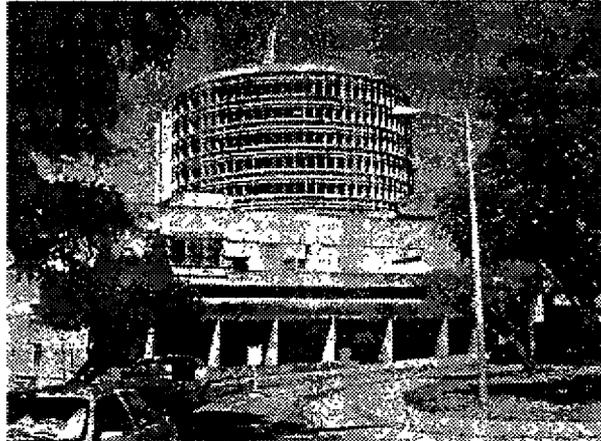


Foto 14.1



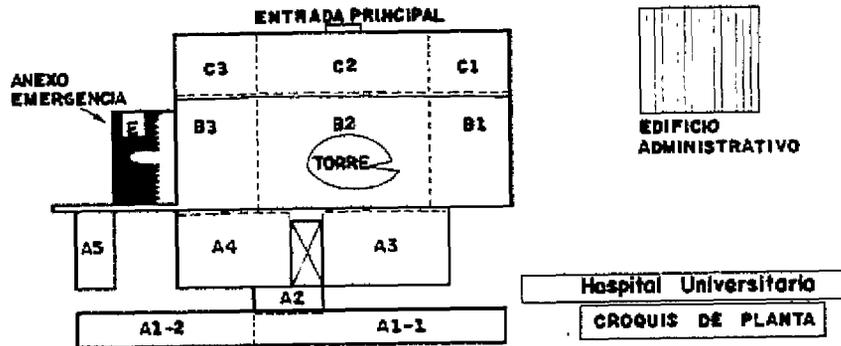
FACHADA PRINCIPAL DEL HOSPITAL

Posibilidades de acceso: El referido Edificio emplazado al lado del talud solo tiene dos posibles accesos: Uno de ellos, desde la Av. 16 de Septiembre con una eventual segunda entrada desde la misma Avenida. Este acceso se presenta conflictivo en las horas de mayor tráfico. Otra posibilidad es a través de un Helipuerto que se encuentra localizado en el área de estacionamientos y debido a que siempre se encuentra obstaculizado por autos estacionados, no podrá ser considerado como una alternativa si no existen disposiciones para mantenerlo como posibilidad.

Características generales y estructurales: Estructuralmente está constituido por 13 cuerpos o sectores, separados por juntas de construcción (Ver Figura 14.3). La torre central, de forma casi circular tiene 14 niveles con volados de 6 m.. Aquí funcionan cuidados intensivos y hospitalización, por lo que esta es la zona más importantes del hospital. Se comunica con los otros sectores por medio de pasillos que tienen una sola columna. Estos sectores tienen entre uno y seis pisos. El primero y segundo nivel tienen 4 m. de altura; los otros tienen 3.2 m.. las luces están moduladas de 6 y 9 m., con volados de 3 m. La tabiquería está constituida por bloques de arcilla de 10 y 15 cm. de espesor.

La estructura es de concreto armado, con losas macizas de 10 cm. de espesor, armadas en dos direcciones; apoyan sobre nervios de 25 x 50, 55 o 60 cm., formando una retícula de 3 x 3 m. La estructura lateral está constituida por pórticos de concreto armado y en algunos casos por muros estructurales, apoyados sobre fundaciones aisladas, unidas por vigas de riostra bastante fuertes. Las vigas y columnas son rectangulares. En la Torre el sistema estructural es diferente. Las columnas tienen forma de doble T y las vigas de los voladizos tienen seis metros de luz y son de sección variable. En la Figura 14.4 se presenta una planta de las vigas del Nivel de Emergencia.

