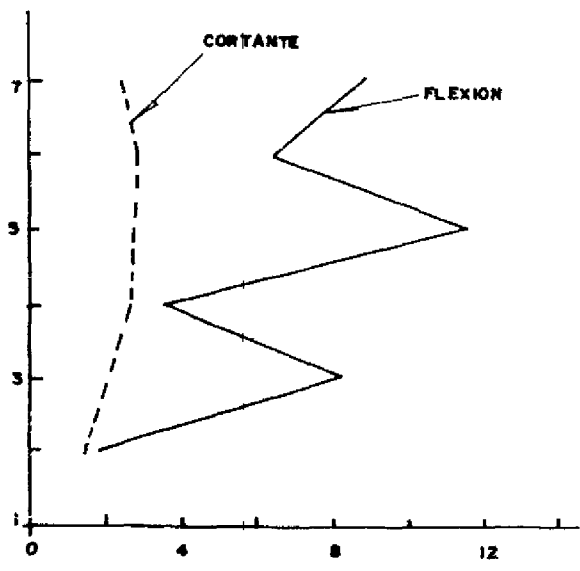


FIGURA 7 COLUMNAS - SENTIDO X -RELACIONES D_e/c_e
ESTADO ULTIMO

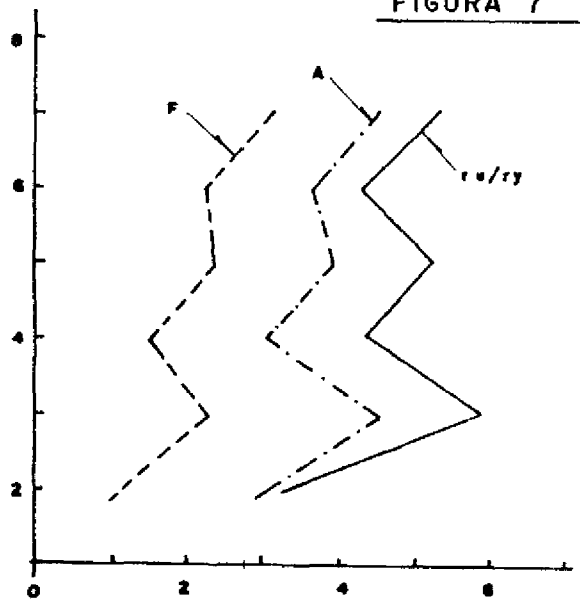


FIGURA 8 . COLUMNAS SENTIDO X - CAPACIDADES DISIPACION DE
ENERGIA

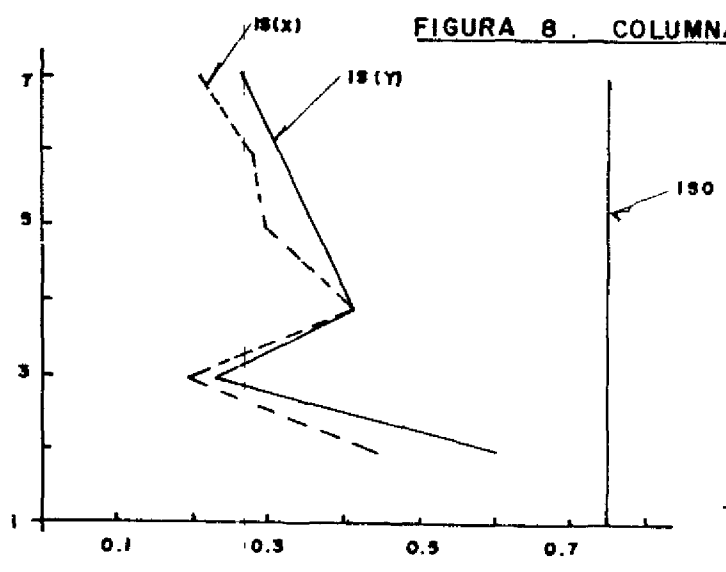


FIGURA 9 . INDICES DEL METODO JAPONES

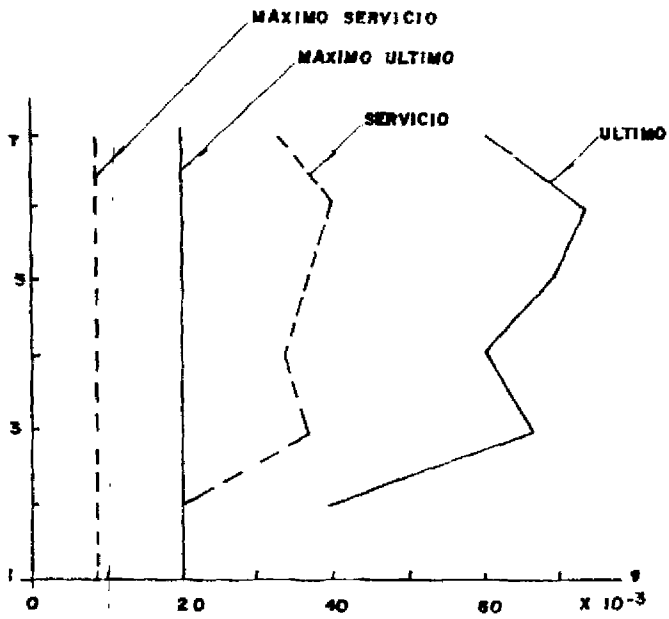


FIGURA 10 DISTORSIONES ANGULARES, γ SENTIDO y

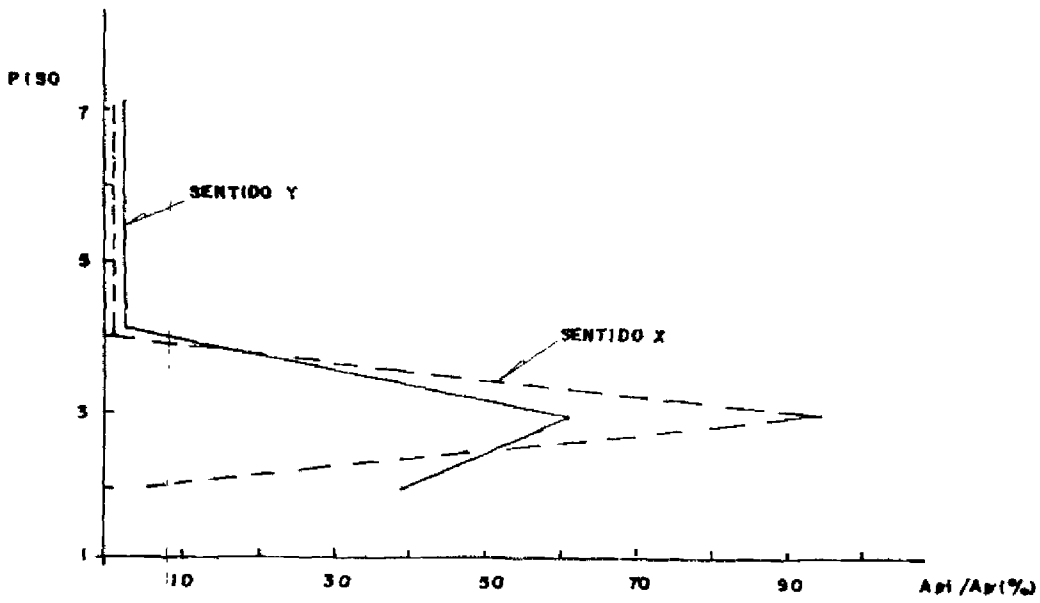


FIGURA 11 . DISTRIBUCION DE ENERGIA