



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ÁREA ESTRUCTURAS

DISEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES BASADO EN CRITERIOS DE DESEMPEÑO

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

JESÚS LEVI ZETINA CASTAÑEDA

TUTOR PRINCIPAL:

DR. DARÍO RIVERA VARGAS

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN, UNAM

SANTA CRUZ ACATLÁN, ESTADO DE MÉXICO, JUNIO 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ayala Milian Amado Gustavo

Secretario: M. I. García Domínguez Octavio

Vocal: Dr. Rivera Vargas Darío

1^{er.} Suplente: Dr. Hernández Barrios Hugo

2^{do.} Suplente: M. I. Flores Corona Leonardo Emmanuel

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN, UNAM

TUTOR DE TESIS:

NOMBRE

FIRMA

(Segunda hoja)

ÍNDICE

RESUMEN	6
ABSTRACT	6
I. INTRODUCCIÓN	7
1.1 ANTECEDENTES	7
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	8
1.3 OBJETIVO Y ALCANCE	8
1.4 CONTENIDO	9
II. TIPOLOGÍA DE DAÑOS EN HOSPITALES	10
2.1 SISMO DE LA CIUDAD DE MÉXICO EN 1985	10
2.1.1 CENTRO MÉDICO NACIONAL	10
2.1.2 HOSPITAL GENERAL DE MÉXICO	17
2.1.3 EL HOSPITAL JUÁREZ	18
2.2 SISMO DE TECOMÁN, MÉXICO, EN 2003	20
2.3 RESUMEN DE DAÑOS EN HOSPITALES DE MÉXICO	26
2.4 DAÑOS EN HOSPITALES EN DIFERENTES PAÍSES	28
2.5 RESUMEN DE DAÑOS EN HOSPITALES DE OTROS PAÍSES	40
III. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS HOSPITALES	43
3.1 GENERALIDADES	43
3.2 ASPECTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES DE LOS HOSPITALES	45
3.3 FUNCIONALIDAD DE LOS HOSPITALES	47
3.4 ¿QUÉ SE DEBE CUIDAR EN UN HOSPITAL?	48
3.5 LA RENTABILIDAD DE UN HOSPITAL SEGURO	49
IV. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA HOSPITALES	51
4.1 DISEÑO POR DESEMPEÑO	51
4.2 DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO	54
4.3 RECOMENDACIONES DE CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA Y ESTRUCTURAL PARA HOSPITALES SEGÚN OPS	56
4.4 DEFINICIÓN DE OBJETIVOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO PARA HOSPITALES	60
4.5 DEFINICIÓN DE ÍNDICES DE DESEMPEÑO	62
4.6 CONTENIDO Y ESTADO DE CONFORT	69
V. PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES	71
5.1 PROCEDIMIENTO RIGUROSO	71
5.2 PROPUESTA DEL MÉTODO SIMPLIFICADO	72
CRITERIO DE LA ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD	72
CRITERIO DEL COMITÉ VISIÓN 2000	73
5.3 APLICACIÓN	76
5.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA DE DISEÑO	76

5.3.3	PROCEDIMIENTO MÉTODO RIGUROSO	79
5.3.4	PROCEDIMIENTO MÉTODO SIMPLIFICADO	85
5.3.5	DISEÑO NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (2004)	90
5.3.6	RESUMEN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS	99
5.3.7	REVISIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD TEÓRICA PROPUESTA	100
5.3.8	PROGRAMA DE ANÁLISIS EMPLEADO.....	103
VI.	CONCLUSIONES	104
VII.	REFERENCIAS.....	107
	APÉNDICE 1.....	111
	APÉNDICE 2.....	116

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II

Figura 2.1	Distribución de los edificios del Centro Médico Nacional (Masaki et al., 1996)	11
Figura 2.2	Planta tipo del edificio 237 (Masaki et al., 1996)	11
Figura 2.3	Edificios 237, edificio A y edificio B (Masaki et al., 1996).....	12
Figura 2.4	Daños en el edificio A (Masaki et al., 1996)	12
Figura 2.5	Planta tipo del edificio 245 (Masaki et al., 1996)	12
Figura 2.6	Daños en el edificio 245 (Masaki et al., 1996).....	13
Figura 2.7	Daños debidos a esfuerzos cortantes y adherencia del concreto en las barras de las columnas centrales (Masaki et al., 1996)	13
Figura 2.8	Planta tipo del edificio 246 (Masaki et al., 1996).....	13
Figura 2.9	Edificio 246. La estructura de la izquierda es la A y la de la derecha la B	14
Figura 2.10	Junta de construcción entre las estructuras A y B del edificio 246	14
Figura 2.11	Muro estructural de concreto reforzado que falló por cortante (Masaki et al., 1996).....	14
Figura 2.12	Daños en las columnas de la planta baja del edificio 246 por flexo-compresión (Masaki et al., 1996).....	15
Figura 2.13	Daños en una viga principal del nivel 1 del edificio A (Masaki et al., 1996)	15
Figura 2.14	Barras en los extremos de una viga principal del nivel 1 del edificio 246 (Masaki et al., 1996).....	15
Figura 2.15	Hospital General de México en sus inicios. Compañía Mexicana Aerofoto (Salcido, 2010)	17
Figura 2.16	Derrumbe en el Hospital Genera (Salcido, 2010).....	18
Figura 2.17	Torre de Hospitalización del Hospital Juárez del Centro.....	19
Figura 2.18	Colapso de la Torre de Hospitalización, skyscrapercity.com	19
Figura 2.19	Colapso de la Torre de Hospitalización, Ricardo Pérez Santillán	20
Figura 2.20	Croquis de localización y distribución de los diferentes edificios que conforman la clínica-hospital “Dr. Miguel Trejo Ochoa”	21
Figura 2.21	Vista general de la clínica-hospital “Dr. Miguel Trejo Ochoa”	21
Figura 2.22	Trabes invertidas agregadas después del sismo de 1995.....	21
Figura 2.23	Caída del acabado en columnas.....	22
Figura 2.24	Deficiente separación entre los muros divisorios y los elementos estructurales.....	22
Figura 2.25	Sujeción de los plafones.....	23
Figura 2.26	Rotura de vidrios en el interior del edificio de hospitalización	23
Figura 2.27	Caída de mobiliario y equipo en el área de quirófano.....	23

<i>Figura 2.28 Daño ligero por aplastamiento del concreto en algunas de las columnas del área de hospitalización</i>	24
<i>Figura 2.29 Daño en muros divisorios del edificio de Consulta Externa</i>	24
<i>Figura 2.30 Caída de acabados en muros del edificio de Consulta externa</i>	24
<i>Figura 2.31 Caída de cajas con medicamento en la zona de farmacia</i>	24
<i>Figura 2.32 Movimiento horizontal de la subestación eléctrica provocado por el sismo</i>	25
<i>Figura 2.33 Daño en columnas del cuarto de control por efecto de columna corta</i>	25
<i>Figura 2.34 Daño en muros divisorios del Edificio de Investigación y Capacitación</i>	25
<i>Figura 2.35 Hospital Benjamín Bloom</i>	28
<i>Figura 2.36 Hospital México (Remodelación)</i>	30
<i>Figura 2.37 Hospital México</i>	30
<i>Figura 2.38 Hospital Antofagasta</i>	31
<i>Figura 2.39 Hospital Félix Bulnes</i>	32
<i>Figura 2.40 Hospital Félix Bulnes 1</i>	32
<i>Figura 2.41 Hospital Félix Bulnes 2</i>	32
<i>Figura 2.42 Hospital Félix Bulnes 3</i>	33
<i>Figura 2.43 Hospital Félix Bulnes 4</i>	33
<i>Figura 2.44 Hospital Félix Bulnes 5</i>	33
<i>Figura 2.45 Hospital Félix Bulnes 6</i>	33
<i>Figura 2.46 Hospital Olive View 1</i>	34
<i>Figura 2.47 Hospital Olive View 2</i>	34
<i>Figura 2.48 Hospital Olive View 3</i>	34
<i>Figura 2.49 Hospital Administrativo de Veteranos</i>	34
<i>Figura 2.50 Hospital Kern</i>	35
<i>Figura 2.51 Hospital Native</i>	35
<i>Figura 2.52 Hospital general de Managua “El Retiro” (antes del sismo)</i>	36
<i>Figura 2.53 Hospital general de Managua “El Retiro” (después del sismo)</i>	36
<i>Figura 2.54 Hospital Municipal de Kobe</i>	37
<i>Figura 2.55 Hospital de Tena</i>	37
<i>Figura 2.56 Hospital Miguel H. Alcívar</i>	38
<i>Figura 2.57 Hospital Bahía 1</i>	38
<i>Figura 2.58 Hospital Bahía 2</i>	38
<i>Figura 2.59 Hospital Bahía 3</i>	38
<i>Figura 2.60 Hospital Bahía 4</i>	38
<i>Figura 2.61 Hospital Kona</i>	39
<i>Figura 2.62 Hospital en Haití</i>	39

CAPÍTULO III

<i>Figura 3.1 Aspectos administrativos y organizaciones</i>	47
---	----

CAPÍTULO IV

<i>Figura 4.1 Desempeño por desplazamiento</i>	55
<i>Figura 4.2 Curva de capacidad, niveles de desempeño y niveles de daño</i>	55
<i>Figura 4.3 Plantas irregulares</i>	57
<i>Figura 4.4 Formas irregulares en elevación</i>	57

Figura 4.5 Concentraciones de masa, tales como estanques de agua en el techo de hospitales pueden producir daños que comprometan el funcionamiento del hospital	58
Figura 4.6 Ejemplos de edificios con irregularidad tipo "piso flexible"	59
Figura 4.7 Torsión	59
Figura 4.8 Tasas de excedencia (Sánchez, 2015)	61
Figura 4.9 Curva de capacidad teórica	68

CAPÍTULO V

Figura 5.1 Método simplificado OPS	74
Figura 5.2 Método simplificado Comité Visión 2000	75
Figura 5.3 Elevación tipo de la estructura sentido largo (cotas en m)	77
Figura 5.4 Elevación tipo de la estructura sentido corto (cotas en m)	77
Figura 5.5 Planta tipo de la estructura (cotas en m)	77
Figura 5.6 Marco tipo (cotas en m)	78
Figura 5.7 Diseño Método riguroso, Criterio OPS (Q=2)	80
Figura 5.8 Diseño Método riguroso, Criterio Comité Visión 2000 (Q=2)	82
Figura 5.9 Diseño Método riguroso, Criterio Comité Visión 2000 (Q=2)	84
Figura 5.10 Diseño Método simplificado, Criterio OPS (Q=2)	86
Figura 5.11 Diseño Método simplificado, Criterio Comité Visión 2000 (Q=2)	88
Figura 5.12 Diseño Método simplificado, Criterio Comité Visión 2000 (Q=4)	90
Figura 5.13 Diseño NTC (2004), Criterio OPS (Q=2), $\gamma = 0.006$	91
Figura 5.14 Diseño NTC (2004), Criterio Comité Visión 2000 (Q=2), $\gamma = 0.006$	92
Figura 5.15 Diseño NTC (2004), Criterio OPS (Q=2), $\gamma = 0.012$	93
Figura 5.16 Diseño NTC (2004), Criterio Comité Visión 2000 (Q=2), $\gamma = 0.012$	94
Figura 5.17 Diseño NTC (2004), Criterio OPS (Q=4), $\gamma = 0.006$	96
Figura 5.18 Diseño NTC (2004), Criterio Comité Visión 2000 (Q=4), $\gamma = 0.006$	96
Figura 5.19 Diseño NTC (2004), Criterio OPS (Q=4), $\gamma = 0.012$	98
Figura 5.20 Diseño NTC (2004), Criterio Comité Visión 2000 (Q=4), $\gamma = 0.012$	98
Figura 5.21 Anatomía de la curva de capacidad de una estructura	100
Figura 5.22 Complementación de la Curva de capacidad teórica propuesta	101
Figura 5.23 Estructura del software	103

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II

Tabla 2.1 Resumen de daños en hospitales por el sismo de 1985 en la Ciudad de México	16
Tabla 2.2 Resumen de daños en hospitales de México	26
Tabla 2.3 Resumen de daños en hospitales de otros países	40
Tabla 2.4 Datos adicionales, OPS (2004)	41

CAPÍTULO III

<i>Tabla 3.1 Por el grado de complejidad</i>	44
<i>Tabla 3.2 Clasificación por número de camas</i>	44
<i>Tabla 3.3 Descripción de los aspectos no estructurales de los hospitales</i>	45

CAPÍTULO IV

<i>Tabla 4.1 Objetivos de desempeño propuesto por el comité Visión 2000</i>	53
<i>Tabla 4.2 Objetivos de comportamiento sísmico recomendados por la OPS</i>	54
<i>Tabla 4.3 Tasas de excedencia de los niveles de diseño sísmico</i>	60
<i>Tabla 4.4 Tasas de excedencia de los niveles de diseño sísmico</i>	61
<i>Tabla 4.5 Parámetros de los sismos asignados</i>	62
<i>Tabla 4.6 Distorsiones de entrepiso que inician el daño en diferentes sistemas estructurales</i>	63
<i>Tabla 4.7 Distorsiones para cuando los elementos no estructurales inician y tienen daño total</i>	63
<i>Tabla 4.8 Distorsión de entrepiso que causa el daño en marcos rígidos de acero y concreto reforzado</i>	64
<i>Tabla 4.9 Distorsiones de trabajos experimentales</i>	65
<i>Tabla 4.10 Criterios de diseño sísmico para hospitales por la OPS</i>	68
<i>Tabla 4.11 Criterios de diseño sísmico para hospitales por el Comité Visión 2000</i>	69
<i>Tabla 4.12 Valores límite de las variables que evitan incomodidad personal y caída de objetos</i>	69

CAPÍTULO V

<i>Tabla 5.1 Diseño con el criterio OPS ($Q = 2$)</i>	80
<i>Tabla 5.2 Diseño con el Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 2$)</i>	82
<i>Tabla 5.3 Diseño con el Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 4$)</i>	84
<i>Tabla 5.4 Distorsiones OP y OI</i>	85
<i>Tabla 5.5 Diseño Método simplificado OPS ($Q = 2$)</i>	85
<i>Tabla 5.6 Distorsiones OP, OI y PV</i>	87
<i>Tabla 5.7 Diseño criterio Comité Visión 2000 ($Q = 2$)</i>	87
<i>Tabla 5.8 Distorsiones OP, OI y PV</i>	89
<i>Tabla 5.9 Diseño criterio Comité Visión 2000 ($Q = 4$)</i>	89
<i>Tabla 5.10 Diseño NTC (2004) $Q = 2$ y $\gamma = 0.006$</i>	91
<i>Tabla 5.11 Diseño NTC (2004) $Q = 2$ y $\gamma = 0.012$</i>	93
<i>Tabla 5.12 Diseño NTC (2004) $Q = 4$ y $\gamma = 0.006$</i>	95
<i>Tabla 5.13 Diseño NTC (2004) $Q = 4$ y $\gamma = 0.012$</i>	97
<i>Tabla 5.14 Resumen de distorsiones</i>	99
<i>Tabla 5.15 Fallas en elementos estructurales, Criterio OPS</i>	102
<i>Tabla 5.16 Fallas en elementos estructurales, Criterio Comité Visión 2000</i>	102

RESUMEN

Los hospitales representan un parte muy importante de una sociedad ya que, durante un evento extraordinario como un sismo, la infraestructura deberá tener las propiedades estructurales adecuadas para salvaguardar la integridad de los pacientes y del personal, y después del evento debe permanecer funcional para la atención de las víctimas. Dicho lo anterior y por los antecedentes encontrados donde se observa el mal desempeño de la estructura ante sismos de moderada y gran intensidad, la investigación presente hace la propuesta de un método riguroso y un método simplificado para el diseño sísmico de infraestructura hospitalaria con base en los nuevos enfoques de diseño sísmico como el diseño por desempeño, en el cual se considera el control de la respuesta de la estructura. Para estos métodos de diseño se integra la propuesta de índices de desempeño que consisten en distorsiones permisibles encontradas en la literatura y en de trabajos experimentales, a su vez estas distorsiones están asociadas a distintos niveles de desempeño relacionados a los enfoques de diseño de la Organización Panamericana de la Salud y el Comité Visión 2000 (SEAOC) para hospitales.

ABSTRACT

Hospitals represent a very important part of a society, as during an extraordinary event such as an earthquake, infrastructure must have adequate structural properties to safeguard the integrity of patients and staff, and after the event must remain functional for care of the victims. Having said that, and because of the antecedents found where the poor performance of the structure is observed in moderate and high intensity earthquakes, the present research proposes a rigorous method and a simplified method for the seismic design of hospital infrastructure based on the new seismic design approaches such as performance design, in which control of the structure response is considered. For these design methods, the proposed performance indexes consisting of permissible distortions found in the literature and in experimental works are integrated, in turn these distortions are associated to different levels of performance related to the design approaches of the Pan American Organization Health and Vision 2000 Committee (SEAOC) for Hospitals.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Las instalaciones de salud y los hospitales representan una enorme inversión para cualquier país. Su destrucción, al igual que el costo de la reconstrucción y la recuperación, imponen una considerable carga económica. Aunque por lo general no se rinden cuentas de todos los costos indirectos de las estructuras de salud que resultan dañadas, éstos pueden ser más altos que los costos directos de reemplazo y reconstrucción.

Después de la ocurrencia de una catástrofe producida por un fenómeno natural, como un terremoto, es deseable que los hospitales sigan funcionando para la atención de las víctimas. Para ello, en el proyecto no solo se debe salvaguardar la integridad de la estructura, si no también garantizar la funcionalidad de las instalaciones; dado que algunas experiencias han hecho notar que, durante sismos de gran intensidad, pese que el hospital no colapsó o tuvo daños severos, tuvo que ser evacuado en razón de que varios de sus equipos e instalaciones se afectaron de tal forma que derivó en la inoperación del servicio médico.

Por lo anterior, es necesario revisar los criterios de diseño sísmico para este tipo de infraestructura en el sentido de valorar si basta con incrementar el valor de la aceleración espectral en un 50% a efecto de proveer a la estructura de la resistencia necesaria para que cumpla con el estado límite de servicio y supervivencia, además de reflexionar sobre las tasas de excedencia recomendadas para evaluar las demandas sísmicas asociados a dichos estados límites de diseño acorde a los objetivos de desempeño esperado en los hospitales.

En ese sentido diferentes organismos como la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y la Sociedad de Ingeniería Estructural de California (SEAOC, por sus siglas en inglés) han establecido algunas recomendaciones generales para el diseño sísmico de hospitales, al definir el nivel de desempeño esperado para diferentes intensidades sísmicas. Por lo que estas recomendaciones representan un reto su incorporación a la práctica de diseño sísmico en México, al buscar controlar

el diseño en elementos estructurales y no estructurales, así como la protección de sus contenidos en este tipo de infraestructura destinada a la salud.

La ingeniería estructural ha optado por incorporar nuevos enfoques de diseño sísmico, como el diseño sísmico por desempeño, el cual integra la necesidad de un control de la respuesta dinámica de las estructuras, debido al comportamiento inadecuado de estructuras frente a eventos extraordinarios. De donde resulta que se ha tenido la obligación de actualizar los procedimientos de diseño, agregando no solo el diseño de estructuras que eviten el colapso ante eventos sísmicos de gran intensidad, sino también adicionar el control del daño de la estructura, así como el daño de su contenido acorde a su funcionalidad e importancia de la misma.

Después de una excitación sísmica el edificio adquiere cierto grado de daño estructural y no estructural el cual depende directamente del desplazamiento máximo que durante el sismo exhibe. De igual manera sucede con el contenido de la edificación, éste es afectado por los niveles de velocidad y de aceleración que el sistema estructural obtiene. De aquí que cuanto mayor sea el nivel de desplazamiento, velocidad y aceleración, mayor será el daño en la estructura y su contenido. Por lo tanto, el sistema estructural de un edificio debe ser tal que controle el desplazamiento lateral dentro de márgenes acorde al nivel de daño o desempeño esperado.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La infraestructura del sector salud es vital para la atención de emergencias durante una catástrofe como los sismos, por tal razón, es importante el poder garantizar su funcionalidad antes, durante y después de un terremoto, aunque para ello es necesario contar con las recomendaciones específicas de diseño para proveer a la estructura de la resistencia, rigidez y capacidad de deformación que contribuya a satisfacer los niveles de desempeño convenientes, asociados a su respectiva intensidad sísmica, que recomienda la OPS; dado que los Reglamentos de Construcción no contemplan criterios claros y transparentes para este tipo de edificaciones.

1.3 OBJETIVO Y ALCANCE

Establecer criterios de diseño sísmico de hospitales a partir de la definición de objetivos y niveles de desempeño con base en la revisión de la literatura, además de analizar los índices de desempeño convenientes para el cumplimiento de los objetivos de diseño y con ello proponer un procedimiento de diseño.

El estudio se limita al análisis y diseño de marcos planos de concreto reforzado sin considerar efectos de segundo orden y de interacción suelo-estructura.

1.4 CONTENIDO

En el primer capítulo de este trabajo se presenta el planteamiento del problema, así como el objetivo y justificación de este estudio. El segundo capítulo describe los daños que se han presentado en hospitales, centros de salud y clínicas provocados por sismos de diferentes intensidades. Las características generales de este tipo de edificios, como son aspectos estructurales, no estructurales y contenidos, se mencionan en el capítulo tres. El capítulo cuatro trata sobre los criterios de diseño sísmico de hospitales basado en conceptos de desempeño. En el capítulo cinco se hace una propuesta de diseño sísmico con base en los criterios de diseño establecidos en el capítulo anterior. Finalmente, en el capítulo sexto se describen las conclusiones derivadas de la investigación, así como las recomendaciones para futuros trabajos.

II. TIPOLOGÍA DE DAÑOS EN HOSPITALES

2.1 SISMO DE LA CIUDAD DE MÉXICO EN 1985

2.1.1 CENTRO MÉDICO NACIONAL

En lo que sigue se hará una descripción de los daños observados en los edificios destinados al sector salud durante el sismo de 1985, con magnitud de 8.1, cuya información fue tomada del reporte que realizó el Instituto de Arquitectos de Japón (Masaki *et. al.*, 1996)

Como parte de la infraestructura que conformaba el Centro Médico Nacional, se describen los daños que presentaron los edificios 237, 245 y 246, cuya ubicación se muestra en la figura 2.1.

Edificio 237

Es una estructura a base de marcos de concreto reforzado. Contaba con 8 niveles y un sótano. La figura 2.2 muestra la planta tipo de este edificio, que consta de dos secciones, un ala A y una B unidas con una junta de construcción. El edificio A tiene 5 claros de 5 m en la dirección longitudinal

y 3 claros de 5, 3.5, y 5 m en la dirección corta. De forma similar el edificio B consta de 4 claros de 5 m en la dirección X y 3 claros en dirección Y. La sección de las columnas era circular 80 cm de diámetro en plata baja y en pisos superiores se reduce hasta 35 cm.

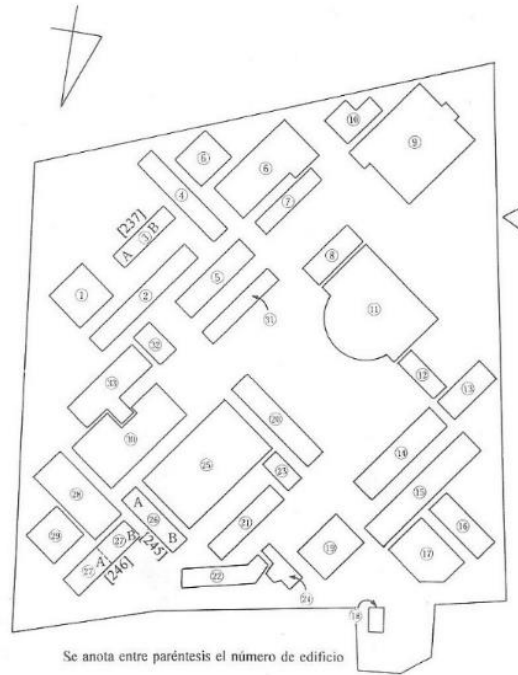


Figura 2.1 Distribución de los edificios del Centro Médico Nacional (Masaki et al., 1996)

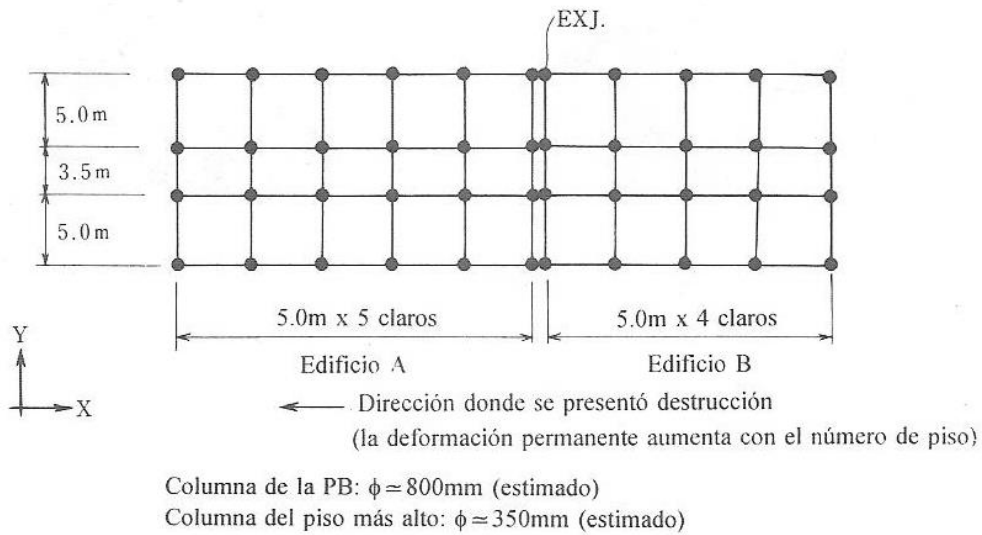


Figura 2.2 Planta tipo del edificio 237 (Masaki et al., 1996)

El edificio A presentó más daño, en donde las vigas fallaron desde la planta baja al tercer nivel, mientras que las columnas fallaron desde el cuarto nivel hasta el séptimo. Se puede notar la caída de elementos no estructurales como muros de mampostería (de ladrillo), tal como se aprecia en las figuras 2.3 y 2.4.

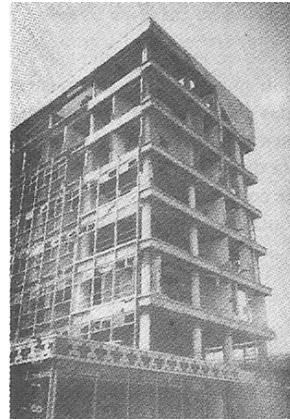
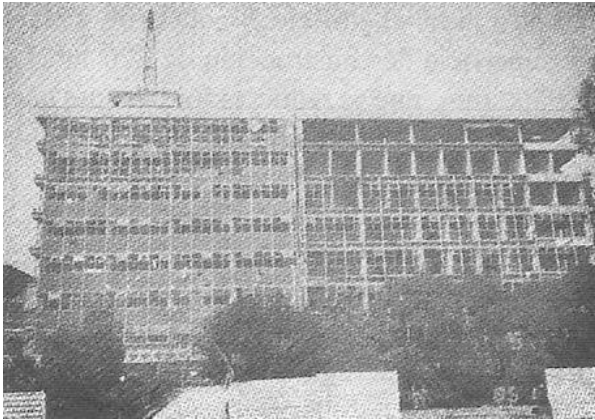


Figura 2.3 Edificios 237, edificio A y edificio B (Masaki et al., 1996) Figura 2.4 Daños en el edificio A (Masaki et al., 1996)

Edificio 245

Este edificio tenía marcos de concreto reforzado con 5 claros de 7 m en la dirección X, y 3 en la dirección Y de 5, 4 y 5 m. Unido a este se encontraba un edificio del mismo tamaño que colapsó completamente. La figura 2.5 muestra la planta tipo del edificio 245 y la sección de la columna tipo en planta baja, la cual es circular de 450 mm de diámetro, el acero de refuerzo longitudinal es de 12 varillas (diámetro de 25 mm) y el acero de refuerzo transversal consta de estribos (diámetro de 100 mm) a cada 650 mm.

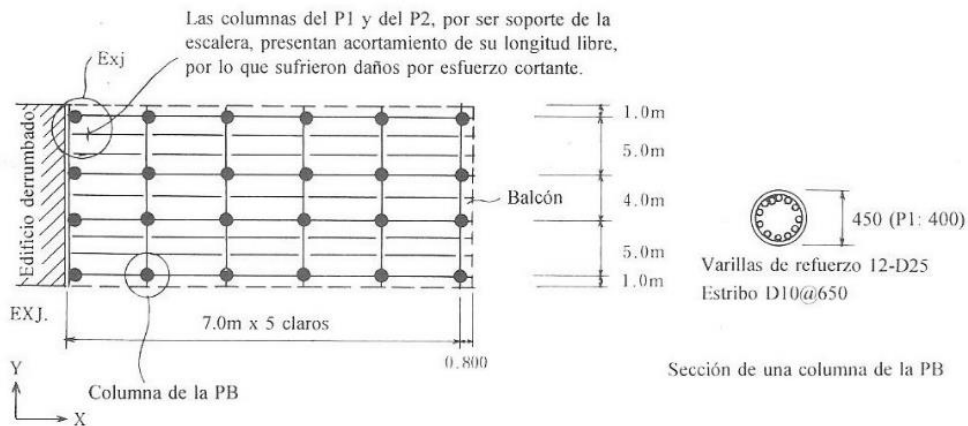


Figura 2.5 Plata tipo del edificio 245 (Masaki et al., 1996)

En las figuras 2.6 y 2.7 se muestran los daños que presentó este edificio, de esta manera se aprecian mecanismos de falla por flexo-compresión en las columnas de la planta baja y el primer nivel, también se muestran daños en los elementos no estructurales como la fachada. Las columnas que soportaban la carga de la escalera presentaron falla por cortante sobre todo en el nivel 1 debido al efecto de columna corta.

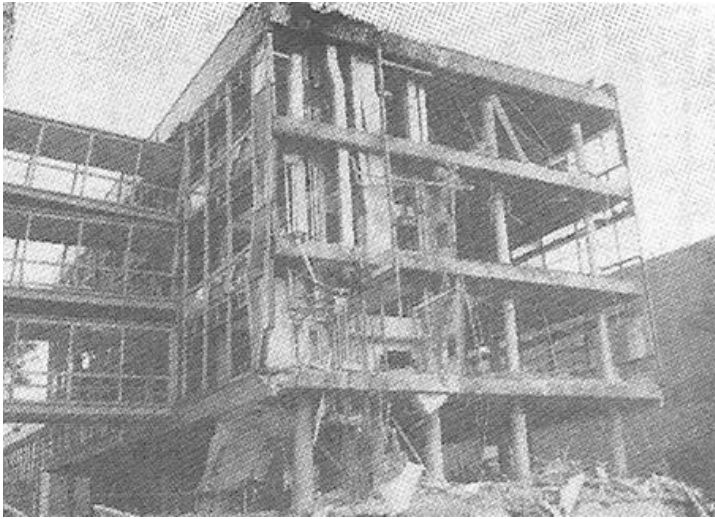


Figura 2.6 Daños en el edificio 245 (Masaki et al., 1996)

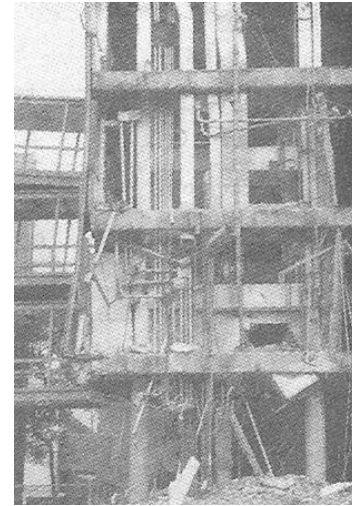


Figura 2.7 Daños debidos a esfuerzos cortantes y adherencia del concreto en las barras de las columnas centrales (Masaki et al., 1996)

Edificio 246

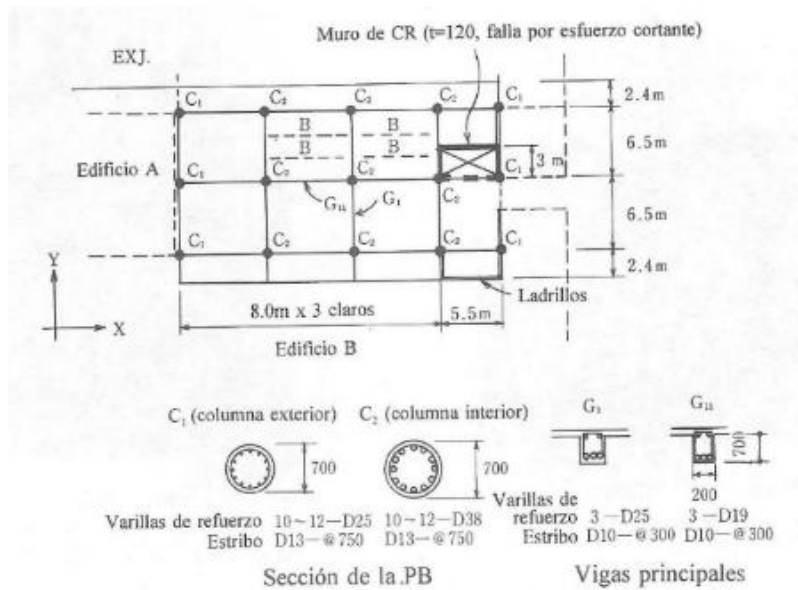


Figura 2.8 Planta tipo del edificio 246 (Masaki et al., 1996)

Este edificio estaba conformado por dos estructuras a base de marcos de concreto reforzado de 8 niveles y un sótano unidas por juntas de construcción; tenía muros de concreto reforzado en el cubo del elevador, como se aprecia en la figura 2.8. En tanto en las figuras 2.9 y 2.10 se muestran fotografías sobre la fachada principal y la junta constructiva, respectivamente.



Figura 2.9 Edificio 246. La estructura de la izquierda es la A y la de la derecha la B



Figura 2.10 Junta de construcción entre las estructuras A y B del edificio 246

En la figura 2.11 se observa un muro de concreto reforzado que falló por cortante en el edificio B, el cual evitó mayores daños en comparación con el edificio A, que sufrió un mayor desplazamiento lateral.

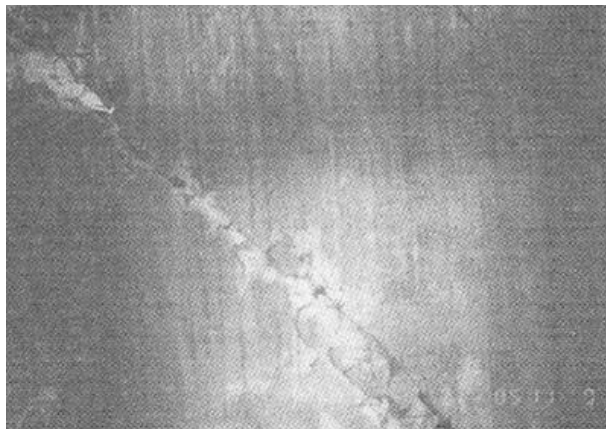


Figura 2.11 Muro estructural de concreto reforzado que falló por cortante (Masaki et al., 1996)

La figura 2.12 muestra daños en columnas de la planta baja, con desprendimiento del recubrimiento. La falla de estas columnas se debe a efectos de flexo-compresión.



Figura 2.12 Daños en las columnas de la planta baja del edificio 246 por flexo-compresión (Masaki et al., 1996)

La figura 2.13 muestra una viga del primer entrepiso del edificio A con problemas de agrietamiento en uno de sus extremos provocados por efectos de flexión y cortante. La figura 2.14 muestra las barras que llegaron a la falla en la parte inferior de una viga principal producidas por la separación de los estribos y por la falla a compresión del concreto en la parte inferior.

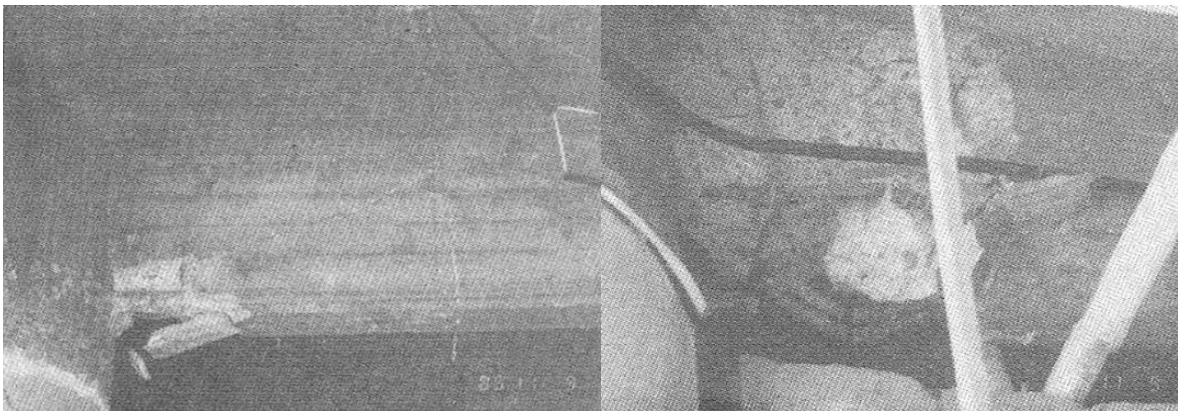


Figura 2.13 Daños en una viga principal del nivel 1 del edificio A (Masaki et al., 1996)

Figura 2.14 Barras en los extremos de una viga principal del nivel 1 del edificio 246 (Masaki et al., 1996)

En la tabla 2.1 se presenta un resumen de los daños en edificaciones de concreto reforzado destinadas a hospitales, provocados por el sismo de 1985, en la Ciudad de México. En dicha tabla se

manejan los siguientes niveles de rango: VI se refiere a colapso total, V a colapso parcial, IV daño mayor, III daño mediano, y los edificios que sufrieron daños entre despreciables y moderados, rangos I y II, respectivamente.