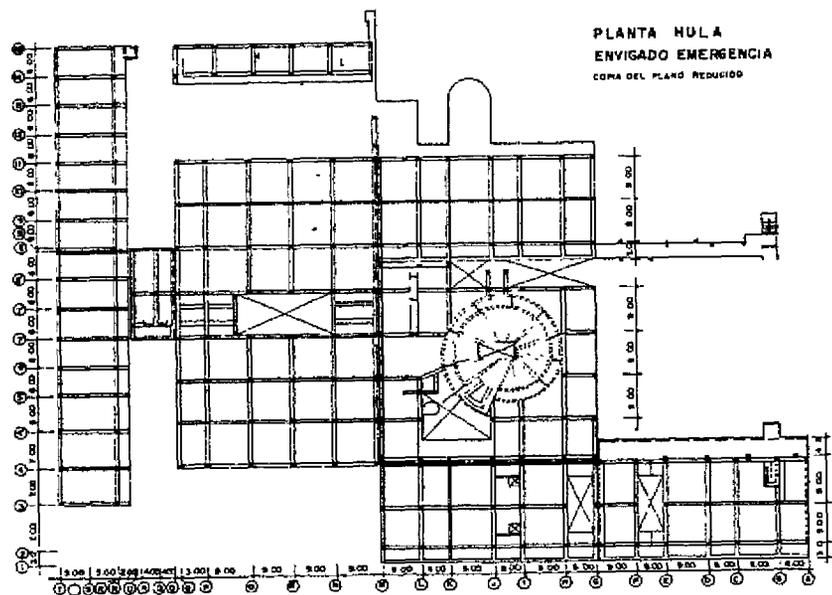
Figura 14.3



SECTORES DEL HOSPITAL

Al cotejar los planos estructurales con los elementos en sitio, se pudo constatar que las dimensiones eran bastante parecidas, y las cargas muertas estimadas en el proceso de cálculo coincidían bastante bien con las existentes en la edificación. La construcción en general está muy bien hecha, pues la inspección durante la construcción fue rigurosa.

Figura 14.4



PLANTA DE VIGAS. NIVEL EMERGENCIA

Inspección ocular: En la mayor parte de los sectores hay grietas pequeñas, normalmente verticales, producidas por retracción. Se encontraron grietas de 3 y 4 mm en una o dos vigas y columnas de los sectores B1, B2, B3, C3.

En los pasillos que comunican la torre con los otros sectores, existen grietas marcadas a todo lo ancho del mismo. Esto se debe al movimiento del voladizo de la torre, que apoya sobre los pasillos y los agrieta.

Se observaron numerosas filtraciones, especialmente en las losas de techo y en las losas y paredes de los baños. Las primeras originadas por falta de impermeabilización y las segundas por rotura de tuberías. También se notó que las juntas de construcción estaban muy deterioradas, y en las zonas cercanas a ellas se presentaban numerosas filtraciones. No se observaron deflexiones excesivas ni paredes fuera de plomo.

En las fachadas de los diferentes sectores existen diferentes tipos de parasoles de concreto armado, colocados en forma individual o por grupos, bien conectados a la estructura, pero son bastante pesados. En la fachada principal existen otros parasoles que están completamente separados de la estructura, pero fundados directamente en el terreno.

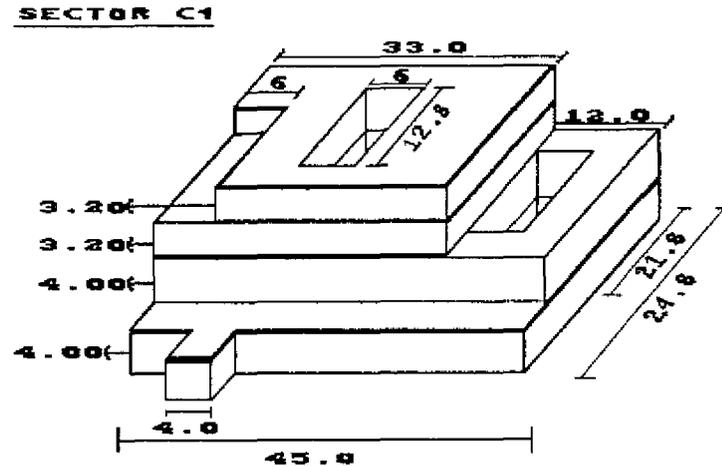
Resistencia de los materiales: Para determinar la homogeneidad del concreto se realizaron pruebas esclerométricas en 39 elementos, mostrando bastante uniformidad. Aunque estas pruebas no arrojan datos confiables de la resistencia, se encontraron valores promedio de más de 320 kg/cm², por lo tanto, se decidió escoger la resistencia original del Proyecto, es decir, 250 kg/cm². Para el acero se asumió la resistencia de cálculo $f_y = 2200$ kg/cm².

