

RESPUESTA SISMICA DE UN EDIFICIO DEL HOSPITAL MEXICO ANTES Y DESPUES DE SU REESTRUCTURACION

Ing. Carlos E. Herrera Giri
Ingeniero Consultor
HERIEL S.A.

Ing. Miguel F. Cruz A.
Profesor Asociado
Escuela Ingeniería Civil
Universidad de Costa Rica

RESUMEN

Se hace aquí un compendio de los principales aspectos de la respuesta sísmica del Edificio Noroeste del Hospital México, tanto en su estado original como después de su mejoramiento estructural.

Se presentan las características generales del edificio, del análisis de la fuerza sísmica y del proceso de diseño de la reestructuración.

Se exponen los aspectos principales de la respuesta sísmica del mejoramiento estructural y se compara con la respuesta sísmica de la estructura original.

A pesar de ser un edificio apoticado tiene un reducido comportamiento inelástico. En cuanto a desplazamientos, torsión, volcamiento y resistencia global de las estructuras, el edificio reestructurado tiene una respuesta mucho más favorable.

INTRODUCCION

La preparación de este trabajo se basó, esencialmente, en los estudios de vulnerabilidad sísmica y de diseño de mejoramiento estructural de los edificios del Hospital México.

Estos estudios parten del interés de la Caja Costarricense de Seguro Social en conocer cuál sería la respuesta sísmica de los centros hospitalarios más importantes y antiguos, según los requerimientos del Código Sísmico de Costa Rica, y proceder a reestructurarlos si esta respuesta es inadecuada.

Se pretende exponer aquí un resumen de las principales consideraciones de los estudios y análisis efectuados, para luego hacer una comparación general de la respuesta sísmica de los edificios antes y después de la reestructuración.

1- CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS

El complejo hospitalario de la Caja Costarricense de Seguro Social (CCSS) conocido como Hospital México y situado en la Uruca, San José, fue diseñado por profesionales del Instituto Mexicano del Seguro Social a finales de 1962 y terminó de construirse en 1969 por empresas nacionales bajo la inspección de profesionales de la CCSS.

Este sistema hospitalario consta de varios edificios donde se distribuyen los diferentes servicios. La atención de este trabajo se centrará en el Edificio Noroeste el cual, junto con los edificios Central, Sureste y de Quirófanos, forma parte del Edificio Principal (ver fig.1). En este edificio se desarrollan los principales servicios del Hospital, como son los de

Hospitalización, Cirugía, Laboratorio y Administración.

Edificio Noroeste

Al igual que los demás edificios del Hospital México, la estructura del Edificio Noroeste está compuesta por marcos rígidos de hormigón armado, con vigas y columnas de sección rectangular constante. Aquí se debe destacar que en el refuerzo de los elementos se especificó y se usó acero de grado duro de los tipos ASTM A-432-59 T 6 TOR-40 (CCSS, 1962), los cuales se caracterizan por su escasa ductilidad. Además de esto, se advirtió que el confinamiento del refuerzo transversal es mínimo.

Este edificio tiene 10 niveles tomando en cuenta la azotea y el sótano (ver figs. 3 y 4). El entrepiso de este último nivel se apoya en paredes de mampostería que descansan directamente sobre las vigas de amarre de la cimentación. Esta cimentación consiste en una losa continua que abarca todo el área del edificio.

La distribución de los marcos en planta es doblemente simétrica y se extiende en dos direcciones principales ortogonales (ver fig. 2). Con excepción del entrepiso del sótano que es de elementos prefabricados tipo vigueta pretensada, todos los entrepisos consisten en una losa de hormigón armada en una dirección.

Las divisiones internas son en su mayoría paredes de mampostería, y presentan el inconveniente de restringir en algunos casos la deformación de las columnas, lo cual conduce al conocido fenómeno de columna corta. Por otra parte, uno de los marcos externos contiene en toda su altura paneles de mampostería confinados por los propios elementos del marco, lo cual produce una concentración de rigidez en ese lado del edificio.

El Edificio Noroeste se comunica internamente con otras dos estructuras independientes por medio de juntas de construcción. Estas estructuras son el Edificio Central y la Escalera de Emergencias Noroeste, las que tienen una separación máxima de 15 cm con respecto al edificio estudiado y una altura similar a la del mismo. La Escalera de Emergencias es de especial interés en vista que, como se describe más adelante, contribuye en la readecuación estructural del Edificio Noroeste.

Escalera de Emergencias Noroeste

Esta estructura también es de hormigón armado y consiste esencialmente en tres muros paralelos a los que se unen las losas de descanso y escalones (ver figs. 2 y 3).

La fundación de esta escalera consiste también en una sola losa con vigas de amarre paralelas y perpendiculares a los muros.

La estructura está separada del Edificio Noroeste por una junta de construcción de 7,5 cm de espesor.

ORIGINAL EN MAL ESTADO

2- ASPECTOS GENERALES DEL ANALISIS Y LA RESPUESTA SISMICA

Originalmente, el objetivo del estudio de vulnerabilidad sísmica del Hospital Mexicano era el de conocer si las estructuras componentes del mismo, en su estado actual, cumplen con los requerimientos del vigente Código Sísmico de Costa Rica (C.S.C.R.) (Herrera y Quirós, 1986). Esta idea se mantuvo como línea principal a lo largo del trabajo, pero en algunos aspectos no fundamentales se consultaron otras referencias de reconocida aplicación, en especial publicaciones del American Concrete Institute (A.C.I.).