Tabla 2.1 Resumen de daños en hospitales por el sismo de 1985 en la Ciudad de México

Núm. de niveles/estructura	Uso/nombre	Características del daño	Rango de daño
13F	Hospital	Inclinación del edificio	III
8F/1B	Hospital	Daño por choque con edificios vecinos, daño por cortante en columnas.	V
(F (198 m ²))	Hospital. Locales	Daños severos por cortante en columnas.	IV
8F/B1 (540 m ²)	Hospital (Centro Médico)	1-4 nivel, falla en vigas. 5-8 nivel, falla en columnas. Tienen falla en el extremo superior de aplastamiento por flexión.	IV
4F/B1	Institución hospitalaria (instalaciones)	Daño ligero en vidriería y muros divisorios. Agrietamiento y separación entre muros divisorios.	II
10F/B1 432 m ²)	Institución hospitalaria (instalaciones)	Falla total de los muros de mampostería en el cubo de escaleras (estructura a base de marcos). Falla por cortante en vigas, caída total de vidriería.	IV
8F/B1	Institución hospitalaria (instalaciones)	Agrietamiento grave generalizado por cortante en muros de mampostería, daño ligero en la estructura.	III
11F/B2 (297 m ² en dos cuerpos)	Institución hospitalaria (instalaciones)	Falla por flexión en extremo de vigas del 2° nivel, pandeo del acero de refuerzo del lecho inferior. Daño grave en vidrios de fachada y muros no estructurales exteriores.	IV
8F/B3	Institución hospitalaria (instalaciones)	Daño severo en material de acabados de fachada, daño ligero en elementos estructurales, desplome considerable por asentamiento diferencial (1 m en la parte superior).	IV
10F/B1	Institución hospitalaria (instalaciones)		IV
5F	Institución hospitalaria (instalaciones)	Daño en vidriería, mosaico, caída de porciones de muro. Agrietamiento horizontal en muros interiores (muros de block).	II
4F/B1 (490 m ²)	Institución hospitalaria (instalaciones)	Falla por cortante en niveles 2 y 3, daño severo en acabados exteriores. Aplastamiento por flexión en columnas interiores.	IV

Tabla 2.1 Resumen de daños en hospitales por el sismo de 1985 en la Ciudad de México (Continuación)

8F/B1	Institución hospitalaria (instalaciones)	Falla en vigas hasta el 4° nivel. Daño severo en elementos estructurales del 2° al 4° nivel provocando desplazamiento de 0.80 – 1.00 m en la parte superior de la estructura.	
4F	Edificio de emergencias médicas		II
3F	Institución hospitalaria (instalaciones)	Daño severo en la losa de la junta de construcción, daño severo en acabados.	II

NOTA:

El número de niveles se cuenta a partir del nivel de suelo (no incluye planta baja).

F: número de niveles sin incluir niveles de pent-house y de sótano.

B: número de niveles de sótano.

2.1.2 HOSPITAL GENERAL DE MÉXICO

Del estudio realizado por Salcido (2010) se retomaron algunos datos sobre los daños que presentó el Hospital General de México.

Dicho hospital ocupaba un área de 115, 000 m² y se localiza en la calle de Dr. Balmis #148, colonia Doctores, en la delegación Cuauhtémoc. Fue inaugurado en el año de 1905 por Porfirio Díaz. En la figura 2.15 se muestra una panorámica en sus inicios.



Figura 2.15 Hospital General de México en sus inicios. Compañía Mexicana Aerofoto (Salcido, 2010)

Presentaba dos conjuntos principales: uno antiguo constituido por edificios de una a dos plantas y uno de manufactura reciente, formado por la unidad de Ginecobstetricia con seis plantas y que contaba con 222 camas, 22 de ellas de terapia intensiva y recuperación y 132 cunas; el otro edificio

de este conjunto era el de Residencia de Médicos, de ocho plantas, con 56 habitaciones que contenían cuatro camas cada uno.

El terremoto colapsó completamente los edificios de Ginec Obstetricia y el de Residencia Médica (figura 2.16), que anularon las posibilidades de sobrevivir de la mayoría de los ocupantes que se encontraban en ellos; en el resto del hospital todas las redes de fluidos, de electricidad, aire, vapor y gas fueron interrumpidos por los trastornos ocurridos en el conjunto hospitalario dada la peligrosidad de los mismos, por lo que el hospital tuvo que ser cerrado y un total de 840 enfermos tuvieron que ser evacuados ese mismo día.



Figura 2.16 Derrumbe en el Hospital General (Salcido, 2010)

Las camas de la unidad de Ginec Obstetricia se perdieron definitivamente y hubo que reubicar el servicio. El Hospital General suspendió sus servicios de consulta externa por 50 días y sus posibilidades de hospitalización se reanudaron 120 días después.

2.1.3 EL HOSPITAL JUÁREZ

El Hospital Juárez de la Ciudad de México es uno de los hospitales más antiguos del continente. Se fundó en el año de 1874, adaptando como hospital al convento de San Pablo, para recibir a los heridos de las batallas durante la intervención norteamericana. Tomó su primer nombre de dicho convento y a la muerte del Benemérito de las Américas, en 1872, se le designó como Hospital Benito Juárez (Salcido, 2010).

En el año de 1970 se inauguró la Torre de Hospitalización, construida con los últimos adelantos técnicos para ese tiempo (figura 2.17). Dicha torre tenía una capacidad hospitalaria de 536 camas y se encontraba en el centro del conjunto arquitectónico que comprendía los edificios coloniales.

Contaba con 12 pisos distribuidos en dos alas dirigida una hacia el Norte y otra hacia el Sur, que partían de una zona central de acceso que tenía seis elevadores, cada uno para 12 personas, un salón de clases para 30 alumnos en cada piso y la zona de escaleras.



Figura 2.17 Torre de Hospitalización del Hospital Juárez del Centro

Del primero al octavo piso estaba dedicados a la hospitalización; en el noveno piso se encontraban la Central de Equipos y Esterilización y la Unidad de Cuidados Intensivos; en el décimo piso la Unidad de Tocoquirúrgica y dos quirófanos; en el onceavo piso estaban nueve quirófanos y en la parte más alta del edificio un helipuerto.

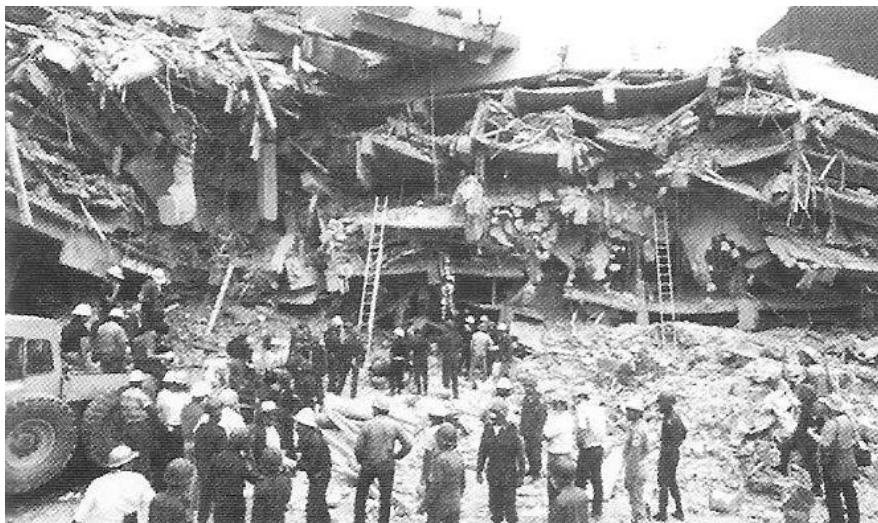


Figura 2.18 Colapso de la Torre de Hospitalización, skyscrapercity.com

La Torre de Hospitalización estaba prácticamente encerrada por las demás construcciones que integraban el hospital, su acceso desde el exterior era difícil, lo que hacía muy vulnerable en caso de una emergencia interna y fue lo que ocurrió durante el día del sismo, al colapsar la torre se vio envuelta de los edificios coloniales imposibilitando el acceso de maquinaria pesada para remover los escombros y realizar brigadas de rescate, figuras 2.18 y 2.19. Cabe mencionar que las construcciones de la época colonial estaban dedicadas únicamente a oficinas administrativas.



Figura 2.19 Colapso de la Torre de Hospitalización, Ricardo Pérez Santillán

2.2 SISMO DE TECOMÁN, MÉXICO, EN 2003

Del trabajo realizado por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y el Earthquake Engineering Research Institute en 2006, Alcocer y Klingner (2006), se retomó información relacionada con daños en hospitales durante el sismo de Tecomán, 1995, $M = 7.6$, misma que se describe a continuación.

2.2.1 CLÍNICA-HOSPITAL “DR. MIGUEL TREJO OCHOA”

Es un establecimiento de salud del Instituto de Seguridad y Servicios Sociales para los Trabajadores del Estado (ISSSTE), que se ubica en la esquina de las calles Gabriela Mistral e Ignacio Sandoval. En la figura 2.20 se muestra un croquis de la localización del edificio y en la figura 2.21 una vista de su exterior.

La clínica-hospital está integrada por cuatro cuerpos los cuales se construyeron en distintas etapas. Los edificios con mayor antigüedad datan de los años setenta y son los de Hospitalización y el de Mantenimiento. En una etapa posterior se construyó el edificio de Consulta externa y, finalmente, el edificio de Investigación y Capacitación. Los daños presentados se describen a continuación.

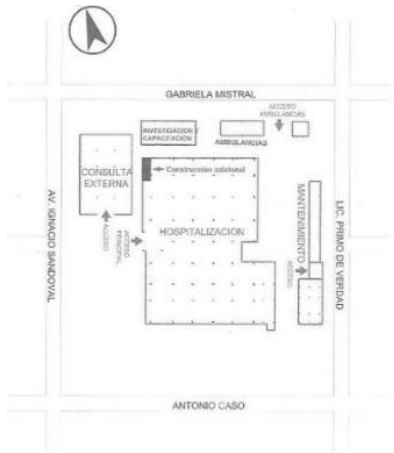


Figura 2.20 Croquis de localización y distribución de los diferentes edificios que conforman la clínica-hospital "Dr. Miguel Trejo Ochoa"



Figura 2.21 Vista general de la clínica-hospital "Dr. Miguel Trejo Ochoa"

Edificio de Hospitalización

Es un edificio de un solo nivel, su estructuración original es una losa plana reticular apoyada directamente sobre columnas de concreto reforzado. Sin embargo, después del sismo de 1995 sufrió daños y fue necesario su rehabilitación encamisando las columnas y agregando algunas vigas invertidas (figura 2.22).



Figura 2.22 Trabes invertidas agregadas después del sismo de 1995

Los daños que se observaron se concentraron esencialmente en la parte antigua de la construcción; se observó una caída generalizada de los acabados de las columnas, debido al desplazamiento lateral del edificio, a una deficiente adherencia entre el concreto y el mortero (figura 2.23).

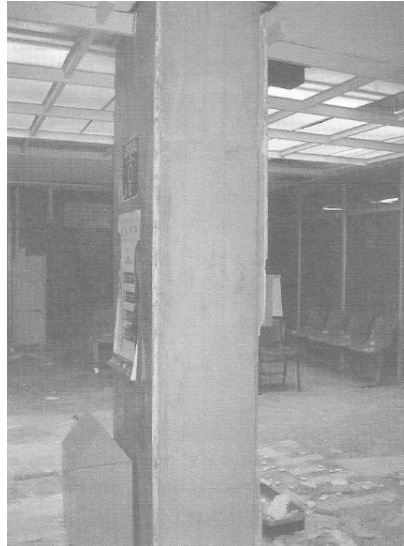


Figura 2.23 *Caída del acabado en columnas*

Hubo daños en un alto porcentaje en los muros divisorios localizados entre los ejes de columna, se observó que, aunque estaban desligados de la estructura, sufrieron daños derivados de la baja separación y de los grandes desplazamientos que presentó el edificio. En la figura 2.24 se presenta un ejemplo en el que uno de los muros divisorios no se separó del acabado del muro y del de la columna, dando como consecuencia, el desprendimiento del mismo. En los muros divisorios ubicados fuera de los ejes de columna del daño que se observó fue menor.

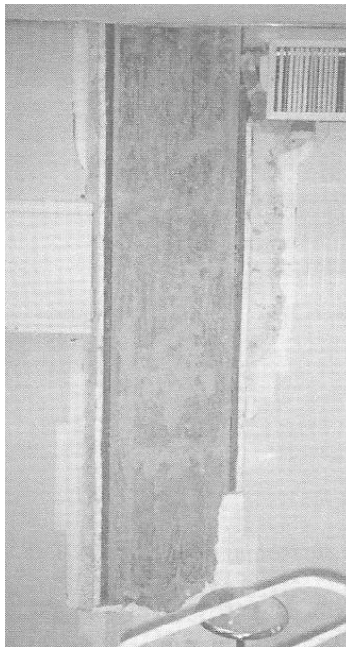


Figura 2.24 *Deficiente separación entre los muros divisorios y los elementos estructurales*

En la figura 2.25 se puede observar que los plafones fueron afectados por la sujeción a la estructura que permitió el libre movimiento en todas direcciones. De la misma manera en la figura 2.26 se observan la rotura de vidrios en algunas ventanas del interior del hospital.

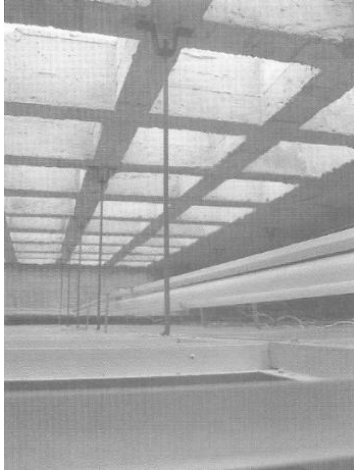


Figura 2.25 Sujeción de los plafones



Figura 2.26 Rotura de vidrios en el interior del edificio de hospitalización

En general hubo caída de mobiliario y equipo médico en la estructura, un ejemplo de lo anterior lo describe la figura 2.27 donde se muestra el piso sucio debido a la caída de líquido desinfectante empleado en quirófanos lo que hace necesario tomar precauciones, como sujetar el mobiliario y equipo para evitar su caída en caso de un evento sísmico.

Con respecto a la estructura se presentaron daños en algunas columnas en las que se observó ligero aplastamiento del concreto producto de los esfuerzos de flexo-compresión a que fueron sometidas (figura 2.28).

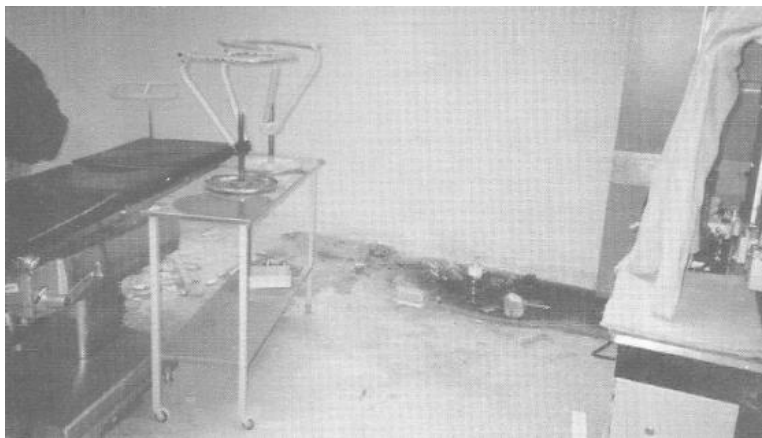


Figura 2.27 Caída de mobiliario y equipo en el área de quirófano

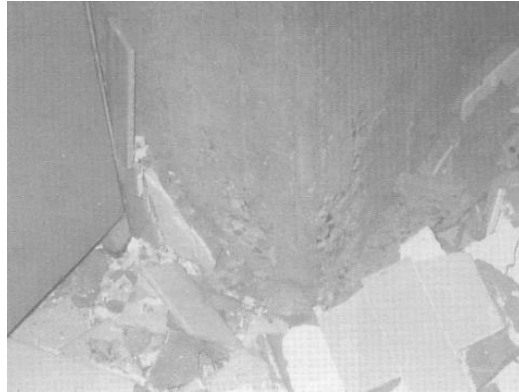


Figura 2.28 Daño ligero por aplastamiento del concreto en algunas de las columnas del área de hospitalización

Edificio de Consulta Externa

Se trata de una estructura a base de marcos de concreto reforzado, en los que solo se presentaron daños en elementos no estructurales. Hubo daños en muros divisorios, plafones y caída de mobiliario y contenido del edificio. Las figuras 2.29 a 2.31 son ejemplo de lo anterior.

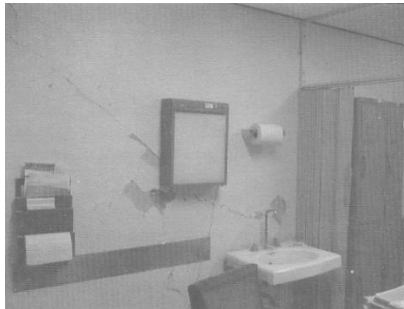


Figura 2.29 Daño en muros divisorios del edificio de Consulta Externa



Figura 2.30 Caída de acabados en muros del edificio de Consulta externa



Figura 2.31 Caída de cajas con medicamento en la zona de farmacia

Edificio de Mantenimiento

Edificio construido en la misma época que el de hospitalización, está constituido a base de marcos de concreto y un sistema de piso conformado por losa maciza. Se presentaron daños en muros divisorios y contenido. En este edificio se presentó el deslizamiento de 1 m de la subestación eléctrica de 3 ton (figura 2.32) de peso provocado por el movimiento generado por el sismo. Asimismo, se observó agrietamiento inclinado en algunas columnas debido al efecto de la columna corta (figura 2.33).



Figura 2.32 Movimiento horizontal de la subestación eléctrica provocado por el sismo



Figura 2.33 Daño en columnas del cuarto de control por efecto de columna corta

Edificio de Investigación y Capacitación

Es el edificio más reciente y el que menor daño presentó. Está construido a base de marcos de concreto reforzado y su sistema de piso es de losa maciza. Sólo se presentaron daños ligeros en algunos de los muros divisorios ubicados entre ejes de columna (figura 2.34).



Figura 2.34 Daño en muros divisorios del Edificio de Investigación y Capacitación

2.3 RESUMEN DE DAÑOS EN HOSPITALES DE MÉXICO

Tabla 2.2 Resumen de daños en hospitales de México

MÉXICO				
Hospital		Sismo	Daño estructural	Daño no estructural
Centro Nacional Mexicano	Edificio 237	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Las vigas fallaron desde la planta baja a tercer nivel y del nivel 4 al 7 fallaron las columnas.	Caída de muros de mampostería (ladrillo).
	Edificio 245	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Colapsó completamente un edificio aunado a este. Fallas por flexo-compresión en las columnas de la planta baja y el primer nivel. Falla por cortante en la columna que soporta la escalera en nivel 1 (efecto de columna corta).	Daños en la fachada de los edificios (Ala A y B).
	Edificio 246	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Muro de concreto reforzado falló a cortante del edificio B. Daños en columna de PB por flexo-compresión. Agrietamiento en vigas principales y falla del acero longitudinal.	Desprendimiento de fachada de los edificios.
87	Hospital	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Inclinación del edificio.	
117	Hospital	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Daño por choque con edificios vecinos, daño por cortante en columnas.	
236	Hospital. Locales	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Daños severos por cortante en columnas.	
237	Hospital (Centro Médico)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	1-4 nivel modo de falla en vigas. 5-8 nivel modo de falla en columnas. Tienen falla en el extremo superior de aplastamiento por flexión.	
238	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$		Daño ligero en vidriería y muros divisorios. Agrietamiento y separación entre muros divisorios.
239	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Falla total de los muros de mampostería en el cubo de escaleras (estructura a base de marcos). Falla por cortante en vigas.	Caída total de vidriería.

Tabla 2.2 Resumen de daños en hospitales de México (Continuación)

240	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Agrietamiento grave generalizado por cortante en muros de mampostería, daño ligero en la estructura.	
241	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Falla por flexión en extremo de vigas del 2° nivel, pandeo del acero de refuerzo del lecho inferior.	Daño grave en vidrios de fachada y muros no estructurales exteriores.
242	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Daño ligero en elementos estructurales, desplome considerable por asentamiento diferencial (1 m en la parte superior).	Daño severo en material de acabados de fachada.
243	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$		
244	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$		Daño en vidriería, mosaico, caída de porciones de muro. Agrietamiento horizontal en muros interiores (muros de block).
245	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Falla por cortante en niveles 2 y 3, Aplastamiento por flexión en columnas interiores.	Daño severo en acabados exteriores.
246	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Falla en vigas hasta el 4° nivel. Daño severo en elementos estructurales del 2° al 4° nivel provocando desplazamiento de 0.80 – 1.00 m en la parte superior de la estructura.	
247	Edificio de emergencias médicas	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$		
248	Institución hospitalaria (instalaciones)	Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Daño severo en la losa de la junta de construcción.	Daño severo en acabados.
Hospital General de México		Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	Colapso de los edificios de Ginecología y de Residencia Médica.	Todas las redes de fluidos de electricidad, aire, vapor y gas fueron cerradas. Las camas de la unidad de Ginecología se perdieron.
Hospital Juárez		Michoacán, 19 de Septiembre de 1985. $M = 8.1$	La Torre de Hospitalización colapsó envuelta de los edificios coloniales imposibilitando el acceso de maquinaria pesada para remover los escombros.	
Clínica-Hospital "Dr. Miguel Trejo Ochoa"	Edificio de Hospitalización	Tecomán, Colima, 21 de Enero de 2003. $M = 7.6$	Daños en columnas en las que se observó ligero aplastamiento del concreto producto de los esfuerzos de flexocompresión, caída generalizada de los acabados de las columnas.	Daños en muros divisorios. Los plafones fueron afectados por una deficiente sujeción a la estructura. Caída de mobiliario y equipo médico.

Tabla 2.2 Resumen de daños en hospitales de México (Continuación)

	Edificio de Consulta Externa	Tecomán, Colima, 21 de Enero de 2003. $M = 7.6$		Daños en muros divisorios, plafones y caída de mobiliario y contenido del edificio.
	Edificio de Mantenimiento	Tecomán, Colima, 21 de Enero de 2003. $M = 7.6$	Agrietamiento inclinado en algunas columnas debido al efecto de la columna corta.	Daños en muros divisorios y contenido.
	Edificio de Investigación y Capacitación	Tecomán, Colima, 21 de Enero de 2003. $M = 7.6$		Daños ligeros en algunos de los muros divisorios.

2.4 DAÑOS EN HOSPITALES EN DIFERENTES PAÍSES

En lo que sigue se hará una descripción de los principales daños observados en hospitales de algunos países del continente Americano, tomado como referencia el trabajo de Cruz (1991) de la Organización Panamericana de la Salud.

2.4.1 SAN SALVADOR

El 10 de octubre de 1986 ocurrió un sismo de magnitud 5.7 en San Salvador, República de El Salvador, que causó intensidades de IX en la zona epicentral. Este sismo provocó daños en seis hospitales de la capital de dicho país y redujo la capacidad de camas de 2160 instaladas a 925 después del sismo, es decir, se perdió el 57 % de la capacidad instalada. Con la ocurrencia del sismo del 2001, $M_s = 7.6$, dejaron de funcionar 1,917 camas de hospital (39.1% de la capacidad total del país). Entre los establecimientos afectados figuraban el Hospital San Rafael, Hospital Rosales, el Hospital San Juan de Dios (San Miguel), el Hospital San Pedro (Usulután) y el Hospital de Oncología (OPS y OMS, 2004). La fotografía siguiente permite observar el colapso del Hospital Benjamín Bloom en San Salvador. El terremoto fue de 5.4 en Escala Richter el cual ocurrió en 1987¹.



Figura 2.35 Hospital Benjamín Bloom

¹ Página de la biblioteca digital de Nueva Zelanda (<http://www.nzdl.org/gsdImod?e=d-00000-00---off-0who-00-0---0-10-0---0---0direct-10---4-----0-11-11-en-50---20-about---00-0-1-00-0--4---0-0-11-10-OutfZz-8-00&cl=CL1.116&d=HASH01df1dd535e2f3ad423c5aef.6.2&x=1>)

2.4.2 COSTA RICA

Hospital Escalante Pradilla

El terremoto del 3 de julio de 1983 ocurrido en San Isidro de Pérez Zeledón, Costa Rica, magnitud 5.9, causado por una falla local produjo intensidades de VII en la comunidad de San Isidro y VIII en algunas comunidades circunvecinas. El hospital más dañado fue el “Hospital Escalante Pradilla” perteneciente a la Caja Costarricense de Seguro Social (CCSS). El hospital fue inaugurado en 1975 y diseñado antes de la promulgación del Código Sísmico de Costa Rica y contaba con 210 camas y atendía a una población de 11, 000 habitantes. La estructura presentaba serias deficiencias que lo hacían vulnerable. Los equipos electromecánicos carecían de seguridad al presentar anclajes y sujeciones inadecuados y al estar una gran cantidad de ellos concentrados en un mismo sitio.

Los daños estructurales que produjo el sismo fueron fallas por el mecanismo de columna corta, generalizados en toda la estructura. El daño no estructural en plafones y ventanas e instalaciones fue excesivo contribuyendo a crear pánico entre el personal. El costo total de las reparaciones ascendió a 25 millones de colones, 500, dólares al cambio oficial de esa fecha, de manera que se invirtieron \$ 2, 380 por cama en reparaciones. Las reparaciones se concluyeron en julio de 1984, o sea se necesitaron 12 meses para dejar al hospital en condiciones de servicio.

Hospital Nacional de Niños

Durante el sismo del 22 de diciembre de 1990 con epicentro ubicado en la Zona de Puriscal, de magnitud 5.7, profundidad de 25 km, la intensidad más grande que sufrió el hospital fue de VI habiéndose concluido la reestructuración comenzada en 1987 después del sismo de la década de los ochenta. El hospital no presentó ningún tipo de daño, salvo la caída de algunos objetos y el agrietamiento menor en algunos muros.

Hospital México

El sismo de 1983, $M_s = 8.5$, provocó daños en el hospital México y las fotografías (figuras 2.36 y 2.37) muestran la rehabilitación de la estructura del complejo hospitalario².

Posteriormente, en el sismo del 25 de marzo de 1990 el hospital experimentó una intensidad de VI. El proceso de reestructuración estaba por concluirse en uno de sus edificios, el sur-este, los restantes no presentaban avances. El edificio en reparación no tuvo ningún tipo de daño mientras que en el edificio central y en el de quirófanos hubo caída de plafones y agrietamiento en muros, en el edificio nor-oeste hubo rotura de vidrios, caída de plafones, agrietamiento de muros y el inicio de fallas en algunas columnas del quinto piso. En el edificio de lavandería no se presentaron daños.

² Página de La Biblioteca Médica Nacional de la Universidad Nacional Autónoma de Honduras (<http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/044/044.6.htm>)

El sismo del 30 de junio produjo una sacudida menor que la del sismo del 25 de marzo. Para esta fecha la reestructuración del edificio sur-este estaba concluida y se trabajaba en los dos primeros niveles del edificio nor-oeste. El daño causado por este sismo fue escaso en toda la estructura.



Figura 2.36 Hospital México (Remodelación)



Figura 2.37 Hospital México

La intensidad del sismo del 22 de diciembre del mismo año fue la más fuerte. El estado de reestructuración en el edificio sur-este estaba totalmente concluido y ocupado por el hospital, el edificio central, de quirófanos y de lavandería sin iniciarse. El edificio nor-oeste se trabajaba en la fachada principal. Los daños de este sismo son los siguientes: en el edificio sur -este no se presentaron daños, en los quirófanos hubo caída de plafones, ruptura de vidrios, contaminación y agrietamiento de muros.

Hospital Monseñor Sanabria

El sismo del 25 de marzo de 1990 fue el que causó daños en este hospital. Los sismos del 30 de junio y del 22 de diciembre no provocaron efectos en el sistema estructural ni en los elementos no estructurales. El estado de reestructuración estaba incompleto en los diferentes niveles y fue causa de problemas de torsión y desplazamientos no uniformes en la planta debida a la no simetría de la estructura adicionada en ese momento. El daño que este sismo causó se concentró en las paredes de mampostería porque aún no se desligaba de la estructura principal y en la parte de farmacia por caída de medicamentos y equipos.

Hospital San Juan de Dios

Es uno de los más antiguos del país, cuenta con nueve edificios independientes construidos en 1898, 1940, 1967 y 1990. El edificio de medicina de cinco niveles es el más alto. En total el área construida del hospital alcanza los 55, 000 m². El hospital contaba con 920 camas. Los sismos de 1990 causaron poco daño, sin embargo, el terremoto del 22 de diciembre provocó grandes impactos a la estructura en general. Se presentó caída de plafón ruptura de ventanas, desajustes en el ascensor. No se mostraron más daños en equipos ya que se tomaron medidas correctivas para evitar el daño en contenidos.

Hospital San Rafael

Está ubicado en Alajuela y la mayoría de sus edificios son las instalaciones hospitalarias más antiguas de Costa Rica, datan de 1884. Las más recientes son del año de 1970. Hasta antes del sismo del 22 de diciembre contaba con 218 camas y un área útil de 10, 000 m², después de este sismo se redujo a 85. El daño más importante en los sistemas estructurales fue el generado en la losa de la cuarto de máquinas y lavandería, así como en algunas vigas principales.

Los daños en infraestructura del sector salud que se comentarán con respecto a países como Chile, Estados Unidos de América, Nicaragua y Colombia, se tomó como referencia el estudio realizado por Boroschek *et al.* (1995).

2.4.3CHILE

Para el sismo en la zona central el 3 de Marzo de 1985, $M_s = 7.8$, se dañaron 79 centros hospitalarios con una pérdida total de 3271 camas. De la misma forma el terremoto de 1960 en la zona sur de Chile, en la ciudad de Valdivia en el Hospital Regional se presentó daño en su sistema estructural y en un estanque de almacenamiento de agua potable.

Las siguientes fotografías muestran el daño en el sistema estructural y no estructural de hospitales en este país.

En 1995 se presentó un terremoto de 8.0 en Escala Richter, dicho evento provoco daños al Hospital Antofagasta en la República de Chile. En la fotografía (figura 2.38) se contempla la falla del muro estructural, así como daños en trabes y desprendimiento del recubrimiento³.



Figura 2.38 Hospital Antofagasta

³ Página de La Biblioteca Médica Nacional de la Universidad Nacional Autónoma de Honduras (<http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/044/044.6.htm>)

En esta fotografía (figura 2.39) se observa la parte externa del Hospital Félix Bulnes, Santiago, Chile con daños en las fachadas principales, más aún en los elementos no estructurales. La magnitud del terremoto fue de 8.8 en Escala Richter durante el 2010⁴.



Figura 2.39 Hospital Félix Bulnes

Las siguientes imágenes muestran (figura 2.40 a la 2.45) la falla de un muro interior además de la caída de mobiliario, techos falsos, sustancias médicas que pudieron afectar tanto al personal como a los pacientes y familiares dejando al hospital totalmente inoperable y sin servicio para la gente con necesidad de atención médica⁵.



Figura 2.40 Hospital Félix Bulnes 1



Figura 2.41 Hospital Félix Bulnes 2

⁴ Página del periódico La tercera del país de Chile (http://www.latercera.com/contenido/680_230093_9.shtml)

⁵ Página de noticias online Emol del país de Chile (http://www.emol.com/mundografico/?G_ID=13663)



Figura 2.42 Hospital Félix Bulnes 3



Figura 2.43 Hospital Félix Bulnes 4



Figura 2.44 Hospital Félix Bulnes 5



Figura 2.45 Hospital Félix Bulnes 6

2.4.4 ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

Con el sismo de San Fernando de 1971, $M_s = 6.6$, del Hospital Veteranos se colapsaron dos edificios y hubo 47 personas muertas. En el hospital Olive View con 600 camas, presentó daño estructural severo, dos pacientes muertos debido a falla de equipo esencial y un muerto por caída de elemento no estructural. El edificio fue demolido y reconstruido para estar en servicio a partir de 1977 teniendo un costo de US\$ 54 millones. El hospital sufrió daño funcional severo en el sismo de Northridge en 1994, $M_s = 6.7$, que lo dejó sin servicio.

En seguida se muestran fotografías (figuras 2.46 a la 2.48) de daños en hospitales ya mencionados, así como el Hospital de Kern y el Hospital Native, provocados por diferentes sismos en Estados Unidos de América.

El sismo de 1971 con magnitud de 6.7 causó bastantes daños en la estructura del Hospital Olive View en Sylmar, San Fernando, Los Ángeles, California, EUA, se presentó el fenómeno de piso débil

debido a la vulnerabilidad que tuvo la planta baja provocado por tener menor rigidez y poca resistencia. El edificio fue demolido y reemplazado con un mejor sistema estructural que sobrevivió al terremoto de Northridge de 1994⁶.



Figura 2.46 Hospital Olive View 1



Figura 2.47 Hospital Olive View 2



Figura 2.48 Hospital Olive View 3

En San Fernando, California, EUA el Hospital Administrativo de Veteranos sufrió daños a causa del sismo de 1971, su magnitud fue de 6.7 matando a 47 personas. Se puede observar (figura 2.49) que el colapso de tres edificios fue por problemas en la cimentación. Los edificios se habían construido en 1925, antes de que los códigos de construcción estuvieran en vigor⁷.



Figura 2.49 Hospital Administrativo de Veteranos

⁶ Página de la Biblioteca de Colección Fotográfica del Servicio Geológico de los Estados Unidos (http://libraryphoto.cr.usgs.gov/cgi-bin/show_picture.cgi?ID=ID.%20Kachadoorian,%20R.%20%2083ct)

⁷ Página del Almacén de Publicaciones del Servicio Geológico de Estados Unidos (<http://pubs.usgs.gov/fs/2005/3052/>)

En la figura 2.50 se observan daños en las escaleras del Hospital de Kern, California, EUA el sismo tuvo una magnitud de 7.3 Escala Richter en 1952⁸.



Figura 2.50 Hospital Kern

El Hospital Native en Alaska se vio afectado por el sismo de 9.2 en 1964. La figura 2.51 muestra un importante deslizamiento de tierra que dañaron a la estructura del hospital⁹.



Figura 2.51 Hospital Native

⁸ Página de fotografía online (<http://www.flickr.com/photos/kerncountylibrary/7055047069/sizes/m/in/photostream/>)

⁹ Sitio web (<https://www.pinterest.com/pin/52495151880974534/>)

2.4.5 MANAGUA, NICARAGUA

En el sismo del 23 de diciembre de 1972, $M_s = 6.2$, todos los hospitales en la capital quedaron inoperantes. La cirugía de emergencia se realizó en el vestíbulo del Hospital Baptista hasta que se agotó el suministro de agua. A continuación, se presentan imágenes donde se observan daños en la infraestructura de salud.

El Hospital general de Managua “El Retiro”, Nicaragua, antes del sismo se observa en la fotografía de la izquierda (figura 2.52), días después del sismo, en el año de 1972, la estructura del hospital tuvo graves daños y se observa en la fotografía de la derecha (figura 2.53), se presentó el fenómeno de piso débil en el segundo nivel por el drástico cambio de rigidez en la planta alta¹⁰.



Figura 2.52 Hospital general de Managua “El Retiro” (antes del sismo)

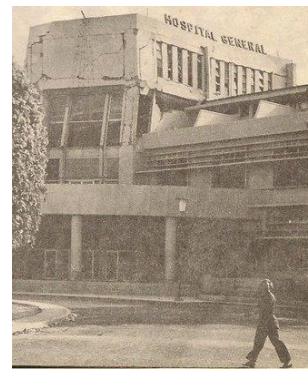


Figura 2.53 Hospital general de Managua “El Retiro” (después del sismo)

2.4.6 ARMENIA, COLOMBIA

Durante el sismo del 1999, $M_s = 5.8$, 71 establecimientos de salud resultaron dañados, de acuerdo a un reporte de la OPS y de la Organización Mundial de la Salud (OPS y OMS, 2004).

2.4.7 JAPÓN

De acuerdo a lo establecido en Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud (PAHO-OPS) la imagen de la figura 2.54 muestra el Colapso del quinto piso debido a la falla en columnas del Hospital Municipal ubicado en Kobe, Japón. Este evento sísmico sucedido en 1995 presentó una magnitud de 7.2. De igual forma, en dicha figura se observan daños en ventanas y fachada¹¹.

¹⁰ Página de fotografía del país de Nicaragua (<http://www.aquinaragua.com/foto-managua.html>)

¹¹ Página de la biblioteca digital de Nueva Zelanda (<http://www.nzdl.org/gsdmod?e=d-00000-00---off-0who--00-0---0-10-0---0direct-10---4-----0-11--11-en-50---20-about---00-0-1-00-0--4---0-0-11-10-OutfZz-8-00&cl=CL1.116&d=HASH01df1dd535e2f3ad423c5aef.6.2&x=1>)



Figura 2.54 Hospital Municipal de Kobe

2.4.8 ECUADOR

El sismo de magnitud 6.9 ocurrió el 2 de Octubre de 1995 donde el Hospital de Tena presentó daños en la junta de construcción que unía a dos bloques del hospital¹² (figura 2.55).



Figura 2.55 Hospital de Tena

Los daños presentados por el sismo de magnitud 7.1 en 1998, provocó falla por cortante en una columna perimetral de la planta baja (figura 2.56) en el Hospital Miguel H. Alcívar de Bahía¹³.

¹² Página online (http://jaimeargudo.com/wp-content/uploads/2011/04/hospital_bahia.pdf)

¹³ Página online (http://jaimeargudo.com/wp-content/uploads/2011/04/hospital_bahia.pdf)



Figura 2.56 Hospital Miguel H. Alcívar

También se observaron fallas en columnas y traveses de los primeros niveles de la estructura. También se observa daños no estructurales como la caída de ventanales, así como daños en la herrería¹⁴.