Estudio de la forma: Para establecer la influencia negativa de la forma arquitectónica se utilizaron los criterios de la metodología japonesa, con algunos cambios realizados por los Profesores del Grupo de Investigación Sísmica, (14.13). Aquí se tomaron en cuenta la distribución en planta y en elevación. En planta se determinaron la simetría, relación largo-ancho del edificio, salientes de la planta, discontinuidades en el diafragma y efecto de mezzaninas. En la distribución vertical se consideraron la irregularidad vertical, presencia de sótanos, planta baja libre o semi-libre, esbeltez y uniformidad de alturas de pisos consecutivos. La descripción detallada de cada uno de estos parámetros se encuentra en la evaluación realizada por el Grupo de Evaluación (14.13).

Al estudiar los diferentes parámetros del índice de calidad de diseño se concluye que los sectores A1-2, A3, A4, C2 y E, pueden definirse como regulares, no esperándose, por lo tanto, un comportamiento inadecuado de los mismos a consecuencia de formas inconvenientes. Los sectores A5, B1, B3, C1, C3 y E, presentan una irregularidad moderada que podría ocasionar un comportamiento sísmico inadecuado. Los sectores A1-1, A2, y B2 pueden considerarse como irregulares, y por lo tanto, susceptibles de sufrir daños de consideración ante la acción de sismos fuertes. En la Figura 14.5 se presenta una isometría del sector C1, donde pueden apreciarse grandes aberturas en la placa; en el segundo nivel, por ejemplo, representa un 22% del área, lo que limita un poco el comportamiento del diafragma como rígido. Estas circunstancias hacen que sea muy importante el estudio de la torsión. Al evaluar la relación de excentricidades para este sector se encontró que en la

dirección Este-Oeste, la relación de excentricidad e_x/b_x es de un 43% en el primer nivel, debido principalmente a la presencia de un muro estructural en uno de sus extremos, sin tener balance de rigideces en el extremo contrario.

Figura 14.5



ISOMETRÍA DEL SECTOR C1

Evaluación de la Seguridad Estructural: Para esta primera evaluación el análisis estructural se realizó suponiendo comportamiento elástico de la estructura. Las fuerzas sísmicas se estimaron en base a la Norma sísmica Covenin 1756-82 (1982). Los efectos de rotación y traslación se tomaron en cuenta por los métodos Estático Equivalente y Torsión estática equivalente.

Para la estimación de las cargas muertas se constataron las dimensiones de todos los elementos en obra. El peso de los tabiques se calculó haciendo un estudio de las densidades en cada sector, en base a un espesor de 15 cm, y se incluyó como carga muerta. Cabe destacar que las cargas por peso propio, sin incluir tabiques, dieron un promedio de 1000 kg/m^2 , bastante altas. Las sobrecargas estimadas variaron entre 200 y 300 kg/m^2 dependiendo del espacio.

En relación a la calidad de diseño, se escogió nivel de diseño 1 para la estructura original y nivel de diseño 2 para la zona de emergencia, que fue construida después del terremoto de 1967. Al examinar los tipos de estructuras, se encontró que estaban representadas todas las que considera la Norma, por lo tanto, existen diferentes valores de coeficientes de ductilidad; desde $D=1$ para la estructura de la capilla hasta $D=3$ para la zona de emergencia.