Sismo de Diseño

Para la determinación del modelo de la fuerza sísmica que se utilizó en el análisis de las estructuras, se siguieron esencialmente las recomendaciones del C.S.C.R.. Los factores que más influyeron en este caso particular fueron el cálculo de la aceleración máxima probable y la designación de un tipo estructural apropiado.

En la estimación de aceleraciones máximas se debió considerar la gran importancia que tiene un hospital de las características del México, sobre todo por el servicio que debería brindar en caso de un desastre sísmico. En vista de esto se decidió someter las estructuras a dos niveles de probabilidad de excedencia de la aceleración del suelo: uno intermedio para el cual no se aceptarían daños estructurales y otro más reducido para el que se acepten fallas estructurales reparables pero no el colapso del edificio. Además se debe esperar que la vida útil sea consecuente con el servicio estratégico que brinda esta unidad dentro del sistema hospitalario nacional.

Con respecto a la identificación de un tipo estructural adecuado a las características del edificio analizado, se advirtió que aunque es evidente que los elementos resistentes son principalmente marcos de concreto reforzado, no es posible asegurar que se alcancen los niveles de ductilidad requeridos por las estructuras tipo 1 y 2 del C.S.C.R. (C.F.I.A., 1987). Esto se debió a la poca capacidad de los elementos para deformarse inelásticamente, dados el deficiente confinamiento y la falta de ductilidad del refuerzo como se apuntó anteriormente. Esta circunstancia motivó que se esperara un comportamiento estructural mayoritariamente dentro del rango elástico, lo cual dio lugar a la utilización de espectros de respuesta de estructuras que sigan dicho comportamiento.

Modelaje de las Estructuras

La respuesta sísmica de los edificios estudiados se obtuvo mediante un análisis estructural que siguió los principios del llamado método dinámico (C.F.I.A., 1987). Como es sabido, este tipo de análisis requiere un modelaje de la estructura muy completo donde las distribuciones de masas y rigideces, tanto en planta como en altura, deben ser precisas si se quiere también precisión en los resultados.

En general, para el cálculo de masas y de las características estructurales de los diferentes elementos resistentes, se siguieron los señalamientos del C.S.C.R. (C.F.I.A., 1987), el A.C.I. (A.C.I., 1983) y los principios de la mecánica estructural. En algunos casos se consideraron estudios donde se

demuestra que algunas apreciaciones teóricas establecidas pueden ser refutadas. Ejemplo de esto fue la estimación del momento de inercia de las vigas, para el que se usaron valores recomendados menos rigurosos que los del C.S.C.R. (Clough, 1977).

Para facilitar los cálculos de la respuesta sísmica, los modelos se estudiaron mediante el conocido programa de análisis estructural tridimensional ETABS, el cual es ideal para edificios aporticados como los aquí investigados (Wilson et al, 1975). Este mismo programa sirvió para hacer una revisión de las estructuras para cargas gravitacionales.

Al igual que para la estimación de las características estructurales, se siguieron los requerimientos de A.C.I. y C.S.C.R. para la obtención de las capacidades resistentes de los diferentes elementos resistentes tanto en flexocompresión como en cortante (A.C.I., 1983 y C.F.I.A., 1987).

Estudio de Mejoramiento Estructural

Aunque en el diseño de un mejoramiento o readecuación estructural debe seguirse un proceso de solución similar al del diseño de una estructura nueva, el primero está sujeto a un mayor número de limitantes que hacen más laborioso el llegar a determinar una opción idealmente factible.

El mejoramiento estructural tiene como limitante principal a la propia estructura existente, ya que el diseño debe adecuarse completamente a ella eliminando sus defectos de comportamiento sin perjudicarla en mayor grado . Aquí juegan un papel muy importante otras limitantes conexas a la anterior como son los posibles materiales y métodos constructivos que se puedan utilizar, la seguridad estructural que debe tener todo edificio y por supuesto el aspecto económico que es fundamental en todo estudio de factibilidad.

Se debe indicar también que el proceso de solución necesita ser iterativo para poder encontrar soluciones efectivamente comprometidas con los requerimientos ya anotados.

Respuesta Sísmica de la Solución Escogida

Después de analizar globalmente la respuesta sísmica de varias opciones de mejoramiento estructural del Edificio Noroeste, se obtuvo una opción que en general satisfizo las limitantes planteadas.

A grandes rasgos la solución consiste en acoplar a la estructura existente del edificio unos marcos de hormigón armado con mayor rigidez y la estructura de Escalera de Emergencias (ver Figs. 2,3 y 4), así como desligar las paredes de los elementos resistentes y reforzar algunos de estos.

En general la respuesta sísmica de la reestructuración es favorable. El edificio presenta cierta torsión cuando es excitado por un sismo en la dirección que sigue su longitud más corta (dirección Y), lo cual se podía prever por la excentricidad que provoca la escalera de emergencias que, sin aportar rigidez en ese sentido, concentra una masa considerable. Sin embargo este efecto es manejable y no sobrepasa los requerimientos del C.S.C.R. a este respecto (C.F.I.A., 1987).

En cuanto a los desplazamientos que los sismos máximos esperados provocarían al Edificio Noroeste reestructurado, se puede decir que también se cumple con el C.S.C.R. en lo que se refiere al límite superior de los desplazamientos horizontales relativos (C.F.I.A., 1987) (Ver tabla 1).

El comportamiento de la cimentación sería satisfactorio ya que no se esperan presiones en el suelo más allá de las permitidas por el C.S.C.R. (C.F.I.A., 1987), ni posibles volcamientos tanto del edificio mismo como de la escalera de emergencias (ver tabla 2). Solo se necesitan hacer mejoras en la capacidad en cortante de algunas vigas de amarre con escaso refuerzo transversal.