Figura 2.57 Hospital Bahía 1



Figura 2.58 Hospital Bahía 2



Figura 2.59 Hospital Bahía 3



Figura 2.60 Hospital Bahía 4

¹⁴ Página online (http://jaimeargudo.com/wp-content/uploads/2011/04/hospital_bahia.pdf)

2.4.9 HAWÁI

El sismo ocurrido en 2006, $M_s = 6.6$, dañó el cuarto de Operación en el Hospital Kona, se puede observar claramente la caída de elementos no estructurales, como techos falsos y mobiliario como consecuencia de una pobre sujeción de este tipo de elementos¹⁵ (figura 2.61).



Figura 2.61 Hospital Kona

2.4.10 HAITÍ

En la imagen 2.62 se observa el colapso de un Hospital, el evento sísmico tuvo una magnitud de grado 7.0 durante el año de 2010¹⁶.



Figura 2.62 Hospital en Haití

¹⁵ Página online (<http://the.honoluluadvertiser.com/article/2006/Oct/15/br/br2546387190.html>)

¹⁶ Página online (<http://desdeverde.blogspot.mx/2010/01/colapsan-hospital-y-escuela-atrapados.html>)

2.5 RESUMEN DE DAÑOS EN HOSPITALES DE OTROS PAÍSES

Tabla 2.3 Resumen de daños en hospitales de otros países

OTROS PAÍSES				
País	Hospital	Sismo	Daño estructural	Daño no estructural
Argentina	Hospital El Carmen	25 de Enero de 1985. $M = 5.4$	Fallas en fachada, quedó fuera de servicio.	
Costa Rica	Hospital Escalante Pradilla	3 de Julio de 1983. $M = 5.9$	Fallas por el mecanismo de columna corta.	Daño en plafones y ventanas e instalaciones. Los equipos electromecánicos carecían de anclajes y sujeciones inadecuadas.
	Hospital Nacional de Niños	22 de Noviembre de 1990. $M = 5.7$	Agrietamiento menor en algunos muros.	Caída de algunos objetos.
	Hospital México	25 de marzo de 1990. $M = 6.8$	Agrietamiento en muros, fallas en algunas columnas del quinto piso.	Caída de plafones, rotura de vidrios.
	Hospital Monseñor Sanabria	25 de marzo de 1990. $M = 6.8$	Problemas de torsión y desplazamientos no uniformes debida a la no simetría de la estructura.	Caída de medicamentos y equipos.
	Hospital San Juan de Dios	22 de Noviembre de 1990. $M = 5.7$	Grandes impactos a la estructura en general.	Caída de plafón ruptura de ventanas, desajustes en el ascensor.
	Hospital San Rafael	22 de Noviembre de 1990. $M = 5.7$	Daño importante en losa del cuarto de máquinas y lavandería así como en algunas vigas principales.	De 218 camas hospitalarias se redujo a 85 después del sismo.
Chile	Hospital de Valdivia	22 de Mayo de 1960. $M = 9.5$	Importantes desplazamientos estructurales.	Incendios, ruptura de vidriera y daños en fachada.
	Hospital Traumatológico	22 de Mayo de 1960. $M = 9.5$	Fenómeno de columna corta.	Ruptura de ventanas en todos los niveles de la estructura y daños en fachada.
	Hospital Félix Bulnes	27 de Febrero de 2010. $M = 8.8$	Falla de un muro interior.	Caída de mobiliario, techos falsos, sustancias médicas.
Ecuador	Hospital de Tena	2 de Octubre de 1995. $M = 6.9$	Daños en la junta de construcción que unía a dos bloques del hospital.	
	Hospital Miguel H. Alcívar	4 de Agosto de 1998. $M = 7.1$	Falla por cortante en una columna perimetral de la planta baja.	

Tabla 2.3 Resumen de daños en hospitales de otros países (Continuación)

	Hospital Bahía	4 de Agosto de 1998. $M = 7.1$	Fallas en columnas y trabes de los primeros niveles de la estructura.	Caída de ventanales así como daños en la herrería.
El Salvador	6 Hospitales de la capital San Salvador	10 de Octubre de 1986. $M = 5.7$		Se redujo la capacidad de camas de 2160 instaladas a 925 después del sismo (57 % de la capacidad instalada).
	Hospital San Rafael, Hospital Rosales, Hospital San Juan de Dios (San Miguel), Hospital San Pedro (Usulután) y Hospital de Oncología	13 de Enero de 2001. $M = 7.7$		Dejaron de funcionar 1,917 camas de hospital (39.1% de la capacidad total del país).
Estados Unidos de América	Hospital de Kern, California.	1952. $M = 7.3$		Daños en escaleras.
	Hospital Olive View	9 de Febrero de 1971. $M = 6.7$	Fenómeno de piso débil.	Daños en ventanas.
	Hospital Administrativo de Veteranos	9 de Febrero de 1971. $M = 6.7$	Problemas en cimentaciones, colapso de 4 edificios.	
	Hospital Native, Alaska	27 de Marzo de 1964. $M = 9.2$		
Haití	Hospital de Haití	12 de Enero de 2010. $M = 7.0$	Colapso total.	
Hawái	Hospital Kona	15 de Octubre de 2006. $M = 6.6$		Caída de elementos no estructurales, como techos falsos y mobiliario como consecuencia de una pobre sujeción de este tipo de elementos.
Japón	Hospital Municipal de Kobe	17 de Enero de 1995. $M = 7.2$	Colapso del 5to piso debido a la falla en columnas.	Daños en ventanas y fachada.
Nicaragua	Hospital general de Managua "El Retiro"	23 de Diciembre de 1972. $M = 6.4$	Fenómeno de piso débil en el segundo nivel.	Daños en fachadas.

Tabla 2.4 Datos adicionales, OPS (2004)

Identificación y año	Magnitud	Efectos
San Fernando, California, 9 de febrero de 1971	6.4	Tres hospitales sufrieron daños severos y no pudieron operar normalmente. Aún más, la mayoría de las víctimas se presentaron en dos de los hospitales que se derrumbaron. El Hospital Olive View, uno de los más gravemente afectados en 1971, fue reforzado.
Managua, Nicaragua, 1972	5.6	El Hospital General fue severamente dañado, evacuado y posteriormente demolido.
Guatemala, Guatemala, 1976	7.5	Varios hospitales fueron evacuados.
Popayán, Colombia, 1983	5.5	Daños e interrupción de servicios en el Hospital Universitario San José.
Mendoza, Argentina, 1985	6.2	Se perdieron algo más del 10% del total de camas (estatales + privadas = 3.350). De 10 instalaciones afectadas, 2 fueron demolidas y una desalojada.

Tabla 2.4 Datos adicionales, OPS (2004) (Continuación)

México, D. F., México, 1985	8.1	Se derrumbaron 5 establecimientos hospitalarios y otros 22 sufrieron daños mayores; por lo menos 11 instalaciones fueron evacuadas. Se estimaron pérdidas directas por US\$ 640 millones. Los hospitales más seriamente dañados fueron el Centro Médico Nacional del Instituto Mexicano de Seguridad Social (IMSS), el Hospital General y el Hospital Benito Juárez. Entre camas destruidas y las que fue necesario evacuar, los sismos produjeron un déficit súbito de 5.829 camas; en el Hospital General murieron 295 personas y en el Juárez 561, entre las cuales se encontraban pacientes, médicos, enfermeras, personal administrativo, visitantes y recién nacidos.
San Salvador, El Salvador, 1986	5.4	Algo más de 2.000 camas perdidas, más de 11 instalaciones hospitalarias afectadas: 10 fueron desalojadas y 1 se perdió totalmente. Se estimaron daños por US\$ 97 millones.
Tena, Ecuador, 1995	6.2	El hospital Velasco Ibarra (120 camas) sufrió daños no estructurales moderados: el agrietamiento de varias paredes, la ruptura de vidrios, caída de tumbados (cielo falso, cielo raso), desperfecto en el sistema de ascensores y daños en algunas tuberías para conducción de oxígeno y de agua, lo que obligó a la suspensión de sus servicios y a la evacuación de las instalaciones.

III. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS HOSPITALES

3.1 GENERALIDADES

Según la Organización Panamericana para la Salud (OPS, 2004), un hospital seguro es:

Un establecimiento de salud cuyos servicios permanecen accesibles y funcionando a su máxima capacidad y en su misma infraestructura inmediatamente después de que ocurre un desastre natural. Un hospital seguro no debe colapsar en un desastre matando pacientes y personal, debe continuar funcionando y proveyendo sus servicios. Para ello, es organizado con planes de contingencia y personal de salud entrenado para mantener la red funcionando. Aunque el objetivo de mantener un hospital funcionando óptimamente luego de un desastre puede parecer muy ambicioso, es posible construir hospitales que soporten desastres ocasionados por amenaza sísmica, inundación y vientos fuertes.

Los hospitales se clasifican de acuerdo al grado de complejidad, número de camas y ámbito geográfico de acción. La siguiente clasificación es la más utilizada en Latinoamérica (CEPREDENAC, 2008).

1. Por el grado de complejidad

En la tabla 3.1 se muestra la clasificación de hospitales atendiendo el grado de complejidad, en la cual se distinguen cuatro tipos.

Tabla 3.1 Por el grado de complejidad

Tipo	Características
Tipo I	Brinda atención general en las áreas de medicina, cirugía, pediatría, gineco-obstetricia y odonto-estomatología.
Tipo II	Además de lo señalado para el Hospital Tipo I, brinda atención básica en los servicios independientes de medicina, cirugía, gineco-obstetricia y pediatría.
Tipo III	A lo anterior se suma la atención en determinadas subespecialidades.
Tipo IV	Brinda atención de alta especialización.

2. Por el número de camas

Dentro del sector salud el número de camas es un factor importante y por lo mismo los hospitales se pueden clasificar de pequeño a extra grande (tabla 3.2).

Tabla 3.2 Clasificación por número de camas

Hospital	Características
Pequeño	hasta 49 camas
Mediano	50 - 149
Grande	150 - 399
Extra Grande	Mayor a 400

3. Por el ámbito geográfico de acción:

Atendiendo a este aspecto el hospital se puede clasificar como: nacional, apoyo departamental y apoyo local.

3.2 ASPECTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES DE LOS HOSPITALES

En un hospital se deben considerar aspectos estructurales que garanticen que la estructura soportará cualquier amenaza para que no colapse (CEPREDENAC, 2008).

El término estructural, o componentes estructurales, se refiere a aquellas partes de un edificio que lo mantienen en pie. Esto incluye cimientos, columnas, muros portantes, vigas y diafragmas; entendidos éstos como los pisos y techos diseñados para transmitir fuerzas horizontales, como las de sismos, a través de las vigas y columnas hacia los cimientos.

Los establecimientos para la prestación de servicios de salud por construirse o existentes, que estén situados en zonas expuestas a movimientos sísmicos, deben contemplar normas de sismo resistencia encaminadas a ofrecer seguridad a las personas que se encuentran en los inmuebles y en segunda instancia a proteger la continuidad del funcionamiento del hospital (OPS, 2004).

En tanto el término no estructural se refiere a aquellos componentes del hospital que están unidos a las partes estructurales (muros divisorios, ventanas, techos, puertas, cerramientos, cielos rasos, etc.), que cumplen funciones esenciales en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.), o que simplemente están dentro de las edificaciones (equipos médicos, mecánicos, muebles, etc.). Los aspectos no estructurales se pueden agrupar en tres categorías: arquitectónicos, mobiliario y equipo, e instalaciones tal como se ilustra en la tabla 3.3 (CEPREDENAC, 2008).

Tabla 3.3 Descripción de los aspectos no estructurales de los hospitales

ASPECTOS NO ESTRUCTURALES	DESCRIPCIÓN
Componente arquitectónico	<ul style="list-style-type: none"> • Falsos techos • Vidrios y ventanas • Fachadas • Muro divisorio • Muros exteriores
Instalaciones	<ul style="list-style-type: none"> • Sistema de aire y ventilación: Los hospitales requieren de un sistema de aire y ventilación para evitar la propagación de enfermedades. • Sistema de tuberías y cañerías: En este sistema se encuentran los gases médicos (por ejemplo, oxígeno), agua, vapor y aspersores de fuego. • Planta energética: Dentro de sus instalaciones, los hospitales deben tener una planta de emergencia. • Agua: Los hospitales tienen cisternas y pozos propios de agua.

Tabla 3.3 Descripción de los aspectos no estructurales de los hospitales (continuación).

	<ul style="list-style-type: none"> • Saneamiento: Los hospitales tienen instalaciones de saneamiento de desechos biológicos y no biológicos. • Otros: Aquí se pueden categorizar instalaciones como los elevadores.
Mobiliario y equipo	<ul style="list-style-type: none"> • Camas • Camillas • Camas operatorias • Tanques de oxígeno • Ultrasonidos • Equipos de radiología • Equipos de radiación
Sistemas de comunicación electrónica	<ul style="list-style-type: none"> • Antenas • Radios • Cables

Pueden presentarse situaciones en donde componentes no estructurales inciden en la ocurrencia de fallas estructurales. Equipos pesados, tales como: sistemas centrales de aire acondicionado, equipos de rayos X, escanógrafos, generadores eléctricos, calderas, piscinas de hidroterapia y otros, que puedan encontrarse ubicados en los pisos superiores del hospital o en pisos dedicados exclusivamente para colocación de equipos centrales, pueden modificar significativamente el comportamiento de la estructura tal como fue calculada, y desplazarse o voltearse ante la ausencia de anclajes, generando colapsos parciales o totales del edificio. Elementos arquitectónicos, de mampostería de relleno no reforzada y pesados revestimientos, pueden alterar el comportamiento del edificio mientras está vibrando.

En el diseño de toda estructura sometida a movimientos sísmicos, debe considerarse que los elementos no estructurales, tales como: cielos rasos, paneles, muros divisorios, ventanas, puertas, cerramientos, etc., así como equipos, instalaciones mecánicas y sanitarias deben soportar los movimientos de la estructura. Por otra parte, debe tenerse presente que la excitación de los elementos no estructurales es en general mayor que la excitación en la base, por lo cual puede decirse, en muchos casos, que la seguridad de los elementos no estructurales se encuentra más comprometida que la de la estructura misma (OPS, 2004).

Existen algunos peligros no estructurales que pueden afectar la vida o la salud de los ocupantes de un hospital, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- Muebles con bordes puntiagudos
- Vidrios que pueden caer en zonas de circulación
- Objetos que caen de estantes, gabinetes y cielo raso
- Impacto por objetos que se deslizan o ruedan por el piso
- Inhalación de gases tóxicos o médicos
- Contacto con líquidos corrosivos o peligrosos

- Quemaduras producidas por vapor
- Incendio
- Desconexión o fallas en sistemas de soporte de vida
- Incapacidad para abandonar el lugar

3.3 FUNCIONALIDAD DE LOS HOSPITALES

Los aspectos de funcionalidad de los hospitales están relacionados con la organización y la administración de un hospital, en consecuencia, se analiza la distribución de espacios, organización del personal y los procesos administrativos (CEPRENAC, 2008).

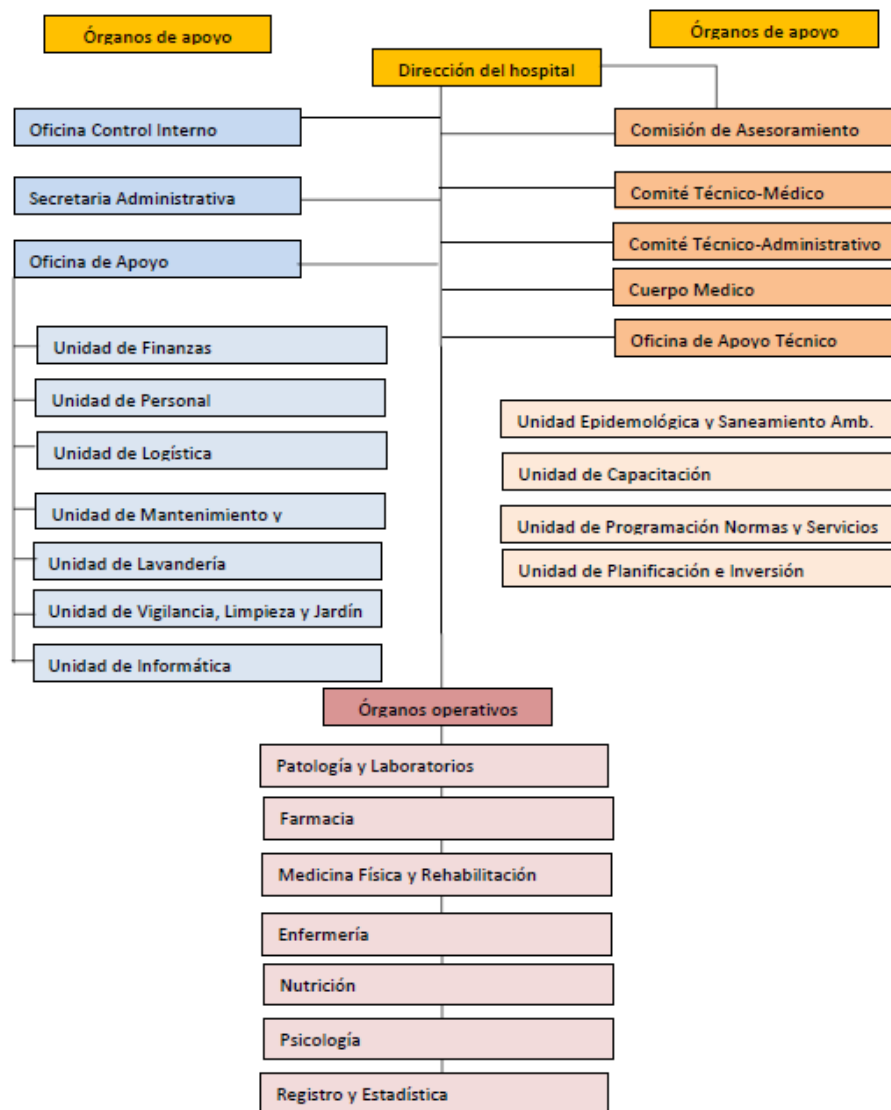


Figura 3.1 Aspectos administrativos y organizaciones

De acuerdo con SINAPROC (2006) los tres criterios que debe reunir un Hospital Seguro para brindar la operación necesaria:

- *Protección a la vida.* La edificación del establecimiento de salud es capaz de mantenerse en pie y resistir con daño mínimo los fenómenos destructivos de gran intensidad que se presentan en la zona donde está ubicado.
- *Protección de la inversión.* Las instalaciones y los equipos del establecimiento de salud son capaces de comportarse de tal forma que sufren daños mínimos y continúan operando frente a fenómenos destructivos de gran intensidad.
- *Protección de la función.* El establecimiento de salud es capaz de mantener o mejorar su producción de servicios de salud como parte de la red a la que pertenece.

3.4 ¿QUÉ SE DEBE CUIDAR EN UN HOSPITAL?

La OPS y la OMS (2007) redactó un documento con nombre “Hospitales Seguros: Iniciativa Regional Sobre los Establecimientos Sanitarios Capaces de Resistir los Efectos de los Desastres” menciona que la meta de los hospitales seguros abarca mucho más que la simple protección de la infraestructura y los equipos; este objetivo implica que los servicios de salud sigan funcionando como parte de una red y que puedan proteger la seguridad de los pacientes.

También significa que los trabajadores de los hospitales puedan seguir cumpliendo con sus tareas y que otros servicios esenciales sigan funcionando, como el saneamiento, el abastecimiento de agua, el control de las enfermedades, los laboratorios y los servicios de lavandería y cocina. Por consiguiente, las normas de construcción de los establecimientos de salud no solo deben garantizar la supervivencia del personal y de los pacientes, sino que también deben ser muy estrictos a fin de que las instalaciones sigan funcionando después de un desastre.

Los objetivos de la mitigación de vulnerabilidad deben estar orientados a: i) La protección de pacientes, personal, (médicos, enfermeras, auxiliares, y personal de apoyo) y visitantes, dentro y en los alrededores del hospital. Esta protección incluye, en el caso de ser requerido, la evacuación de todas las personas en forma segura y rápida después de un evento. ii) Los sistemas de atención de emergencia deben quedar operativos después del evento. iii) Personal de rescate y emergencia deben tener posibilidades de operación dentro de la estructura, inmediatamente después del evento, sin riesgo o mayor dificultada. iv) Los daños físicos y funcionales deben ser sólo aquellos que el sistema pueda tolerar, debe estar en capacidad de apoyar y dar respuesta adecuada a la demanda de la comunidad a la que sirve (Boroschek *et al.*, 1995).

Los hospitales pueden tener en cualquier momento una alta población de pacientes internos o ambulatorios, funcionarios, empleados y visitantes. Por esta razón, hay tres motivos principales para la planificación de preparativos para desastres (OPS, 2004):

1. El tratamiento de los pacientes debe continuar durante y después de la ocurrencia de una emergencia o desastre.

2. La protección de todos los ocupantes debe estar asegurada. Se debe hacer un análisis de vulnerabilidad de las instalaciones y, si es necesario, la instalación debe ser reforzada de acuerdo con los requisitos actuales de diseño y construcción. De no ser posible, los planes de emergencia deben ajustarse, entre tanto, a la vulnerabilidad existente.
3. Puede ser necesario, en algún momento durante la emergencia o desastre, evacuar pacientes ambulatorios y no ambulatorios. Esto puede agravarse si el desastre se presenta súbitamente y ocurre al mismo tiempo en que el hospital está lleno de visitantes, quienes, en la mayoría de los casos, no están familiarizados con los procedimientos de evacuación. En toda América Latina el número de visitantes en períodos pico, como los fines de semana, puede llegar a duplicar el de pacientes hospitalizados.

3.5 LA RENTABILIDAD DE UN HOSPITAL SEGURO

Los hospitales y establecimientos de salud simbolizan una gran inversión para un país y su gobierno, por ende, la destrucción o inhabilitación de cualquiera de ellos imponen una considerable carga económica al igual que el costo de la reconstrucción y la recuperación de la infraestructura de salud. El Gobierno Federal de México, por medio de la Secretaría Gobernación, constituye la Guía práctica del programa Hospital Seguro (SINAPROC 2006), en la cual menciona que los costos indirectos pueden resultar más altos que los costos directos de reemplazo y reconstrucción.

El costo de una instalación de salud o de un hospital seguro frente a un desastre es insignificante cuando se incluye en las consideraciones respectivas del diseño inicial. Para la gran mayoría de las nuevas instalaciones de salud, la incorporación de medidas integrales de protección contra sismos y fenómenos climáticos en el diseño desde el inicio solamente añadirá un cuatro por ciento al costo total. Los procesos de planificación de los nuevos hospitales pueden focalizarse fácilmente mediante su promoción y apoyo, y ello deberá representar una prioridad.

El costo de reacondicionar las instalaciones de salud ya existentes puede variar grandemente dependiendo del contexto, pero si se prioriza la protección de los cuidados críticos y la funcionalidad de un hospital se reducen los posibles costos y se ofrecen excelentes ejemplos de rentabilidad. Por ejemplo, los elementos no estructurales, es decir, el contenido representa la mayor parte del valor de los hospitales. El daño a los elementos no estructurales también es lo que por lo general deja a un hospital inoperable durante un desastre de origen natural. Aunque el reacondicionamiento de los elementos estructurales sólo cuesta aproximadamente uno por ciento, con ello se protege hasta un 90 por ciento del valor de un hospital (OPS, OMS 2005).

Además, los servicios de salud no sólo representan importantes centros de emergencia, sino que también desempeñan un papel esencial en el proceso de recuperación, la cohesión social y el desarrollo económico. Los hospitales, las instalaciones de salud y los servicios médicos tienen un singular valor simbólico como puntos de referencia de la confianza pública en el gobierno y la sociedad.

Para la OPS y la OMS (2005) el costo de las medidas de mitigación ante desastres también varía, dependiendo de si un hospital está en construcción o ya está construido. La inclusión de consideraciones de seguridad frente a los terremotos en la planificación de nuevos establecimientos puede incrementar alrededor de un dos por ciento al costo total (infraestructura y equipamiento), pues cuanto más pronto se integren las medidas de seguridad en el proceso, más económicas resultarán. Por otro lado, el reforzamiento de los establecimientos existentes para resistir terremotos, por ejemplo, puede costar un promedio del 8 al 15% del costo total. Un buen mantenimiento puede contribuir considerablemente a reducir al mínimo la vulnerabilidad no estructural y funcional. Para fines de referencia, el presupuesto anual recomendado de mantenimiento es el cuatro por ciento del costo del hospital. El costo de un estudio de ingeniería completo de la vulnerabilidad de un establecimiento es de hasta el 0.3% de su valor.

IV. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA HOSPITALES

4.1 DISEÑO POR DESEMPEÑO

Un importante avance consistió en identificar que una estructura constituida por marcos podría comportarse mejor ante una acción sísmica, si pudiera garantizarse que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil - columna fuerte), y si la resistencia del cortante de los miembros excediera a la correspondiente resistencia a flexión. Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño (Priestley, 2000).

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de confiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997). El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de

daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento.

El diseño sísmico por desempeño es un proceso que incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual (fase conceptual), el diseño preliminar, el diseño final, la revisión de aceptabilidad durante el diseño (fase numérica), la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción y el mantenimiento durante la vida de la estructura (fase de implementación).

4.1.1 OBJETIVOS DE DISEÑO

El conjunto de los estados límite de daño, para todos los niveles sísmicos de diseño relevantes, constituyen los objetivos de diseño. Los objetivos de diseño son una expresión del tipo de comportamiento deseado para un edificio de acuerdo con su ocupación, la importancia de sus funciones, y de su importancia como un recurso cultural o histórico (Terán, 2002).

Los niveles de desempeño o estados límite a los que se refiere el diseño basado en desempeño, se definen en función del nivel de daño ocasionado a los elementos estructurales y no estructurales que la conforman; así como de las consecuencias a los ocupantes de la misma, ante determinado evento sísmico (Godho, 2014).

El comité Visión 2000 (comité designado por la Sociedad de Ingeniería Estructural de California para estudiar la posibilidad de implementar metodologías de diseño sismo-resistente basadas en desempeño), define cuatro niveles de desempeño que se muestran a continuación:

- *Operación completa:* corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- *Operación inmediata:* en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- *Seguridad de vida:* está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas posiblemente en gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- *Colapso incipiente:* la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de

evaluación pueden verse interrumpidos por fallas locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

Los niveles sísmicos de diseño se plantean en función del periodo de retorno de las excitaciones sísmicas que pueden ocurrir en el sitio de la construcción. Este periodo depende a su vez de la probabilidad de que una medida de la intensidad de la excitación sísmica o de la respuesta de la estructura exceda, durante un intervalo de tiempo dado, un límite establecido de antemano (probabilidad de excedencia). Mientras mayor sea el periodo de retorno, mayor la intensidad de la excitación sísmica (Terán, 2002).

En función del resumen de daños observados en hospitales y de acuerdo a la matriz conceptual para la selección de los objetivos de desempeño (tabla 4.1) se establece que una edificación hospitalaria debe disponer de tres objetivos de diseño; Operación completa, Operación inmediata y Seguridad de vida tomando en cuenta que un hospital se considera como una estructura esencial que se fija dentro del Objetivo esencial.

Tabla 4.1 Objetivos de desempeño propuesto por el comité Visión 2000

NIVELES SÍSMICOS	NIVELES DE DESEMPEÑO			
	Operación completa	Operación inmediata	Seguridad de vida	Colapso incipiente
Frecuente	1	DISEÑO NO ACEPTABLE		
Ocasional	2			
Raro	3	2	1	
Muy raro		3	2	1

donde: 1. Objetivo estándar 2. Objetivo esencial 3. Objetivo de seguridad crítica

En general, las enseñanzas que han dejado los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña con una buena normativa sismo-resistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño sobre la infraestructura es marginal en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias.

En la tabla 4.2 se presentan las recomendaciones que hace la Organización Panamericana de la Salud en la cual se plantean distintos Objetivos de desempeño, siendo estos más estrictos:

Tabla 4.2 Objetivos de comportamiento sísmico recomendados por la OPS

Nivel de diseño sísmico	Comportamiento requerido			
	Operación permanente	Ocupación inmediata	Protección de la vida	Prevención del colapso
Frecuente (50%/30 años)	✘		Comportamiento inaceptable (para edificios nuevos)	
Ocasional (50%/50 años)	◆	✘		
Raro (10%/50 años)	■	◆	✘	
Muy raro (10%/100 años)		■	◆	✘

- = Seguridad crítica, como hospitales, departamentos de bomberos
- ◆ = Instalación esencial o peligrosa, como centrales telefónicas, edificio con químicos tóxicos
- ✘ = Instalación básica o convencional, como edificios de oficinas y de residencias

De acuerdo con esta tabla, un hospital debe ser diseñado, de tal forma que continúe en operación después de un sismo "raro" (probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años), y que quede al menos en condición de ocupación inmediata después de un sismo "muy raro" (probabilidad de ocurrencia del 10% en 100 años).

4.2 DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO

Las demandas sísmicas y la dimensión del daño de la estructura están directamente relacionado con los desplazamientos del sistema estructural provocados por algún sismo de cierta intensidad. Dado lo anterior existen diferentes enfoques que tiene el diseño por desempeño por ejemplo el diseño sísmico basado en desplazamiento.

La razón de adoptar este procedimiento obedece a que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes, con los cuales el daño estructural puede ser controlado eficientemente mejor que con límites de resistencia. Dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento existen diferentes enfoques: diseño basado en desplazamiento directo, espectro del punto de fluencia, espectro de capacidad, entre otros (Rivera y Meli, 2008).

Una diferencia primordial entre el diseño basado en fuerzas y el diseño basado en desplazamientos es que este último toma como medida de demanda sísmica el desplazamiento como mejor indicador del nivel de daño, tal como se observa en la figura 4.1.

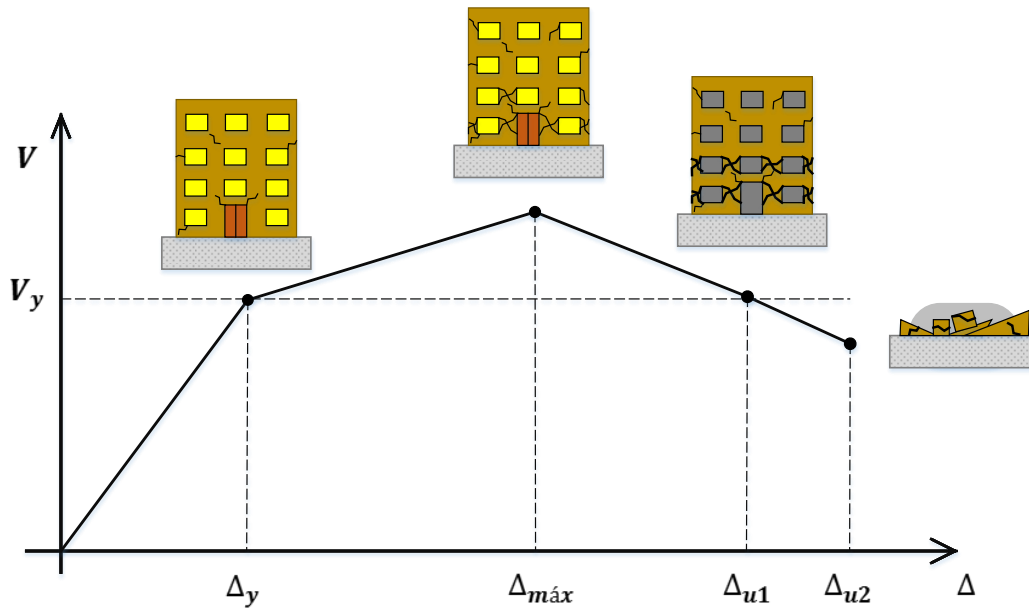


Figura 4.1 Desempeño por desplazamiento

En la figura 4.2 se puede observar claramente que la metodología basada en desplazamientos da una mejor certidumbre en cuanto al desempeño de la estructura al correlacionar las deformaciones con el daño estructural. Si conocemos el desplazamiento de la estructura se puede determinar en qué nivel de daño se encuentra, sin embargo, si se conoce la fuerza resistida por la estructura es mucho más complicado conocer el grado de daño, ya que una misma fuerza puede indicarnos dos niveles de daño distintos en el gráfico (Godho, 2010).

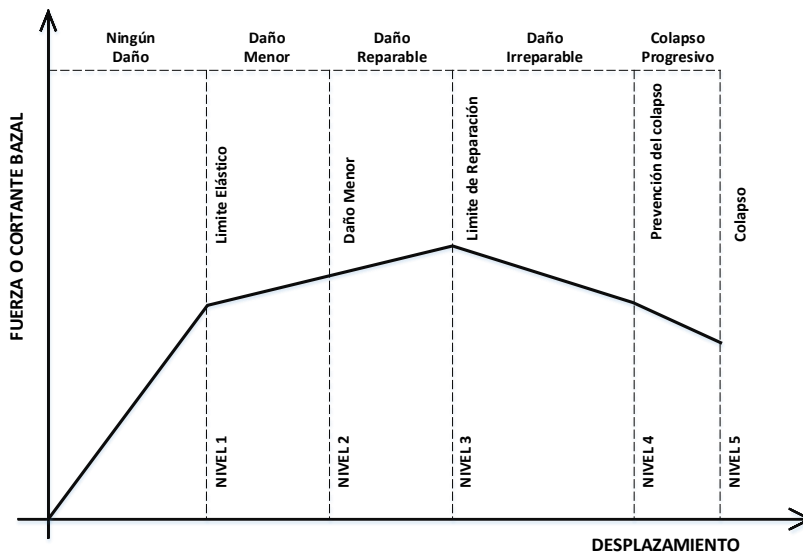


Figura 4.2 Curva de capacidad, niveles de desempeño y niveles de daño

4.3 RECOMENDACIONES DE CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA Y ESTRUCTURAL PARA HOSPITALES SEGÚN OPS

4.3.1 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA

A continuación, se exponen brevemente los aspectos más relevantes de la incidencia de la configuración geométrica en la respuesta sísmica de las edificaciones, así como los mecanismos correctivos. Debe ponerse énfasis en que, debido a su complejidad y a su estrecha relación con el planteamiento de espacio y forma de la construcción, los problemas de configuración deben enfrentarse desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio y en toda la etapa de diseño (Figura 73). Por esta razón es un tema que debe ser comprendido en toda su amplitud por los arquitectos y diseñadores (OPS, 2004).

En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo, la excitación que se da en un punto de la cimentación en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud del edificio en la dirección de las ondas. Los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas que los edificios largos.

La solución para el problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de juntas de dilatación sísmica, de tal forma que cada uno de ellos pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque, sin peligro de golpeteo o choque entre los diferentes cuerpos o bloques que componen la edificación.

La concentración de esfuerzos en plantas complejas es muy común en edificaciones hospitalarias. Se define como planta compleja a aquella en la cual la línea de unión de dos de sus puntos suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, U, L, etc.).

En las plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala (Figura 4.3). Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aun en el diafragma de la planta.

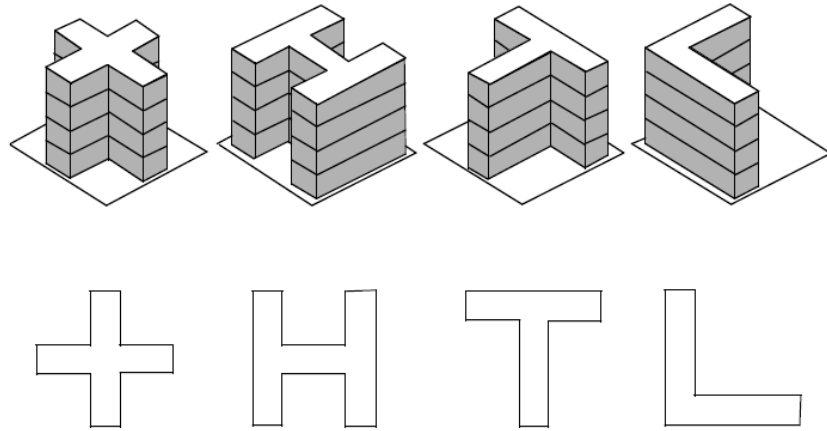


Figura 4.3 Plantas irregulares

La solución consiste en la introducción de juntas construcción. Estas juntas permiten que cada bloque tenga su propio movimiento, sin estar atado al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo de cada ala. Las juntas deben tener el ancho suficiente para permitir el movimiento de cada bloque sin golpearse.

4.3.2 PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN

Los escalonamientos en elevación del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, entre otros. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco (figura 4.4). En términos generales, debe buscarse que los cambios sean lo más uniforme posible, con el fin de evitar dicha concentración (OPS, 2004).

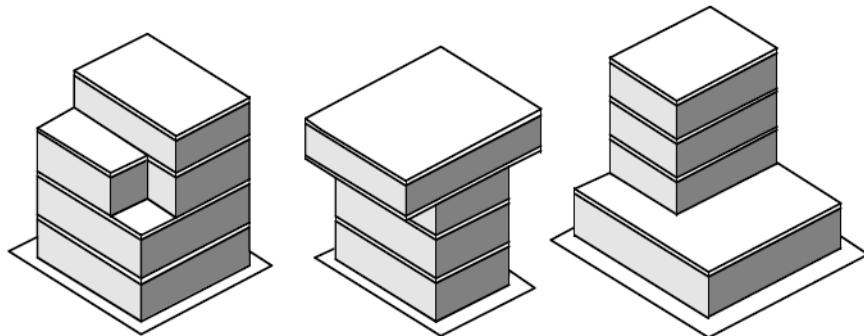


Figura 4.4 Formas irregulares en elevación

4.3.3 CONCENTRACIONES DE MASA

El problema en cuestión es ocasionado por altas concentraciones de la masa en algún nivel determinado del edificio y se puede deber a la disposición en él de elementos pesados, tales como: equipos, tanques, bodegas, archivos, etc. El problema es mayor en la medida en que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, y por ende una mayor posibilidad de volcamiento del equipo (figura 4.5).