La evaluación de la seguridad estructural se determinó en base a la capacidad flexional y cortante de cada elemento, con las Fórmulas (14.12), y a la desplazabilidad relativa (deriva), de las columnas del entrepiso.

$$r_f = \frac{M_n - (M_m + M_v)}{M_s}; \quad r_v = \frac{V_n - (V_m + V_v)}{V_s} \quad (14.12)$$

donde:

- r_f, r_v = Relaciones de capacidad del elemento a flexión y corte,
- M_n, V_n = Momento y cortante resistentes, sin reducir por ningún factor;
- M_m, V_m = Momento y cortante por carga permanente (Sin mayorar),
- M_v, V_v = Momento y cortante por carga variable (Sin mayorar);
- M_s, V_s = Valor absoluto de momento y cortante sísmicos actuantes

Un valor negativo de estas relaciones indica que la estructura no es capaz de resistir las cargas verticales. El numerador de las Fórmulas (14.12) indica la capacidad que le queda al elemento para resistir cargas sísmicas. Cuando este es más pequeño que la acción sísmica, el elemento no está en condiciones de resistir la totalidad de esta acción.

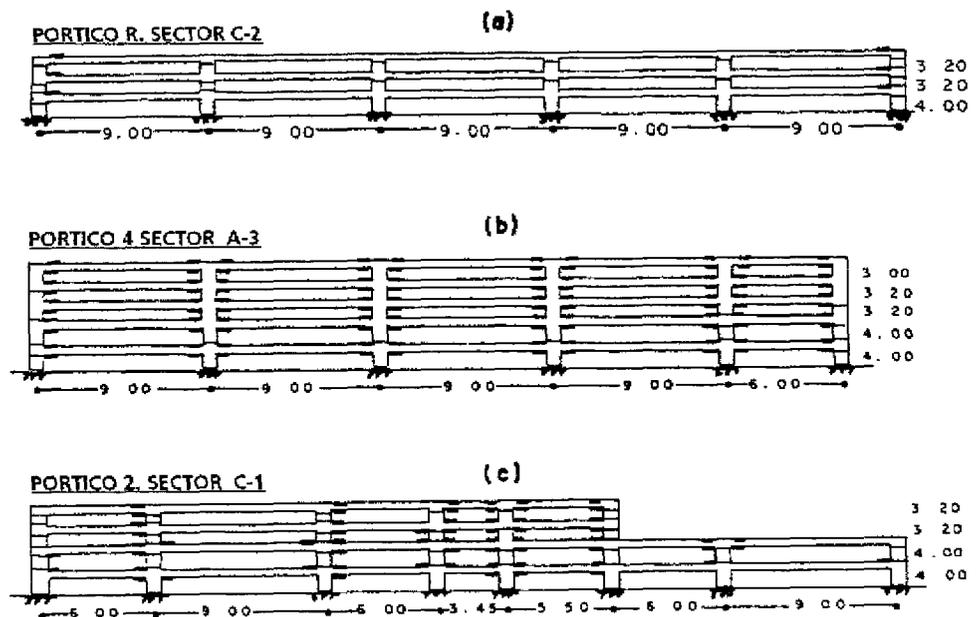
Es conveniente aclarar que aquí se midió la relación capacidad/demanda, que debe ser mayor que 1. En cambio, el índice expresado en la Fórmula (14.3) está relacionado en forma inversa y debe ser menor que 1.

Evaluación de la desplazabilidad de la estructura: Esta se determinó en base a las derivas y desplazamientos inelásticos probables de cada sector, obtenidos multiplicando los desplazamientos elásticos por el factor de ductilidad, aceptando el valor 0.015 recomendado por la Norma, como deriva máxima.

Los resultados de la evaluación están detallados en la evaluación presentada (14.8); solo se presentan de manera gráfica tres de los pórticos analizados. Debido a la falla generalizada obtenida, se decidió observar el comportamiento suponiendo que se aceptaban valores de r_f y r_v hasta $2/3$. Aun para estos límites menores, se puede observar la falla de muchos elementos en los pórticos de la Figura (14.6). La falla por flexión se representa por una línea horizontal; en las vigas se ubica en la parte superior o inferior, según el tipo de falla.

