

CAPITULO 3

CRITERIOS DE ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE HOSPITALES

CAPITULO 3
CRITERIOS DE ANALISIS
DE VULNERABILIDAD SISMICA DE HOSPITALES

3.1 INTRODUCCION

En este capítulo se describen los métodos y criterios que se utilizarán para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los hospitales, tanto de sus elementos estructurales como no estructurales.

Vulnerabilidad de los elementos estructurales.

Existen diversos métodos de análisis con distinto grado de complejidad para evaluar la vulnerabilidad estructural de una edificación. Estas metodologías pueden ser de tipo cualitativo o cuantitativo.

Los métodos cualitativos utilizan características generales de la estructura para calificarla y generalmente están asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia sísmica de estructuras existentes. Esto permite clasificarlos como cualitativos aunque se apoyan en cálculos sencillos.

Los métodos llamados cuantitativos son generalmente más exhaustivos, pero no por eso más precisos. Comúnmente, son extensiones propias de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas modernas. Estos métodos son probablemente indispensables de aplicar en el momento de establecer soluciones en sistemas considerados vulnerables después de una etapa de calificación o diagnóstico y en las etapas finales de verificación de la vulnerabilidad del sistema reacondicionado.

Cualquiera sea el método que se aplique para determinar la vulnerabilidad estructural de estructuras existentes, es importante utilizar la información histórica del comportamiento observado de estas estructuras o similares dado que la complejidad de los sistemas estructurales

hace difícil que un método cualitativo o cuantitativo logre considerar todas las variables. Además, debe reconocerse que el análisis de daños o la ausencia de los mismos y la relación entre las características del evento que ha producido el comportamiento observado, han proporcionado valiosa información tanto en el proceso de determinación de la vulnerabilidad de las estructuras como en la discusión de las recomendaciones de las normas de diseño sísmico de edificios.

Vulnerabilidad de los elementos no estructurales.

Un edificio puede quedar en pie luego de un desastre y quedar inhabilitado debido a daños no estructurales. Un movimiento sísmico de menor intensidad causará daños no estructurales mayores que los que podrían originarse en los componentes estructurales. Por lo tanto, se puede presumir que en una edificación tan compleja como son los hospitales, sus aspectos más vitales, es decir, aquellos que están relacionados más directamente con su propósito y función son los que más fácilmente se ven afectados o destruidos por los terremotos. Igualmente es más fácil y menos costoso readaptarlos y prevenir su destrucción.

De ahí que en el diseño de toda estructura sometida a movimientos sísmicos debe considerarse que los elementos no estructurales de ésta, tales como: cielos falsos, tabiques o paneles divisorios, ventanas, puertas, etc., así como equipos médicos, instalaciones mecánicas, líneas vitales, etc., deben soportar los movimientos de la estructura.

A pesar de lo anterior, en el diseño sísmico de estructuras se concede generalmente poca importancia a estos elementos, al punto de que muchos códigos de diseño no incluyen normas al respecto. Quizás debido a esto que la experiencia en temblores recientes muestran, en muchos casos, un excelente comportamiento de la estructura diseñada de acuerdo a los modernos criterios de sismorresistencia, acompañado por una deficiente respuesta de los elementos no estructurales.

3.2 VULNERABILIDAD DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Teniendo en cuenta que el objetivo de este estudio es realizar una estimación preliminar de la vulnerabilidad estructural de cada uno de los hospitales, se ha elegido el uso de metodologías de tipo cualitativa. Los métodos que se han seleccionado corresponden a aquellos que califican la calidad sismorresistente de un edificio a partir de las características más relevantes utilizando índices de fácil determinación. Estos métodos se han escogidos teniendo en cuenta la realidad de las edificaciones en Chile y las características de los edificios seleccionados y ellos son: el Método de Hirosawa (1992), que se aplica a todos los edificios, el Método de Shiga (1977), que se aplica cuando predominan los muros de hormigón armado, y el Método de Meli (1991), que se aplica cuando predominan los muros de albañilería.

El valor de estos índices se complementa con la variación que presentan algunas características del edificio en altura, como son: la variación del área de la planta entre pisos consecutivos, variación de la resistencia entre pisos consecutivos, variación de la rigidez entre piso, excentricidad del piso y variación del peso entre pisos consecutivos; para evaluar la vulnerabilidad estructural de cada hospital.