Las paredes no intervendrían en la respuesta de la estructura ya que se desligarían de los elementos resistentes con que interactúan. Se les ha de hacer un sistema de apoyo especial en vista que no son capaces de soportar el volcamiento que les provocaría su propio peso si se dejan en voladizo.

Si bien es cierto que para los elementos de la estructura original no se espera un comportamiento inelástico importante, si se le puede dar ductilidad a los marcos de refuerzo que estarían absorbiendo un alto porcentaje de la fuerza sísmica. Esto se puede lograr con el uso de aceros de refuerzo con buen comportamiento plástico y con un adecuado confinamiento de los núcleos de vigas y columnas (C.F.I.A., 1987 y A.C.I., 1983). Por su parte los elementos resistentes originales tienen suficiente capacidad en flexión, sin embargo algunos fueron provistos con un refuerzo para cortante deficiente, por lo que existe la necesidad de corregir este defecto para evitar fallas frágiles en los mismos. También se le dio especial atención a los detalles de unión entre la estructura del edificio y de las acopladas, ya que esos puntos son claves para una adecuada transmisión de fuerzas entre ellas y para una respuesta satisfactoria de todo el conjunto.

Se puede asegurar finalmente que, a la luz del análisis efectuado y de las consideraciones y previsiones que se asumieron en el proceso de diseño, el Edificio Noroeste con su debido mejoramiento estructural sería capaz de resistir los niveles de sismo extremos planteados, es decir, sin daño estructural (aceleración del suelo de 0,18 g con comportamiento elástico) y con daño estructural sin colapso (aceleración del suelo de 0,30 g con cierta incurción dentro del rango inelástico).

3- COMPARACION DE RESPUESTAS SISMICAS ENTRE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y LA ESTRUCTURA MEJORADA

Compararemos a continuación la respuesta sísmica que presenta el Edificio Noroeste reestructurado con la de la estructura original. Los resultados de esta última se tomarán del análisis de vulnerabilidad sísmica a que se vio sometida (Herrera y Quirós, 1986 y Cruz y Acuña, 1987)

Torsión en Planta

Aunque con la reestructuración del edificio se presentaría torsión, tal y como se explica arriba, también la estructura original obtendría una distribución del esfuerzo en planta muy desigual para sismo en el mismo sentido (dirección Y). Esto estaría provocado por el desbalance de rigidez de muros de mampostería en un extremo del edificio (Eje 19 ver fig. 2). Se observó que el efecto que produciría la reestructuración es menos perjudicial, dado

que las diferencias de cargas de un marco a otro son menos radicales que las obtenidas en el caso del estado original de la estructura (ver tabla 3).

Desplazamiento y Riesgo de Choque

Una de las principales virtudes que tiene el mejoramiento estructural propuesto para el Edificio Noroeste, es la de reducir drásticamente los desplazamientos del sistema sin utilizar elementos resistentes de una gran rigidez y volumen de construcción (tipo muro) (ver tabla 1). Al verse disminuidos los desplazamientos, también la probabilidad de que la estructura choque con otras adyacentes baja considerablemente.

El sismo en la dirección de la longitud larga del edificio (dirección X) , es el que provocaría un posible contacto con el Edificio Central o la Escalera de Emergencias.

El riesgo de choque con esta última estructura era originalmente muy alto por la corta distancia que la separa del Edificio Noroeste, pero esta posibilidad se obvia al conectar ambos sistemas en cada nivel. Se puede observar que en esta dirección los desplazamientos se reducirían casi al 50 % con la reestructuración (ver tabla 1), y como algo similar sucedería con el Edificio Central, el riesgo de un contacto violento sería mínimo, mientras que sin cambiar las estructuras hay una probabilidad considerable de que esto suceda.

Por otra parte, aunque el Edificio Noroeste en su estado original tendría desplazamientos relativos que cumplen los requerimientos del C.S.C.R. (C.F.I.A., 1987), para la estructura mejorada estos también se reducirían casi a la mitad, lo cual no deja de ser satisfactorio (ver tabla 1).

Volcamiento

Este aspecto de la respuesta sísmica, se refiere principalmente al comportamiento que presentaría la Escalera de Emergencias. En el estudio de la estructura original se comprobó que sufriría volcamiento para sismos incluso menores que el de no daño en la dirección paralela a los muros (Cruz y Acuña, 1987). Con la unión de este elemento a la estructura del Edificio Noroeste se consigue gran estabilidad, logrando incluso que la misma cimentación de las escaleras pudiera soportar, sin volcamiento ni presiones en el suelo excesivas y sin unirla a la cimentación del edificio, aceleraciones incluso mayores a la de no daño estructural. Para fuerzas sísmicas cercanas a la de no colapso, se podría esperar un leve giro de la base o alguna falla menor en la cimentación de la escalera (ver tabla 2).

Comportamiento de Paredes

En la respuesta sísmica del Edificio Noroeste sin reestructurar, se encontró que las divisiones de mampostería que se confinan entre los elementos resistentes, además de producir las indeseables columnas cortas, llegarían a la falla por cortante para sismos de aceleración muy baja (0,10 g-0,15g) (Herrera y Quirós, 1986).

Para el mejoramiento estructural, se decidió reforzar únicamente las paredes que están debajo del nivel de sótano y desligar las demás divisiones. Con

ORIGINAL EN MAL ESTADO

to se logra obtener una respuesta sísmica favorable que cubriría un rango de aceleraciones del suelo mucho más amplia.