Aunque no es un análisis inelástico y la formación de rótulas plásticas y el cambio de rigidez originado pueden dar un comportamiento bastante diferente, el presentar los resultados de esta manera indica en el caso de los pórticos 2-C1 y A-C2, la mayor debilidad de las columnas. En el Pórtico 4-A3 las columnas presentan una mejor resistencia que las vigas.

Figura 14.6



DEMANDAS SÍSMICAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE LA EVALUACIÓN

1. La mayoría de los sectores analizados tienen líneas resistentes en ambas direcciones, sin embargo, las grandes luces entre ejes de vigas, alturas de entrepiso considerables, y elementos constructivos muy pesados, inducen fuerzas de inercia de gran magnitud.

2. La mayor parte de los sectores del Hospital presentan una forma regular en planta; sin embargo, en algunos de ellos la distribución irregular de muros estructurales origina efectos torsionales de importancia.

3. La excesiva irregularidad del Sector B2 resulta inadecuada para una zona de alta sismicidad, sobre todo, si en la estructuración no se distribuyeron los elementos estructurales de tal manera que se disminuyeran los efectos de torsión. (Este edificio fue diseñado con mucho cuidado, pero la época en la que se construyó no había muchas limitaciones sísmicas).

4. Las vigas del volado en la Torre tienen dimensiones pequeñas para su longitud, y muestran un comportamiento deficiente.

5. Algunos sectores no disponen de sistemas estructurales adecuados, entre ellos se encuentran:

a) Capilla: Su comportamiento de péndulo invertido en la dirección Norte-Sur, con una gran masa en la parte superior, induce grandes solicitaciones sísmicas en la columna de apoyo, que no tiene ni la resistencia ni el apoyo necesario.

b) El pasillo de unión entre el sector C2 y la Torre, con una sola columna y el apoyo del voladizo de la torre en el mismo, lo hacen muy vulnerable; por lo que es probable que se presente una fractura del techo y colapso del mismo, dejando la Torre sin comunicación en esa zona, siendo esta es la parte fundamental del Hospital.

c) La presencia de columnas cortas en el segundo nivel del pasillo que comunica la Torre con el sector A, hace que también este pasillo se vea comprometido ante las acciones sísmicas. Los valores obtenidos de desplazamientos y derivas inelásticos dan en algunos casos bastante altos, en la realidad pueden ser más bajos, ya que aquí no se tomó en cuenta la interacción de la tabiquería; sin embargo, estos valores deben estudiarse con cuidado, porque son indicativos de que se pueden producir daños considerables en esas zonas de derivas grandes.

6. Las vías de acceso son insuficientes, por lo que es conveniente tener disponible la zona del Helipuerto.

7. Los pasillos usados como vías de escape tienen recorridos demasiado largos y algunas de las escaleras de escape han sido selladas y utilizadas para otras actividades. La señalización es muy pobre y muchas puertas de escape permanecen cerradas con llave.

RECOMENDACIONES

Dada la gravedad de los resultados obtenidos con esta primera evaluación, antes de proceder a un reforzamiento, se sugiere hacer un análisis más detallado, en donde se tomen en cuenta el comportamiento inelástico de los diferentes elementos, la contribución de la losa y el efecto de la tabiquería.

Observaciones a esta evaluación: Las vigas de la mayor parte de los sectores del Hospital tienen cargas muertas y luces muy grandes; sin embargo, como la evaluación de la estructura se hizo con comportamiento elástico, no se apreció gran incremento de los momentos por efectos sísmicos en el punto medio de las mismas, por lo que las relaciones r_f y r_v dieron valores satisfactorias para estos puntos.

14.5.2 EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL RANGO INELÁSTICO

Actualmente se realiza la evaluación del comportamiento inelástico de la estructura, Sector C2 del Hospital ante la acción de sismos esperados en el sitio de ubicación. Aquí se presentan los resultados obtenidos para el pórtico E (Ver Figura 14.10).