A continuación se resumen los índices utilizados en este estudio.

3.2.1 Método de Hirosawa.

El método propuesto por Hirosawa es utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado. El método recomienda tres niveles de evaluación, que van de lo simple a lo detallado, y se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta, direcciones en las que se orientan los ejes sismorresistentes del edificio.

El método fue propuesto originalmente para utilizarlo en edificios de hormigón armado de altura media existentes o dañados, del orden de seis a ocho pisos estructurados con muros o pórticos. En estudios más recientes el método se ha aplicado a edificios mixtos de hormigón

armado y albañilería (Iglesias, 1989), lo que será aprovechado en el presente estudio considerando que estas estructuraciones mixtas son frecuentes en Chile en los edificios de altura media estructurados con muros.

La vulnerabilidad estructural se establece considerando que:

- i.- Si $I_2 \geq I_{so}$, el edificio se puede considerar que tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.
- ii.- Si $I_2 < I_{so}$, el edificio se puede considerar que tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico, luego se requiere un estudio más detallado usando otro nivel de evaluación.

3.2.1.1 Cálculo del índice I_2 .

Este índice se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$I_2 = E_o * S_D * T \quad \text{Ec. 3.1}$$

donde:

E_o : índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D : índice de configuración estructural.

T : índice de deterioro de la edificación.

Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural (E_o).

Al aplicar el primer nivel de evaluación, el término E_o se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso. Esta resistencia se calcula para cada dirección de la planta por la suma de los productos del área de la sección transversal de un muro o columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor (α_i) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los elementos sismorresistentes, por ejemplo columnas cortas o muros de albañilería, reforzados o no, si se comparan con muros o columnas de hormigón armado.

El índice E_o es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del de ductilidad (F).

$$E_o \propto C * F \quad \text{Ec. 3.2}$$

Para el cálculo de E_o , todo elemento o subestructura vertical que forma parte de la estructura sismorresistente debe clasificarse en algunas de las categorías siguientes:

Columnas cortas de hormigón armado Son todas las columnas en las que la relación h_o/D , entre la altura libre (h_o) y el ancho de la sección transversal (D), es igual o menor que 2. El comportamiento sísmico de estas columnas está controlado por una falla de corte frágil por el reducido nivel de deformación en el que se alcanza la resistencia y por la baja capacidad de deformación inelástica.

Para establecer la altura libre se ha considerado la presencia de los elementos arquitectónicos que reducen la altura de la columna en la medida que no se aíslen de ella.

Columnas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación h_o/D es mayor que 2.

Muros de hormigón armado. Son los elementos de hormigón armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.

Muros de relleno de albañilería. Son aquellos muros de albañilería, normalmente con escaso o ningún refuerzo, ubicados en el interior de los vanos de la subestructura resistente (pórticos) sin aislarlos de ella.

Muros de albañilería armada o muros de albañilería confinada con elementos esbeltos de hormigón armado, pilares y cadenas.

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido

en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la fundación; no se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso como son: parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismorresistente.

Para realizar la clasificación de los elementos verticales se han tomado las siguientes consideraciones:

1) El área de muro se considerará en la dirección de su lado mayor y queda definido por:

$$A = L * t \text{ (m}^2\text{)}$$

donde:

L = longitud total del muro (m).

t = espesor del alma del muro (m).

2) El área de columnas se calcula para ambas direcciones de análisis como la sección neta de la sección transversal del elemento. En los casos que el área de las columnas ubicadas en los extremos de un muro (de albañilería o de hormigón armado) hayan sido consideradas en el área del muro, no se deberán considerar nuevamente como área de columnas en esa dirección de análisis.

El criterio para clasificar los elementos de hormigón es el siguiente:

- Si el lado mayor del elemento > 3 veces el lado menor del elemento, se considera muro.
- Si el lado mayor del elemento ≤ 3 veces el lado menor del elemento, se considera columna.

Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para atender la menor capacidad de deformación inelástica y capacidad de disipación de energía que presentan algunos elementos, por ejemplo las columnas cortas y los muros de albañilería de relleno sin refuerzo,

cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos.

El índice E_o se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * \{ \alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c \} * F \quad \text{Ec. 3.3}$$

donde:

α_i : factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico (Murakami et al.,1992). Los valores de estos factores se entregan en la tabla 3.1 cuando la capacidad sísmica está controlada por los elementos más frágiles (Tipo A), los menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente.

n_p : número de pisos del edificio.

i : nivel que se evalúa.