Comportamiento de Elementos Resistentes

En los elementos estructurales existentes los únicos que no se beneficiarían en el mejoramiento propuesto para el Edificio Noroeste. Sin embargo, el análisis de vulnerabilidad sísmica de la estructura original advierte que algunos de estos elementos no lograrían soportar los niveles de sismicidad establecidos (Herrera y Quirós, 1986 y Cruz y Acuña, 1987). La no mejoría de la respuesta de los marcos se debe a que lo ganado en una distribución de fuerzas más equilibrada y en el desvío de carga hacia elementos más rígidos, se pierde en un aumento de la rigidez y la masa del conjunto estructural, lo cual redundaría en el aumento de la carga sísmica total.

Este efecto es no obstante, indiferente para los elementos de los marcos en el sentido largo del edificio (dirección X), dado que la generalidad de ellos no llegarían a la cedencia o a la falla frágil antes de lo esperado ya sea con o sin la reestructuración.

Para los marcos en el sentido corto (dirección Y), hay una obvia mejoría al eliminarse el fenómeno de las columnas cortas que produciría cortantes excesivos y disminuiría considerablemente los niveles de resistencia del Edificio Noroeste. Aún así, en la reestructuración se debe hacer un refuerzo de vigas y columnas que verían sobrepasada su capacidad para la condición de colapso de la estructura. En general, estos elementos fallarían o estarían cerca de hacerlo para la misma situación pero en el estado original del edificio (Ver tablas 4 y 5).

En el caso de los muros de la Escalera de Emergencias, el efecto del reacondicionamiento estructural produce que más bien se aproveche mejor su capacidad. De esta forma, mientras que en la respuesta de la escalera aislada los niveles de cortante alcanzarían apenas una cuarta parte de la resistencia del muro (Cruz y Acuña, 1987), con la reestructuración se llegaría incluso a superarla.

En ambas respuestas se prevé que estos muros llegarían a la cedencia al menos en planta baja (ver tabla 6).

Niveles de Resistencia

El análisis a que se sometió previamente la Estructura del Edificio Noroeste en su estado original, se desprende que por los problemas de columnas cortas y falla generalizada de paredes se llegaría al colapso para sismos moderados. De no ser así, se empezaría a producir el daño estructural con fallas por cortante en vigas y columnas para aceleraciones del suelo de 0,10 g, las que se generalizarían, dándose incluso el colapso, para aceleraciones mayores que 0,25 g (Herrera y Quirós, 1986).

Por su parte el estudio que se efectuó para la Escalera de Emergencias reveló que los muros se comportarían elásticamente incluso para aceleraciones del suelo de 0,3 g. Sin embargo, la estructura perdería estabilidad y se colapsaría para aceleraciones superiores a 0,19 g (Cruz y Acuña, 1987).

En el caso de la reestructuración propuesta para el Edificio Noroeste en conjunto con la Escalera de Emergencias, se diseñó de tal forma que cumpliría con el objetivo de no sufrir daño estructural bajo comportamiento elástico para un sismo de 0,18 g y de resistir una aceleración del suelo de 0,30 g sin llegar al colapso pero con incursiones en el rango inelástico. Esto se logra al reforzar adecuadamente aquellos elementos que fallarían por cortante para un sismo de 0,30 g y de confinar debidamente los que sufrirían cedencias por flexocompresión para niveles de aceleración del suelo de 0,18g con respuesta elástica. Como se había detallado anteriormente, este refuerzo debió especificarse tanto para algunas vigas y columnas del Edificio Noroeste como para secciones en los muros de la Escalera de Emergencias.

CONCLUSIONES

En general se pudo observar que los elementos resistentes del Edificio Noroeste y la Escalera de Emergencias se comportarían elásticamente en flexión para aceleraciones del suelo hasta de 0,30 g. Por la escasez de refuerzo transversal en columnas y vigas, algunas de estas fallarían frágilmente por cortante para niveles de sismo inferiores al de no colapso de la estructura.

Aunque con el reacondicionamiento propuesto este efecto no se logra disminuir, sí se evitarían los riesgos de fallas generalizadas de columnas cortas y paredes y de un choque violento entre el Edificio Noroeste y el Edificio Central o la misma Escalera de Emergencias. Estos riesgos sí se tienen en las estructuras originales.

Otros efectos que se disminuirían o evitarían con esta reestructuración, son los de torsión excesiva en el Edificio Noroeste y el volcamiento de la Escalera de Emergencias.

RECONOCIMIENTO

Los autores agradecen el aporte hecho por los ingenieros Roy Acuña Prado y Víctor Quirós Rojas en las diferentes fases de los estudios y análisis desarrollados en este trabajo.

REFERENCIAS

1. American Concrete Institute, Committee 318 (ACI, 1984). " Building Code Requirements For Reinforced Concrete (ACI 318-83)", Detroit, Michigan, 111 pp.
2. Caja Costarricense de Seguro Social (C.C.S.S., 1962). " Construcción de la Estructura del Edificio para el Nuevo Hospital Central (Hospital México)" , Especificaciones Técnicas, Licitación Nº 425, San José, 41 pp.
3. Clough, R.W. (1977). " Predicting the Earthquake Response of Reinforced Concrete Structures", en Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, Publicación SP-53 American Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp 59-79.
4. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (C.F.I.A., 1987). " Código Sísmico de Costa Rica ", San José, 104 pp.