En base al Estudio de Microzonificación Sísmica (14.11), se escogieron dos sismos probables máximos para el análisis. El Centro Norte Sur 1940, que tiene una distancia epicentral de 12 km., aceleración máxima de 0.34g, período predominante de 0.25 seg y magnitud 7. Taft 1952, distancia epicentral de 42 km., Magnitud 7.4 y período predominante de 0.44 seg. Este último se aumentó 1.5 veces, para tomar en cuenta la amplificación del suelo con respecto a la roca, en los primeros 10 m. de profundidad.

Las cargas verticales se introdujeron sin mayorar. Debido a las grandes

luces y cargas muertas que tienen estos pórticos, se decidió dividir la viga en tres segmentos, uno central de longitud $1/4$ de la luz y dos laterales de igual longitud; esto permitió tomar en cuenta la posible formación de un mecanismo de falla combinado. El programa utilizado fue el IDARC, y el análisis se realizó de dos maneras:

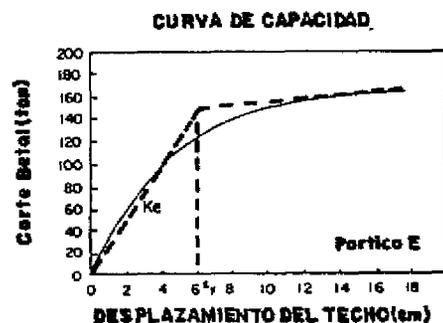
a) Estudio de la estructura en el rango inelástico con acelerogramas digitalizados del sismo. De esta manera se pudieron obtener la cantidad de energía absorbida por los diferentes elementos, el daño global y por piso, etc., a diferentes tiempos.

b) Usando la curva de capacidad de la estructura.

En la Figura 14.10a se representan las diferentes rótulas plásticas encontradas en el análisis inelástico historia-tiempo. aquí se puede observar la formación de dos mecanismos de viga en el segundo piso, que no habrían podido ser detectados en el caso de estar la viga completa. Tampoco se pudo detectar este tipo de falla con el análisis elástico del Hospital, realizado anteriormente. En la Figura 14.9a se representa la energía absorbida por piso. Como se puede observar, es mucho mayor en el segundo piso, y la mayor contribución es por la deformación de las vigas de éste. En la Figura 14.9b se representan las derivas de piso. Para el análisis historia-tiempo estas fueron muy pequeñas, porque los daños se concentraron por mecanismos de viga y no por daño apreciable en las columnas.

El punto de comportamiento se calculó aplicando el método del Espectro de capacidad, la curva de capacidad se obtuvo usando el mismo programa IDARC, suponiendo una carga lateral en forma de triángulo invertido; con las cargas verticales aplicadas al mismo tiempo, hasta alcanzar un valor de la deriva cercano a 0.02. La curva de capacidad se puede obtener a mano, pero es muy laborioso, por lo tanto, es preferible aplicar cualquier programa que tenga el método paso a paso con cargas laterales incrementales

Figura 14.7

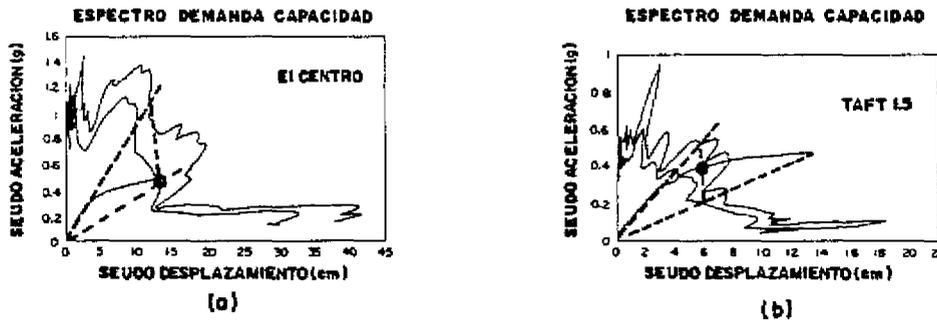


CURVA DE CAPACIDAD

De la curva de capacidad de la Figura 14.7 se encuentran la pendiente efectiva K_e y el desplazamiento de fluencia $\delta_y = 6.0$. Los valores de $\alpha = 0.845$

y $P_i = 1.322$ se calcularon en el mismo análisis. Con estos se transformó la curva de capacidad a valores espectrales.