Por lo anterior, en el diseño arquitectónico es recomendable disponer los espacios que representen pesos inusuales en sótanos o en construcciones aisladas alejadas al cuerpo principal del edificio. En casos en los que por razones topográficas se deba tener almacenamientos de agua elevados, es preferible construir torres independientes para ese fin, en lugar de adosarlas al edificio principal.



Figura 4.5 Concentraciones de masa, tales como estanques de agua en el techo de hospitales pueden producir daños que comprometan el funcionamiento del hospital

4.3.4 COLUMNAS DÉBILES

El diseño sísmico de marcos busca que el daño producido por sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso del edificio por el daño en columnas. Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos de sismo-resistencia han fallado por esta causa. Estas fallas pueden agruparse en dos clases: columnas de menor resistencia que las vigas y columnas cortas.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas, debido a que su mecanismo de falla es frágil.

4.3.5 PISOS SUAVES

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles o suaves, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambos cosas.

La presencia de pisos suaves se puede atribuir a la diferencia de altura entre pisos e interrupción de elementos estructurales verticales en el piso (figura 4.6).

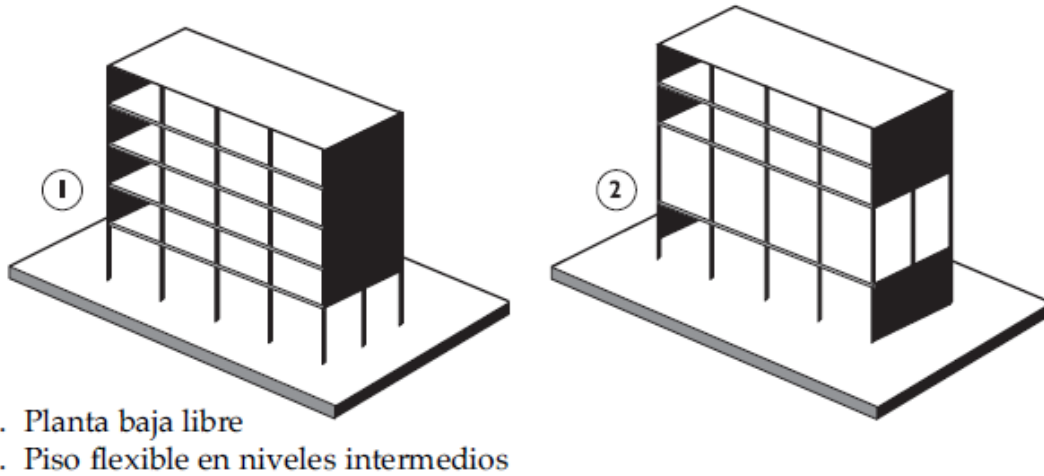


Figura 4.6 Ejemplos de edificios con irregularidad tipo "piso flexible"

4.3.6 TORSIÓN

La torsión ha causado daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad) hasta el colapso estructural (figura 4.7). La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez. Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son: posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso, colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez y por una combinación de las dos situaciones anteriores.

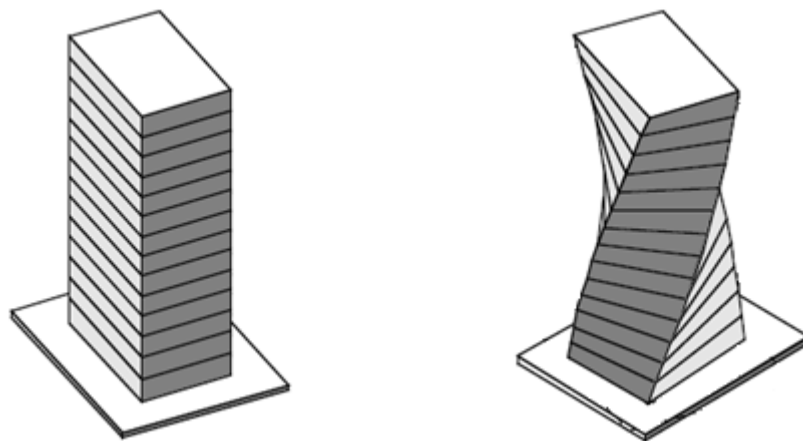


Figura 4.7 Torsión

A efectos del control de la torsión, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios no estructurales que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo. Finalmente, el objetivo debe ser proveer a la estructura con la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

4.4 DEFINICIÓN DE OBJETIVOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO PARA HOSPITALES

La Sociedad de Ingeniería Estructural de California (SEAOC) estableció en el Comité Visión 2000 niveles de desempeño o de daño que se relacionan con distintas intensidades de excitaciones sísmicas y a su vez dan como resultado la definición de “Objetivos de Diseño”. La Organización Panamericana de la Salud (OPS) decreta la revisión de dos de estos objetivos, es decir, un hospital debe ser tratado como estructura crítica, por lo anterior el sistema estructural debe permanecer en el nivel Operación Permanente ante un sismo raro y cumplir con Operación Inmediata para un sismo muy raro. La tabla 4.3 muestra las tasas de excedencia que recomienda la OPS con su respectivo nivel de desempeño.

Tabla 4.3 Tasas de excedencia de los niveles de diseño sísmico

Criterio	Nivel de desempeño	Nivel de diseño sísmico	Tasa de excedencia
OPS	Operación Permanente	Sismo raro	10 %/50 años (0.002)
	Ocupación Inmediata	Sismo muy raro	10 %/100 años (0.001)

Por lo contrario, el Comité Visión 2000 plantea a un hospital como una estructura esencial entendiendo el cumplimiento de tres niveles de desempeño. La estructura debe mantenerse en Operación permanente ante un sismo ocasional, si se habla de un sismo raro el sistema estructural debe continuar en Operación Inmediata y finalmente la estructura permanecerá en el nivel de Protección de la vida frente a un sismo muy raro. La tabla 4.4 muestra las tasas de excedencia que contempla cada uno de los niveles sísmicos.

Para tener una idea sobre la magnitud de los sismos de México asociada a las tasas de excedencia que recomienda la OPS y Comité Visión 2000 para diferentes niveles de desempeño se puede tomar como base el trabajo de Sánchez (2015), en el cual se hizo un estudio sobre la sismicidad regional de diferentes fuentes sísmicas.

Tabla 4.4 Tasas de excedencia de los niveles de diseño sísmico

Criterio	Nivel de desempeño	Nivel de diseño sísmico	Tasa de excedencia
COMITÉ VISIÓN 2000	Operación Permanente	Sismo ocasional	50 %/50 años (0.01)
	Ocupación Inmediata	Sismo raro	10 %/50 años (0.002)
	Seguridad de vida	Sismo muy raro	10 %/100 años (0.001)

Dicho lo anterior se muestra en la figura 4.8 la curva de sismicidad regional de una fuente de subducción característica de la costa de Guerrero.

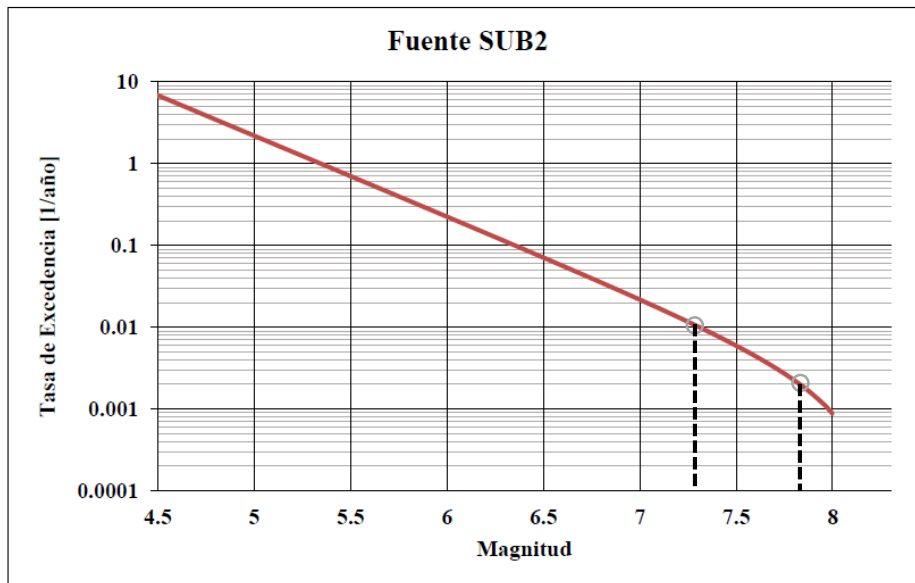


Figura 4.8 Tasas de excedencia (Sánchez, 2015)

Con apoyo de la figura 4.8 se puede observar que la magnitud correspondiente a 7.3 le corresponde una tasa de excedencia de 0.01, así mismo es característico un sismo con magnitud de 7.8 para tasas de excedencia de 0.002 y por otro lado la tasa de excedencia de 0.001 relaciona un sismo con magnitud de 8.

Al revisar la Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica de México con el propósito de obtener registros sísmicos similares a los de las magnitudes mencionadas y provenientes de dicha fuente sísmica, se organizan por estación sísmica, magnitud del sismo, tasa de excedencia, aceleración máxima ($A_{m\acute{a}x}$), tipo de suelo y periodo de vibración del terreno (T_s), tal como se muestra en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Parámetros de los sismos asignados

Tasa de excedencia	Magnitud del Sismo, Sánchez (2015)	Magnitud del sismo asignado	$A_{m\acute{a}x}$ (g)	T (s)	Suelo	Estación sísmica
0.002	7.3	7.2	54.55	1.9	Arcilla	TLAHUAC DEPORTIVO
0.01	7.8	7.6	51.58	1.85	Arcilla	TLAHUAC DEPORTIVO
0.001	8	8.1	161.63	2.1	Arcilla	SCT B-1

En el Apéndice 1 se describen de mejor manera las características de los acelerogramas, como los datos de la estación, datos del acelerógrafo, datos del sismo y del registro.

4.5 DEFINICIÓN DE ÍNDICES DE DESEMPEÑO

Dentro del diseño basado en desempeño, los índices de desempeño, se refieren a la cuantificación de la intensidad de daño estructural y no estructural correspondiente a cada estado límite. Este índice se define como un parámetro de respuesta estructural a través del cual se puede obtener una medida del daño de una edificación. Los índices de desempeño comúnmente utilizados son: ductilidad, desplazamiento, distorsión de entrepiso, energía disipada, velocidades máximas y aceleración (Godho, 2014).

Así mismo relacionan la respuesta de la estructura con el nivel de daño estructural, no estructural y del contenido de la estructura. A mayor distorsión de entrepiso y, por tanto, a mayor desplazamiento lateral en la estructura, mayor será el nivel de daño en los elementos no estructurales; de tal forma que, a través de dicha distorsión, que en este caso se constituye en un índice de desempeño, puede relacionarse la respuesta de la estructura (desplazamiento lateral) con su nivel de daño no estructural (Terán, 2002)

De acuerdo al trabajo de Reyes (1999) las distorsiones de entrepiso de diferentes sistemas estructurales se pueden considerar para el inicio del daño y también las que se consideran para el daño total (tabla 4.6). En cuanto a los elementos no estructurales la tabla 4.7 presenta distorsiones de entrepiso cuando se inicia el daño y daño total para muros de mampostería, muros de tabla-roca, fachadas de vidrio, fachadas pre-coladas y plafones.

Tabla 4.6 Distorsiones de entrepiso que inician el daño en diferentes sistemas estructurales

Sistema estructural	Distorsión de entrepiso que inicia el daño	Distorsión de entrepiso para daño total
Marcos de concreto detallados sísmicamente	0.0050	0.0400
Marcos de concreto sin un buen detallado sísmico	0.0073	0.0217
Losas planas	0.0080 para: $v_g \leq 0.88\sqrt{f'c}$ (psi) 0.0040 para: $v_g \geq 1.40\sqrt{f'c}$ (psi)	0.012 si $\frac{V_u}{V_o} = 0.45$
Muros de mampostería:		
De piezas macizas	0.0010	0.0060
De piezas tipo panal	0.0010	0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	--	0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0007	0.0060
De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0005	0.0030
De piezas huecas pegadas con mortero pobre o bien piezas sílico- calcáreas	0.0003	0.0030
Muros de concreto	0.0015 para $\frac{h}{b} \geq 2.0$ 0.0010 para $\frac{h}{b} < 2.0$	Depende del nivel de carga axial (Consultar Reyes, 1999)
Marcos de acero detallados sísmicamente	0.0055	0.0200
Marcos de acero sin un buen detallado sísmico	0.0074	0.0298
Marcos de acero contraventeados con diagonales concéntricas	0.0050	No se determinó
Marcos de acero contraventeados con diagonales excéntricas	0.0040	No se determinó

En lo que respecta a este trabajo se considerarán marcos de concreto detallados sísmicamente que le corresponde una distorsión de entrepiso de 0.005 cuando inicia el daño. La tabla 4.7 contiene las distorsiones para asociados al inicio de daño y daño total de entrepiso.

Tabla 4.7 Distorsiones para cuando los elementos no estructurales inician y tienen daño total

Elemento no estructural	Distorsión de entrepiso que inicia el daño	Distorsión de entrepiso para daño total
Muros de mampostería:		
De piezas macizas	0.002	0.0070
De piezas tipo panal	0.002	0.0070

Tabla 4.7 Distorsiones para cuando los elementos no estructurales inician y tienen daño total (Continuación)

Piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	0.0017	0.0070
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0015	0.0040
De piezas de concreto confinadas con dalas y castillos	0.0015	0.0060
Piezas huecas pegadas con mortero pobre y sílico calcáreas	0.0013	0.0040
Muros de tabla-roca:		
Con marco de lámina delgada	0.0040	0.0080
Con marco de madera y la tabla-roca clavada	0.0020	0.0050
Con marco de madera y la tabla-roca clavada y pegada	0.0030	0.0080
Fachadas de vidrio	0.0250	0.0470
Fachadas pre-coladas:		
De deslizamiento horizontal	0.0040	0.0160
De blanco	> 1.5	> 2.0
Plafones	0.0080 ^a	0.0160 ^b

Nota:

^a Se considera detallado especial.

^b los plafones considerados están formados por piezas ligeras montadas en canales de aluminio.

En el mismo contexto Díaz y Terán (2013) hacen mención a estructuras esenciales como lo es un hospital. En este trabajo se proponen distorsiones de entrepiso asociados a los niveles de desempeño de Operación y Prevención de Colapso de marcos rígidos de acero y concreto reforzado (tabla 4.8).

Tabla 4.8 Distorsión de entrepiso que causa el daño en marcos rígidos de acero y concreto reforzado

Sistema estructural	Distorsión	
	Operación	Colapso incipiente
Marcos de concreto con detallado sísmico	0.005	0.04
Marcos de concreto sin detallado sísmico	0.0073	0.02
Marcos de acero con detallado sísmico	0.0055	0.03
Marcos de acero sin detallado sísmico	0.0074	0.02

El daño en elementos no estructurales adosados a la estructura es particularmente grave en el caso de hospitales. Es necesario tener presente que dicho daño está asociado al valor del desplazamiento relativo de un nivel con respecto al inmediato anterior. Se ha establecido que no son deseables valores que superen el 0.001 o 0.0015 de distorsión (deriva). Sin embargo, este límite depende estrechamente de la fragilidad y la resistencia de los materiales de los elementos no estructurales (OPS, 2004).

También se consultaron trabajos experimentales en donde se realizan pruebas a marcos de concreto reforzado con distintas secciones de columnas y trabes, y diferentes cuantías tanto de acero longitudinal como transversal. Además de tomar en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales del concreto y acero de refuerzo. En la tabla 4.9 se muestran las investigaciones encontradas, en ella se encuentran algunos parámetros importantes de los marcos estructurales, así como las distorsiones al inicio del daño (primer agrietamiento del concreto), la distorsión cuando el acero de refuerzo fluye y la distorsión máxima a la que se llegó o en su caso la distorsión última donde el marco de concreto alcanza el colapso.

Tabla 4.9 Distorsiones de trabajos experimentales

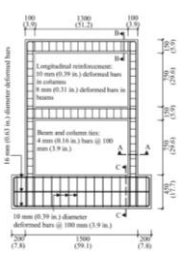


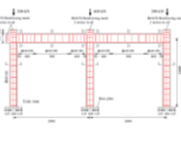


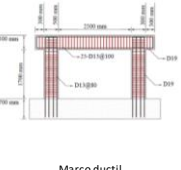


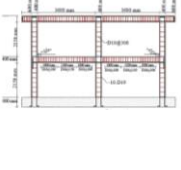


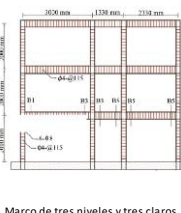

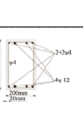
No	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL MARCO	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES	ACERO DE REFUERZO		PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES			DESPLAZAMIENTO MEDIDO			DUCTILIDAD	DISTORSIONES MEDIDAS		
				ρ_L	ρ_T	f_c	f_{yL}	f_{yT}	D_{cr}	D_y	D_u		μ	γ_{ENTcr}	γ_{ENTy}
1	Emin y Altin (2006)		Columna 	0.020944 (4 Var d=10mm)	0.002513 (d=4mm @100mm)	12 Mpa	506 Mpa	272 Mpa			17.07 mm (Primer nivel)				0.0189 (Primer nivel)
			Viga 	0.20106 (6 Var D=8mm)	0.001676 (d=4mm @100mm)	12 Mpa	453 Mpa	272 Mpa							
2	Jie Li, Feng, Gao y Zhang 2015		Columna 	0.0226 (8 Var D=12 mm)	0.0019 (d=6 mm @150 mm)	30 Mpa	583 Mpa	572 Mpa	3.7 mm	21.5 mm	84.5 mm	3.93	0.002056	0.01194	0.04694
			Viga 	0.015 (4 Var D=12 mm)	0.00226 (d=6 mm 100(180) mm)	30 Mpa	583 Mpa	572 Mpa							
3	Sung, Lin, y Lai (2013)	 <p>Marco ductil</p>	Columna 	0.02181 (10 Var D=19 mm)	X:0.01061 9, Y: 0.007964 (d=13mm @100mm)				16.5 mm (calculado con shear crack)	66 mm (calculado shear failure)		0.0075 (shear crack)	0.03 (Shaer failure)		
			Viga 	0.01643 (8 Var D=19 mm)	0.011061 (d=13mm @80mm)										
	 <p>Marco no ductil</p>	Columna 	0.019689 (10 Var D=19 mm)	0.001309 (d=10mm @300mm)					102 mm (shear crack Roof drift ratio), 9.56 mm (primer nivel)	127.5 mm (primer nivel)	153 mm (primer nivel)	1.2	0.020 (shear crack Roof drift ratio), 0.00375 (primer nivel)	0.025 (Shaer failure observad o primer Roof drift)	0.03 (Despren dimiento del concreto, observad o en primer nivel, Roof drift)
		Viga 	0.026253 (10 Var D=19 mm)	0.001775 (d=10mm @100mm), 0.003491 (d=10mm @150mm)											
 <p>Marco de tres niveles y tres claros</p>	Columna 	0.008378 (6 Var D=8 mm)	0.001093 (d=4 mm @115 mm)					36 mm (Calculado grafica, shear crack, Roof drift ratio)	60 mm (Shaer failure observado primer nivel, Roof drift)			0.006 (shear crack Roof drift ratio)	0.01 (Shaer failure observad o primer nivel, Roof drift)		
	Viga B1 	0.01054 (4 Var D=8 mm, 4 Var D=12 mm)	0.001093 (d=4 mm @115 mm)												

Tabla 4.9 Distorsiones de trabajos experimentales (Continuación)



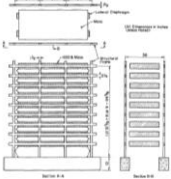


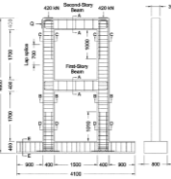





No	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL MARCO	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES	ACERO DE REFUERZO		PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES			DESPLAZAMIENTO MEDIDO			DUCTILIDAD	DISTORSIONES MEDIDAS			
				ρ_L	ρ_T	f_c	f_{yL}	f_{yT}	D_{cr}	D_y	D_u		μ	γ_{ENTcr}	γ_{ENTy}	γ_{ENTu}
			Viga B3 	0.01501 (4 Var D=8 mm, 3 Var D=12 mm)	0.001093 (d=4 mm @115 mm)											
			Viga B5 	0.01501 (4 Var D=8 mm, 3 Var D=12 mm)	0.001093 (d=4 mm @115 mm)											
4	Schultz (1990)		Columna 	SPECIME N SS1 0.0292 (N1), 0.0234 (N2-N3), 0.0117 (N4-N5) SPECIME NT SS2 0.0468 (N1), 0.0292 (N2-N3), 0.0175 (N4-N5), 0.0117 (N6-N9)	N. 16 @0.4in	SPECIMEN T SS1 5,600 psi SPECIMEN T SS2 5,300 psi	63 ksi	112 ksi			Máximo desplazamiento o SS1: 1.0 in (Top), 0.38 in (First) SS2: 0.90 in (Top), 0.18 in (First)				SS1: 0.012 (Top), 0.031 (First) SS2: 0.011 (Top), 0.014 (First)	
			Viga 	SPECIME NT SS1 0.026 (N1-N2), 0.0173 (N3-N9) SPECIME NT SS2 0.026 (N1-N3), 0.0173 (N4-N9)	N. 16 @0.4in	SPECIMEN T SS1 5,600 psi SPECIMEN T SS2 5,300 psi	61 ksi	112ksi								
5	Vinh, Sheikh y Vecchio (2007)		Columna B-B 	0.01111	0.01018	43 Mpa	447 Mpa	455 Mpa		11 mm	44 mm (Máx)	4		0.00262	0.01048	
			Columna C-C 			43 Mpa	447 Mpa	455 Mpa								
			Columna D-D 	0.0239	0.01018	43 Mpa	447 Mpa	455 Mpa								
			Viga A-A 	0.01143	0.00158	43 Mpa	447 Mpa	506 Mpa								
			Base 	0.00857	0.00429	43 Mpa	447 Mpa	455 Mpa								
6	Kurose, Guimaraes, Liu, Kruger y Jirisa (1988)	Buen detallado sísmico	Columna Union Interior una Dir. 50.8x50.8 cm	0.0235		246 kg/cm2	5086 kg/cm2						0.005	0.0145	0.0409	
			Viga Union Interior una Dir. 40.6x50.8 cm	0.0109	0.0083	246 kg/cm2	5086 kg/cm2									
			Columna Union Interior dos Dir. 50.8x50.8 cm	0.03.97		260 kg/cm2	5086 kg/cm2						0.005	0.0127	0.04	
			Viga Union Interior dos Dir. 40.6x50.8 cm	0.0164	0.0091	260 kg/cm2	5086 kg/cm2									
			Columna Union Exterior dos Dir. 50.8x50.8 cm	0.0298		330 kg/cm2	5086 kg/cm2						0.005	0.009	0.0409	
			Viga Union Exterior dos Dir. 40.6x50.8 cm	0.0172	0.0109	330 kg/cm2	5086 kg/cm2									

Tabla 4.9 Distorsiones de trabajos experimentales (Continuación)

No	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL MARCO	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES	ACERO DE REFUERZO		PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES			DESPLAZAMIENTO MEDIDO			DUCTILIDAD	DISTORSIONES MEDIDAS				
				ρ_L	ρ_T	f_c	f_{yL}	f_{yT}	D_{cr}	D_y	D_u		μ	γ_{ENTcr}	γ_{ENTy}	γ_{ENTu}	
7	Cheung, Paulay y Park (1989)	Buen detallado sísmico	Columna Union Interior una Dir.	60x60 cm	0.0148		351 kg/cm ²	5009 kg/cm ²						0.0045	0.0045	0.041	
			Viga Union Interior una Dir.	40x55 cm	0.0134	0.0077	351 kg/cm ²	3183 kg/cm ²									
			Columna Union Interior dos Dir.	60x60 cm	0.0205		306 kg/cm ²	4387 kg/cm ²							0.0045	0.0045	0.041
			Viga Union Interior dos Dir.	40x55 cm	0.0156	0.0075	306 kg/cm ²	3171 kg/cm ²									
			Columna Union Exterior dos Dir.	60x60 cm	0.0269		458 kg/cm ²	4407 kg/cm ²							0.0035	0.0035	0.045
			Viga Union Exterior dos Dir.	40x55 cm	0.0134	0.0177	458 kg/cm ²	3186 kg/cm ²									
8	Bolong y Yuzhou (1991)	Buen detallado sísmico	Columna Union Exterior dos Dir.	60x60 cm	0.0214		430 kg/cm ²	3625 kg/cm ²						0.0048	0.0048	0.026	
			Viga Union Exterior dos Dir.	35x55 cm	0.0173	0.0089	430 kg/cm ²	3625 kg/cm ²									
			Columna Union Exterior dos Dir.	60x60 cm	0.0214		461 kg/cm ²	3625 kg/cm ²							0.005	0.005	0.0326
			Viga Union Exterior dos Dir.	35x55 cm	0.0173	0.0089	461 kg/cm ²	3625 kg/cm ²									
			Columna Union Exterior dos Dir.	60x60 cm	0.0214		373 kg/cm ²	3625 kg/cm ²							0.005	0.005	0.0317
			Viga Union Exterior dos Dir.	35x55 cm	0.0173	0.0089	373 kg/cm ²	3625 kg/cm ²									
9	Pessiki, Conley, White y Gergely (1990)	Deficiente detallado sísmico											0.005-0.008 Promedio: 0.0073	0.0076-0.013 Promedio: 0.0107	0.017-0.027 Promedio: 0.0217		

Tomando en cuenta los valores de distorsión recomendadas en la literatura, así como los encontrados de ensayos experimentales en marcos de concreto reforzado se puede proponer una curva de capacidad teórica para cuando se presenta daño en elementos no estructurales y estructurales. La primera rama se determinó de una manera conservadora ya que la mayoría de los trabajos experimentales optan por proponer 0.004 como distorsión para las cuales se inicia el daño estructural, es decir el agrietamiento del concreto de columnas y vigas, también por Viera (2004) para daño ligero en elementos no estructurales y que no está tan alejado a lo propuesto por Reyes (1999). El siguiente punto de esta gráfica se fija en la fluencia del acero longitudinal y del daño moderado en elementos que no pertenecen al sistema estructural, el tercer punto de la curva se compone de la distorsión para las cuales los elementos no estructurales presentan daño extensivo (Viera, 2004) y correlacionando también con los trabajos experimentales. Por último, la falla se asocia al cuarto punto de la curva de capacidad, se elige la distorsión propuesta por Reyes (1999) acorde con las distorsiones de la literatura encontrada.

En la figura 4.9 muestra la curva de capacidad teórica fundamentada por lo antes mencionado y cabe señalar que las distorsiones permisibles propuestas son elegidas de manera conservadora.

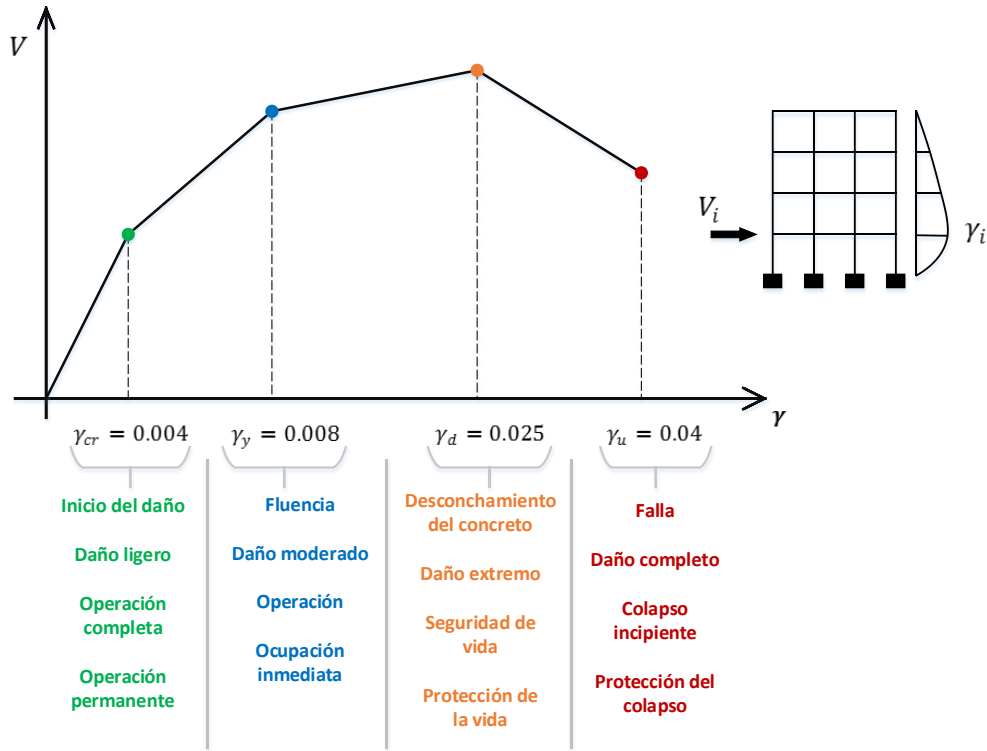


Figura 4.9 Curva de capacidad teórica

Por consiguiente, los criterios de diseño sísmico para hospitales afectados por sismos de tipo de subducción de la costa del Pacífico Mexicano se resumen en las siguientes tablas, una para el criterio que menciona la Organización Panamericana de la Salud (tabla 4.10) en el cual recomienda manejar dos objetivos de desempeño y el otro el del Comité Visión 2000 (tabla 4.11) que hace hincapié en revisar tres niveles de desempeño. De esta manera se entiende que la OPS exige una estructura más rígida y resistente en comparación con el Comité Visión 2000.

Tabla 4.10 Criterios de diseño sísmico para hospitales por la OPS

Nivel de desempeño	Sismo de diseño	$\gamma_{Permisible}$
Operación Permanente	$\lambda = 0.002$ $M = 7.6$	0.004
Ocupación inmediata	$\lambda = 0.001$ $M = 8.1$	0.008

Tabla 4.11 Criterios de diseño sísmico para hospitales por el Comité Visión 2000

Nivel de desempeño	Sismo de diseño	$\gamma_{Permisible}$
Operación permanente	$\lambda = 0.01$ $M = 7.2$	0.004
Ocupación inmediata	$\lambda = 0.002$ $M = 7.6$	0.008
Protección de vida	$\lambda = 0.001$ $M = 8.1$	0.025

4.6 CONTENIDO Y ESTADO DE CONFORT

Con respecto a los daños a objetos por ejemplo, equipamiento médico, medicamentos, sustancias La tabla 4.12 contiene valores límite de la caída de objetos (Nigbor *et al.*, 1995) así como el límite de balanceo de contenido (Ishiyama, 1982) en los cuales dependen de las relaciones de la máxima aceleración con respecto a la aceleración de la gravedad y la base del objeto con respecto a la altura de éste y también contiene los valores límite de las variables que evitan incomodidad personal donde la aceleración máxima de la edificación debe ser menor a 0.005 veces la aceleración de la gravedad.

Tabla 4.12 Valores límite de las variables que evitan incomodidad personal y caída de objetos

Parámetro a evitar	Límite
Incomodidad personal	$a_{m\acute{a}x} < 0.005g$ (g es la aceleración de la gravedad)
Balanceo de objetos	$\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} < \frac{b}{H}$ para $H > 50$ cm
Caída de objetos (para $H > 50$ cm)	$v_{m\acute{a}x} < 10 \frac{B}{\sqrt{H}}$
Caída de objetos (para $H \leq 50$ cm)	<p>Si $0.00 \leq \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \leq 0.20$ entonces $\frac{B}{H} \geq 0.20$</p> <p>Si $0.20 < \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \leq 0.44$ entonces $\frac{B}{H} \geq 0.44$</p> <p>Si $0.44 < \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \leq 1.20$ entonces $\frac{B}{H} \geq 0.51$</p>

Nota:

$a_{m\acute{a}x}$ = aceleración máxima de entrepiso cm/s^2
 B = base del objeto
 g = acekeración de la gravedad
 H = altura del objeto
 $v_{m\acute{a}x}$ = velocidad máxima de entrepiso cm/s

Más aún en el documento “Comportamiento de Hospitales en Costa Rica durante los sismos de 1990” realizado por el ingeniero Miguel F. Cruz (1991), menciona que el daño en los contenidos y elementos no estructurales puede ser tan intenso que puede comprometer el servicio después del sismo. Este daño puede presentarse aun estando la estructura en perfectas condiciones. Y señala que la seguridad de estos sistemas puede lograrse mediante las siguientes recomendaciones:

- Fijar contra el volcamiento o deslizamiento los elementos que presentan esta tendencia.
- Limitar los desplazamientos relativos de lámparas, plafones, tuberías, etc.
- Colocar juntas flexibles en tuberías en zonas donde hay juntas constructivas o de grandes desplazamientos.
- Colocar bandas en estantes para evitar caída de recipientes.
- Colocar los elementos de distribución eléctrica lejos de tuberías y recipientes que transporten o contengan líquidos o gases.
- Colocar bandas o plásticos adhesivos en las ventanerías de los servicios importantes.

V. PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES

5.1 PROCEDIMIENTO RIGUROSO

Con el propósito de revisar la bondad del método simplificado en esta investigación, para el diseño de los prototipos de hospitales se aplicarán los criterios de diseño propuestos por las OPS y el Comité Visión 2000, descritos en el capítulo anterior. Para ello, en ambos criterios se partió de un pre-diseño con base en las especificaciones del RCFD (2004) y posteriormente se hicieron los ajustes a dicho diseño después de realizar los análisis dinámicos paso a paso, con los cuales se revisó el cumplimiento de los objetivos de diseño, en términos de las distorsiones permisibles ante las intensidades sísmicas recomendadas para el análisis de los diferentes niveles de desempeño.

Una vez cubiertos estos requisitos se establecieron las secciones y armados finales de los elementos estructurales para satisfacer los criterios de diseño por la OPS y el Comité Visión 2000. Posteriormente, estos diseños se comparan con los obtenidos del procedimiento simplificado que se comentará a continuación.

Con respecto al criterio de la Organización Panamericana de la Salud, se elabora un análisis dinámico paso a paso aplicando el acelerograma propio para cada nivel de desempeño; OP y OI, y a su vez se verifican las distorsiones permisibles correspondientes a dichos niveles.

Si las distorsiones calculadas para el primer nivel de desempeño OP son menores a las permisibles se podrán reducir las secciones de elementos. Si es caso contrario se tendrán que aumentar hasta cumplir con la distorsión permisible (0.004). Si las distorsiones calculadas son menores a las permisibles del segundo nivel de desempeño OI el acero longitudinal y transversal se disminuye y para el caso contrario se deberá aumentar la cantidad de acero de refuerzo hasta cumplir con la distorsión permisible (0.008). Las secciones de los elementos pueden quedar definidas en el segundo nivel de desempeño.

De forma similar, para el criterio del Comité Visión 2000 se elabora un análisis dinámico paso a paso aplicando el acelerograma propio para cada nivel de desempeño; OP, OI y SV, y a su vez se verifican las distorsiones permisibles correspondientes a dichos niveles.

Si las distorsiones calculadas para el primer nivel de desempeño OP son menores a las permisibles las secciones de elementos se podrán reducir. Si es caso contrario se tendrán que aumentar hasta cumplir con la distorsión permisible (0.004). Si las distorsiones calculadas son menores a las permisibles del segundo nivel de desempeño OI el acero longitudinal se disminuye y para el caso contrario se deberá aumentar la cantidad de acero de refuerzo hasta cumplir con la distorsión permisible (0.008), al mismo tiempo se verifican si son adecuadas las separaciones de los elementos estructurales en la zona central. Se realiza el mismo criterio anterior para el tercer nivel de desempeño verificando si es adecuado el acero transversal y las separaciones de estribos en las zonas de los extremos del elemento estructural con el fin de cumplir la distorsión permisible (0.025). Las secciones de los elementos pueden quedar definidas en el tercer nivel de desempeño.

5.2 PROPUESTA DEL MÉTODO SIMPLIFICADO

CRITERIO DE LA ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD

Primeramente, se realiza un pre-diseño sísmico de la estructura con forme a las Normas Técnicas Complementarias de Concreto del RCDF 2004 y se obtiene el periodo de la estructura con el cual se encuentra el desplazamiento en el espectro de respuesta de desplazamiento (el espectro deberá ser multiplicado por 1.5 dada la importancia de la estructura) correspondiente al primer nivel de desempeño (Operación Permanente).

A continuación, se estiman los factores β del método propuesto por Godho (2014) para el cálculo de la demanda de desplazamiento elástico. Paralelamente se revisa si la distorsión calculada es

menor o igual a la distorsión permisible, si es el caso el diseño es el adecuado para cumplir con el primer estado límite de Operación Permanente. En caso contrario rehacer el diseño de la estructura.

Se obtiene nuevamente el periodo de la estructura con el cual se estima el desplazamiento en el espectro de respuesta de desplazamiento (el espectro deberá ser multiplicado por 1.5 dada la importancia de la estructura) correspondiente al estado límite de Ocupación Inmediata.

Por último, se estima nuevamente los factores β del método propuesto por Godho (2014) para el cálculo de la demanda de desplazamiento elástico y se revisa si la distorsión calculada es menor o igual a la distorsión permisible, si es el caso el diseño es el adecuado para cumplir con el segundo estado límite de Ocupación Inmediata. En caso contrario rehacer el diseño de la estructura.

En la figura 5.1 se muestra en un diagrama de flujo el procedimiento anterior.