5. CRUZ, M. y Acuña, R. (1987). " Estudio de Vulnerabilidad Sísmica del Hospital México, II Parte ", Informe INII 35-87, Instituto de Investigaciones en Ingeniería, Universidad de Costa Rica, San José, 30 pp.
6. Herrera, C.E. y Ouirós, V.M. (1986). " Estudio de Vulnerabilidad Sísmica del Hospital México ", Facultad de Ingeniería, Universidad de Costa Rica, San José, 217 pp.
7. Wilson, E.L.; Hollings, J.P. y Dovey, H. H. (1975). " Three Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version) ", Reporte UCB/EERC 75-13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 53 pp.

TABLA - 1

DESPLAZAMIENTO DEL CENTRO DE MASA DEL EDIFICIO NOR-OESTE PARA SISMO DE 0,30g EN DIRECCION X (cm)

| Nivel | Altura del nivel H | ESTRUCTURA ORIGINAL * | | | ESTRUCTURA MEJORADA | | |
|-------------|--------------------|-----------------------|-----------------------------------|------------|---------------------|-----------------------------------|------------|
| | | Desplazamiento | Desplazamiento relativo, Δ | Δ/H | Desplazamiento | Desplazamiento relativo, Δ | Δ/H |
| 8 | 360 | 17,0 | 1,2 | ,0033 | 3,3 | 0,5 | ,0014 |
| 7 | 360 | 15,8 | 1,6 | ,0044 | 3,8 | 0,9 | ,0025 |
| 6 | 360 | 14,2 | 2,0 | ,0055 | 7,9 | 0,9 | ,0027 |
| 5 | 360 | 12,2 | 2,0 | ,0055 | 7,0 | 1,1 | ,0031 |
| 4 | 360 | 10,2 | 2,0 | ,0055 | 5,9 | 1,1 | ,0032 |
| 3 | 360 | 8,2 | 1,8 | ,0050 | 4,8 | 1,2 | ,0033 |
| 2 | 360 | 6,4 | 2,0 | ,0055 | 3,6 | 1,2 | ,0033 |
| 1 | 460 | 4,4 | 2,8 | ,0063 | 2,4 | 1,6 | ,0034 |
| Puerta Baja | 360 | 1,5 | 1,4 | ,0039 | 0,8 | 0,7 | ,0020 |
| Sótano | 300 | 0,1 | 0,1 | ,0003 | 0,07 | 0,07 | ,0002 |

TABLA - 2

RESULTANTES EN LA BASE DE ESCALERA DE EMERGENCIAS PARA DIFERENTES CONDICIONES CRITICAS

| CASO ESTRUCTURA | ACELERACION DEL SUELO | CARGA AXIAL (ton) | MOMENTO EN LA BASE (t-m) | OBSERVACIONES |
|-----------------|-----------------------|-------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| Original * | 0,16 g | 347 | 752 | Estabilidad, presiones aceptables |
| Original * | 0,19 g | 347 | 917 | Estabilidad precaria |
| Original * | 0,30 g | 347 | 1434 | Volcamiento |
| Mejorada | 0,18 g | 665 | 1279 | Estabilidad, presiones aceptables |
| Mejorada | 0,30 g | 665 | 1585 | Estabilidad, presiones altas |

* DATOS TOMADOS DE LAS REFERENCIAS 5 Y 6

**ORIGINAL EN
MAL ESTADO**

ABLA - 3

**CORTANTE EN COLUMNAS DE PLANTA BAJA DE MARCOS EXTREMOS
DEL EDIFICIO NOR-OESTE PARA SISMO DE 0,30g EN DIRECCION Y (ton)**

| CASO ESTRUCTURA | EJE 14 | EJE 19 | DIFERENCIA DE CORTANTES | DIFERENCIA RELATIVA (%) |
|-----------------|--------|--------|-------------------------|-------------------------|
| Original * | 38,2 | 72,6 | 34,4 | 47,4 |
| Mejorada | 74,5 | 110,0 | 35,5 | 32,3 |

TABLA - 4

**CORTANTE EN COLUMNA B-14 DE NIVEL 5 DEL EDIFICIO NOR-OESTE
PARA SISMO DE 0,30g EN DIRECCION Y (ton)**

| ESTRUCTURA ORIGINAL * | | ESTRUCTURA MEJORADA | CAPACIDAD |
|-----------------------|---------------|---------------------|-----------|
| COLUMNA CORTA | COLUMNA LARGA | | |
| 25,5 | 8,7 | 21,1 | 21,8 |

TABLA - 5

**CORTANTE EN VIGA EJE 19 ENTRE B Y C DE NIVEL 3 DEL EDIFICIO
NOR-OESTE PARA SISMO DE 0,30g EN DIRECCION Y (ton)**

| ESTRUCTURA ORIGINAL * | | ESTRUCTURA MEJORADA | |
|-----------------------|-----------|---------------------|-----------|
| SOLICITACION | CAPACIDAD | SOLICITACION | CAPACIDAD |
| 26,2 | 21,1 | 30,0 | 31,0 |

TABLA - 6

**CARGA SOBRE EL MURO CENTRAL EN PLANTA BAJA DE LA ESCALERA
DE EMERGENCIAS PARA SISMO DE 0,30g EN DIRECCION X**

| TIPOS DE CARGA | ESTRUCTURA ORIGINAL * | | ESTRUCTURA MEJORADA | |
|-------------------|-----------------------|-----------|---------------------|-----------|
| | SOLICITACION | CAPACIDAD | SOLICITACION | CAPACIDAD |
| Carga axial (ton) | 128 | — | 81 | — |
| Momento (t-m) | 478 | 440 | 486 | 430 |
| Corte (ton) | 25 | 75 | 61 | 75 |