C_{mar} : índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería.

C_{sc} : índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de hormigón armado.

C_a : índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada.

C_{ma} : índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada.

C_w : índice de resistencia proporcionada por los muros de hormigón armado.

C_c : índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado.

F : índice de ductilidad asociados a los elementos verticales.

$F = 1.0$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero.

$F = 0.8$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son distintos de cero.

En caso que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, el valor de F es igual a 1.0 considerando la capacidad de deformación inelástica que se logra con los elementos de confinamiento.

La capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla del grupo de elementos más frágiles; sin embargo si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo despreciando la resistencia de los elementos que han fallado.

Tabla 3.1 Valores de los coeficientes α_i .

TIPO	α_1	α_2	α_3	MODO DE FALLA
A	1.0	0.7	0.5	Muros de rellenos de albañilería o columnas cortas o muros de albañilería no reforzada y parcialmente confinada o muros de albañilería confinada controlan la falla.
B	0.0	1.0	0.7	Muros de hormigón armado controlan la falla.
C	0.0	0.0	1.0	Columnas de hormigón armado controlan la falla.

El término $(n+1)/(n+i)$ considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i (Unemura, 1980), cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio por sobre el nivel considerado.

Los índices de resistencia (C_i) se han determinado considerando las características de refuerzo de los muros de hormigón armado construidos en Chile (cuantía y modalidad de refuerzo), lo que incorpora modificaciones en las expresiones propuestas por Hiroswawa e Iglesias. Para los muros de albañilería se usa la resistencia propuesta por Iglesias para los muros de relleno (muros tipo diafragma) y la resistencia de agrietamiento diagonal recomendada por Raymond (1990) para los muros de albañilería confinada.

Las ecuaciones usadas son:

$$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_o * \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad \text{Ec. 3.4}$$

$$C_{sc} = \left(\frac{f_c}{200}\right) * \left(\frac{15 * A_{sc}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}\right) \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_o + 0.25 * \sigma_o) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad \text{Ec. 3.6}$$

$$C_a = C_{ma} \quad \text{Ec. 3.7}$$

$$C_w = \left(\frac{f_c}{200}\right) * \left(\frac{30 * A_{m1} + 20 * A_{m2} + 12 * A_{m3} + 10 * A_{m4}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}\right) \quad \text{Ec. 3.8}$$

$$C_c = \left(\frac{f_c}{200}\right) * \left(\frac{10 * A_{c1} + 7 * A_{c2}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}\right) \quad \text{Ec. 3.9}$$

donde:

f_c = Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

$\sum A_{mar}$ = Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada.

A_{sc} = Suma del área de las columnas cortas de hormigón armado del piso en evaluación.

$\sum A_{ma}$ = Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada.

A_{m1} = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1.2% y una esbeltez (H/L) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta

cuantía de refuerzo horizontal (Wakabayashi, 1986).

A_{m2} = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, que cumplan con alguna de las siguientes características:

a) Muros con columnas en ambos extremos, cuantía de refuerzo horizontal menor que 1.2% y una esbeltez mayor que 2.

b) Muros con columnas en ambos extremos y una esbeltez del muro igual o menor que 2. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal (Wakabayashi, 1986).

A_{m3} = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro igual o menor que 2. En estos muros la resistencia al corte está definida por la carga de agrietamiento diagonal del hormigón debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo (Wakabayashi, 1986).

A_{m4} = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor a 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318 (ACI, 1984).

A_{c1} = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h_o) y el ancho (D) es menor que 6 (Hirosawa, 1992).

A_{c2} = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h_o) y el ancho (D) es igual o mayor que 6 (Hirosawa, 1992).

W_j = Peso del piso j.

τ_o = Resistencia básica de corte de la albañilería.

σ_o = Tensión normal debido al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y la sobrecarga de uso.

L = Largo del muro.

H = Altura del piso si L es igual o mayor que 3 m o altura libre del muro si L es menor que 3 m.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm^2 , las resistencias y tensiones en kgf/cm^2 y los pesos en kgf . Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la

resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresadas en kgf/cm².