CRITERIO DEL COMITÉ VISIÓN 2000

Se comienza con realizar un pre-diseño sísmico de la estructura con forme a las Normas Técnicas Complementarias de Concreto del RCDF 2004. Posteriormente se obtiene el periodo de la estructura y se determina el desplazamiento en el espectro de respuesta de desplazamiento (el espectro deberá ser multiplicado por 1.5 dada la importancia de la estructura) correspondiente al Operación Permanente. En seguida se evalúan los factores β del método propuesto por Godho (2014) para el cálculo de la demanda de desplazamiento inelástico. Hecho lo anterior se revisa si la distorsión calculada es menor o igual a la distorsión permisible, si es el caso el diseño es el adecuado para cumplir con el primer estado límite de Operación Permanente. En caso contrario rehacer el diseño de la estructura.

Se obtiene nuevamente el periodo de la estructura con el cual se estima el desplazamiento en el espectro de respuesta de desplazamiento (el espectro deberá ser multiplicado por 1.5 dada la importancia de la estructura) correspondiente al estado límite de Ocupación Inmediata. Asimismo, se estiman los factores β del método propuesto por Godho (2014) para el cálculo de la demanda de desplazamiento inelástico. Y obtener el diseño adecuado que permita tener una demanda de distorsión menor o igual a la permisible para cumplir con el segundo estado límite de Ocupación Inmediata.

De igual forma se determina el periodo de la estructura y se estima el desplazamiento en el espectro de respuesta de desplazamiento (el espectro deberá ser multiplicado por 1.5 dada la importancia de la estructura) correspondiente al estado límite de Protección de la Vida.

Finalmente se estima la demanda de desplazamiento inelástico usando el método propuesto por Godho (2014). Se revisa si la distorsión calculada es menor o igual a la distorsión permisible, si es el caso el diseño es el adecuado para cumplir con el estado límite de PV. En caso contrario rehacer el diseño de la estructura hasta encontrar el diseño óptimo que permita tener demandas de distorsiones que cumplen con las permisibles.

En la figura 5.2 se muestra en un diagrama de flujo el procedimiento anterior.

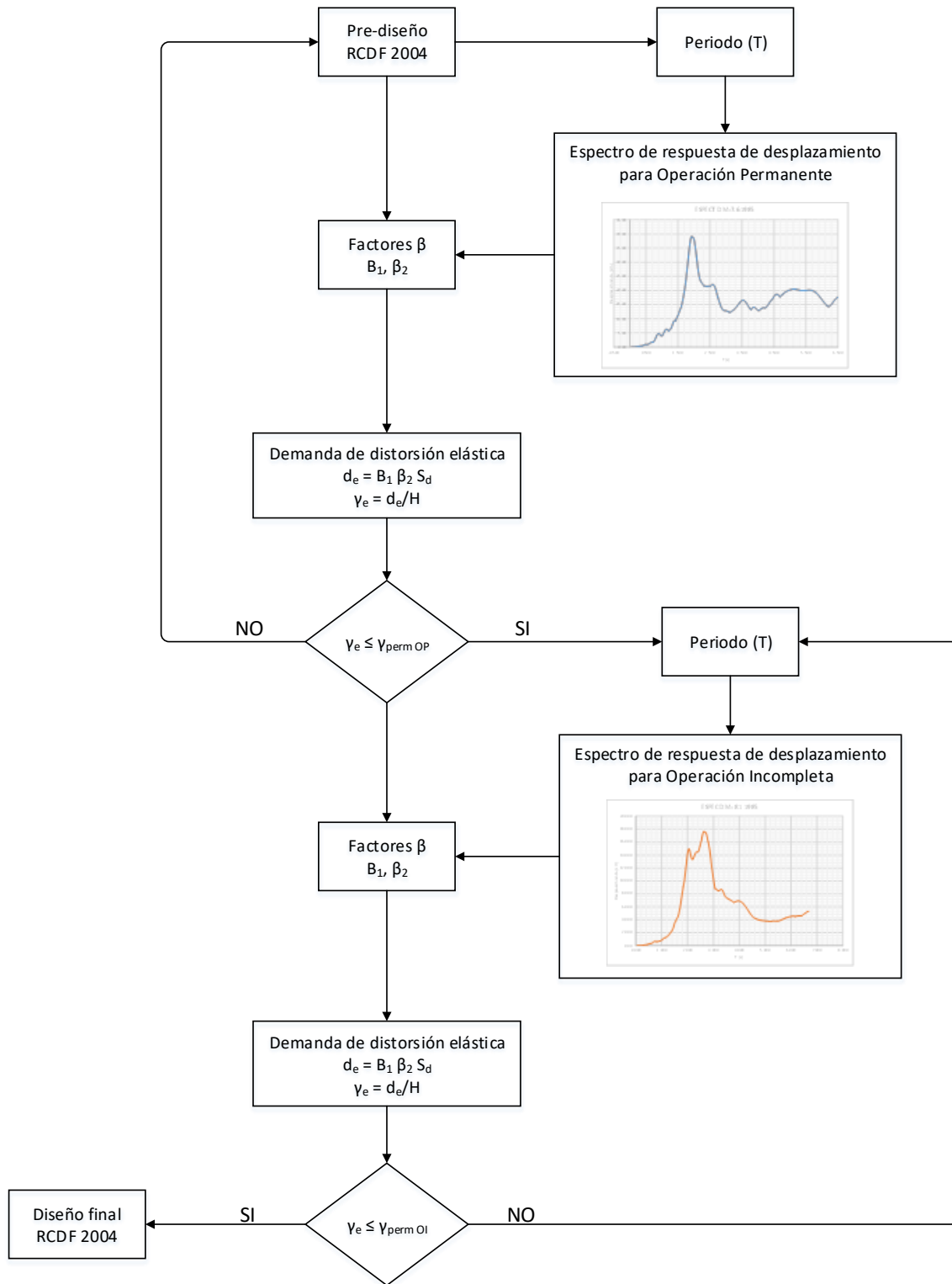


Figura 5.1 Método simplificado OPS

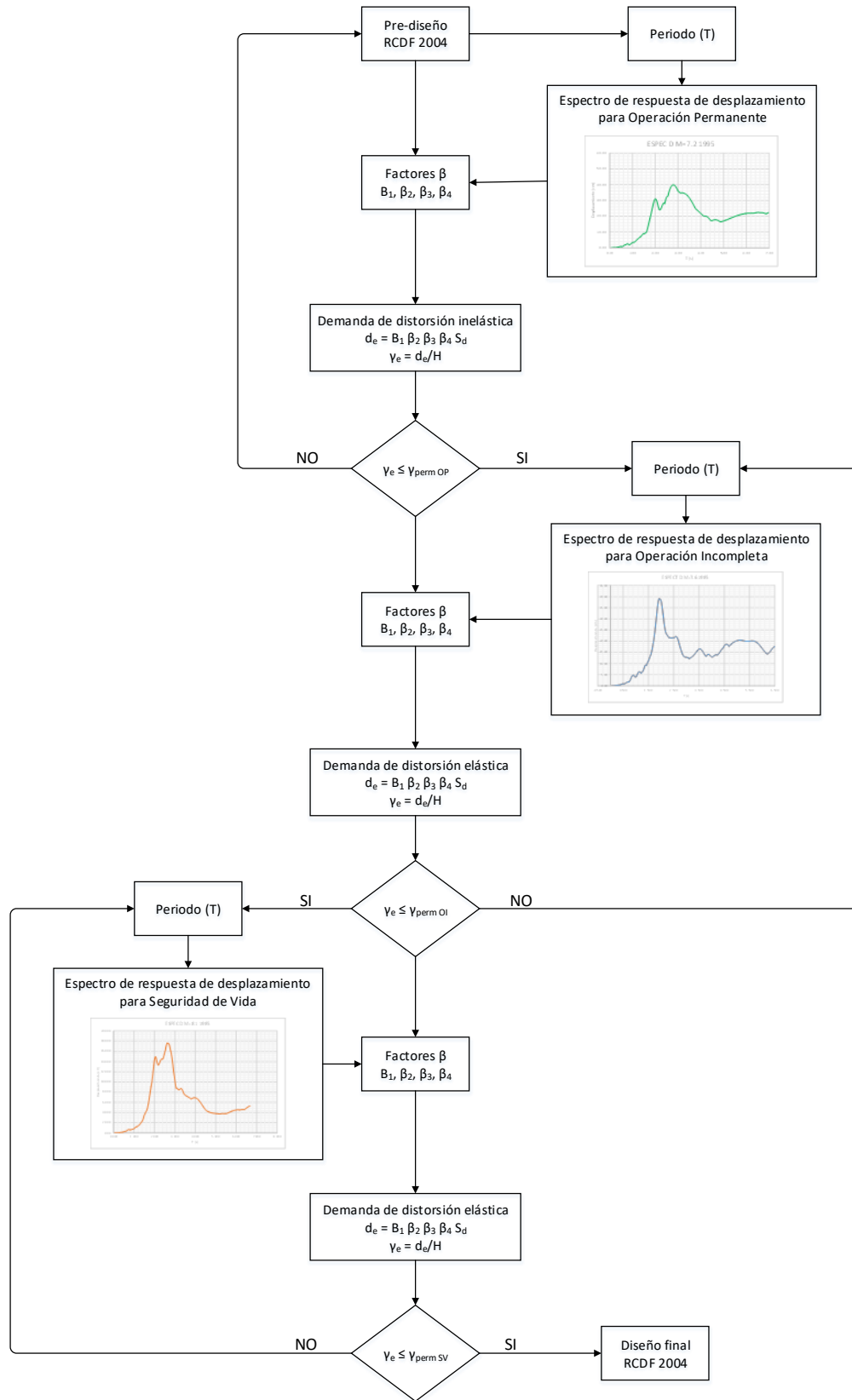


Figura 5.2 Método simplificado Comité Visión 2000

5.3 APLICACIÓN

5.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA DE DISEÑO

El proceso de diseño comienza con la elección del objetivo de desempeño para el cual la estructura deba comportarse de manera adecuada en función de los estados límite y su correspondiente sismo. Es decir, se selecciona el daño que tendrá la estructura, en este caso el hospital, asociado al sismo elegido para cada estado límite. Con respecto a lo anterior la Organización Panamericana de la Salud (OPS) tiene el criterio para el cual la estructura deba ser revisada por dos estados límites, Operación Permanente (OP) y Ocupación Inmediata (OI), siendo este el más estricto. En cambio, para el Comité Visión 2000 propone considerar tres estados límite, Operación Permanente (OP), Ocupación Inmediata (OI) y Protección de la Vida (PV).

Los estados límite están relacionados con un nivel de distorsión permisible por medio de los Índices de desempeño mostrados en la tabla 4.10 y 4.11. De donde resulta que para la OPS se propone una distorsión permisible de 0.004 para OP, y 0.008 para OI. Por otro lado 0.004 relacionado a OP, 0.008 para OI y el tercer estado límite (PV) se sugiere una distorsión permisible de 0.025 en el caso de lo que estipula el Comité Visión 2000. Los diseños que se realizan son mediante un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$ cuando se opta por el criterio de la OPS y Comité Visión 2000, al mismo tiempo se puede realizar un diseño con $Q = 4$ dentro del Comité Visión 2000.

ESTADO LÍMITE DE OPERACIÓN PERMANENTE

Una vez conocida la distorsión permisible se limita el desplazamiento de la estructura a manera de que cumpla con la distorsión para este estado límite. Lo anterior se desarrolla mediante el cambio de rigidez de la estructura, es decir, se aumenta el tamaño de las secciones si la distorsión que demanda el sismo es mayor a la distorsión permisible y viceversa. El dimensionamiento de las secciones de los elementos estructurales termina cuando la distorsión demandante es menor o igual a la permisible.

ESTADO LÍMITE DE OCUPACIÓN INMEDIATA

En relación con este estado límite se determina el acero longitudinal y transversal de los elementos estructurales a partir de los conceptos del diseño por capacidad utilizando las recomendaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004) y las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto (2004), lo anterior se realiza cuando se diseña mediante el criterio de la OPS con $Q = 2$ y se diseña sólo el acero longitudinal para el criterio del Comité Visión 2000 con el mismo factor de comportamiento sísmico. Por otro lado, si se está diseñando con $Q = 4$ se estima el acero longitudinal y el acero transversal de los elementos centrales de vigas y columnas.

ESTADO LÍMITE PROTECCIÓN DE LA VIDA

En este estado límite se calcula el acero transversal de los elementos estructurales cuando se diseña con base al criterio del Comité Visión 2000 y un factor $Q = 2$. En cambio, para el mismo criterio y diseñando con $Q = 4$ se evalúa el acero transversal de los elementos extremos de vigas y columnas.

5.3.2 EJEMPLO DE DISEÑO

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Con forme a la investigación realizada sobre los hospitales tomando en cuenta la cantidad de niveles y su altura en la estructura tanto en niveles de planta baja y entresijos superiores, la longitud y número de crujeas se llega a la siguiente elevación (figuras 5.3 y 5.4) y planta (figura 5.5) tipo de la edificación que se usará para esta investigación.

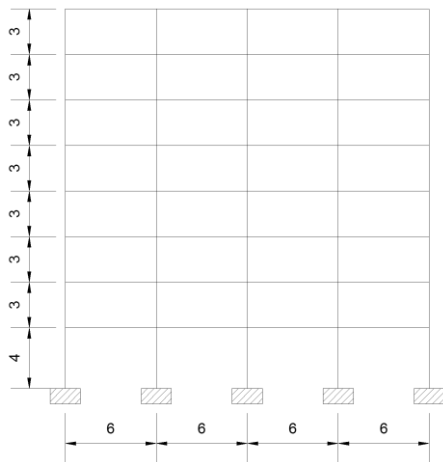


Figura 5.3 Elevación tipo de la estructura sentido largo (cotas en m)

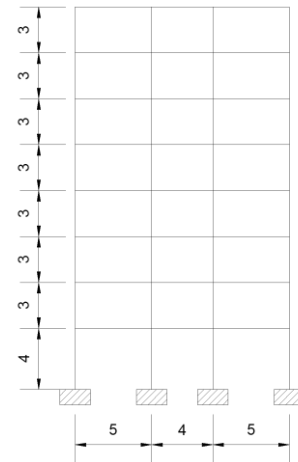


Figura 5.4 Elevación tipo de la estructura sentido corto (cotas en m)

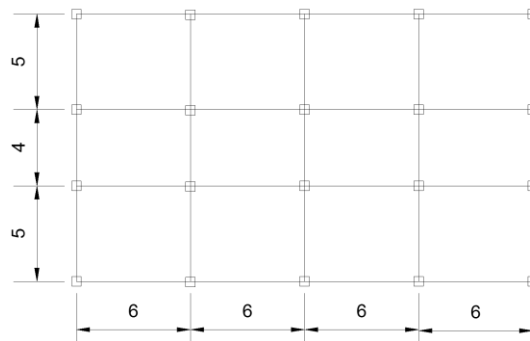


Figura 5.5 Planta tipo de la estructura (cotas en m)

Es así que se opta por elegir un marco interior ya que estos son los que reciben mayor demanda sísmica y carga gravitacional, sus características en geometría se describen en la figura 5.6 que a continuación se muestra.

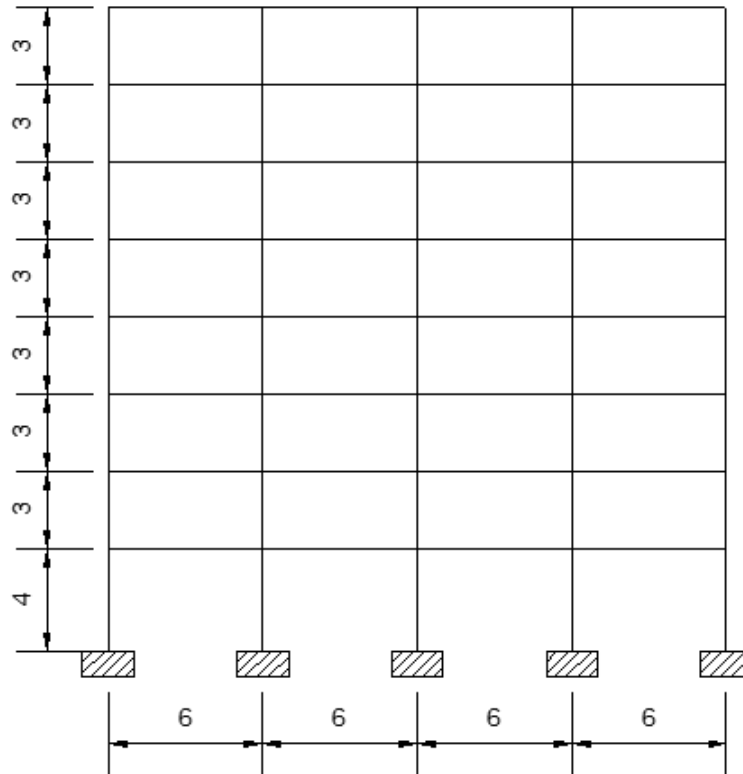


Figura 5.6 Marco tipo (cotas en m)

Por otro lado, las propiedades de los materiales que conforman a la estructura en el caso del concreto son; resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad $E_c = 221\,359 \text{ kg/cm}^2$ y peso volumétrico de 2.4 t/m^3 . Con respecto al acero de refuerzo se utiliza una resistencia a la fluencia $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Habría que decir también que se tiene en cuenta de manera conservadora una carga uniformemente repartida de 2 t/m en cada entrepiso representando a la carga muerta y viva que conlleva la estimación del equipo médico y sustancias, así como el peso de la losa además del personal y pacientes.

A continuación se describe el diseño del marco estructural con forme a los dos criterios propuestos (OPS y Comité Visión 2000) de acuerdo al método riguroso y simplificado, por último se redacta el diseño del marco estructural con ayuda de las Normas Técnicas Complementarias (2004) para factores de comportamiento sísmico, Q , de 2 y 4 y distorsiones permisibles de 0.006 y 0.12 y la comparación con las distorsiones permisibles de los criterios propuestos en esta investigación por medio de un análisis dinámico paso a paso.

5.3.3 PROCEDIMIENTO MÉTODO RIGUROSO CRITERIO OPS ($Q = 2$)

El primer punto es hacer un pre-dimensionamiento conforme a las NTC-Concreto (2004) y las NTC-Sismo (2004) y eligiendo la zona donde se ubicará la estructura, en este caso se consideró la zona más desfavorable siendo esta la zona *IIIb* con coeficiente sísmico de 0.45. Las dimensiones de las secciones de columnas resultaron de 75x75 cm y en vigas de 70x35 cm. Con los elementos estructurales el marco presenta un periodo de 2.37 segundos y de esta manera entrar al espectro de aceleración derivado del acelerograma de un sismo con magnitud $M = 7.6$ perteneciente al primer nivel de desempeño.

Una vez obtenida la aceleración asociada al periodo de la estructura se divide entre la aceleración de la gravedad, de esta forma se calcula un nuevo coeficiente sísmico con el cual se estiman fuerzas estáticas conforme a las NTC-Sismo (2004), a continuación éstas se aplican a la estructura para determinar los desplazamientos, llegando a este punto se buscará definir el tamaño de las nuevas secciones de los elementos estructurales dependiendo si la distorsión permisible para el primer estado límite (0.004) es mayor a la demandante el dimensionamiento puede disminuir y viceversa.

En seguida se procede a evaluar el periodo del marco estructural con las nuevas secciones para encontrar la aceleración asociado a este periodo en el espectro de aceleración derivado del acelerograma del sismo con magnitud $M = 8.1$ correspondiente al segundo nivel de desempeño, de forma similar se calculan las fuerzas estáticas de acuerdo a las NTC-Sismo (2004), en este punto se determinan los elementos mecánicos con los cuales se calcula el acero longitudinal y transversal de los elementos estructurales.

Finalmente, cuando se tiene la estructura diseñada se revisa el marco por medio de análisis dinámicos paso a paso mediante el programa SEISMOSTRUC. En primera instancia se analiza la estructura con el sismo acorde al nivel de desempeño Operación Permanente y se revisan los desplazamientos, así como las distorsiones, si lo anterior es menor o igual a la distorsión permisible de 0.004 las secciones son correctas. En seguida se realiza un nuevo análisis con el sismo correspondiente al segundo nivel de desempeño, Ocupación Inmediata, y de igual forma se revisan los desplazamientos y distorsiones demandantes si estas son menores o iguales a la permisible (0.008) el acero longitudinal y transversal es el adecuado para el diseño. Se realizarán iteraciones de todo el proceso descrito hasta encontrar la sección óptima en dado caso de que las distorsiones demandantes sean mayores a las permisibles.

En la tabla 5.1 se presentan las secciones que resultaron ser las adecuadas para cumplir con los estados límite del criterio propuesto por la Organización Panamericana de la Salud. Las dimensiones a las que se llegó fueron 100x100 cm en columnas y 75x40 cm vigas. Las cuantías del acero longitudinal de los elementos estructurales se muestran en la misma tabla, así como la cuantía y detalle del acero transversal.

En la figura 5.7 después de haber sometido a la estructura a un análisis paso a paso se observa que las distorsiones demandantes son menores a las permisibles lo que indica que las secciones y el detallado del acero longitudinal y transversal es adecuado para el criterio. El detallado de las secciones se encuentra en el Apéndice 2 (tabla A2.1).

Tabla 5.1 Diseño con el criterio OPS ($Q = 2$)

Nivel	Columnas 100x100 cm			Vigas 75x40 cm		
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_L	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.02348	0.00141	20	0.02535	0.00195	20
N2	0.02348	0.00141	20	0.02897	0.00195	20
N3	0.02348	0.00141	20	0.02897	0.00195	20
N4	0.02135	0.00113	25	0.02535	0.00195	20
N5	0.01329	0.00113	25	0.02173	0.00156	25
N6	0.01329	0.00113	25	0.01811	0.00130	30
N7	0.01208	0.00113	25	0.01230	0.00112	35
N8	0.01208	0.00113	25	0.00820	0.00112	35

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

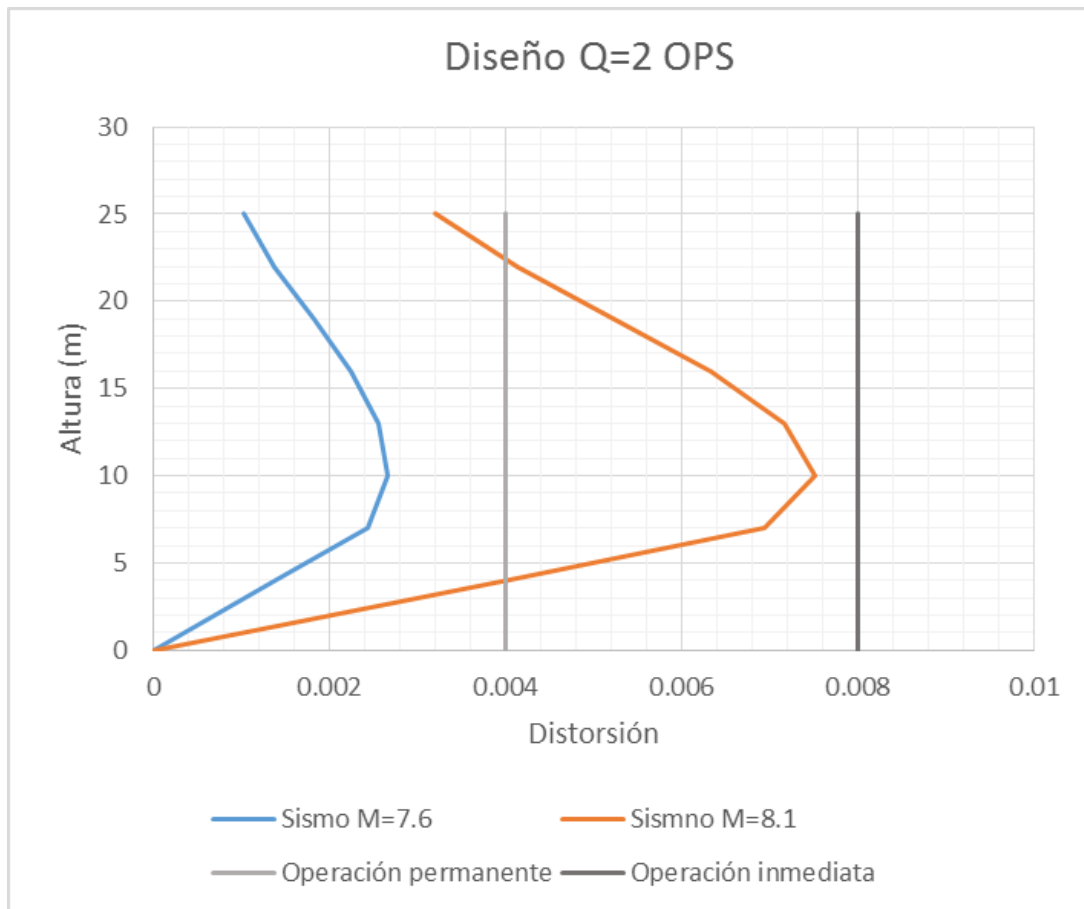


Figura 5.7 Diseño Método riguroso, Criterio OPS ($Q=2$)

CRITERIO COMITÉ VISIÓN 2000 ($Q = 2$)

En primer lugar, se comienza con un pre-dimensionamiento conforme a las NTC-Concreto (2004) y las NTC-Sismo (2004) y se elige la zona más desfavorable siendo esta la zona *IIIb* con coeficiente sísmico de 0.45. Las dimensiones de las secciones de columnas resultaron de 70x70 cm y en vigas de 70x35 cm. Con los elementos estructurales el marco presenta un periodo de 2.37 segundos y de esta manera entrar al espectro de aceleración derivado del acelerograma con magnitud $M = 7.2$ perteneciente al primer nivel de desempeño.

Con el periodo del pre-dimensionamiento se calcula el coeficiente sísmico asociado a éste dividiéndolo entre 9.81 cm/s^2 y se calculan fuerzas estáticas conforme a las NTC-Sismo (2004), una vez aplicadas a la estructura se estiman los desplazamientos donde se buscará definir el tamaño de las nuevas secciones de los elementos estructurales dependiendo si la distorsión permisible para el primer estado límite (0.004) es mayor a la demandante el dimensionamiento puede disminuir y viceversa.

Cuando se encuentran las dimensiones que permitan estimar distorsiones menores o iguales a la permisible se obtiene el periodo que tiene la estructura y de nuevo determinar la aceleración con la cual calcular el coeficiente sísmico, esta vez utilizando el espectro de aceleración procedente del sismo con magnitud $M = 7.6$ del segundo nivel de desempeño. Se calculan fuerzas estáticas conforme a las NTC-Sismo (2004) y se aplican a la estructura para obtener los elementos mecánicos con los cuales diseñar el acero longitudinal de columnas y vigas.

De forma similar se repite el proceso de calcular el coeficiente sísmico y las fuerzas estáticas empleando el espectro de aceleración del sismo que tiene como magnitud $M = 8.1$ perteneciente al tercer y último estado límite por revisar. De esta forma se vuelven a obtener los elementos mecánicos y calcular la cuantía y detallado del acero transversal.

Por último, se revisa el marco por medio de análisis dinámicos paso a paso mediante el programa SEISMOSTRUC. Primero se analiza la estructura con el sismo acorde a Operación Permanente y se revisan los desplazamientos, así como las distorsiones, si lo anterior es menor o igual a la distorsión permisible de 0.004 las secciones son correctas. En seguida se realiza otro análisis con el sismo correspondiente al segundo nivel de desempeño Ocupación Inmediata y de igual forma se revisan los desplazamientos y distorsiones demandantes, si estas son menores o iguales a la permisible (0.008) el acero longitudinal es el adecuado para el diseño. Finalmente se revisa el marco con el sismo para Protección de la vida y de igual forma se observan si las distorsiones demandantes son menores a la permisible el acero transversal propuesto es el correcto. Se realizarán iteraciones de todo el proceso descrito hasta encontrar la sección óptima en dado caso de que las distorsiones demandantes sean mayores a las permisibles.

Se encontró que las columnas deberán tener dimensiones de 90x90 cm y 70x35 cm en vigas. Las secciones y cuantías del acero longitudinal de los elementos estructurales se muestran en la tabla 5.2 así como la cuantía y detalle del acero transversal. Se observa que el diseño se rige por los dos primeros estados límite.

Tabla 5.2 Diseño con el Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 2$)

Nivel	Columnas			Vigas		
	90x90 cm			70x35 cm		
	pL	pT	Est. S_c (cm)	pL	pT	Est. S_v (cm)
N1	0.01988	0.00159	20	0.01783	0.00282	15
N2	0.01988	0.00212	15	0.01783	0.00423	10
N3	0.01988	0.00212	15	0.01783	0.00423	10
N4	0.01856	0.00159	20	0.01783	0.00282	15
N5	0.01201	0.00127	25	0.01114	0.00282	15
N6	0.01201	0.00127	25	0.01114	0.00212	20
N7	0.01050	0.00127	25	0.00883	0.00169	25
N8	0.01050	0.00127	25	0.00757	0.00169	25

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

Las distorsiones demandantes de los primeros estados límite, es decir, la revisión con los acelerogramas con magnitudes $M = 7.2$ y $M = 7.6$ son los que rigen el diseño, ya que la demanda que proviene del sismo con magnitud $M = 8.1$ está lejos de la distorsión permisible (figura 5.8). El esquema de las secciones del diseño final está en el Apéndice 2 (tabla A2.2).

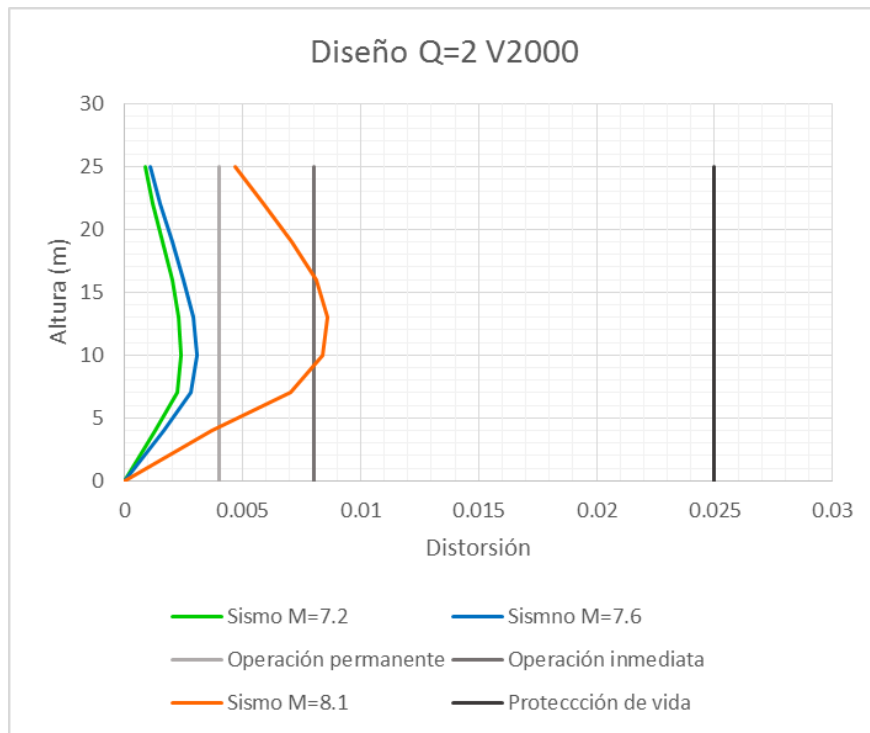


Figura 5.8 Diseño Método riguroso, Criterio Comité Visión 2000 ($Q=2$)

CRITERIO COMITÉ VISIÓN 2000 ($Q = 4$)

En primer lugar, se comienza con un pre-dimensionamiento conforme a las NTC-Concreto (2004) y las NTC-Sismo (2004) y se elige la zona más desfavorable siendo esta la zona *IIIb* con coeficiente sísmico de 0.45. Las dimensiones de las secciones de columnas resultaron de 60x60 cm y en vigas de 60x35 cm. Para el pre-dimensionamiento se utilizó un factor de comportamiento sísmico igual a 4. La estructura tiene un periodo de 3.1 segundos, con este periodo se busca en el espectro de aceleración derivado del acelerograma con magnitud $M = 7.2$ perteneciente al primer nivel de desempeño. Una vez conocido el periodo del pre-dimensionamiento se calcula el coeficiente sísmico asociado a éste dividiéndolo entre la aceleración de la gravedad y se calculan fuerzas estáticas conforme a las NTC-Sismo (2004), una vez aplicadas a la estructura se estiman los desplazamientos donde se buscará definir el tamaño de secciones de columnas y vigas que permitan cumplir con la distorsión permisible para el primer estado límite (0.004).

Cuando se determinan las dimensiones que permitan estimar distorsiones menores o iguales a la permisible se obtiene el periodo que tiene la estructura, se calcula el coeficiente sísmico utilizando el espectro de aceleración procedente del sismo con magnitud $M = 7.6$ del segundo nivel de desempeño. Se calculan fuerzas estáticas conforme a las NTC-Sismo (2004) y se aplican a la estructura para obtener los elementos mecánicos con los cuales diseñar el acero longitudinal de columnas y vigas además del detalle del acero transversal de los elementos centrales de vigas y columnas.

Nuevamente se repite el proceso de calcular el coeficiente sísmico y las fuerzas estáticas empleando el espectro de aceleración del sismo SCT-85 que tiene como magnitud $M = 8.1$ perteneciente al tercer estado límite. De esta forma se vuelven a obtener los elementos mecánicos y calcular la cuantía y detallado del acero transversal de los elementos extremos de vigas y columnas.

Por último, se revisa el marco por medio de análisis dinámicos paso a paso mediante el programa SEISMOSTRUC. Primero se analiza la estructura con el sismo acorde a Operación Permanente y se revisan los desplazamientos, así como las distorsiones, si lo anterior es menor o igual a la distorsión permisible de 0.004 las secciones son correctas. En seguida se realiza otro análisis con el sismo correspondiente al segundo nivel de desempeño Ocupación Inmediata y de igual forma se revisan los desplazamientos y distorsiones demandantes, si estas son menores o iguales a la permisible (0.008) el acero longitudinal y el acero transversal de las partes centrales de columnas y vigas es el adecuado para el diseño. Finalmente se revisa el marco con el sismo para Protección de la vida y de igual forma se observan si las distorsiones demandantes son menores a la permisible el acero transversal propuesto de las partes extremas de vigas y columnas es el correcto. Se realizarán iteraciones de todo el proceso descrito hasta encontrar la sección óptima en dado caso de que las distorsiones demandantes sean mayores a las permisibles.

En la tabla 5.3 se muestran secciones en columnas de 75x75 cm y en vigas de 65x35 cm que dan la posibilidad de cumplir con las distorsiones permisibles de cada uno de los estados límite. Las cuantías del acero longitudinal de los elementos estructurales se muestran en la misma tabla así como la cuantía y detalle del acero transversal. El esquema de las secciones finales se localiza en el Apéndice 2 (tabla A2.3).

Tabla 5.3 Diseño con el Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 4$)

Nivel	Columnas				
	75x75 cm	Centro		Extremo	
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.03090	0.00391	20	0.00782	10
N2	0.03090	0.00391	20	0.00782	10
N3	0.03090	0.00391	20	0.00782	10
N4	0.02704	0.00313	25	0.00782	10
N5	0.02704	0.00313	25	0.00782	10
N6	0.02704	0.00237	33	0.00782	10
N7	0.02318	0.00237	33	0.00782	10
N8	0.02880	0.00237	33	0.00782	10

Nivel	Vigas				
	65x35 cm	Centro		Extremo	
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.01367	0.00272	17	0.00308	15
N2	0.01093	0.00272	17	0.00308	15
N3	0.01093	0.00272	17	0.00308	15
N4	0.01093	0.00272	17	0.00308	15
N5	0.00957	0.00272	17	0.00308	15
N6	0.00957	0.00272	17	0.00308	15
N7	0.00820	0.00272	17	0.00308	15
N8	0.00820	0.00272	17	0.00308	15

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

Nuevamente se presenta el mismo efecto que en el caso anterior, el diseño se rige por los primeros dos estados límite y se comprueba con la figura 5.9 en la cual se muestran las distorsiones en los diferentes niveles de la estructura.

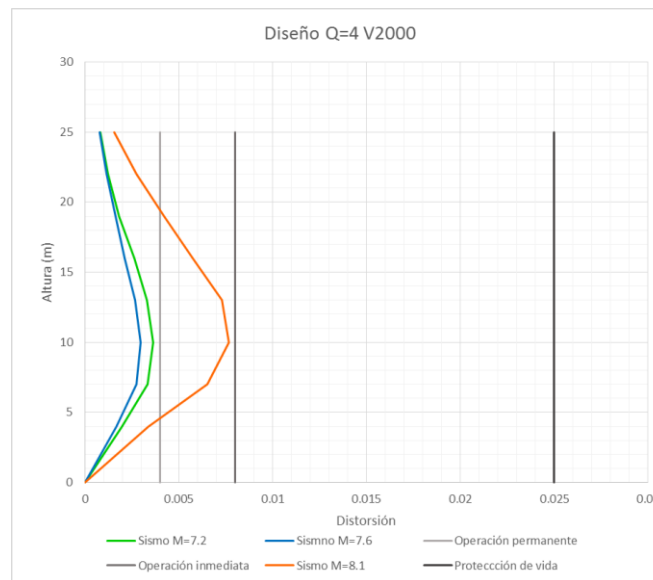


Figura 5.9 Diseño Método riguroso, Criterio Comité Visión 2000 ($Q=2$)

5.3.4 PROCEDIMIENTO MÉTODO SIMPLIFICADO CRITERIO OPS ($Q = 2$)

Se hace el pre-diseño de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias (2004), para este caso se consideró la zona más desfavorable siendo esta la zona *IIIb* con coeficiente sísmico de 0.45. Conforme a las secciones resultantes se procede a obtener el periodo de la estructura para continuar el cálculo de las constantes β que forman parte del método propuesto por Godo (2014) con el cual se determina la demanda de desplazamiento inelástico. El criterio de la OPS asume que la estructura tiene un comportamiento en el rango elástico y no se desenvuelve en la parte inelástica con base a la curva de capacidad teórica propuesta.