* DATOS TOMADOS DE LAS REFERENCIAS 5 Y 6

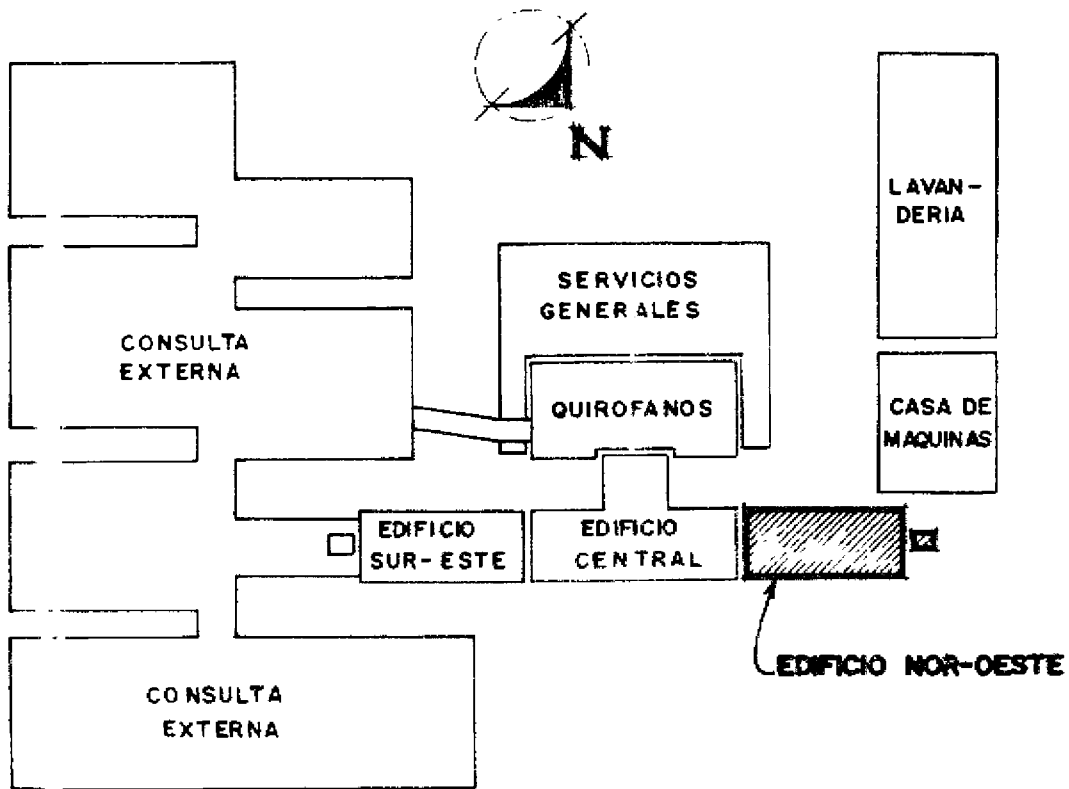


Fig. 1 : DISTRIBUCION DE EDIFICIOS PRINCIPALES HOSPITAL MEXICO

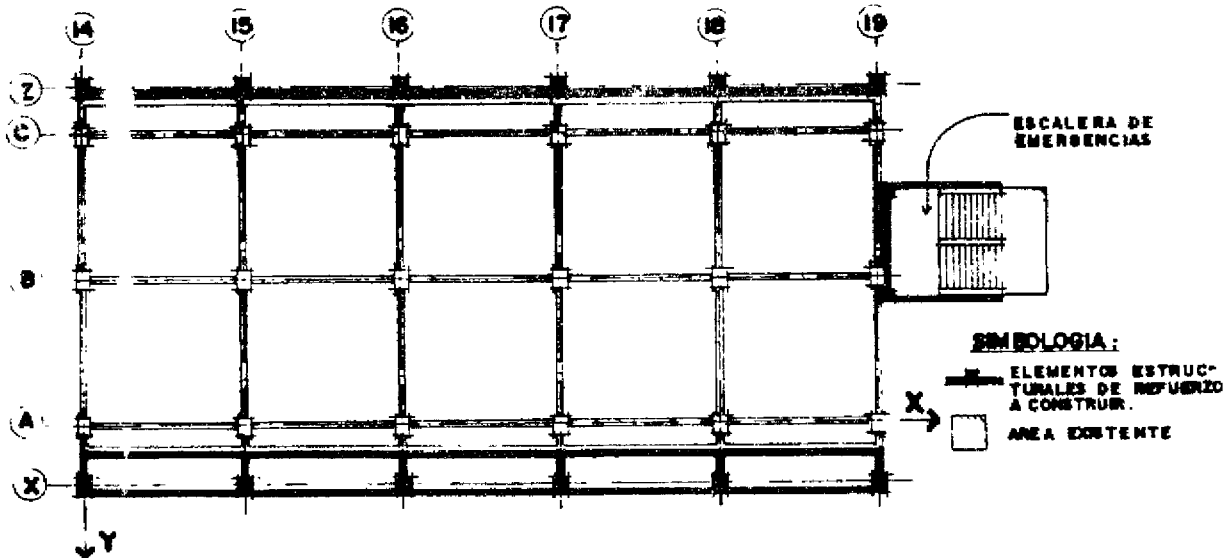


Fig. 2 : PLANTA ESTRUCTURAL TIPICA EDIFICIO NOR-OESTE Y ESCALERA DE EMERGENCIAS

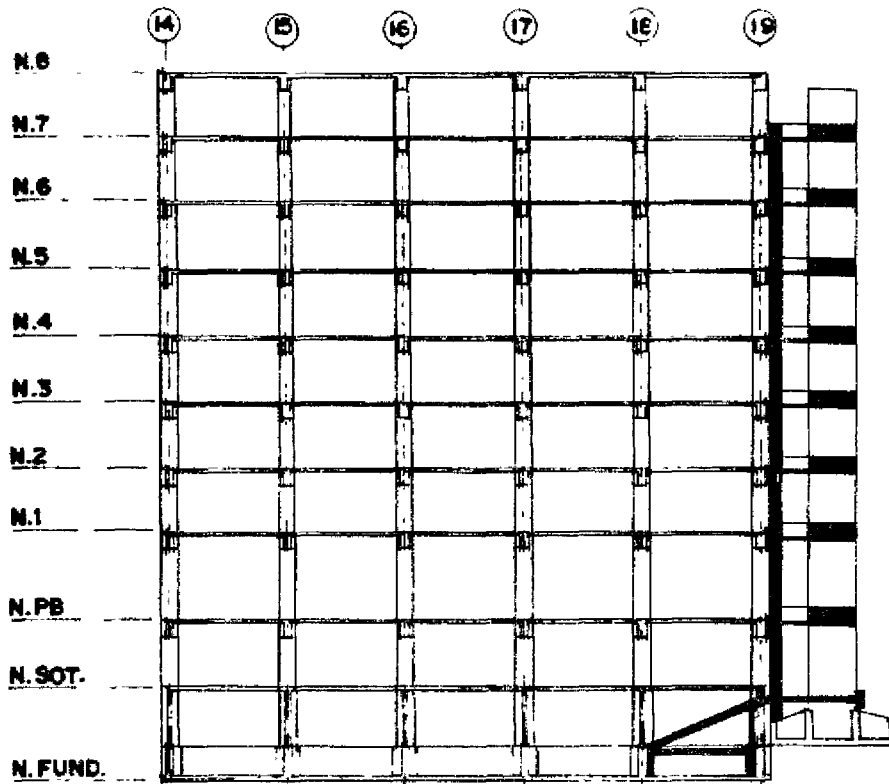
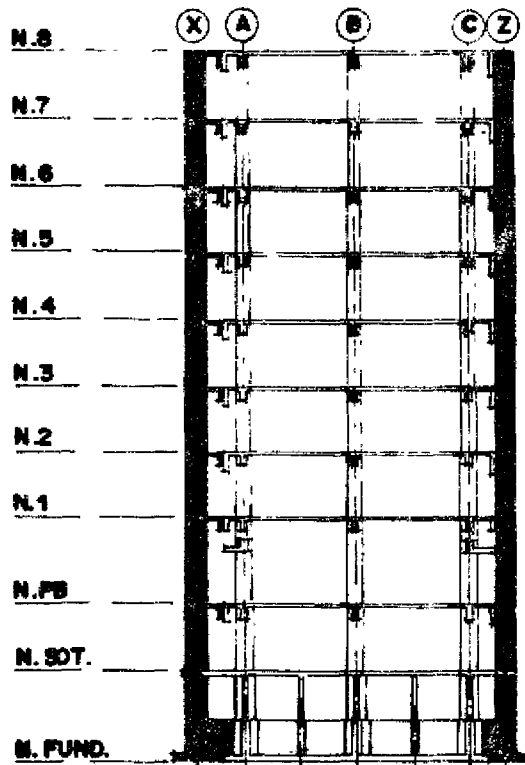


Fig. 3: SECCION LONGITUDINAL





SIMBOLOGIA :
 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE REFUERZO A CONSTRUIR
 ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES

Fig. 4: SECCION TRANSVERSAL

**"LA ESTRUCTURA DEL TELESCOPIO OPTICO DE DIEZ METROS DE
DIAMETRO EN EL OBSERVATORIO KECK, MAUNA KEA, HAWAII."**

Ing. León Mayer, M.Eng.

Ingeniero Consultor
ISR Ingenieros Estructurales y Consultores
San José, Costa Rica.

RESUMEN

La Universidad de California, y el Instituto Tecnológico de California, han decidido construir y poner en servicio para los años noventa, el más grande y potente telescopio óptico-infrarrojo en operación. Su diseño, presenta conceptos innovadores en materia de óptica, mecanismos de control y estructura soportante.

El Observatorio donde estará instalado el telescopio, constará: del telescopio en sí, de un domo protector y de un edificio anexo. En este trabajo, se presentan las características más relevantes de la estructura de acero del telescopio. Se estudia su topología, sus propiedades dinámicas, así como los requisitos de rigidez y versatilidad, necesarios para lograr un comportamiento eficiente. Se resumen los criterios de diseño, y los estados límites con que debe cumplir la estructura. Se hace referencia al análisis tridimensional estático y dinámico, así como al modelaje.

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes y motivación

La Astronomía, ha experimentado en las últimas décadas, un vertiginoso desarrollo. Investigaciones teóricas, combinadas con observaciones en un amplio espectro de las radiaciones electromagnéticas, han hecho posible que el hombre comprenda mejor las características, la dinámica y la naturaleza misma del Universo. Sin embargo, después de cada descubrimiento, surgen nuevas inquietudes: De qué está formado el Universo?, Porqué y cómo nacen y evolucionan galaxias, planetas y estrellas?.