Considerando las características de los edificios de albañilería construidos en Chile, la tensión normal debido al esfuerzo axial se calcula como 1.0*n, donde n es el número de pisos por sobre el piso analizado (Küpfer, 1993).

Indice de Configuración Estructural (S_D).

Este índice cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación.

La información para calcular S_D se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas a terreno. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente son: regularidad de la planta, relación largo-ancho de la planta, estrangulaciones de la planta, espesor de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de subterráneo, uniformidad de la altura de los pisos, excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de las masas y de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura, etc.

Hirosawa propone calcular S_D cuando se usa el primer nivel de evaluación de vulnerabilidad con la ecuación siguiente:

$$S_D = q_1 * q_2 * \dots * q_8 \quad \text{Ec. 3.10}$$

donde:

$$q_i = \{1.0 - (1 - G_i) * R_i\} \quad \text{para } i = 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8$$

$$q_i = \{1.2 - (1 - G_i) * R_i\} \quad \text{para } i = 6 \quad \text{Ec. 3.11}$$

Al revisar la ecuación 3.10 se observa que en la medida que se pierde la regularidad en las características de la estructura se castiga al sistema reduciendo su capacidad resistente con G_i

y para cuantificar el efecto o influencia que pueda tener la irregularidad en la respuesta, el que no es igual para cada uno de los factores considerados, se usa el término R_i .

Los valores de G_i y R_i recomendados por Hirosawa se indican en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Valores de G_i y R_i .

ITEMS	G_i			R_i
	1.0	0.9	0.8	
1. Regularidad	(a ₁) regular	(a ₂) mediano	(a ₃) irregular	1.0
2. Relación Largo-Ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0.5
3. Contracción de planta	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.5
4. Atrio o Patio interior	$R_{ap} = 0.1$	$0.1 < R_{ap} \leq 0.3$	$0.3 < R_{ap}$	0.5
5. Excentricidad de Atrio o patio interior	$f_1 = 0.4$ $f_2 = 0.1$	$f_1 \leq 0.4$ $0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1$ $0.3 < f_2$	0.25
6. Subterráneo	$1.0 \leq R_{ss}$	$0.5 \leq R_{ss} < 1.0$	$R_{ss} < 0.5$	1.0
7. Junta de dilatación	$0.01 \leq s$	$0.005 \leq s < 0.01$	$s < 0.005$	0.5
8. Uniformidad de altura de piso	$0.8 \leq R_h$	$0.7 \leq R_h < 0.8$	$R_h < 0.7$	0.5

La descripción de cada una de las características se entrega en el Anexo H.

Según Hirosawa, el valor de S_D se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para la característica en los diferentes pisos, valor que se asume como representativo del edificio completo.

Índice de Deterioro de la Edificación T

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario.

El índice T se determina con la tabla 3.3 y considerando que se usa un valor único del índice T para el edificio, este valor debe corresponder al menor valor obtenido de esta tabla.

Tabla 3.3 Valores del índice T para diferentes causas y tipos de deterioro.

DEFORMACION PERMANENTE (T_1)

CARACTERISTICA	T_1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0.9
Visible deformación de vigas o columnas	0.9
No presenta signos de deformación	1.0

GRIETAS EN MUROS O COLUMNAS (T_2)

CARACTERISTICA	T_2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0.8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Grietas visibles en muros	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0.9
Nada de lo anterior	1.0

INCENDIOS (T_3)

CARACTERISTICA	T_3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0.8
No ha experimentado incendio	1.0

USO DEL CUERPO (T₄)

CARACTERISTICA	T ₄
Almacena sustancias químicas	0.8
No contiene sustancias químicas	1.0

TIPO DE DAÑO ESTRUCTURAL (T₅)

CARACTERISTICA	T ₅
Daño Estructural Grave	0.8
Daño Estructural Fuerte	0.9
Daño Estructural Ligero o No Estructural	1.0

El criterio de la clasificación del daño estructural es el de la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias et al., 1987).

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCION
No Estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales
Estructural Ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de espesor en elementos de Hormigón Armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de Albañilería
Estructural Fuerte	Grietas de 0.5 a 1 mm de espesor en elementos de Hormigón Armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de Albañilería.
Estructural Grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de Hormigón Armado. Aberturas en muros de Albañilería. Aplastamiento del Hormigón, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de Hormigón Armado. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1% de su altura. Asentamiento de más de 20 cm

3.2.1.2 Cálculo del Índice de Juicio Sismico (I_s).

Para analizar la vulnerabilidad estructural de un edificio que pertenece a un hospital, como la de cualquier otro edificio con un uso diferente, es conveniente considerar dos niveles de verificación:

i.- Nivel de Servicio.