Tabla 5.4 Distorsiones OP y OI

Diseño	OPS	Q=2	Distorsión								
								OP	OC		
								$\gamma_p \leq 0.004$	$\gamma_p \leq 0.008$		
Estado limite	Col (cm)	Vig (cm)	T (s)	S_d (cm)	α_0	β_1	β_2	β_3	β_4	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$
OP	50x50	60x30	3.937	13.66	19.29	1.255	1.52	-	-	0.01002	
OP	80x80	70x40	2.144	26.35	12.28	1.275	1.49	-	-	0.01933	
OP	110x110	80x40	1.409	9.32	8.23	1.29	1.46	-	-	0.00684	
OP	130x130	80x40	1.061	5.01	5.97	1.34	1.4	-	-	0.00368	
OC	130x130	80x40	1.061	10.74	5.97	1.34	1.4	-	-	0.00368	0.00788

Tabla 5.5 Diseño Método simplificado OPS ($Q = 2$)

Nivel	Columnas			Vigas		
	130x130 cm			80x40 cm		
	pL	pT	Est. S_c (cm)	pL	pT	Est. S_v (cm)
N1	0.01498	0.00071	30	0.01339	0.00104	35
N2	0.01498	0.00071	30	0.01626	0.00121	30
N3	0.01498	0.00071	30	0.01722	0.00121	30
N4	0.01373	0.00071	30	0.01626	0.00121	30
N5	0.01373	0.00071	30	0.01626	0.00104	35
N6	0.01373	0.00071	30	0.01339	0.00104	35
N7	0.01248	0.00071	30	0.01148	0.00104	35
N8	0.01248	0.00071	30	0.01052	0.00104	35

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

Con el periodo del pre-diseño se obtiene el desplazamiento que le corresponde en el espectro de desplazamiento perteneciente al primer estado límite (Operación Permanente) y se calcula la

demanda de distorsión, si esta es menor o igual a la permisible (0.004) se procede a calcular nuevamente la demanda de distorsión para el siguiente estado límite (Ocupación Inmediata), si esta distorsión es menor o igual a la permisible (0.008) el diseño realizado será el correcto para el criterio.

En la tabla anterior se muestran las iteraciones que se hicieron hasta encontrar las secciones apropiadas (tabla 5.4). En la tabla 5.5 se muestran las cantidades de acero longitudinal y transversal que requieren las secciones para un adecuado comportamiento sísmico, se tuvo que aumentar el tamaño de las vigas por cuestiones del diseño.

La dimensión de la estructura resulta ser adecuada para cumplir perfectamente con las distorsiones permisibles ya que las distorsiones demandantes están muy por debajo de los límites propuestos (figura 5.10). El detallado de los elementos estructurales se muestra en el Apéndice 2 (tabla A2.4). Las distorsiones máximas no rebasan el 0.003 de distorsión en el caso del sismo de magnitud 8.1.

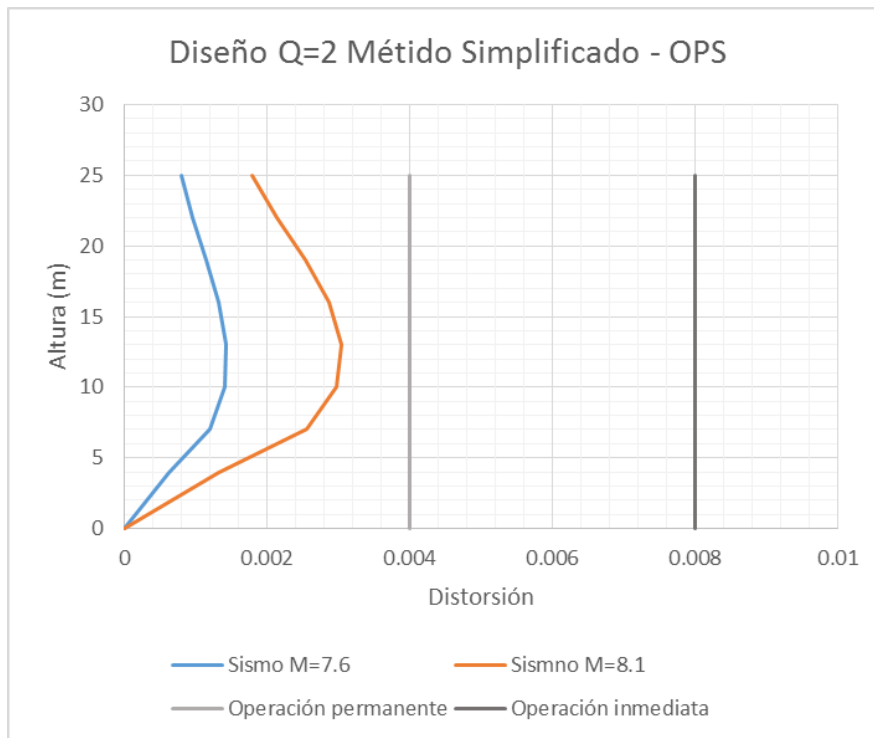


Figura 5.10 Diseño Método simplificado, Criterio OPS (Q=2)

CRITERIO COMITÉ VISIÓN 2000 ($Q = 2$)

Se comienza con un pre-diseño conforme a las Normas Técnicas Complementarias (2004), para este caso se consideró la zona más desfavorable, la zona IIIb con coeficiente sísmico de 0.45. Con las secciones resultantes se procede a obtener el periodo de la estructura para continuar el cálculo de las constantes β que forman parte del método propuesto por Godo (2014) para determina la demanda de desplazamiento inelástico. Una vez obtenido el periodo del pre-diseño se obtiene el desplazamiento en el espectro de respuesta de desplazamiento perteneciente al primer estado

límite (Operación Permanente) y se calcula la demanda de distorsión, si esta es menor o igual a la permisible (0.004) se procede a calcular nuevamente la demanda de distorsión para el siguiente estado límite (Ocupación Inmediata), si esta distorsión es menor o igual a la permisible (0.008) se realiza el mismo procedimiento para el último estado límite (Protección de la Vida), la distorsión permisible es 0.025. Cuando las secciones permitan cumplir con las distorsiones permisibles se estará llegando al diseño correcto.

En la tabla 5.6 se presentan las iteraciones realizadas hasta cumplir con las distorsiones permisibles y en la tabla 5.7 se muestra el diseño final.

Tabla 5.6 Distorsiones OP, OI y PV

Diseño	V2000	Q=2	Distorsión									
			OP			OC			PV			
			$\gamma_p \leq 0.004$	$\gamma_p \leq 0.008$	$\gamma_p \leq 0.025$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$
Estado límite	Col (cm)	Vig (cm)	T (s)	S _d (cm)	α_0	β_1	β_2	β_3	β_4	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$
OP	50x50	60x30	3.937	22.620	19.29	1.255	1.52	0.976	1.328	0.02237		
OP	80x80	70x40	2.144	25.406	12.28	1.275	1.49	0.954	1.328	0.02445		
OP	110x110	80x40	1.409	7.876	8.23	1.29	1.46	1.179	1.328	0.00929		
OP	140x140	80x40	0.968	3.036	5.169	1.34	1.355	1.350	1.328	0.00395		
OC	140x140	80x40	0.968	3.036	5.169	1.34	1.355	1.271	1.328	0.00395	0.00498	
PV	140x140	80x40	0.968	3.036	5.169	1.34	1.355	1.349	1.328	0.00395	0.00498	0.00997

Tabla 5.7 Diseño criterio Comité Visión 2000 (Q = 2)

Nivel	Columnas			Vigas		
	140x140 cm			80x40 cm		
	pL	pT	Est. S _c (cm)	pL	pT	Est. S _v (cm)
N1	0.01717	0.00098	20	0.01148	0.00145	25
N2	0.01717	0.00098	20	0.01435	0.00145	25
N3	0.01717	0.00098	20	0.01626	0.00145	25
N4	0.01610	0.00078	25	0.01626	0.00121	30
N5	0.01610	0.00078	25	0.01339	0.00121	30
N6	0.01610	0.00078	25	0.01339	0.00121	30
N7	0.01502	0.00078	25	0.01148	0.00121	30
N8	0.01502	0.00078	25	0.00957	0.00121	30

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

En este diseño se observa que las demandas de distorsión están por debajo de la primera distorsión permisible propuesta en el estado límite Operación Permanente. Lo anterior indica que el diseño en general cumple perfectamente con las distorsiones límite y se puede observar en la imagen 5.11.

También se hace notar que el sismo con magnitud $M = 7.6$ provocaría menos daño a la estructura a comparación de los demás sismos. El dimensionamiento y detallado de las secciones se presenta en el Apéndice 2 (tabla A2.5).

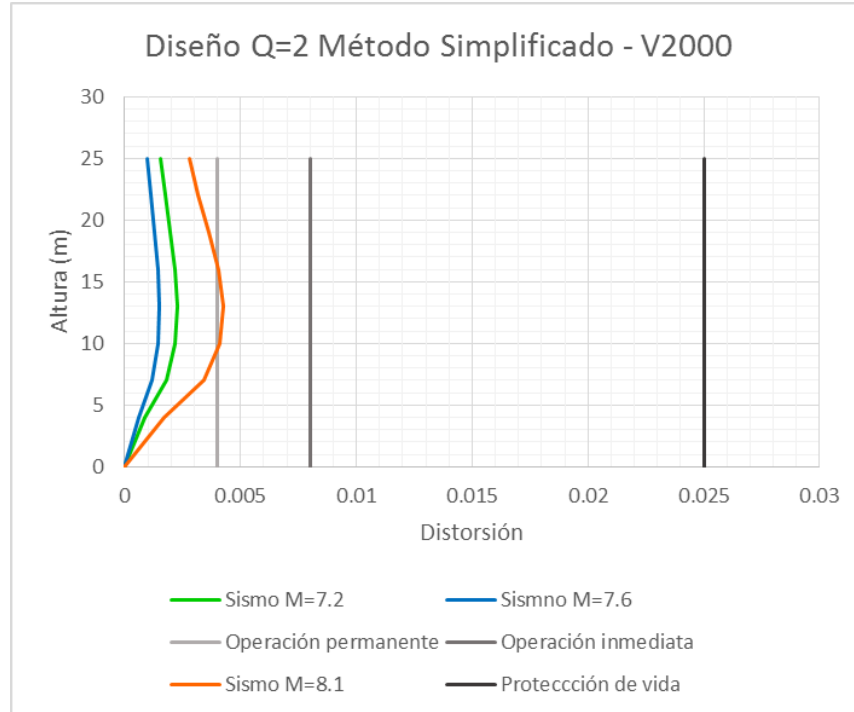


Figura 5.11 Diseño Método simplificado, Criterio Comité Visión 2000 (Q=2)

CRITERIO COMITÉ VISIÓN 2000 ($Q = 4$)

Se realiza un pre-diseño conforme a las Normas Técnicas Complementarias (2004), se considera la zona más desfavorable, la zona IIIb con coeficiente sísmico de 0.45. Como primer paso se estima el periodo que resulta del pre-diseño y se obtiene el desplazamiento en el espectro de respuesta de desplazamiento perteneciente al primer estado límite (Operación Permanente), se calcula la demanda de desplazamiento inelástico con el método propuesto por Godho (2014) y se compara con la distorsión permisible (0.004) si es mayor o igual se continua con el siguiente estado límite (Ocupación Inmediata), nuevamente con el periodo se estima el desplazamiento correspondiente al espectro de respuesta de desplazamiento y se calcula la demanda de desplazamiento inelástico con el método de Godho (2014), si la distorsión demandante es menor o igual se procede a realizar el mismo procedimiento con el tercer estado límite comparando la demanda con la distorsión permisible de 0.025.

En la tabla 5.8 se presentan las iteraciones realizadas hasta cumplir con las distorsiones permisibles y en la tabla 5.9 se muestran las secciones adecuadas para cumplir con el criterio del Comité Visión 2000.

Tabla 5.8 Distorsiones OP, OI y PV

Diseño	V2000	Q=4	Distorsión											
			OP		OC		PV		OP		OC		PV	
			$\gamma_p \leq 0.004$	$\gamma_p \leq 0.008$	$\gamma_p \leq 0.008$	$\gamma_p \leq 0.008$	$\gamma_p \leq 0.025$	$\gamma_p \leq 0.025$	$\gamma_p \leq 0.025$	$\gamma_p \leq 0.025$	$\gamma_p \leq 0.025$	$\gamma_p \leq 0.025$	$\gamma_p \leq 0.025$	$\gamma_p \leq 0.025$
Estado limite	Col (cm)	Vig (cm)	T (s)	S_d (cm)	α_0	β_1	β_2	β_3	β_4	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{a}x}$		
OP	50x50	60x30	3.937	22.620	19.29	1.255	1.52	0.957	1.408	0.02326				
OP	60x60	60x35	3.085	34.854	15.52	1.26	1.51	0.817	1.408	0.03053				
OP	70x70	70x35	2.536	32.660	14.57	1.265	1.505	0.837	1.408	0.02923				
OP	80x80	70x40	2.144	25.406	12.28	1.275	1.49	0.918	1.408	0.02496				
OP	90x90	80x40	1.859	24.355	14.57	1.265	1.505	0.932	1.408	0.02435				
OP	100x100	80x40	1.603	9.730	9.837	1.28	1.475	1.274	1.408	0.01318				
OP	100x100	90x45	1.675	13.100	12.17	1.27	1.485	1.156	1.408	0.01609				
OP	100x100	100x50	1.752	17.772	14.57	1.265	1.505	1.042	1.408	0.01986				
OP	110x110	90x45	1.464	8.845	10.25	1.28	1.48	1.313	1.408	0.01239				
OP	130x130	80x40	1.135	4.269	5.97	1.33	1.4	1.630	1.408	0.00730				
OP	130x130	70x35	1.104	3.810	5	1.34	1.36	1.682	1.408	0.00658				
OP	140x140	80x40	1.035	3.468	5.17	1.34	1.355	1.725	1.408	0.00612				
OP	150x150	80x40	0.952	2.819	4.5/5	1.34	1.36	1.821	1.408	0.00527				
OP	150x150	90x45	0.974	3.107	5.69	1.33	1.39	1.776	1.408	0.00575				
OP	160x160	90x45	0.9	2.207	5.01	1.34	1.36	1.936	1.408	0.00445				
OP	170x170	95x50	0.848	1.889	5.075	1.33	1.39	2.008	1.408	0.00395				
OC	170x170	95x50	0.848	1.889	5.075	1.33	1.39	1.560	1.408	0.00395	0.00689			
PV	170x170	95x50	0.848	1.889	5.075	1.33	1.39	1.884	1.408	0.00395	0.00689	0.01209		

Tabla 5.9 Diseño criterio Comité Visión 2000 (Q = 4)

Nivel	Columnas				
	170x170 cm	Centro		Extremo	
	P_L	P_T	Est. S_c (cm)	P_T	Est. S_v (cm)
N1	0.01591	0.00192	33	0.00635	10
N2	0.01591	0.00192	33	0.00635	10
N3	0.01591	0.00192	33	0.00635	10
N4	0.01518	0.00192	33	0.00635	10
N5	0.01518	0.00192	33	0.00635	10
N6	0.01518	0.00192	33	0.00635	10
N7	0.01446	0.00192	33	0.00635	10
N8	0.01446	0.00192	33	0.00635	10

Nivel	Vigas				
	95x50 cm	Centro		Extremo	
	P_L	P_T	Est. S_c (cm)	P_T	Est. S_v (cm)
N1	0.01020	0.00120	25	0.00199	15
N2	0.01148	0.00120	25	0.00199	15
N3	0.01148	0.00120	25	0.00199	15
N4	0.01148	0.00120	25	0.00199	15
N5	0.01020	0.00120	25	0.00199	15
N6	0.00957	0.00120	25	0.00199	15
N7	0.00765	0.00120	25	0.00199	15
N8	0.00765	0.00120	25	0.00199	15

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

Nuevamente se observan demandas por debajo de la primera distorsión permisible propuesta en este trabajo, esto señala que la estructura esta sobre esforzada. La imagen 5.12 señala y grafica las distorsiones demandantes por los diferentes sismos las cuales, como se menciona, no son tan representativas para identificar daños en elementos estructurales, no estructurales y contenido. En este caso se observa que las demandas prácticamente causarían el mismo efecto en la estructura para sismos de 7.2 y 7.6 a pesar de tener diferente intensidad. Por otra parte, el sismo de 8.1 presenta distorsiones máximas de alrededor de 0.002. El Apéndice 2 (tabla A2.6) contiene el detallado de las secciones correspondientes al diseño final de este criterio.

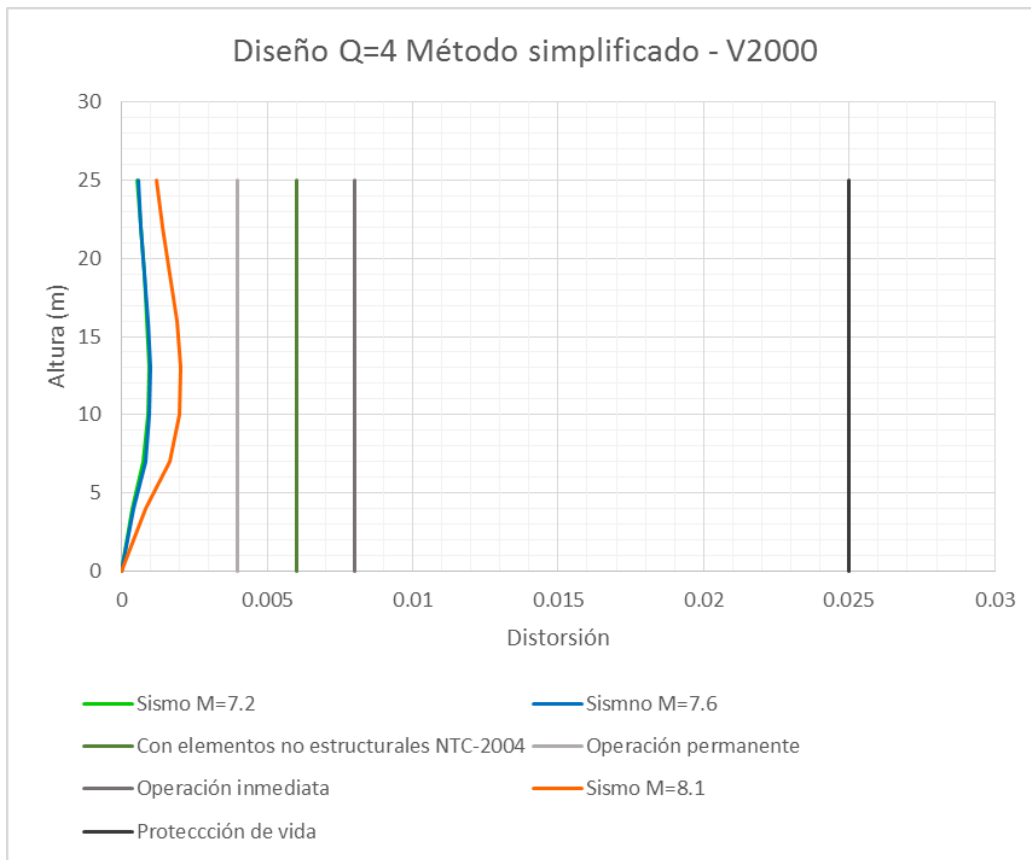


Figura 5.12 Diseño Método simplificado, Criterio Comité Visión 2000 (Q=4)

5.3.5 DISEÑO NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (2004) DISEÑO $Q = 2$

Se realiza un diseño con forme a las NTC (2004) a manera de comparación con los criterios de diseño propuestos en este trabajo. Un hospital es clasificado dentro del Grupo A fijado por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) planteado en el artículo 174, por lo tanto, para el

análisis y diseño de la estructura se considera un factor de carga igual a 1.5. Se elige la zona IIIb con coeficiente sísmico igual a 0.45. Las dimensiones de las secciones de columnas resultaron de 70x70 cm y en vigas de 65x35 cm. En la tabla 5.10 se presenta el tamaño de las secciones de los elementos estructurales, así como el acero longitudinal y transversal que resultó del diseño, el detallado se puede encontrar en el Apéndice 2 (tabla A2.7). Lo anterior se realizó con forme a un diseño para una distorsión de 0.006.

Tabla 5.10 Diseño NTC (2004) $Q = 2$ y $\gamma = 0.006$

Nivel	Columnas			Vigas		
	70x70 cm			65x35 cm		
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_L	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.02674	0.00141	30	0.02414	0.00154	30
N2	0.02674	0.00141	30	0.02414	0.00154	30
N3	0.02674	0.00141	30	0.02414	0.00154	30
N4	0.02674	0.00141	30	0.01931	0.00154	30
N5	0.01514	0.00141	30	0.01690	0.00154	30
N6	0.01514	0.00141	30	0.01207	0.00154	30
N7	0.01262	0.00141	30	0.00820	0.00154	30
N8	0.01262	0.00141	30	0.00683	0.00154	30

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

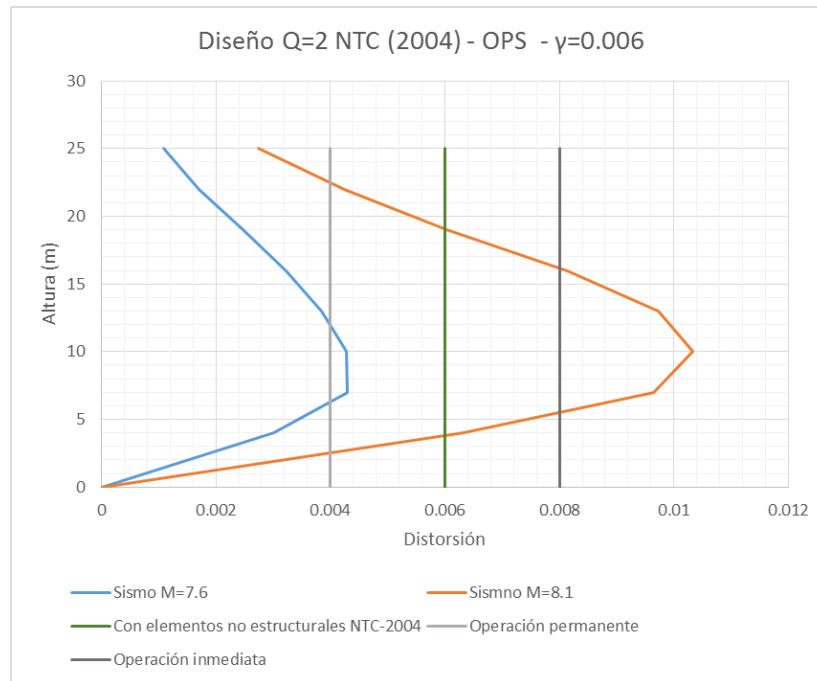


Figura 5.13 Diseño NTC (2004), Criterio OPS ($Q=2$), $\gamma = 0.006$

El diseño con factor de comportamiento $Q = 2$ y una distorsión permisible $\gamma = 0.006$ se revisó con forme al criterio de la Organización Panamericana de la Salud y el Comité Visión 2000. Los resultados muestran que la estructura no garantiza la seguridad ante eventos sísmicos con magnitudes igual o menores a 8.1 cuando la estructura es revisada con el criterio de la OPS, las demandas de distorsiones son mayores en comparación con la distorsión permisible de las NTC (2004) para la cual fue diseñado cuando se trata del sismo con mayor intensidad ($M = 7.6$), pasa lo contrario con el sismo de 7.2 donde las distorsiones están por debajo de 0.006 (figura 5.13).

Cuando la estructura es revisada con el criterio del Comité Visión 2000 se observa un comportamiento similar al tratarse del sismo de 7.2 y 7.6 el primero de estos no cumple con el primer estado límite del criterio, pero los dos cumplen con la distorsión de 0.006 para la cual la estructura fue diseñada (figura 5.14). Para el caso de las demandas del sismo de 8.1 cumple con su respectiva distorsión permisible (Estado límite Protección de vida), pero no sucede lo mismo con la distorsión de 0.006 estipulada en las NTC 2004.

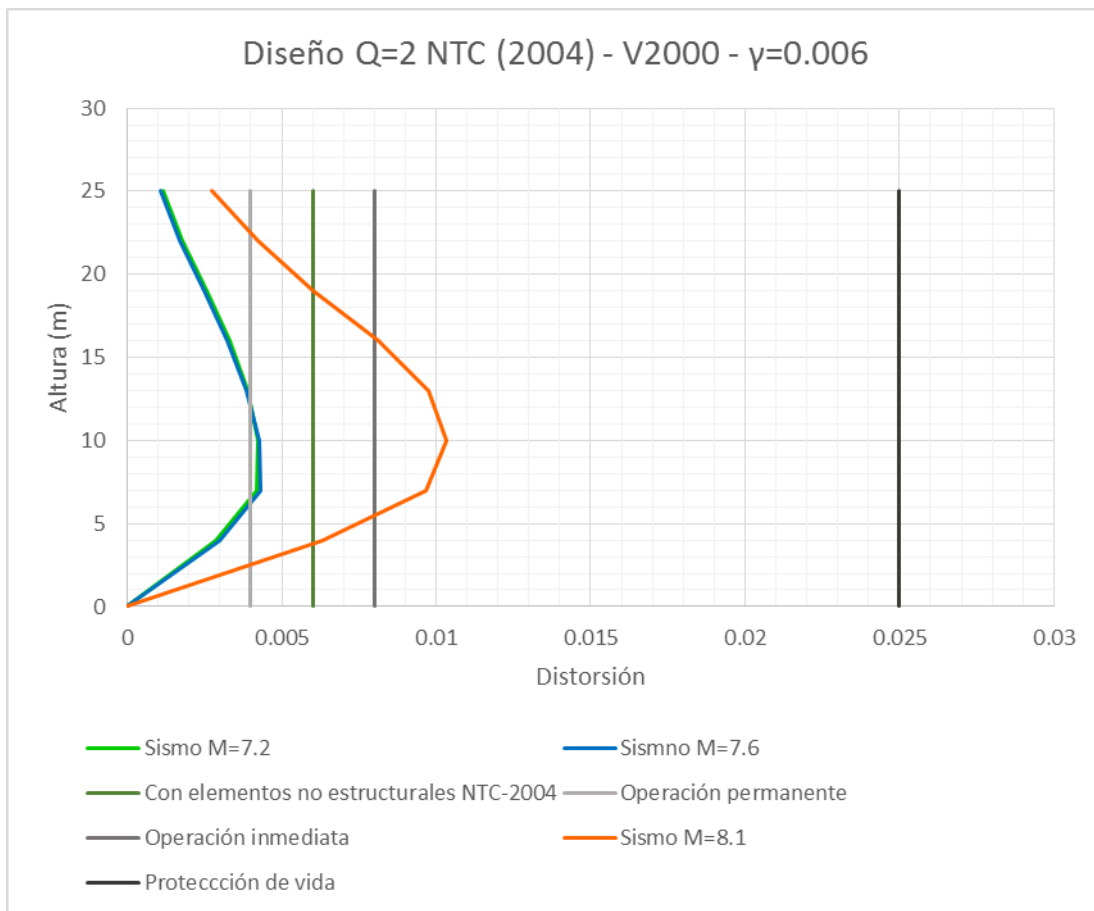


Figura 5.14 Diseño NTC (2004), Criterio Comité Visión 2000 ($Q=2$), $\gamma = 0.006$

El diseño para una distorsión 0.012 se muestra en la tabla 5.11 y de igual forma el detallado de las secciones se puede encontrar en el Apéndice 2 (tabla A2.8).

Tabla 5.11 Diseño NTC (2004) $Q = 2$ y $\gamma = 0.012$

Nivel	Columnas			Vigas		
	65x65 cm			60x35 cm		
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_L	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.02600	0.00185	25	0.03161	0.00188	27
N2	0.02600	0.00185	25	0.02897	0.00188	27
N3	0.02600	0.00185	25	0.02897	0.00188	27
N4	0.01766	0.00185	25	0.02634	0.00188	27
N5	0.01766	0.00185	25	0.02107	0.00188	27
N6	0.01766	0.00185	25	0.01580	0.00188	27
N7	0.01472	0.00185	25	0.01193	0.00188	27
N8	0.01472	0.00185	25	0.00895	0.00188	27

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

De forma similar el diseño con factor de comportamiento $Q = 2$ y una distorsión permisible $\gamma = 0.012$ se revisó también con forme al criterio de la Organización Panamericana de la Salud y el Comité Visión 2000. La demanda de distorsiones está por debajo de la distorsión permisible marcada por las NTC (2004) de 0.012 y a la vez la estructura muestra un mal comportamiento tratándose de los criterios mencionados. Se observa que el comportamiento para sismo de 7.6 no cumple con la primera distorsión permisible del criterio OPS (figura 5.15).

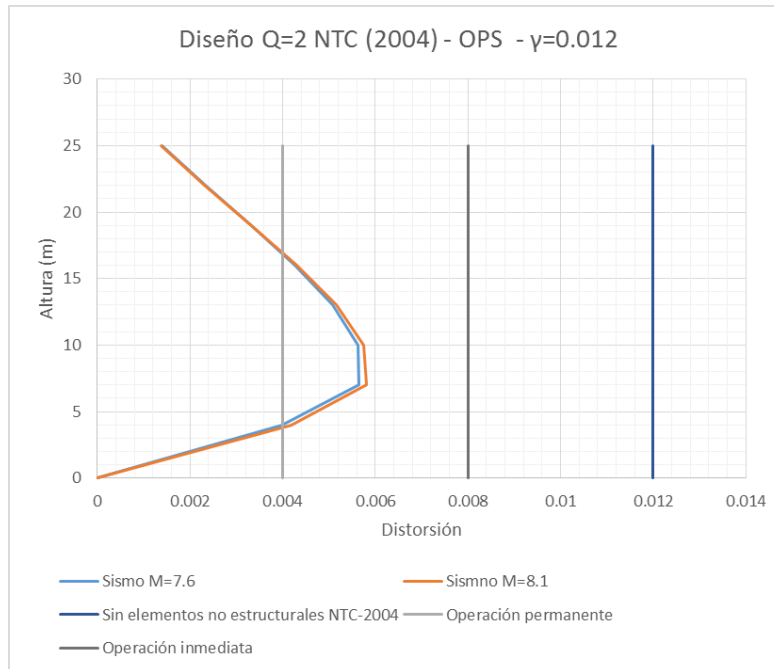


Figura 5.15 Diseño NTC (2004), Criterio OPS ($Q=2$), $\gamma = 0.012$

De forma similar el primer estado límite del criterio del Comité Visión 2000 no se cumple cuando la estructura se somete al sismo de 7.2. Las demás distorsiones límite se cumplen incluso la distorsión de 0.012 y se puede observar en la figura 5.16. Los sismos de 7.6 y 8.1 provocan demandas de distorsiones menores a 0.006.

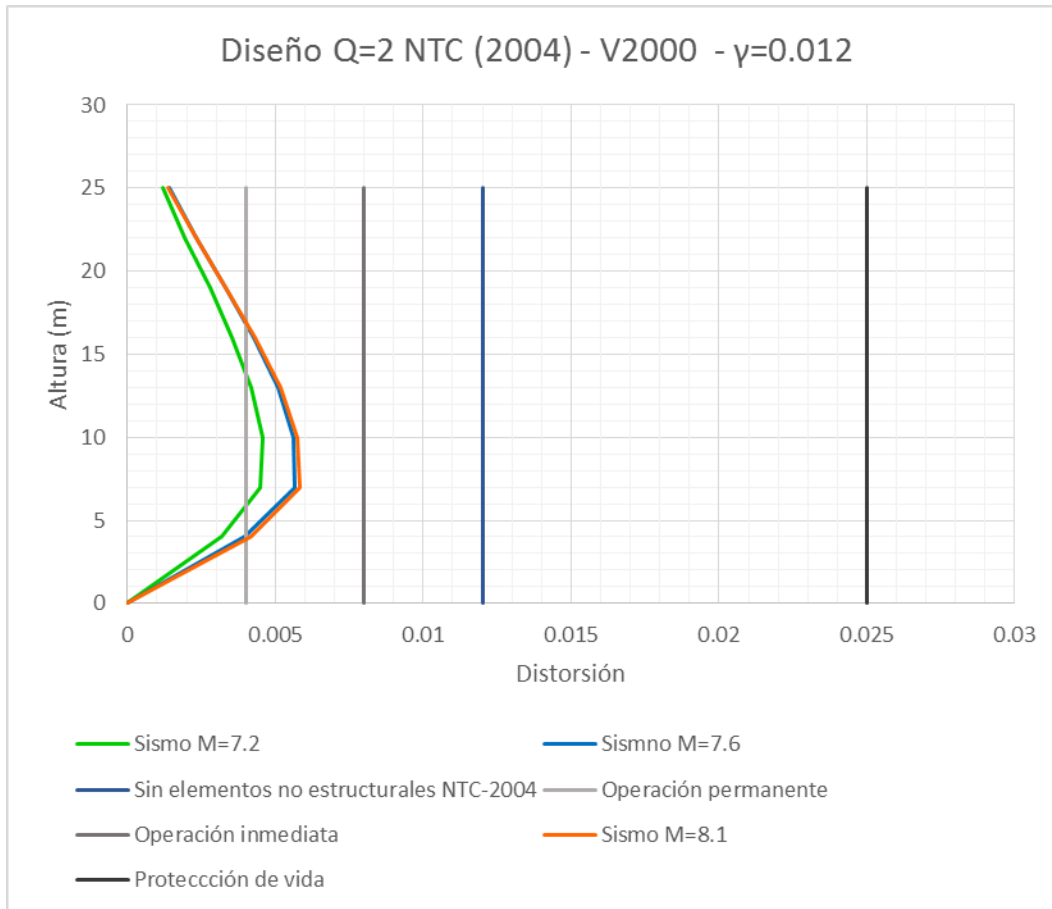


Figura 5.16 Diseño NTC (2004), Criterio Comité Visión 2000 (Q=2), $\gamma = 0.012$

DISEÑO $Q = 4$

Se diseña un marco con forme a las NTC (2004) a manera de comparación con los criterios de diseño propuestos en este trabajo. La estructura es un hospital y está clasificado dentro del Grupo A, el factor de carga en el análisis y diseño es igual a 1.5. Se elige la zona IIIb correspondiéndole un coeficiente sísmico de 0.45. Las dimensiones de las secciones de columnas resultaron de 60x60 cm y en vigas de 60x35 cm para un diseño con distorsión permisible de 0.006.

En la tabla 5.12 se muestra el tamaño de las secciones de los elementos estructurales, así como el acero longitudinal y transversal que resultó del diseño.

Tabla 5.12 Diseño NTC (2004) $Q = 4$ y $\gamma = 0.006$

Nivel	Columnas				
	60x60 cm	Centro		Extremo	
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.03073	0.00203	25	0.00508	10
N2	0.03073	0.00254	20	0.00508	10
N3	0.02458	0.00254	20	0.00508	10
N4	0.02458	0.00203	25	0.00508	10
N5	0.01844	0.00203	25	0.00508	10
N6	0.01844	0.00203	25	0.00508	10
N7	0.01844	0.00203	25	0.00508	10
N8	0.01844	0.00203	25	0.00508	10

Nivel	Vigas				
	60x35 cm	Centro		Extremo	
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.01044	0.00339	15	0.00391	13
N2	0.01342	0.00339	15	0.00391	13
N3	0.01342	0.00339	15	0.00391	13
N4	0.01193	0.00339	15	0.00391	13
N5	0.01193	0.00339	15	0.00391	13
N6	0.00895	0.00339	15	0.00391	13
N7	0.00745	0.00339	15	0.00391	13
N8	0.00596	0.00339	15	0.00391	13

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

El diseño con factor de comportamiento $Q = 4$ y una distorsión permisible $\gamma = 0.006$ también se revisó con forme al criterio de la Organización Panamericana de la Salud y el Comité Visión 2000.

La dimensión de las secciones así como el acero longitudinal y el detallado del acero transversal limitan la demanda de distorsiones a manera de ser menores que la permisible, en este caso menor a 0.004 cuando se revisan por el primer estado límite de cada uno de los dos criterios (figura 5.17 y 5.18), pasa lo contrario con el segundo estado límite ya que las distorsiones demandantes sobrepasan al 0.008 cuando se revisa con el criterio de la OPS, y se cumple el segundo y tercer estado límite del criterio del Comité Visión 2000. Por otra parte, la distorsión permisible de 0.006 que estipula las Normas Técnicas Complementarias (2004) es rebasada por las distorsiones demandantes del sismo con magnitud 8.1. El Apéndice 2 (tabla A2.9) contiene el detallado de las secciones que resultaron para este diseño.