FIGURA 14.8



ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA EL CENTRO Y TAFT

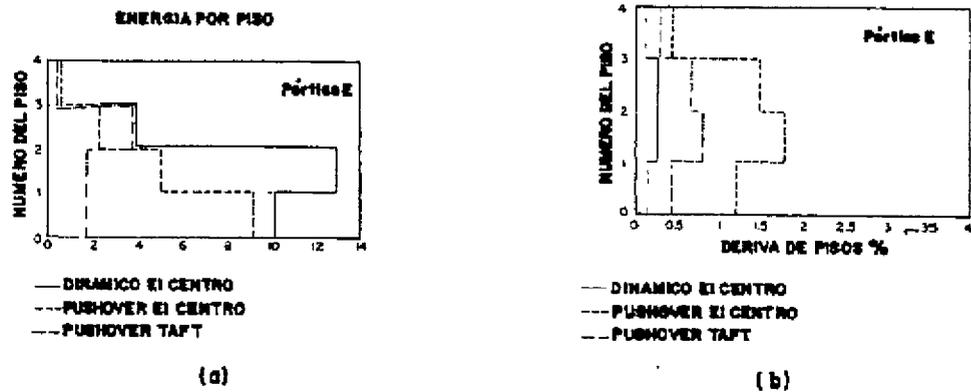
Usando el método del Espectro de Capacidad se realizaron los gráficos de la Figura 14.8. El primero corresponde a la demanda de El Centro, y el segundo a la demanda de Taft. La mayor demanda se obtuvo para el sismo de El Centro, que lleva a la estructura al borde de la falla, con un desplazamiento espectral estimado de 13.2 cm, y que transformado a desplazamiento del techo, con la Fórmula (14.11), resulta $\delta_t = 17.4$ cm. Para Taft se obtuvo $S_d = 5.3$ cm, que llevado a desplazamiento del techo de la estructura, resulta $\delta_t = 7.8$ cm. Con estos desplazamientos estimados se regresa a la curva de capacidad y se consiguen las demandas a nivel de elementos o de entrepiso y la demanda de ductilidad total.

Las demandas de ductilidad se obtienen con la Fórmula (14.7), resultando para El Centro $\mu = 17.4/6 = 2.9$, este valor compromete el comportamiento de la estructura. La demanda de ductilidad del sismo Taft es $\mu = 7.8/6 = 1.3$. Este valor es pequeño, lo que indica que los daños ocasionados por este sismo pueden ser moderados.

Los resultados para la energía absorbida por piso y las derivas correspondientes se presentan en la Figura 14.9. En la Figura 14.9a se observa que la energía absorbida es mucho mayor para el análisis dinámico. Al comparar los valores del Pushover, El Centro demanda mucho más energía que Taft. Las demandas de derivas con el Pushover son también mayores para El Centro que para Taft, y ambas son mayores que la demanda del método dinámico.