En este estado el edificio, independientemente de su uso, no debe experimentar daño de ningún tipo en sus componentes estructurales y no estructurales. Generalmente está relacionado con sismos de servicio que no produzcan intensidades mayores de VII grados en la Escala de Mercalli Modificada.

ii.- Estado límite último (agotamiento de la capacidad resistente).

Este estado se produce cuando ocurre un terremoto, es decir, un sismo de gran magnitud y baja probabilidad de ocurrencia, por ejemplo un sismo de subducción de magnitud $M_s = 8.5$ frente a las costas de Chile en la zona en que se ubican los hospitales de este estudio.

En este estudio se considerará el segundo nivel de verificación para determinar el valor mínimo del índice de Hirosawa.

Según Kausel (1995) las intensidades máximas esperadas para un sismo máximo esperado de magnitud $M_s = 8.5$ en las ciudades donde se ubican los hospitales son:

Ciudad	$I_{max,esp}$
Temuco	VII
Puerto Montt	VII - VIII

La resistencia requerida en el estado límite último depende de varios factores y entre ellos destacan: el uso del edificio, los riesgos que representan los daños que se pueden producir y las

características que tenga el sistema estructural en función de las modalidades y cuantías de refuerzo que se usan en él.

En particular, para los edificios de un hospital el objetivo es mantener su condición de funcionamiento durante e inmediatamente después de ocurrido este tipo de evento, lo que obliga a reducir al mínimo los daños tanto de los elementos estructurales como no estructurales. Para cumplir esta condición la capacidad resistente debe garantizar casi una respuesta elástica del edificio lo que obliga a cumplir con un alto nivel de resistencia, normalmente muy superior al requerido para edificios habitacionales de los que se espera solamente que no colapsen en un evento como éste (INN, 1993)

Teniendo en cuenta lo anterior, el valor mínimo del índice de Hirosawa para calificar los edificios desde el punto de vista de este estado, se puede establecer a partir del nivel de diseño elástico que recomienda la norma NCh433 con una reducción mínima de él, reducción similar a la recomendada para sistemas de comportamiento frágil, $R = 2$. Así resulta:

$$Fac * \frac{2.1SA_o}{R} \quad \text{para } T \leq T_o$$

$(I_{so})_{ult}$

Ec. 3.12

$$Fac * \left(\frac{2.1SA_o}{R} \right) * \frac{2T * T_o}{(T^2 + T_o^2)} \quad \text{para } T > T_o$$

donde:

S = efecto de amplificación del suelo.

= 0.9, 1.0, 1.2 y 1.3 para los suelos tipo I, II, III y IV, respectivamente.

A_o = es la aceleración efectiva máxima y se determina de la tabla 2.1 de acuerdo con la zonificación sísmica del país.

R = factor de reducción ($R=2$)

- T = período fundamental del edificio.
 = $0.10 \cdot n_p$ para edificios estructurados con marcos (Midorikawa).
 = $0.035 \cdot n_p$ para edificios estructurados con muros (Baeza, 1963).
- n_p = número de pisos del edificio sin incluir estanques o apéndices.
- T_o = parámetro que depende del tipo de suelo de fundación.
 = 0.15 para suelo tipo I, según NCh433.Of93
 = 0.30 para suelo tipo II, según NCh433.Of93
 = 0.75 para suelo tipo III, según NCh433.Of93
 = 1.20 para suelo tipo IV, según NCh433.Of93
- Fac = factor de amplificación de la acción sísmica (NCh433.Of93).
 = 1.4

El valor 2.1 se ha obtenido como el valor promedio de los valores que resultan de amplificar por el correspondiente valor de R los valores de $C_{max} \cdot g / (S \cdot A_o)$ indicados en la tabla 6.4 de la norma NCh433.cR95 (INN, 1995).

Teniendo en cuenta que los valores de la capacidad resistente al corte de los distintos tipos de elementos que forman la estructura sismorresistente se han obtenido factores de reducción de esta capacidad que varían entre 0.6 y 0.8, valores que son del orden de los recomendados por las normas de diseño de albañilería y de hormigón armado (ACI 318, Norma Mexicana), las resistencias requeridas deben determinarse amplificando la acción sísmica por $Fac=1.4$ (NCh433.Of93).