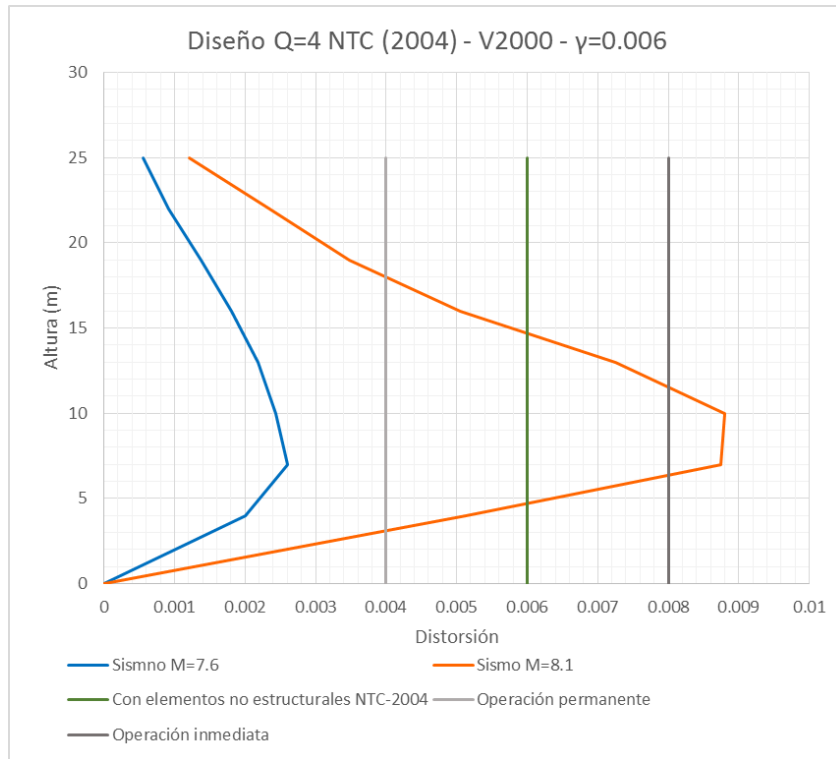


Figura 5.17 Diseño NTC (2004), Criterio OPS (Q=4), $\gamma = 0.006$

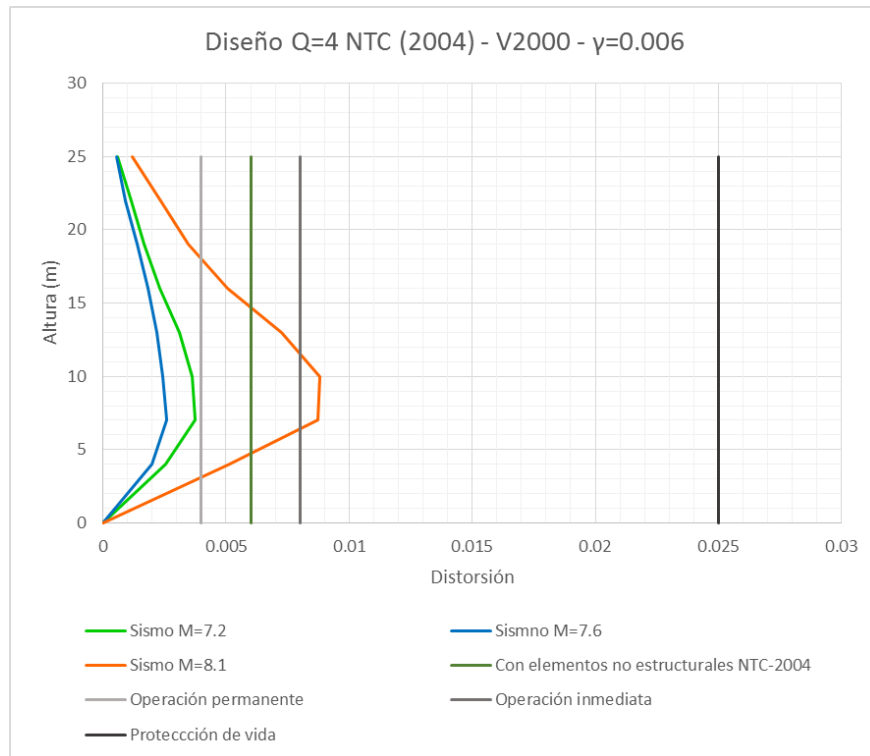


Figura 5.18 Diseño NTC (2004), Criterio Comité Visión 2000 (Q=4), $\gamma = 0.006$

El diseño para una distorsión 0.012 se muestra en la tabla 5.13 y el detallado de columnas y vigas lo contiene el Apéndice 2 (tabla A2.10).

Tabla 5.13 Diseño NTC (2004) $Q = 4$ y $\gamma = 0.012$

Nivel	Columnas				
	60x60 cm	Centro		Extremo	
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.03073	0.00339	15	0.00508	10
N2	0.03073	0.00339	15	0.00508	10
N3	0.03073	0.00339	15	0.00508	10
N4	0.02458	0.00254	20	0.00508	10
N5	0.02458	0.00254	20	0.00508	10
N6	0.02458	0.00254	20	0.00508	10
N7	0.01844	0.00203	25	0.00508	10
N8	0.01844	0.00203	25	0.00508	10

Nivel	Vigas				
	60x30 cm	Centro		Extremo	
	p_L	p_T	Est. S_c (cm)	p_T	Est. S_v (cm)
N1	0.01218	0.00339	15	0.00508	10
N2	0.01739	0.00339	15	0.00508	10
N3	0.01739	0.00339	15	0.00508	10
N4	0.01739	0.00339	15	0.00508	10
N5	0.01392	0.00339	15	0.00508	10
N6	0.01218	0.00339	15	0.00508	10
N7	0.01044	0.00339	15	0.00508	10
N8	0.00696	0.00339	15	0.00508	10

Nota:

p_L = cuantía longitudinal

p_T = cuantía transversal

S_c = separación de estribos en columnas

S_v = separación de estribos en vigas

Finalmente, se analiza este último diseño igualmente con factor de comportamiento $Q = 4$ y una distorsión permisible $\gamma = 0.012$. Como los casos anteriores se revisó con forme al criterio de la Organización Panamericana de la Salud y el Comité Visión 2000 estipulado en este trabajo.

El diseño de la estructura tiene un mal comportamiento sísmico frente a los sismos que se usaron para los análisis dinámicos, las distorsiones demandantes que se presentan son claramente mayores a las permisibles en cada uno de los márgenes de los estados límite correspondientes a sismos con magnitud 7.6 y 8.1, sin embargo, la estructura cumple con la distorsión permisible de 0.012 que marca las NTC (2004) incluso para el sismo de mayor intensidad (8.1). Lo anterior se puede observar en las figuras 5.19 y 5.20.

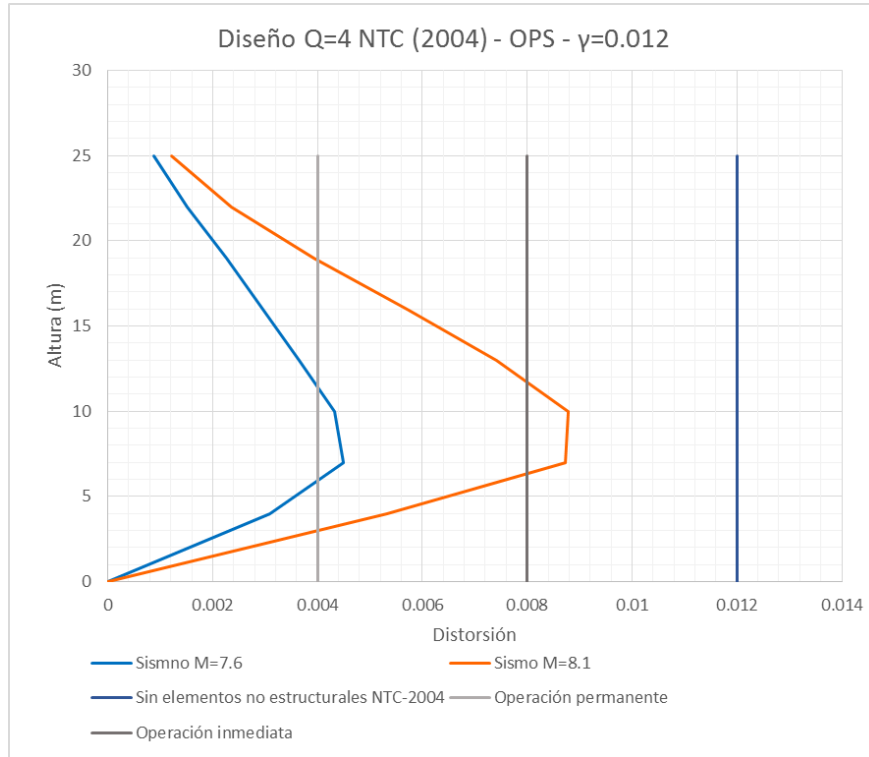


Figura 5.19 Diseño NTC (2004), Criterio OPS (Q=4), $\gamma = 0.012$

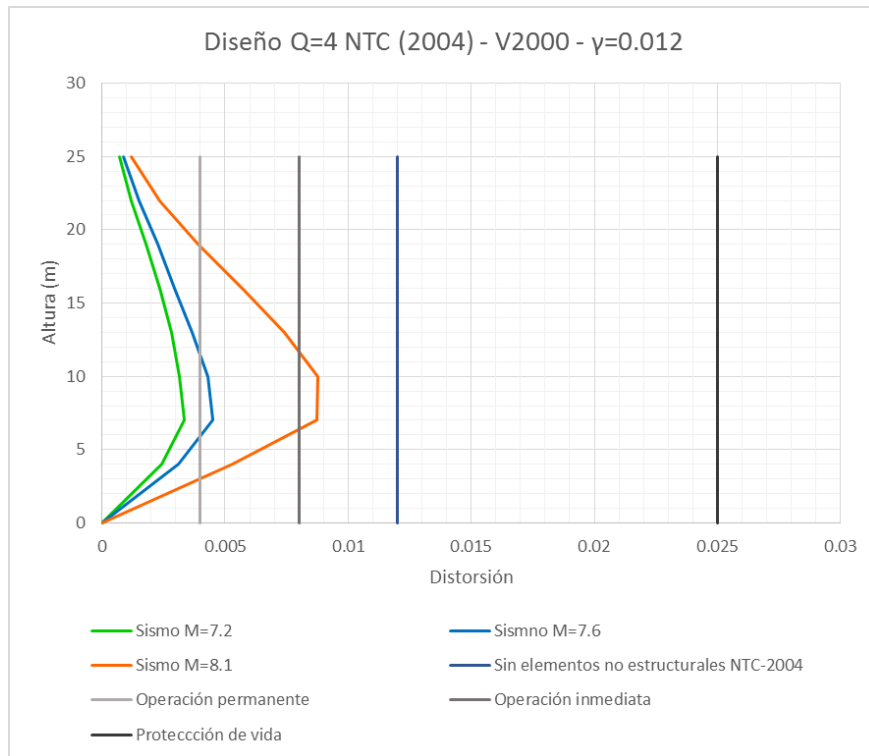


Figura 5.20 Diseño NTC (2004), Criterio Comité Visión 2000 (Q=4), $\gamma = 0.012$

5.3.6 RESUMEN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En la tabla 5.14 se visualiza de mejor manera las distorsiones máximas analíticas que se presentan en cada uno de los análisis dinámicos paso a paso para los diseños realizados no sólo por el criterio de la Organización Panamericana y por el Comité Visión 2000 sino también por las Normas Técnicas Complementarias (2004).

Tabla 5.14 Resumen de distorsiones

Método	Diseño	Criterio de Diseño				
		OPS		Visión 2000		
		Distorsión permisible		Distorsión permisible		
		$\gamma_p = 0.004$	$\gamma_p = 0.008$	$\gamma_p = 0.004$	$\gamma_p = 0.008$	$\gamma_p = 0.025$
		Distorsión máxima analítica		Distorsión máxima analítica		
		$\gamma_{m\acute{a}x} M=7.6$	$\gamma_{m\acute{a}x} M=8.1$	$\gamma_{m\acute{a}x} M=7.2$	$\gamma_{m\acute{a}x} M=7.6$	$\gamma_{m\acute{a}x} M=8.1$
Riguroso	OPS (Q=2)	0.00267	0.00751			
	V2000 (Q=2)			0.00239	0.00304	0.00861
	V2000 (Q=4)			0.00365	0.00296	0.00767
Simplificado	OPS (Q=2)	0.00142 (0.00368)*	0.00303 (0.00788)*			
	V2000 (Q=2)			0.00228 (0.00395)*	0.00150 (0.00499)*	0.00427 (0.00997)*
	V2000 (Q=4)			0.00093 (0.0395)*	0.00097 (0.00689)*	0.00202 (0.0121)*
NTC (2004)	NTC (2004) (Q=2) $\gamma=0.006$	0.00430	0.01033	0.00423	0.00430	0.01033
	NTC (2004) (Q=2) $\gamma=0.012$	0.00564	0.00581	0.00456	0.00564	0.00581
	NTC (2004) (Q=4) $\gamma=0.006$	0.00260	0.00881	0.00375	0.00260	0.00881
	NTC (2004) (Q=4) $\gamma=0.012$	0.00450	0.00879	0.00333	0.00450	0.00879

* Distorsión calculada, método de Godho (2014)

En primera instancia se puede observar que los diseños realizados con el método riguroso y el simplificado cumplen con los índices de desempeño propuestos en la investigación de esta tesis. Con forme a los factores de comportamiento sísmico 2 ó 4 se pueden hacer las siguientes comparaciones en los diferentes criterios y con los diseños realizados con las Normas Técnicas Complementarias (2004); se puede notar cierta similitud entre los diseños del método riguroso y el simplificado para un factor de comportamiento sísmico de 2 y para una ductilidad de 4 se presenta un rango de error entre las distorsiones analíticas. Dentro del método simplificado la distorsión calculada con el método de Godho (2014) es mayor que la analítica, esto confirma que la estructura estará dentro del rango de la seguridad, la razón de esta diferencia puede derivarse por los parámetros que toma en cuenta el método simplificado como la rigidez a flexión y a cortante de la estructura, el número de pisos y la ductilidad, en cambio el programa que se usó para realizar los análisis dinámicos (SEISMOSTRUCT) intervienen elementos como el tipo de material, para el concreto y para el acero de refuerzo, la dimensión de las secciones y el detallado del acero

longitudinal y transversal además de algunos parámetros que se involucran en el programa como la no linealidad geométrica y la clase de elementos que se usa para el modelaje del marco estructural.

Los resultados de las distorsiones analíticas del diseño realizado con las NTC 2004 muestran que no cumplen con algunas de las distorsiones permisibles del criterio de la Organización Panamericana de la Salud y del criterio Comité Visión 2000, esto da lugar a que el procedimiento de diseño sísmico de las Normas Técnicas Complementarias (2004) no suele ser benéfico para el caso de la infraestructura de salud.

5.3.7 REVISIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD TEÓRICA PROPUESTA

El trabajo de Escamilla (2016) menciona que la curva de capacidad intenta representar el comportamiento de una estructura bajo una demanda externa, generalmente caracterizada por un sismo, mediante un índice de desempeño que comúnmente está asociado a un desplazamiento máximo o distorsión de entrepiso. Esta curva proporciona información del comportamiento de la estructura que la mayoría de los reglamentos de construcción actuales no son capaces de proporcionar como son los patrones de agrietamiento y fluencia en la estructura en su evolución al colapso ante acciones de intensidad creciente, pero proporciona principalmente los índices de desempeño asociados a un nivel de demanda sísmica particular. Por tal motivo estipula que en la primera parte de la curva el daño empieza con el agrietamiento de las vigas posteriormente se llega a la fluencia de las mismas, es en este punto cuando la estructura deja de ser elástica y empieza a desarrollarse en el rango no lineal. Al aumentar el desplazamiento de la estructura y por ende presentar más daño se llega un punto en el cual fallan las vigas y finalmente, después de seguir aumentando el desplazamiento, fallan las columnas provocando el colapso de la estructura (figura 5.21).

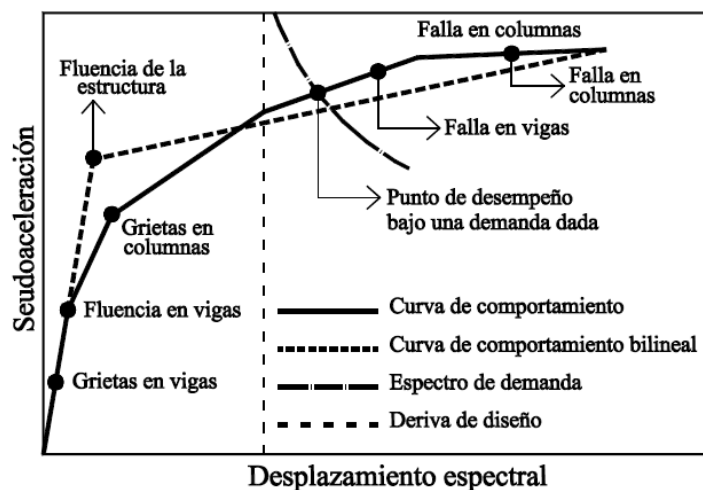


Figura 5.21 Anatomía de la curva de capacidad de una estructura

Si se realiza una similitud con la curva de capacidad propuesta en este trabajo se observará de la siguiente forma:

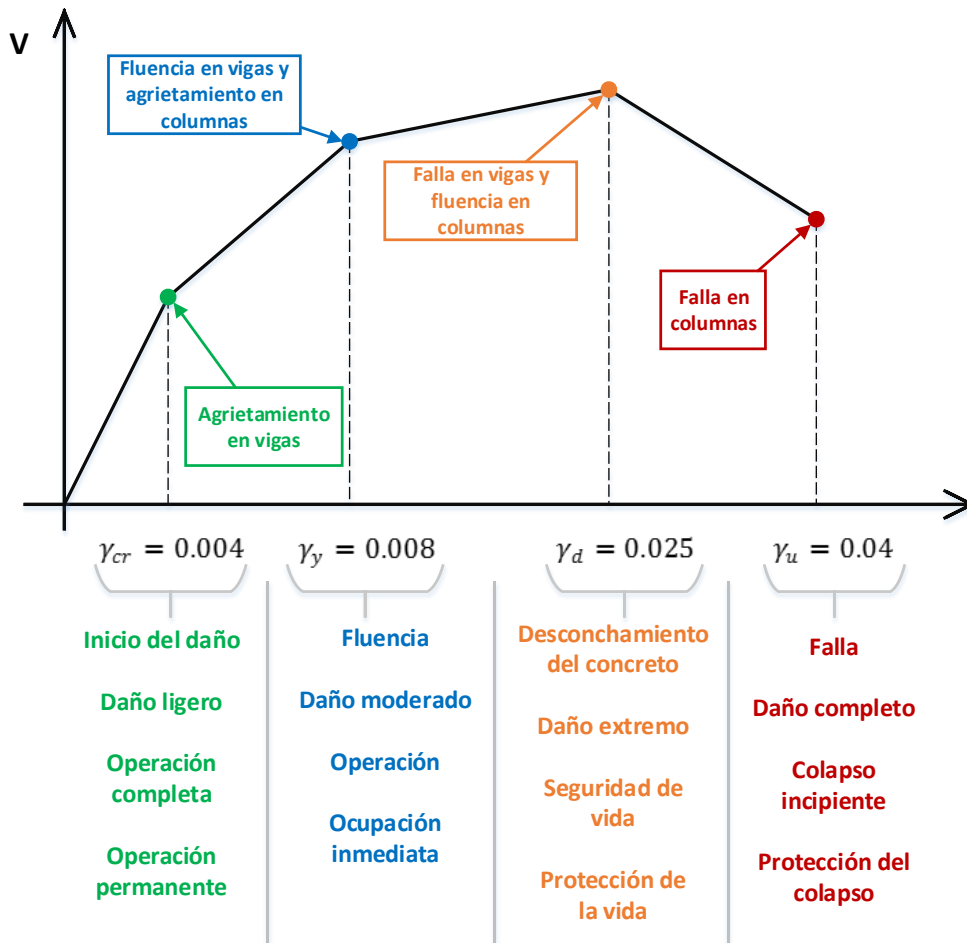


Figura 5. 22 Complementación de la Curva de capacidad teórica propuesta

Para comprobar la curva de capacidad anterior se muestran las siguientes imágenes que se realizaron durante los análisis y que afirman lo indicado en dicha curva.

En cuanto a los análisis y diseños que se realizaron por el criterio de la Organización Panamericana de la Salud en el cual la estructura solo se desarrolla en el rango elástico involucrando los dos primeros dos puntos de la curva de capacidad, sin embargo, se presentan imágenes donde se observa la falla de vigas, lo anterior se demuestra a continuación (tabla 5.15).

Por otra parte, se muestran también imágenes de los análisis y diseños hechos por el Comité Visión 2000 para los cuales se desarrollan en el rango inelástico, en este criterio están involucrados 3 puntos de la curva de capacidad teórica aún que de igual forma se presenta imágenes de la falla en columnas (tabla 5.16).

Tabla 5.15 Fallas en elementos estructurales, Criterio OPS

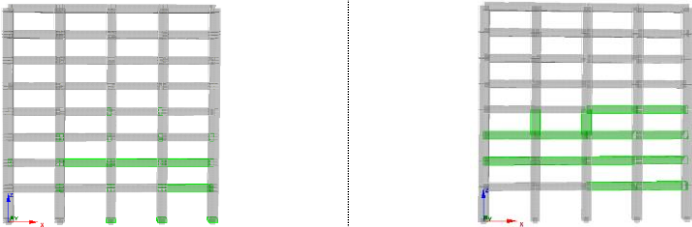
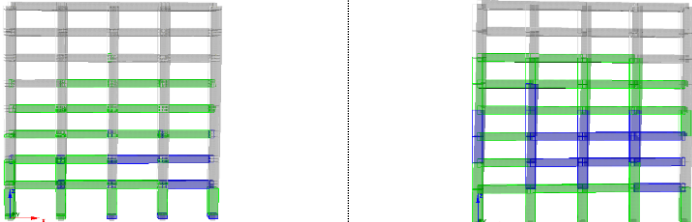
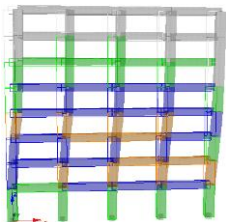
CRITERIO OPS	
Agrietamiento en vigas	
Fleuncia en vigas y agrietameinto en columnas	
Falla en vigas y fluencia en columnas	

Tabla 5.16 Fallas en elementos estructurales, Criterio Comité Visión 2000

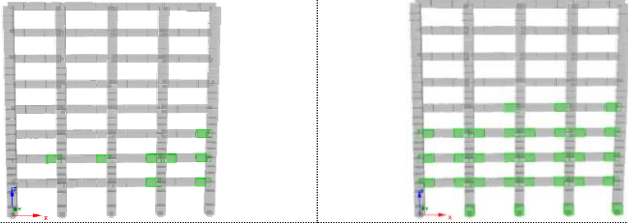
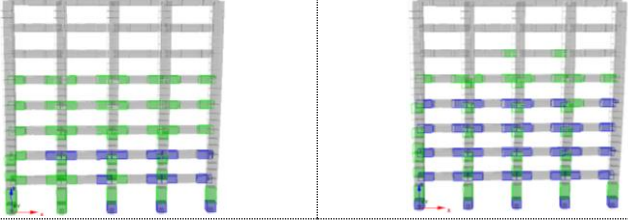
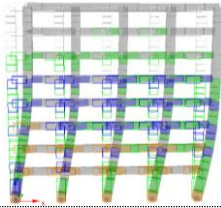
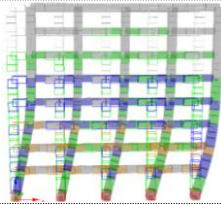
CRITERIO COMITÉ VISIÓN 2000	
Agrietamiento en vigas	
Fleuncia en vigas y agrietameinto en columnas	

Tabla 5.16 Fallas en elementos estructurales, Criterio Comité Visión 2000 (continuación)

Falla en vigas y fluencia en columnas	
Falla en columnas	

5.3.8 PROGRAMA DE ANÁLISIS EMPLEADO

Para la revisión de las estructuras diseñadas se utilizó el programa de análisis estructural no lineal SEISMOSTRUCT con la versión 7.0. Es un programa de Elementos Finitos capaz de predecir el comportamiento con grandes desplazamientos de pórticos espaciales sometidos a cargas estáticas o dinámicas, teniendo en cuenta tanto las no linealidades geométricas como la inelasticidad de los materiales. El software consiste de tres módulos principales (figura 5.23): un Pre-Procesador, en el cual es posible definir los datos de entrada del modelo estructural, un Procesador, en el cual se ejecuta el análisis y, finalmente, un Post-Procesador para el procesamiento de los resultados (Seismostruct, 2014).

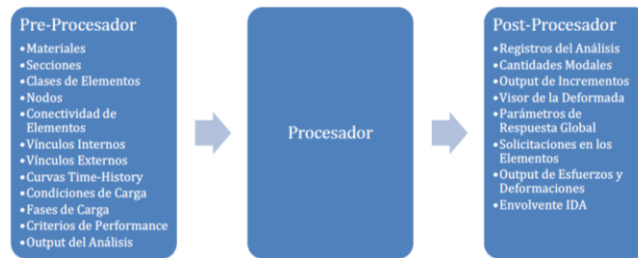


Figura 5.23 Estructura del software

Tiene ocho tipos diferentes de análisis: dinámico paso a paso y estático, de “empujón” convencional y adaptativo, análisis dinámico incremental, eigen-valores y con carga estática no variable. Las cargas aplicadas pueden consistir en fuerzas constantes o variables, desplazamientos y aceleraciones en los nodos y en los elementos. Las cargas variables pueden variar proporcionalmente o independientemente en el dominio del tiempo.

VI. CONCLUSIONES

Se puede concluir que los daños observados en los hospitales ocurren comúnmente en los primeros entresijos, se tiene registros de fallas por columna corta, fallas por flexo-compresión en columnas y fallas por cortante en vigas y en algunos casos por flexión, se presentan también daños en juntas de construcción consecuencia del desplazamiento excesivo entre las estructuras y por último se han observado daños en muros de mampostería provocados por distorsiones mayores a las previstas así como fallas por cortante en muros de concreto reforzado.

El riesgo sísmico de las instalaciones de salud puede llegar a ser muy alto ya que por el puto anterior resulta necesario diseñar y construir nuevas edificaciones con requisitos sismo-resistentes apropiados a la demanda sísmica que puedan tener los elementos estructurales, no estructurales y contenido, permitiendo tener un adecuado comportamiento sísmico y a su vez mantener la funcionalidad después del terremoto. Por lo tanto, las normas de construcción de los establecimientos de salud no sólo deben de garantizar la seguridad de los pacientes y del personal médico sino también asegurar que las instalaciones garanticen la funcionalidad del hospital después de un sismo.

Por otro lado, en la investigación de este trabajo se observó que un hospital es una estructura muy compleja y muy importante ante la sociedad, incluso su propio contenido tiene un mayor valor económico que la propia estructura; el daño a los elementos no estructurales en general deja a un hospital inoperante, por esta razón es inadmisibles la pérdida de un centro de salud provocado por un desastre natural.

La demanda sísmica y la dimensión del daño de la estructura están directamente relacionado con los desplazamientos del sistema estructural provocados por eventos sísmicos. La razón de adoptar el diseño por desempeño basado en desplazamiento radica en que los estados límites de daño pueden relacionarse con los límites de deformación, con los cuales el daño estructural puede ser controlado eficientemente mejor que con límites de resistencia. La ventaja de usar el diseño por desempeño basado en desplazamientos a comparación con el basado en fuerzas es que con el de

desplazamientos se toma como medida de demanda sísmica el desplazamiento como mejor indicador del nivel de daño.

La Organización Panamericana de la Salud plantea recomendaciones para el diseño sísmico de hospitales estas son: la geometría en elevación y planta debe ser sencilla y regular, la longitud de la estructura puede dividirse por medio de juntas de construcción de tal forma que puedan considerarse como bloques de estructura de menor longitud, evitar la concentración de esfuerzos debidos a plantas irregulares, así como el escalonamiento en elevación del edificio para evitar el cambio brusco de rigidez y masa, los cuales conllevan a un mal desempeño sísmico; de forma similar evitar las concentraciones de masa como equipos médicos, tanques, archivos, etc. en pisos con mayor altura debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan conforme la altura y la posibilidad del volcamiento del contenido.

Con base en la investigación de trabajos experimentales realizados a marcos de concreto reforzado además de los autores citados, se llega a la siguiente conclusión: la curva de capacidad teórica propuesta describe los índices de desempeño, es decir las distorsiones permisibles que se proponen con el objetivo de poder controlar el daño de la estructura.

La curva señala que a una distorsión de 0.004 se inicia el daño de la estructura, los elementos no estructurales podrán presentar un daño ligero o nulo, se garantiza la seguridad de la propia estructura y de sus ocupantes. El contenido y los servicios del hospital permanecerán completamente en funcionalidad y disponibles. Cuando la estructura desarrolla un daño moderado se estará llegando a una distorsión de 0.008, en este punto se presentarán daños en elementos no estructurales y en el contenido de la estructura, se pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. También se podrán observar algunos daños leves en los elementos estructurales; como el daño es limitado no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo. El siguiente nivel de daño es cuando la estructura desarrolla una distorsión de 0.025; en esta etapa se prevé daño extremo en los elementos estructurales y no estructurales, así como en el contenido del hospital. La rigidez lateral de la estructura se disminuye, así como la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, sin embargo, el edificio tiene un margen de seguridad frente al colapso. Los daños provocados pueden impedir que la estructura sea ocupada después del sismo además de la funcionalidad y servicios. La rehabilitación de la estructura será conveniente cuando se justifique desde un punto de vista económico. Por último, la distorsión de 0.04 provocará que la estructura tenga una importante degradación de rigidez y se compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. El servicio y la funcionalidad del hospital se ven completamente interrumpidos dado que la estructura es insegura para los pacientes y para el personal médico. La rehabilitación del edificio podrá no ser conveniente económicamente.

De donde resulta la aportación de la investigación, los criterios de diseño sísmico para hospitales conforme a la Organización Panamericana de la Salud en el cual recomienda cumplir con dos objetivos de desempeño; se establece una distorsión permisible de 0.004 para Operación Permanente y 0.008 para Ocupación Inmediata.

De forma similar los criterios de diseño sísmico para hospitales conforme a lo que estipula el Comité Visión 2000 se desarrollan tres objetivos de desempeño; se establece una distorsión permisible de

0.004 para Ocupación Permanente, 0.008 para Ocupación Inmediata y 0.025 para Protección de vida.

Finalmente, se concluye que existe una correlación entre los diseños del método riguroso y el simplificado con cierto margen de error, la ventaja del método simplificado es que garantizan cumplir con las distorsiones permisibles de cada uno de los estados límite tanto del criterio de la Organización Panamericana como del criterio por el Comité Visión 2000 que se proponen en esta investigación y la desventaja se puede visualizar en la dimensión de los elementos estructurales y de la cantidad de acero longitudinal y transversal haciendo que la estructura se vuelva más costosa desde un punto de vista económico, lo anterior se refleja en las cantidades de cuantías mostradas en las tablas correspondientes a cada método y criterio, además del volumen de concreto. Por otro lado, cuando se diseña con el método riguroso se obtienen secciones más esbeltas, lo que hace a la estructura diseñada más económica, aunque este método suele ser laborioso y complejo. Por último, se observó que al diseñar por medio de las NTC (2004) no necesariamente se garantiza el cumplimiento de las distorsiones permisibles, la integridad, la funcionalidad, el servicio y la seguridad del personal médico y de pacientes de la estructura con aumentar un cincuenta por ciento los parámetros de la aceleración.

Las expectativas de la investigación se dieron por aprobadas al observar que las demandas de distorsiones están por debajo de las permisibles (índices de desempeño) establecidas para cada uno de los criterios de diseño, el de la Organización Panamericana de la Salud y por el Comité Visión 2000, lo cual se logró por medio de la propuesta del método riguroso y simplificado de diseño sísmico.

VII. REFERENCIAS

Alcocer S., Klingner R., (2006). *“El sismo de Tecomán, México del 21 de Enero de 2003”*. Informe de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Earthquake Engineering Research Institute dentro de la serie *“Aprendiendo de los sismos”*.

“Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica de México”. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Bertero, V., (1997). *“Performance-Based Seismic Engineering: a critical review of proposed guidelines”*. In *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes (pp. 1–31)*. Slovenia.

Bolong, Z., Yuzhou, C. (1991). *“Behavior of exterior reinforced concrete beam-column joints subjected to bidirectional cyclic loading”*. Publicación especial SP-123, pp. 69-77, ACI.

Boroschek, R., Astroza, M., Osorio, C., (1995). *“Criterios de Evaluación de la Vulnerabilidad Física de Hospitales Asociadas A Sismos”*. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural Tucuman, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, septiembre.

CENAPRED, (2001). *“Diagnóstico de peligros e identificación de riesgos de desastres en México”*. Atlas nacional de riesgos de la República Mexicana, 1ra. Edición, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Secretaría de Gobernación, México.

CEPREDENAC, (2008). *“Criterios Generales de Construcción para Hospitales, Escuelas, Vivienda de Interés Social, Carreteras, Agua Potable y Saneamiento ante los Sismos, las Inundaciones y los Vientos Fuertes”*. Centro de Coordinación para la Prevención de los Desastres Naturales en América Central, Gobierno De España, Ministerio de Asuntos Exteriores y de Cooperación, Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo, Julio, España.

- Cheung, P., Paulay, T., Park, R. (1989). *“Interior and exterior reinforced concrete beam-column joints of a prototype two-way frame with floor slab designed for earthquake resistance”*. Reporte de investigación No. 89-2, Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda.
- Cruz, M., (1991). *“Comportamiento de Hospitales en Costa Rica durante los Sismos De 1990”*. Oficina Panamericana de la Salud, San José, Costa Rica, Marzo 1991.
- Díaz, G., Terán, A., (2013). *“Diseño basado en desplazamientos de estructuras esenciales”*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 89 77-99, SMIS.
- Emin, M., Altin, S., (2006). *“Behavior of reinforced concrete frames with reinforced concrete partial infills”*. ACI Structural Journal, Title No. 103-S72.
- Ghodo G., (2010). *“Aspectos Básicos del Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desplazamiento”*. Tesis de licenciatura en Ingeniería Civil, FES Acatlán, UNAM, México.
- Ghodo G., 2014. *“Propuesta de diseño sísmico de edificios de concreto basado en desplazamiento”*. Tesis del grado de Maestro en ingeniería, FES Acatlán, UNAM, México.
- Ishiyama, Y. (1982). *“Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp. 635-650.
- Jie Li, Feng, D., Gao, X., Zhang, Y., (2015). *“Stochastic Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Frames. I: Experimental Investigation”*. ASCE, J. Struct. Eng.
- Kurose, Y., Guimaraes, G., Liu, Z., Kreger, M., Jirisa, J. (1988). *“Study of reinforced concrete beam-column joints under uniaxial and biaxial loading”*. Reporte No. 88-2 Phil M. Ferguson Laboratory, Universidad de Texas, Austin, Tx.
- Viera Arroba, L. P., (2004). *“Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado”*. Tesis de maestría en Ingeniería Estructural Sismo-Resistente. Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, España.
- Masaki, K., Abeki, N., Seo, K., (1996). *“Daños causados por el sismo de Michoacán de mil novecientos 85”*. Reporte de Instituto de Arquitectos de Japón, CENAPRED.
- Muñoz D., (1989). *“Conceptos básicos en riesgo sísmico”*, Física de la Tierra, Ed. Universidad Complutense de Madrid, No. 1, pp 199-215, España.
- Nigbor, R. L., Masri S. F., Agbabian M. S. (1995). *“Seismic vulnerability of small rigid objects”*. Proceedings 5th National Conference on Earthquake Engineering, United States, pp. 725-730.
- GDF (2014) NTC-Concreto. *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México D.F.
- GDF (2014) NTC-Sismo. *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México D.F.
- GDF (2004) RCDF. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004)*. Distrito Federal: Gaceta Oficial del Distrito Federal.

Organización Panamericana de la Salud, Organización Mundial de la Salud, (2004). *“Informe sobre la reducción de la repercusión de los desastres en los establecimientos de salud”*. 45° Consejo Directivo, 56ª Sesión del Comité Regional, Organización Panamericana de la Salud, Organización Mundial de la Salud, Washington, D.C., 27 de septiembre – 1 de octubre.

Organización Panamericana de la Salud, (2004). *“Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud”*. Área de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Socorro en Casos de Desastre, Organización Panamericana de la Salud, Washington, D.C., Segunda edición.

Organización Panamericana de la Salud, Organización Mundial de la Salud, (2005). *“Hospitales Seguros. Una responsabilidad colectiva. Un indicador mundial de reducción de los desastres”*. Organización Panamericana de la Salud y Organización Mundial de la Salud, Washington, D.C.

Organización Panamericana de la Salud, Organización Mundial de la Salud, (2007). *“Hospitales Seguros: Iniciativa regional sobre los establecimientos sanitarios capaces de resistir los efectos de los desastres”*. 27ª Conferencia Sanitaria Panamericana, 59ª Sesión del Comité Regional, Organización Panamericana de la Salud, Organización Mundial de la Salud, Washington, D.C., 1-5 de octubre.

Pessiki, S.P., C. Conley, R.N. White, P. Gergely (1990). *“Seismic Behavior of the BeamColumn Connection Region in Lightly-Reinforced Concrete Frame Structures”*. Proceedings of Fourth National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs California, Oakland, EERI. 707-716.

Priestley, M. J. N., (2000). *“Performance based seismic design”*. Memorias 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda.

Reyes, C., (1999). *“El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificio”*. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Rivera, D., Meli, R., (2008). *“Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado”*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 79 1-23, SMIS, México.

Salcido, I., (2010). *“El terremoto de 1985, 25 años en nuestra memoria”*. Primera edición.

Sánchez, R., (2015). *“Evaluación del peligro sísmico en el municipio de Naucalpan de Juárez, Edo. de México”*, Tesis de maestría, FES Acatlán, UNAM, México.

Schultz A. E., (1990). *“Experiments on seismic performance of RC frames with hinging columns”*. ASCE, J. Struct. Eng.

SEAOC, (1995). *“Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings”*. Sacramento, CA.

Seismosoft (2014). "SeismoStruct v7.0 –A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", available from <http://www.seismosoft.com>.

SINAPROC, (2006). *“Guía Práctica del Programa Hospital Seguro”*. Secretaría de Gobernación, Sistema Nacional de Protección Civil.

Sung Y.C., Lin T.K., Hsiao C.C., Lai M.C., (2013). *"Pushover analysis of reinforced concrete frames considering shear failure at beam-column joints"*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.12, No.3, septiembre.

Terán, A., (2002). *"Diseño por desempeño: antecedentes, conceptos generales y perspectivas"*. VII SNIS, Cuernavaca, Morelos, México.

Vinh, K., Sheikh, S., Vecchio, F., (2007). *"Seismic Behavior of Shear-Critical Reinforced Concrete Frame: Experimental Investigation"*. ACI Structural Journal, Title No. 104-S30.