En su búsqueda por aclarar los fenómenos cosmológicos, la Astronomía necesita de instrumentos cada vez más potentes y sensibles. Es así como a finales de los setentas, surge en un grupo de físicos y astrónomos de la Universidad de California, la idea de proyectar un telescopio óptico con un espejo de 10.0 metros de diámetro. Este, será capaz de procesar información en longitudes de onda correspondientes a la luz visible, y al campo del infrarrojo. Además, podrá observar más distante en el espacio, y por lo tanto más lejos en el tiempo, que cualquier otro instrumento de su clase.

1.2 Obietivo de la estructura

La estructura de este telescopio reflector, tiene como fin, servir de soporte al espejo principal, a una serie de espejos más pequeños, a un conjunto de sofisticados instrumentos de medición y observación, y a una plataforma de trabajo. Debe mantener un alto grado de alineamiento óptico. Tiene que apuntar con gran precisión al estar sometido a cargas gravitacionales, de viento, y térmicas.

Su forma, debe permitir la realización de variadas técnicas de observación. Debe facilitar también, el acceso a los sistemas ópticos y de instrumentos, para una efectiva labor de mantenimiento.

2. DISKHO CONCEPTUAL

La concepción del espejo principal y de sus apoyos, constituye el eje central del diseño del telescopio. La estructuración estará por lo tanto, íntimamente ligada a esta concepción, y a los requisitos generales de funcionamiento. La geometría y el dimensionamiento de los miembros son el producto de un proceso, en el que se estudian: la eficiencia estructural, la economía, y la factibilidad de construcción.

2.1 Espejo Principal

Se analizaron tres alternativas para el espejo principal; a-) un monolito, similar al del Observatorio Hale del Monte Palomar. b-) Un sistema de espejos múltiples montados en telescopios separados, semejante al MMT en Arizona. c-) Un espejo, conformado por segmentos discretos, que producen una superficie de reflexión cuasi-continua.

El monolito, presenta desventajas por su peso (y consecuentemente su inercia), las deformaciones que sufre como placa continua, su difícil transporte y manejo, y su costo. A su vez, el sistema de espejos múltiples, ha demostrado ser en la práctica difícil de operar.

Ante estos hechos, se optó por utilizar un espejo segmentado (Fig. #1). Está formado por 36 hexágonos, que al ser vistos desde las estrellas aparecen como regulares, y cuya superficie cóncava, forma un hiperboloide de revolución. Cada hexágono de vidrio tiene un espesor de 7.5 mm, y un peso de 400 kg (Ref.4). Los hexágonos, contribuyen tan sólo con 14400 kg al peso total de la estructura. Esto representa una gran ventaja para la maniobrabilidad y el comportamiento óptico del telescopio, como se verá adelante. El arreglo de los espejos es tal, que existen seis diferentes tipos de segmento. Cada uno, cuenta con una superficie no-axisimétrica particular, pero en conjunto, forman el hiperboloide deseado.

El pulido de superficies no-axisimétricas, es una tarea sumamente difícil y costosa. Para evitarla, se desarrolló la técnica SMP (Stressed Mirror Polishing). Consiste en; a-) esforzar los segmentos hexagonales mediante la aplicación de fuerzas y momentos en su periferia. b-) Pulir esféricamente las piezas. c-) Eliminar las fuerzas y momentos, para que los segmentos adquieran elásticamente las formas deseadas. El desarrollo analítico de esta técnica, resultó fundamental para la viabilidad del proyecto, y estuvo a cargo de Lubliner (Ref.4). Es una interesante aplicación de la mecánica del continuo.

2.2 Soportes activos y pasivos

La "discretización" del espejo, hace imprescindible la utilización de un mecanismo activo computarizado de autocontrol. Este mecanismo, tiene como objetivo, limitar los desplazamientos de los segmentos, y mantener intacta la geometría del espejo principal. De esta manera, se evita la degradación del comportamiento óptico del telescopio. El mecanismo activo, le imprime al espejo una especie de "rigidez electrónica".

Para simplificar el sistema activo, se requiere minimizar las deformaciones relativas entre los diferentes puntos de cada segmento. El segmento actuaría como "cuerpo rígido", y contaría solamente con seis grados de libertad: tres de traslación y tres de rotación (Fig.#4).

El apoyo axial de cada espejo, se realiza mediante un ingenioso método. Consiste de 3 árboles de soporte, y 36 puntos de contacto, estratégicamente localizados en el vidrio de cada segmento (Figs.#3 y #5). Este esquema minimiza las deformaciones relativas .

De los seis grados de libertad que deben controlarse, tres se hacen pasivamente y tres activamente. La rotación, y los dos desplazamientos en el plano de los segmentos, se controlan por intermedio de la estructura soportante pasiva, y a través de un elemento de soporte radial. Los restantes, utilizando el mecanismo de control. Este mecanismo, corrige la posición de los segmentos varias veces por segundo. Las correcciones, se hacen por intermedio de tres módulos accionantes (o gatos mecánicos) por espejo, conectados cada uno a su respectivo árbol de soporte (Fig.#3). El rango de movimiento de estos módulos es de aproximadamente 3 mm (Ref.4).

2.3 Esquemas Focales

Con el propósito de efectuar, diferentes tipos de observaciones astronómicas, el diseño del telescopio contempla una serie de esquemas focales : foco principal, foco Nasmyth, foco infrarrojo, foco Cassegrain, foco Cassegrain en doblez y foco Coudé (Fig. #2).

La forma estructural, está condicionada por estos esquemas. En cada caso, es necesario lograr el libre paso de los rayos, así como la instalación de equipos e instrumentos.