Para poder cuantificar la vulnerabilidad estructural de un cuerpo en función del Índice de Hirosawa, se obtiene un rango de valores para $(I_{so})_{ult}$ en función del factor R (Astroza M. y Boroschek R, 1996). Este rango de valores permite obtener un nivel de vulnerabilidad para cada cuerpo analizado de acuerdo con su valor de I_2 obtenido. En la tabla 3.5 se entregan los distintos rangos para I_2 con su respectivo grado de vulnerabilidad. Para el rango intermedio la calificación de la vulnerabilidad se ha dividido en tres partes correspondiendo los extremos a las calificaciones Media-Baja y Media-Alta.

Tabla 3.5 Rangos de I_2 en función del factor R

Rango	Vulnerabilidad
$I_2 > (I_{so})_{ult}(R=2)$	BAJA
$(I_{so})_{ult}(R=2) \geq I_2 > (I_{so})_{ult}(R=7)$	MEDIA - BAJA MEDIA MEDIA - ALTA
$I_2 \leq (I_{so})_{ult}(R=7)$	ALTA

3.2.2 Índices de Shiga.

Shiga (1977) propone un criterio para calificar los edificios de hormigón armado de altura media aprovechando la información obtenida en 52 edificios de este tipo de la ciudad de Hachinoha, dañados durante el terremoto de Tokachi-Oki en 1968 en Japón.

Según Shiga en este tipo de estructura el nivel de daño depende de la densidad de muros y del nivel de la tensión de corte media que se produce. Para establecer el posible daño sísmico que pueda experimentar un edificio de este tipo, Shiga recomienda calcular los tres índices siguientes: Índice de área de muros (I_m), Índice de área de columnas (I_c) e Índice de tensión media de corte nominal (I).

El índice I_m representa el área de muros de hormigón armado disponible en el piso y en cada dirección de la planta para resistir las fuerzas reactivas que actúan en este piso. Este índice se calcula a partir de la relación entre el área de muros en cada dirección del piso del edificio (ΣA_m) y el área de las plantas ubicadas sobre el nivel considerado ($\sum_{j=i}^{n_p} A_{pj}$). La expresión del índice I_m es la siguiente:

$$I_m = \frac{\Sigma A_m}{\sum_{j=i}^{n_p} A_{pj}} \quad \text{en } (cm^2/m^2) \quad \text{Ec. 3.13}$$

El índice de área de columnas I_c , se calcula en forma análoga al índice I_m , sólo que en este índice se considera el área de las columnas del piso del edificio ($\sum A_c$), quedando expresado por:

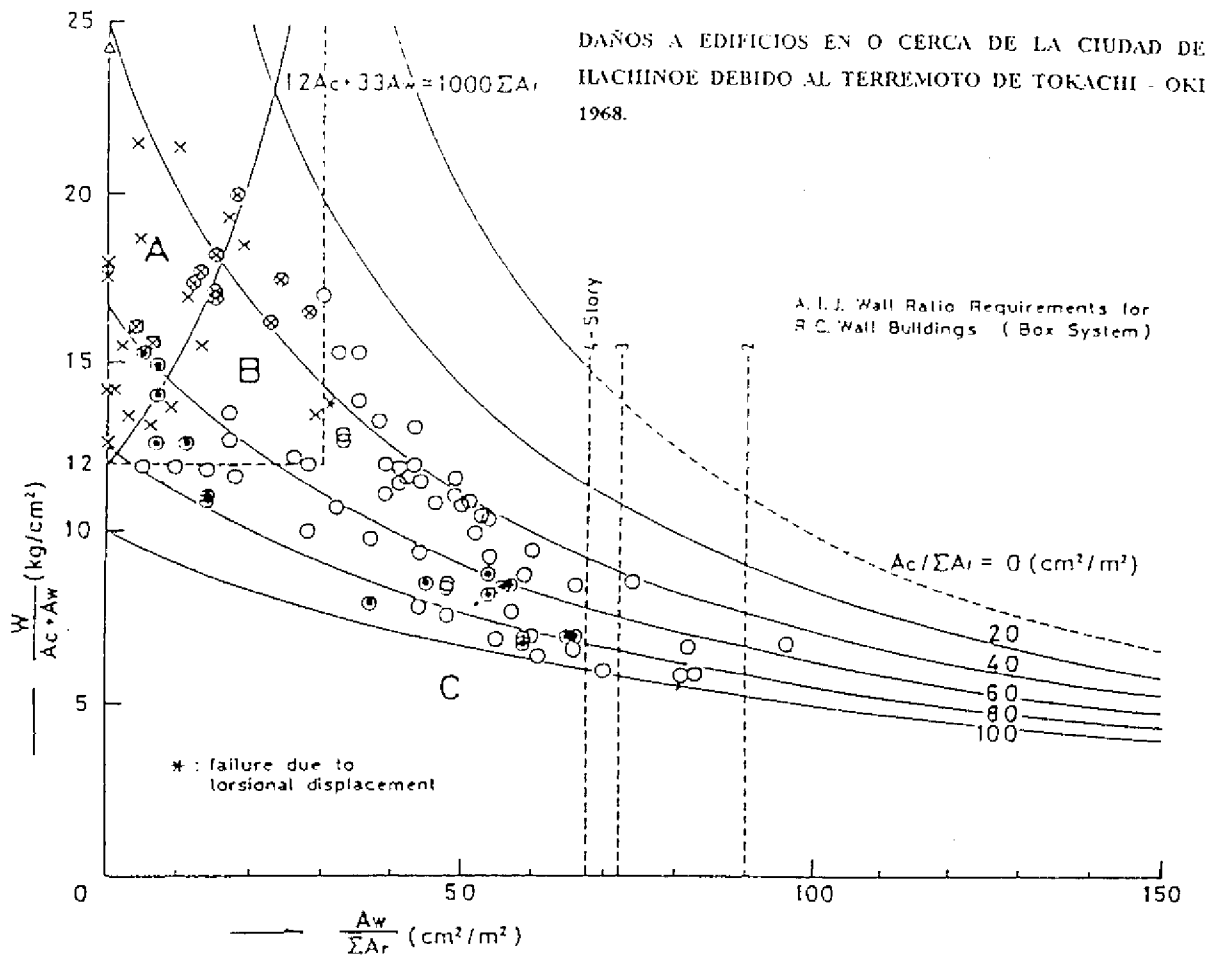
$$I_c = \frac{\sum A_c}{\sum_{j=1}^{n_p} A_{pj}} \quad \text{en } (cm^2/m^2) \quad \text{Ec. 3.14}$$

El índice I_t es una medida de la tensión de corte nominal promedio que actúa en el piso y se define por la relación entre el peso sísmico nominal total del edificio sobre el piso ($\sum W_j$) y el área total de muros y columnas en una dirección determinada del piso, resultando:

$$I_t = \frac{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}{\sum A_m + \sum A_c} \quad \text{Ec. 3.15}$$

Del estudio de los daños de la muestra de edificios seleccionada y suponiendo un peso por unidad de área de planta de 1000 kgf/m², Shiga concluye que aquellos edificios con $I_m < 30$ cm²/m² e $I_t > 12$ kgf/cm² a nivel del primer piso, sufrieron daño sísmico y corresponden a los casos ubicados en la zona delimitada por las líneas segmentadas del extremo superior izquierdo de la curva de umbral de daño de la figura 3.1. Estos resultados dependen de las características de los edificios japoneses y de la demanda del sismo usado para hacer la evaluación de daños, teniendo en cuenta estas limitaciones se deben revisar los límites indicados para las condiciones existentes en cada país.

La curva de umbral de daño refleja directamente que la densidad mínima de muros de hormigón requerida es función de la tensión media que es capaz de resistir el hormigón con que se construye el edificio. De este modo las obras construidas con poca inspección y mala calidad de los hormigones o con hormigones de menor resistencia requieren de mayor densidad de muro.



- : Pequeño o ningún daño en columnas y muros.
(= C edificio de colegio)
- △ : Colapso
- × : Falla de corte en la mayor parte de las columnas del primer piso.
- ⊠ : Falla de flexión en el 50% de las columnas del primer piso, falla de corte en algunas columnas del primer piso y grietas de corte finas en los muros.
- ⊗ : Grietas de corte en la mayor parte de los muros del primer piso y daño leve en columnas.

Fig. 3.1 Relación entre los índices de área de muros, área de columna y la tensión de corte promedio con el daño de la estructura, Shiga (1977).