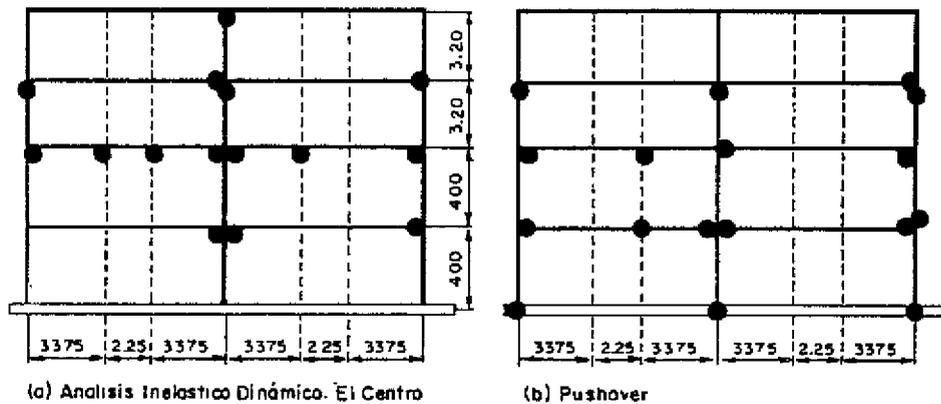
En la Figura 14.10b se representa la formación de rótulas plásticas por el método del Pushover, para el punto de comportamiento correspondiente a El Centro. De nuevo se nota el efecto de la carga vertical grande, y aunque la secuencia y la disposición de las rótulas no es igual al método dinámico, de todas maneras se nota la influencia de la misma.

Figura 14.9



ENERGÍA Y DERIVAS POR PISO

Figura 14.10



FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Observaciones: De la evaluación realizada para el edificio del Hospital por métodos elásticos e inelásticos se desprende que el primero no puede predecir la falla de la estructura cuando se presentan mecanismos de viga; por lo tanto, cuando se tenga una estructura con cargas muertas y luces apreciables, es conveniente evaluarla en el rango inelástico. Esto confirma la observación que hace Bertero en la referencia (14.4).

REFERENCIAS

- 14.1 Aktan, A. E (1990). "Seismic Vulnerability Evaluation of Existing Buildings". Earthquake Spectra, N° 9, p439.470.
- 14.2 Ayala, A., Tayebi, A. and Ye, X (1996). "Dynamic Response of Reinforced Concrete Frame Compared with Observed Earthquake Damage" Eleventh World National.
- 14.3 Bertero, V., Anderson, J., Krawinkler, H., Miranda, E. (1991) "Design Guidelines for Ductility and Drift Limits" Earthquake Engineering Research Center Berkeley. July
- 14.4 Bertero, V (1996) "State of the Art on: Design Criteria" Proceedings on the 11th World Conference on Earthquake Engineering Elsevier Science.
- 14.5 Freeman, S. (1995) "Recommended Methodology for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings". Applied Technology Council. Rough Draft June 14.
- 14.6 Freeman, S., Nicoletti, J. And Tyrell, J (1975) "Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington" Proceedings of the First U.S. National Conference. Berkeley, California
- 14.7. FEMA 273 (1996). "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings- Ballot Version". Federal Emergency Management Agency.
- 14.8 Grupo de Evaluación Sísmica (1988) "Evaluación Primaria Del Hospital Universitario de los Andes" Departamento de Estructuras Facultad de Ingeniería Universidad de los Andes. Mérida- Venezuela
- 14.9 Hirose, M. (1976) "Evaluation of Seismic safety of Existing Buildings" Building Research Institute, Ministry of Construction. Japan
- 14.10 Kunnath, S.; Reinhorn, A. & Lobo, R. (1992). "IDARC Version 3.0. A Program for the Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Structures" Technical Report NCEER-92-002, State University of New York at Buffalo.
- 14.11. Ministerio de Obras Públicas (1976). "Microzonificación Sísmica de la Meseta de Mérida". Tomo II. Caracas.
- 14.12. Okada, T. (1997) "Needs to Evaluate Real Seismic Performance of Buildings -Lessons from the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake-" The EERI-CURE Symposium in Honor of Vitelmo V Bertero". Berkeley, California
- 14.13. Rivera de U., I., Grisolia de C, D. y Sarmiento, R. (1985) "Metodología para la Evaluación Pre-sísmica de Edificaciones Existentes" Taller Normativa y Seguridad de Construcciones en Zonas Sísmicas. Caracas.
- 14.14. Rivera de Uzcátegui, I y Lobo Quintero, W (1988) "Evaluación de Edificaciones Casos" IX World National Conference, Japan.