APÉNDICE 1

Datos del registro acelerográfico del sismo $M = 7.2$

INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
Coordinación de Instrumentación Sísmica
Ciudad Universitaria, Apartado Postal 70-472, Coyoacán 04510, México, D.F.
Tel.(52-5)622-3414 Fax.(52-5)616-1514 e-mail: isismica@pumas.ingen.unam.mx

ARCHIVO ESTANDAR DE ACELERACION:
VERSION DEL FORMATO : 2.0
NOMBRE DEL ARCHIVO : TLHD9509.141
FECHA Y HORA DE CREACION : Thu Feb 22 13:03:25 1996
REF. CATALOGO ACELEROGRAMAS, SMIS 1995 : REGISTRO NO. /PAG.

=====

DATOS DE LA ESTACION:
NOMBRE DE LA ESTACION : TLAHUAC DEPORTIVO
CLAVE DE LA ESTACION : TLHD
LOCALIZACION DE LA ESTACION : A cinco metros de la Av. Tlahuac,
: Mexico D.F.
:
:
:
COORDENADAS DE LA ESTACION : 19.2930 LAT. N
: 99.0350 LONG. W
ALTITUD (msnm) : 2240
TIPO DE SUELO : Arcilla
:
:
INSTITUCION RESPONSABLE : INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM
:

=====

DATOS DEL ACELEROGRAFO:
MODELO DEL ACELEROGRAFO : DCA-310
NUMERO DE SERIE DEL ACELEROGRAFO : 137;SSA-302/289
NUMERO DE CANALES : 3
ORIENTACION C1-C6 (rumbo;orientacion) : /V/N90E/N00E
ORIENTACION C7-C12 (rumbo;orientacion) :
VEL. DE MUESTREO, C1-C6 (muestras/s) : /100/100/100
VEL. DE MUESTREO, C7-C12 (muestras/s) :
ESC. COMPLETA DE SENSORES, C1-C6, (g) : /1/1/1
ESC. COMPLETA DE SENSORES, C7-C12 (g) :
FREC. NAT. DE SENSORES, C1-C6, (Hz) : /29.3/30.0/29.9
FREC. NAT. DE SENSORES, C7-C12 (Hz) :
AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, C1-C6 : /0.71/0.72/0.77
AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, C7-C12 :
INTERVALO DE MUESTREO, C1-C6 (s) : /0.01/0.01/0.01

DISEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES BASADO EN CRITERIOS DE DESEMPEÑO

INTERVALO DE MUESTREO, C7-C12 (s) :
UMBRAL DE DISPARO, C1-C6 (Gal) : /14/14/14
UMBRAL DE DISPARO, C7-C12 (Gal) :
MEMORIA DE PREEVENTO (s) : 2.56
TIEMPO DE POSEVENTO (s) : 15

=====

DATOS DEL SISMO:
FECHA DEL SISMO (GMT) : 1995/09/14
HORA EPICENTRO (GMT) : 14:04:30.5
MAGNITUD(ES) : /Mb=6.4/Ms=7.2/Mc=7.3
COORDENADAS DEL EPICENTRO : 16.310 LAT. N
: 98.880 LONG. W
PROFUNDIDAD FOCAL (Km) : 22
FUENTE DE LOS DATOS EPICENTRALES : Instituto de Geofísica, UNAM
: SSN

=====

DATOS DE ESTE REGISTRO:
HORA DE LA PRIMERA MUESTRA (GMT) : 14:06:05
EXACTITUD DEL TIEMPO (s) : 0.5
DURACION DEL REGISTRO (s), C1-C6 : /52.39/52.39/52.39
DURACION DEL REGISTRO (s), C7-C12 :
NUM. TOTAL DE MUESTRAS, C1-C6 : /5239/5239/5239
NUM. TOTAL DE MUESTRAS, C7-C12 :
ACEL. MAX.(Gal), C1-C6 : /27.75/-41.15/54.55
ACEL. MAX., C1-C6, EN LA MUESTRA : /1082/2122/695
ACEL. MAX.(Gal), C7-C12 :
ACEL. MAX., C7-C12, EN LA MUESTRA :
UNIDADES DE LOS DATOS : Gal (cm/s/s)
FACTOR DE DECIMACION : 1
FORMATO DATOS (FORTRAN,10 campos/dato) : 3F10.2

=====

CALIDAD DEL ACELEROGRAMA:

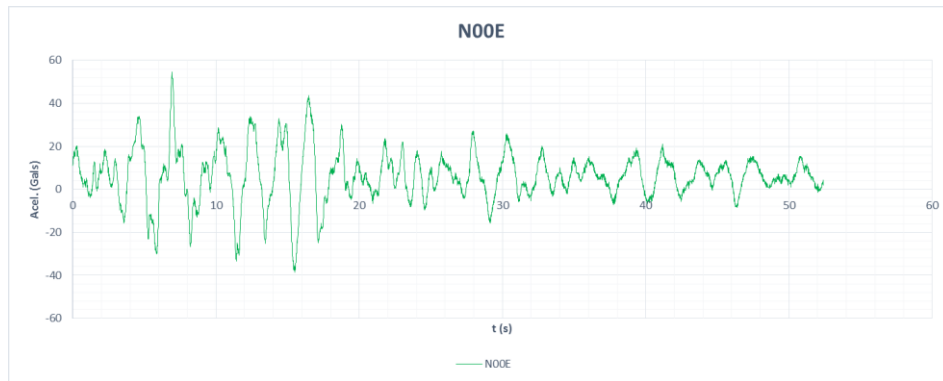
Registro digital completo, con tiempo absoluto correcto.

=====

COMENTARIOS:

Temblor ocurrido frente a las costas de Guerrero-Oaxaca.
El sismo se sintió fuerte en la Ciudad de Mexico,
sentido también en Oaxaca, Puebla, Veracruz y Ciudad de Mexico.

Equipo con sensores externos.



Datos del registro acelerográfico del sismo $M = 7.6$

 INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
 Coordinación de Instrumentación Sísmica
 Ciudad Universitaria, Apartado Postal 70-472, Coyoacan 04510, Mexico, D.F.
 Tel.(52-5)622-3414 Fax.(52-5)616-1514 e-mail: isismica@pumas.iingen.unam.mx

ARCHIVO ESTANDAR DE ACELERACION:
 VERSION DEL FORMATO : 2.0
 NOMBRE DEL ARCHIVO : TLHD8509.211
 FECHA Y HORA DE CREACION : Thu Mar 12 14:24:17 1998
 REF. CATALOGO ACELEROGRAMAS, SMIS 1995 : REGISTRO No. 586 /PAG. 80

=====

DATOS DE LA ESTACION:
 NOMBRE DE LA ESTACION : TLAHUAC DEPORTIVO
 CLAVE DE LA ESTACION : TLHD
 LOCALIZACION DE LA ESTACION : A 5 m. de la Av. Tlahuac, Mexico D.F.
 :
 :
 :
 :
 COORDENADAS DE LA ESTACION : 19.293 LAT. N
 : 99.035 LONG. W
 ALTITUD (msnm) : 2240
 TIPO DE SUELO : ARCILLA
 :
 :
 INSTITUCION RESPONSABLE : INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM
 :

=====

DATOS DEL ACELEROGRAFO:
 MODELO DEL ACELEROGRAFO : SMA-1
 NUMERO DE SERIE DEL ACELEROGRAFO : 4591
 NUMERO DE CANALES : 3
 ORIENTACION C1-C6 (rumbo;orientacion) : /S00E/+V/N90E
 ORIENTACION C7-C12 (rumbo;orientacion) :
 VEL. DE MUESTREO, C1-C6 (muestras/s) :
 VEL. DE MUESTREO, C7-C12 (muestras/s) :
 ESC. COMPLETA DE SENSORES, C1-C6, (g) : /0.5/0.5/0.5
 ESC. COMPLETA DE SENSORES, C7-C12, (g) :
 FREC. NAT. DE SENSORES, C1-C6, (Hz) : /19/17.7/18.8
 FREC. NAT. DE SENSORES, C7-C12, (Hz) :
 AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, C1-C6 : /0.6/0.6/0.6
 AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, C7-C12 :
 INTERVALO DE MUESTREO, C1-C6, (s) : /0.02/0.02/0.02
 INTERVALO DE MUESTREO, C7-C12, (s) :
 UMBRAL DE DISPARO, C1-C6, (Gal) : /-/10/-
 UMBRAL DE DISPARO, C7-C12, (Gal) :
 MEMORIA DE PREEVENTO (s) : 0
 TIEMPO DE POSEVENTO (s) : 8

=====

DATOS DEL SISMO:
 FECHA DEL SISMO [GMT] : 1985/09/21
 HORA EPICENTRO (GMT) : 01:37:18.4
 MAGNITUD(ES) : /Mb=6.30/Ms=7.60/Mc=7.50
 COORDENADAS DEL EPICENTRO : 18.021 LAT. N
 : 101.479 LONG. W
 PROFUNDIDAD FOCAL (km) : 15
 FUENTES DE LOS DATOS EPICENTRALES : INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM
 :

=====

DATOS DE ESTE REGISTRO:
 HORA DE LA PRIMERA MUESTRA (GMT) :
 EXACTITUD DEL TIEMPO (s) :
 DURACION DEL REGISTRO (s), C1-C6 : /121.3/121.3/121
 DURACION DEL REGISTRO (s), C7-C12 :
 NUM. TOTAL DE MUESTRAS, C1-C6 : /6065/6065/6064
 NUM. TOTAL DE MUESTRAS, C7-C12 :
 ACEL. MAX.(Gal), C1-C6 : /49.411/34.579/51.584
 ACEL. MAX., C1-C6, EN LA MUESTRA : /2745/2418/2462
 ACEL. MAX.(Gal), C7-C12 :
 ACEL. MAX., C7-C12, EN LA MUESTRA :
 UNIDADES DE LOS DATOS : Gal (cm/s/s)
 FACTOR DE DECIMACION : 1

FORMATO DATOS (FORTRAN,10 campos/dato) : 3F10.3

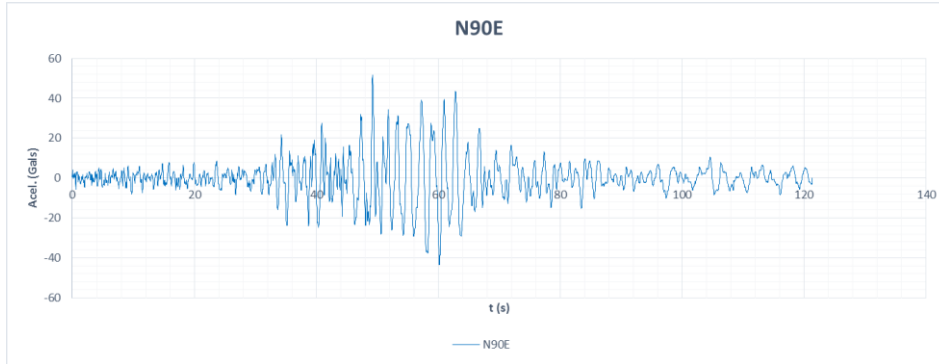
=====

CALIDAD DEL ACELEROGRAMA:
REGISTRO ANALOGICO AL QUE FALTA UNA PARTE AL INICIO SIN TIEMPO
ABSOLUTO. DIGITALIZACION SEMIAUTOMATICA O MANUAL.

=====

COMENTARIOS:

DISPARO CON ARRANCADOR MECANICO
REGISTRO EN PELICULA FOTOGRAFICA DE 70 mm



Datos del registro acelerográfico del sismo $M = 8.1$

INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
Coordinación de Instrumentación Sísmica
Ciudad Universitaria, Apartado Postal 70-472, Coyoacan 04510, Mexico, D.F.
Tel.(52-5)622-3414 Fax.(52-5)616-1514 e-mail: isismica@pumas.iingen.unam.mx

ARCHIVO ESTANDAR DE ACELERACION:
VERSION DEL FORMATO : 2.0
NOMBRE DEL ARCHIVO : SCT18509.191
FECHA Y HORA DE CREACION : Wed Feb 26 14:42:54 1997
REF. CATALOGO ACELEROGRAMAS, SMIS 1995 : REGISTRO NO. /PAG.

=====

DATOS DE LA ESTACION:
NOMBRE DE LA ESTACION : SCT B-1
CLAVE DE LA ESTACION : SCT1
LOCALIZACION DE LA ESTACION : Estacionamiento en el Edificio de SCT,
: Av. Universidad entre Cumbres de
: Maltrata y Xola, Col. Narvarte,
: Mexico, D.F.
:
COORDENADAS DE LA ESTACION : 19.394694 LAT. N
: 99.148678 LONG. W
ALTITUD (msnm) : 2240
TIPO DE SUELO : Arcilla
:
:
INSTITUCION RESPONSABLE : INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM
:

=====

DATOS DEL ACELEROGRAFO:
MODELO DEL ACELEROGRAFO : DCA-333
NUMERO DE SERIE DEL ACELEROGRAFO : 144
NUMERO DE CANALES : 3
ORIENTACION C1-C6 (rumbo;orientacion) : /V/N90E/N00E
ORIENTACION C7-C12 (rumbo;orientacion) :
VEL. DE MUESTREO, C1-C6 (muestras/s) : /100/100/100
VEL. DE MUESTREO, C7-C12 (muestras/s) :
ESC. COMPLETA DE SENSORES, C1-C6, (g) : /2/2/2

DISEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES BASADO EN CRITERIOS DE DESEMPEÑO

ESC. COMPLETA DE SENSORES, C7-C12 (g) :
 FREC. NAT. DE SENSORES, C1-C6, (Hz) : /30/30/30
 FREC. NAT. DE SENSORES, C7-C12 (Hz) :
 AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, C1-C6 : /0.66/0.70/0.75
 AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, C7-C12 :
 INTERVALO DE MUESTREO, C1-C6 (s) : /0.01/0.01/0.01
 INTERVALO DE MUESTREO, C7-C12 (s) :
 UMBRAL DE DISPARO, C1-C6 (Gal) : /4/4/4
 UMBRAL DE DISPARO, C7-C12 (Gal) :
 MEMORIA DE PREEVENTO (s) : 4
 TIEMPO DE POSEVENTO (s) : 15

=====

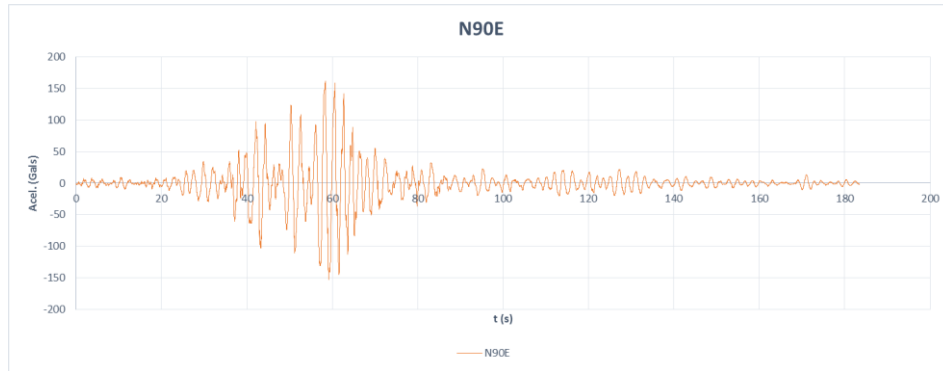
DATOS DEL SISMO:
 FECHA DEL SISMO [GMT] : 1985/09/19
 HORA EPICENTRO (GMT) : 13:17:42,6
 MAGNITUD(ES) : /Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10
 COORDENADAS DEL EPICENTRO : 18.081 LAT. N
 : 102.942 LONG. W
 PROFUNDIDAD FOCAL (km) : 15
 FUENTES DE LOS DATOS EPICENTRALES : INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
 :

=====

DATOS DE ESTE REGISTRO:
 HORA DE LA PRIMERA MUESTRA (GMT) : 13:19:43
 EXACTITUD DEL TIEMPO (s) :
 DURACION DEL REGISTRO (s), C1-C6 : /183.51/183.51/183.51
 DURACION DEL REGISTRO (s), C7-C12 :
 NUM. TOTAL DE MUESTRAS, C1-C6 : /18351/18351/18351
 NUM. TOTAL DE MUESTRAS, C7-C12 :
 ACEL. MAX.(Gal), C1-C6 : /-35.81/161.63/93.78
 ACEL. MAX., C1-C6, EN LA MUESTRA : /5439/5836/5440
 ACEL. MAX.(Gal), C7-C12 :
 ACEL. MAX., C7-C12, EN LA MUESTRA :
 UNIDADES DE LOS DATOS : Gal (cm/s/s)
 FACTOR DE DECIMACION : 1
 FORMATO DATOS (FORTRAN,10 campos/dato) : 3F10.2

=====

CALIDAD DEL ACELEROGRAMA:
 REGISTRO DIGITAL COMPLETO CON TIEMPO ABSOLUTO CORRECTO



APÉNDICE 2

Tabla A2.1 Método Riguroso Diseño Criterio OPS ($Q = 2$)

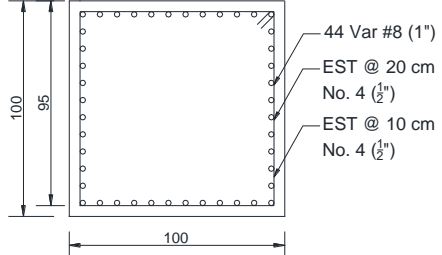
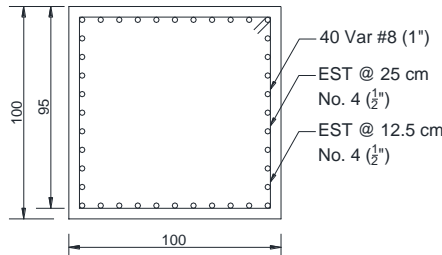
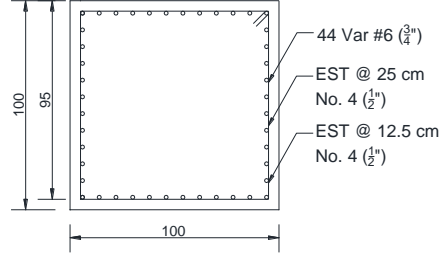
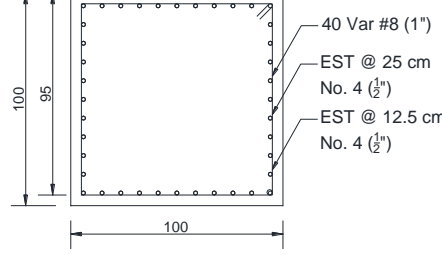
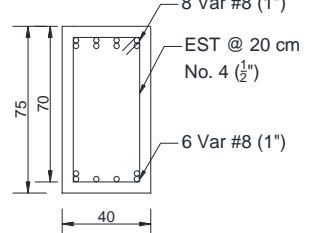
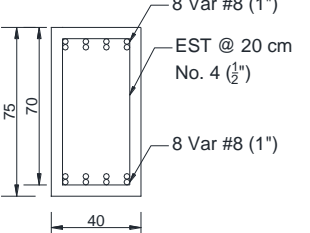
MÉTODO RIGUROSO	
Diseño Criterio OPS ($Q = 2$)	
Columnas	Nivel 1 al 3 
	Nivel 4 
	Nivel 5 al 6 
	Nivel del 7 al 8 
Vigas	Nivel 1 
	Nivel 2 al 3 

Tabla A2.1 Método Riguroso Diseño Criterio OPS ($Q = 2$) (continuación)

Vigas	Nivel 4	Nivel 5
	Nivel 6	Nivel 7
	Nivel 8	

Tabla A2.2 Método riguroso Diseño Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 2$)

MÉTODO RIGUROSO		
Diseño Criterio Comité Visión ($Q = 2$)		
Columnas	Nivel 1	Nivel 2 al 3
	Nivel 4	Nivel 5 al 6

Tabla A2.2 Método riguroso Diseño Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 2$) (continuación)

	<p>Nivel 7 al 8</p>	
Vigas	<p>Nivel 1</p>	<p>Nivel 2 al 3</p>
	<p>Nivel 4</p>	<p>Nivel 5</p>
	<p>Nivel 6</p>	<p>Nivel 7</p>
	<p>Nivel 8</p>	

Tabla A2.3 Método riguroso Diseño Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 4$)

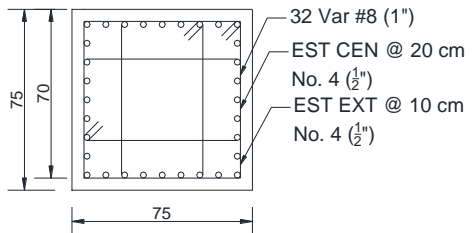
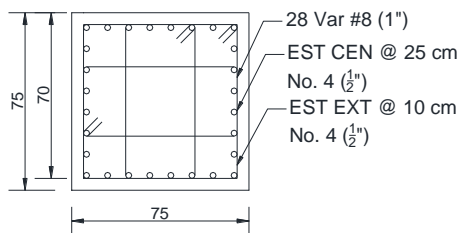
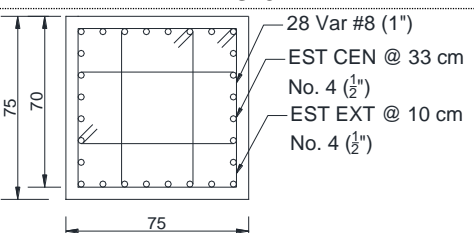
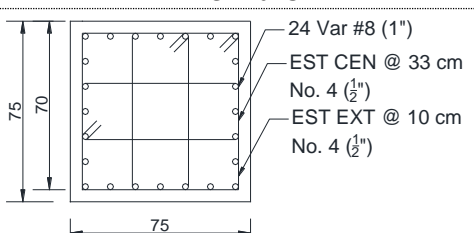
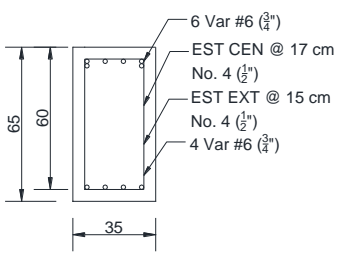
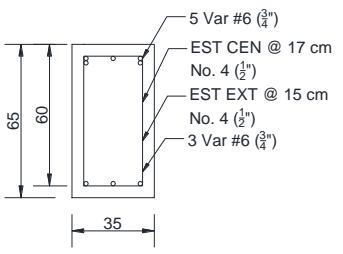
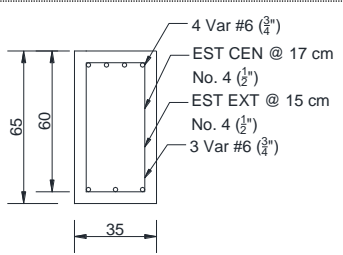
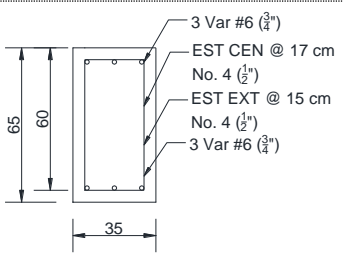
MÉTODO RIGUROSO	
Diseño Criterio Comité Visión ($Q = 4$)	
Columnas	Nivel 1 al 3  <ul style="list-style-type: none"> 32 Var #8 (1") EST CEN @ 20 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$"
	Nivel 4 al 5  <ul style="list-style-type: none"> 28 Var #8 (1") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$"
	Nivel 6  <ul style="list-style-type: none"> 28 Var #8 (1") EST CEN @ 33 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$"
	Nivel 7 al 8  <ul style="list-style-type: none"> 24 Var #8 (1") EST CEN @ 33 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$"
Vigas	Nivel 1  <ul style="list-style-type: none"> 6 Var #6 ($\frac{3}{4}$" EST CEN @ 17 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$"
	Nivel 2 al 4  <ul style="list-style-type: none"> 5 Var #6 ($\frac{3}{4}$" EST CEN @ 17 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$"
	Nivel 5 al 6  <ul style="list-style-type: none"> 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$" EST CEN @ 17 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$"
	Nivel 7 al 8  <ul style="list-style-type: none"> 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$" EST CEN @ 17 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$"

Tabla A2.4 Método simplificado Diseño Criterio OPS ($Q = 2$)

MÉTODO SIMPLIFICADO	
Diseño Criterio OPS ($Q = 2$)	
Columnas	<p>Nivel 1 al 3</p>
	<p>Nivel 4 al 6</p>
	<p>Nivel 7 al 8</p>
Vigas	<p>Nivel 1</p>
	<p>Nivel 2</p>
	<p>Nivel 3</p>
	<p>Nivel 4</p>

Tabla A2.4 Método simplificado Diseño Criterio OPS ($Q = 2$) (continuación)

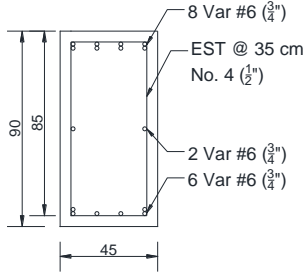
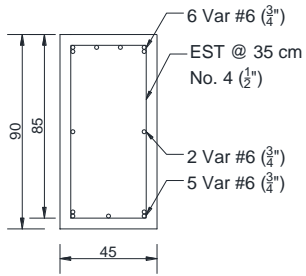
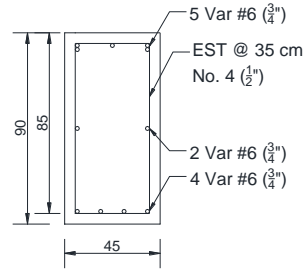
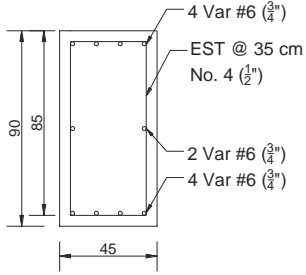
	<p style="text-align: center;">Nivel 5</p>  <p>8 Var #6 ($\frac{3}{4}$" EST @ 35 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" 2 Var #6 ($\frac{3}{4}$" 6 Var #6 ($\frac{3}{4}$"</p>	<p style="text-align: center;">Nivel 6</p>  <p>6 Var #6 ($\frac{3}{4}$" EST @ 35 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" 2 Var #6 ($\frac{3}{4}$" 5 Var #6 ($\frac{3}{4}$"</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 7</p>  <p>5 Var #6 ($\frac{3}{4}$" EST @ 35 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" 2 Var #6 ($\frac{3}{4}$" 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$"</p>	<p style="text-align: center;">Nivel 8</p>  <p>4 Var #6 ($\frac{3}{4}$" EST @ 35 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" 2 Var #6 ($\frac{3}{4}$" 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$"</p>

Tabla A2.5 Método simplificado Diseño Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 2$)

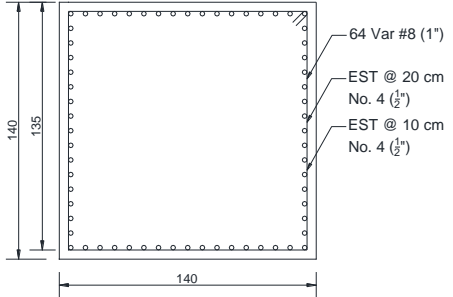
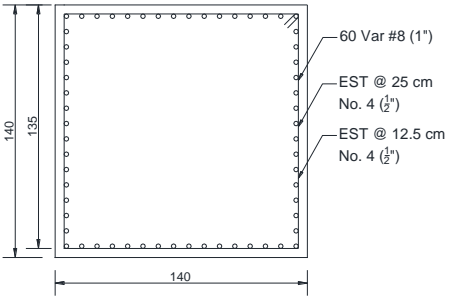
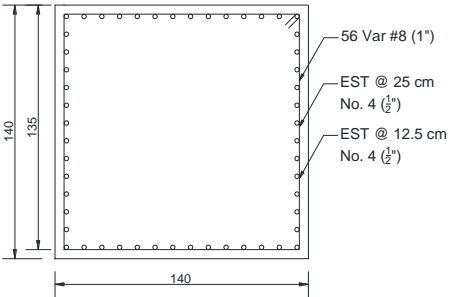
MÉTODO SIMPLIFICADO	
Diseño Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 2$)	
Columnas	<p style="text-align: center;">Nivel 1 al 3</p>  <p>64 Var #8 (1" EST @ 20 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$"</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 4 al 6</p>  <p>60 Var #8 (1" EST @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST @ 12.5 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$"</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 7 al 8</p>  <p>56 Var #8 (1" EST @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$" EST @ 12.5 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$"</p>

Tabla A2.5 Método simplificado Diseño Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 2$) (continuación)

Vigas	Nivel 1		Nivel 2	
	Nivel 3		Nivel 4	
	Nivel 5 al 6		Nivel 7	
	Nivel 8			

Tabla A2.6 Método simplificado Diseño Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 4$)

MÉTODO SIMPLIFICADO	
Diseño Criterio Comité Visión 2000 ($Q = 4$)	
Columnas	<p style="text-align: center;">Nivel 1 al 3</p> <p style="text-align: right;">88 Var #8 (1") EST CEN @ 33 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 4 al 6</p> <p style="text-align: right;">84 Var #8 (1") EST CEN @ 33 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 7 al 8</p> <p style="text-align: right;">80 Var #8 (1") EST CEN @ 33 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>
Vigas	<p style="text-align: center;">Nivel 1</p> <p style="text-align: right;">7 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$") 5 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 2 al 4</p> <p style="text-align: right;">8 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$") 6 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 5</p> <p style="text-align: right;">7 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$") 5 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 6</p> <p style="text-align: right;">6 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$") 5 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 7 al 8</p> <p style="text-align: right;">5 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$") 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>

Tabla A2.7 NTC 2004 Diseño $Q = 2, \gamma = 0.006$

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (2004)	
Diseño $Q = 2, \gamma = 0.006$	
Columnas	<p style="text-align: center;">Nivel 1 al 3</p> <p style="text-align: right;">24 Var #8 (1") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 4 al 6</p> <p style="text-align: right;">24 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 7 al 8</p> <p style="text-align: right;">20 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>
Vigas	<p style="text-align: center;">Nivel 1</p> <p style="text-align: right;">5 Var #8 (1") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 5 Var #8 (1")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 2 al 3</p> <p style="text-align: right;">6 Var #8 (1") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 4 Var #8 (1")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 4</p> <p style="text-align: right;">5 Var #8 (1") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 3 Var #8 (1")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 5</p> <p style="text-align: right;">5 Var #8 (1") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 3 Var #8 (1")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 6</p> <p style="text-align: right;">3 Var #8 (1") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 2 Var #8 (1")</p>
	<p style="text-align: center;">Nivel 7</p> <p style="text-align: right;">4 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST @ 30 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 2 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>

Tabla A2.7 NTC 2004 Diseño $Q = 2, \gamma = 0.006$ (continuación)

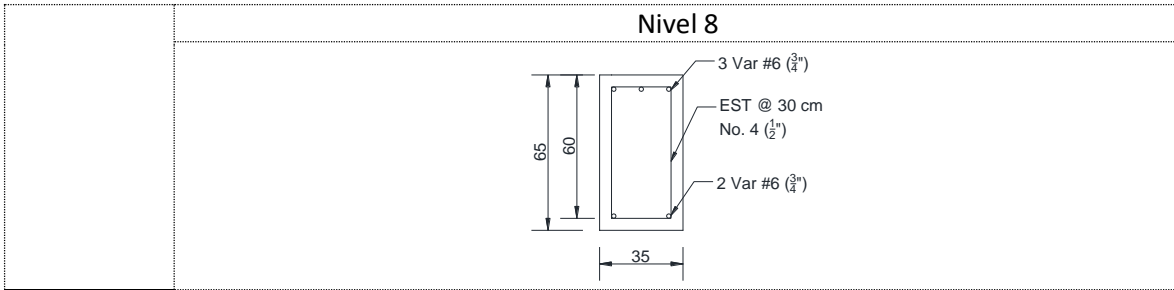


Tabla A2.8 NTC 2004 $Q = 2, \gamma = 0.012$

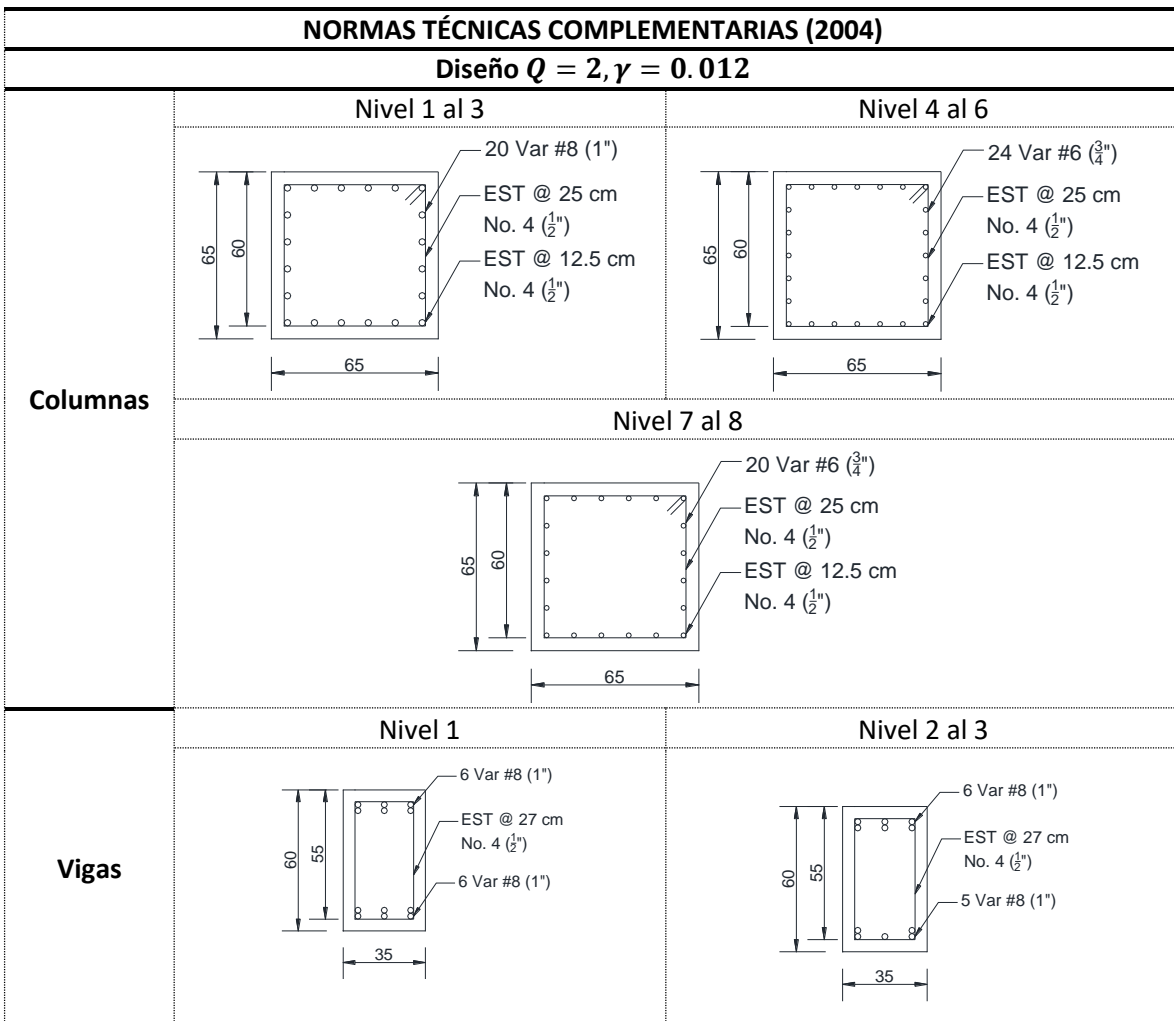


Tabla A2.8 NTC 2004 $Q = 2, \gamma = 0.012$ (continuación)

	<p>Nivel 4</p> <p>6 Var #8 (1") EST @ 27 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 4 Var #8 (1")</p>	<p>Nivel 5</p> <p>5 Var #8 (1") EST @ 27 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 3 Var #8 (1")</p>
	<p>Nivel 7</p> <p>4 Var #8 (1") EST @ 27 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 2 Var #8 (1")</p>	<p>Nivel 7</p> <p>5 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST @ 27 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>
	<p>Nivel 8</p> <p>3 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST @ 27 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>	

Tabla A2.9 NTC 2004 $Q = 4, \gamma = 0.006$

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (2004)		
Diseño $Q = 4, \gamma = 0.006$		
Columnas	<p>Nivel 1</p> <p>20 Var #8 (1") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>	<p>Nivel 2</p> <p>20 Var #8 (1") EST CEN @ 20 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>
	<p>Nivel 3 al 4</p> <p>16 Var #8 (1") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>	<p>Nivel 5 al 8</p> <p>12 Var #8 (1") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>

Tabla A2.9 NTC 2004 $Q = 4, \gamma = 0.006$ (continuación)

Vigas	Nivel 1	Nivel 2 al 3
	Nivel 4 al 5	Nivel 6
	Nivel 7	Nivel 8

Tabla A2.10 NTC 2004 $Q = 4, \gamma = 0.012$

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (2004)		
Diseño $Q = 4, \gamma = 0.012$		
Columnas	Nivel 1 al 3	Nivel 4 al 6

Tabla A2.10 NTC 2004 Q = 4, $\gamma = 0.012$ (continuación)

	<p>Nivel 7 al 8</p> <p>12 Var #8 (1") EST CEN @ 25 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$")</p>	
Vigas	<p>Nivel 1</p> <p>4 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>	<p>Nivel 2 al 4</p> <p>6 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 4 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>
	<p>Nivel 5</p> <p>5 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>	<p>Nivel 6</p> <p>4 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 3 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>
	<p>Nivel 7</p> <p>3 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 2 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>	<p>Nivel 8</p> <p>2 Var #6 ($\frac{3}{4}$") EST CEN @ 15 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") EST EXT @ 10 cm No. 4 ($\frac{1}{2}$") 2 Var #6 ($\frac{3}{4}$")</p>