3.2.2.1 Valor mínimo para el índice de Shiga

Para usar los índices de Shiga en la evaluación de la vulnerabilidad estructural es conveniente establecer la relación que existe entre los índices I_m e I_t con el Índice de Hiroswawa I_2 .

Relación entre los índices de Shiga

Según Arias (1994), por su definición los índices I_m e I_t varían en forma inversa, de modo que su producto es aproximadamente constante para estructuraciones con muros. Para una muestra de edificios chilenos estructurados con muros de hormigón de más de cuatro pisos, se obtiene para el primer piso:

$$I_t * I_m = 1000 \quad \text{Ec. 3.16}$$

Si se revisan las definiciones de los Índices de Shiga se llega a la siguiente expresión:

$$I_t * (I_m + I_c) = W_o \quad \text{Ec. 3.17}$$

es decir, el producto de estos índices no es más que el peso promedio por unidad de la planta (W_o), el que fue considerado igual a 1000 kg/m² tanto por Shiga (1977) como por Arias (1994).

Relación entre los índices I_m e I_t con el índice I_2

Con el propósito de establecer los valores de los índices de Shiga que definen el umbral de daño sísmico para el primer piso de las estructuraciones en que predominan los muros de hormigón armado, se puede usar una relación aproximada entre los índices I_m e I_t y el índice de Hiroswawa:

$$I_t * I_m = W_o * I_2 \quad \text{Ec. 3.18}$$

Considerando el valor mínimo requerido por Hirosewa $(I_{so})_{ult}$ de la ecuación 3.12, la relación que define el umbral de daño en el primer piso para la zona sísmica 2 está dada por la ecuación:

$$(I_t * I_m)_{daño} = W_o * I_{so} \quad \text{Ec. 3.19}$$

donde:

$$W_o = \text{peso promedio ponderado por área} = \frac{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}{\sum_{j=1}^{n_p} A_{pj}} \quad \text{Ec. 3.20}$$

Para establecer el valor mínimo del índice de muro $(I_m)_{mínimo}$ para el primer piso se considera una tensión de corte nominal promedio $I_c = 16 \text{ kgf/cm}^2$. Reemplazando en la ec. 3.19 se obtiene la siguiente expresión:

$$(I_m)_{min} = \frac{((I_{so})_{ult} * W_o)}{16} \quad \text{Ec. 3.21}$$

Para calcular los valores mínimos del índice I_m , para los otros pisos, a partir del valor de $(I_{so})_{ult}$, se debe incluir el factor de piso como se indica en la siguiente ecuación:

$$(I_m)_{min} = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + 1)} * \frac{((I_{so})_{ult} * W_{oi})}{16} \quad \text{Ec. 3.22}$$

donde:

$$W_{oi} = \frac{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}{\sum_{j=i}^{n_p} A_{pj}} \quad \text{Ec. 3.23}$$

i = número del piso analizado.

3.2.3 Índice de densidad de muros de Meli (1991).

Meli relacionó el nivel de daños producido por el sismo de México de 1985 en los edificios de albañilería de 3 a 5 pisos con el índice de densidad de muros por unidad de piso del edificio. Los edificios analizados se caracterizan por cumplir ciertas condiciones de altura, de simetría de la planta, de rigidez torsional, de regularidad de la elevación y de la existencia de la acción de diafragma rígido a nivel de los pisos y techo; estas condiciones corresponden a las que la norma mexicana de diseño sísmico exige para aplicar el método simplificado de diseño.

El índice de densidad de muros por unidad de piso se calcula con la ecuación:

$$I_{mm} = \frac{\sum A_t}{\sum_{j=1}^{n_p} A_{pj}} \quad \text{Ec. 3.24}$$

donde:

$\sum A_t$ = Area total de muros de albañilería equivalente en la dirección y nivel considerado.

A_{pj} = Area de la planta del nivel j.

Seleccionando una muestra de 23 edificios, Meli relacionó el nivel de daños observado con la densidad de muros por unidad de piso del edificio, de los resultados obtenidos por Meli se puede establecer la relación que se indica en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Relación entre la densidad de muros (I_{mm}) y el nivel de daños.

I_{mm}	Nivel de daños
≤ 0.0075	Grave
$0.0075 < I_{mm} \leq 0.015$	Intermedio
> 0.015	Mínimo