

## **CAPITULO 3**

# **CRITERIOS DE ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE HOSPITALES**

### CAPITULO 3

#### CRITERIOS DE ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE HOSPITALES

##### 3.1.- INTRODUCCION

En el análisis de la vulnerabilidad sísmica de los centros hospitalarios, es necesario dividir el estudio en dos aspectos :

*i.- Aspecto Estructural* : Se evalúa la respuesta de la estructura considerando en conjunto el sistema estructural, su estado y todos los componentes que lo caracterizan, tales como : muros, columnas, vigas, fundaciones, losas y todo aquello que determina su capacidad sísmorresistente.

*ii.- Aspecto No Estructural* : Se incluyen en este punto los elementos arquitectónicos propiamente tales (tabiques, cielos falsos, sistemas de iluminación, ventanas, parapetos, chimeneas y antenas entre otros), así como también el sistema de líneas vitales (agua potable, alcantarillado, electricidad y gases clínicos, principalmente) y el equipamiento tanto médico como de apoyo a las funciones del hospital.

Ambos aspectos se evaluarán por separado y finalmente las conclusiones para uno y otro caso se podrán complementar y estimar la vulnerabilidad del sistema.

En cuanto a los criterios de estimación de la vulnerabilidad, éstos se describen a continuación.

### 3.2.- INDICADORES DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

Las metodologías existentes para determinar la vulnerabilidad estructural ante un sismo pueden ser cuantitativas o cualitativas. Las primeras son habitualmente extensiones de los procedimientos de análisis y diseño establecidos en las normas antisísmicas, en tanto que las segundas evalúan la estructura en base a índices que la representan globalmente, aunque cabe decir con distintos niveles de exactitud.

En este estudio preliminar se plantea una metodología cualitativa, que junto con considerar indicadores que relacionan la capacidad resistente de la estructura con la sollicitación que el sismo le impone, permiten hacer la evaluación en forma bastante directa.

Entre los aspectos que caracterizan en forma general a la estructura se destacan : sistema estructural, variaciones de las características del edificio en altura; densidad, rigidez y ductilidad de elementos resistentes, grado de simetría y en general todas aquellas variables que, aun cuando no son la totalidad de las que influyen en el comportamiento sismorresistente del edificio, permiten reunir la información suficiente para poder determinar si es o no vulnerable.

La aplicación de estos índices a estructuras afectadas por sismos, ha permitido su calibración y por lo tanto establecer los valores para los cuales se puede clasificar la estructura como vulnerable o no.

Las metodologías usadas en este estudio son las siguientes :

### 3.2.1.- Índice de Hirosawa ( $I_2$ ) .

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

El método fue propuesto para ser usado en edificios de hormigón armado estructurados con muros o marcos, de altura media, del orden de seis a ocho pisos. Sin embargo estudios recientes aplican el método a edificios con estructuraciones mixtas de hormigón armado y albañilería (Iglesias, 1989). Este hecho es importante para el presente estudio, por cuanto en Chile son frecuentes estas estructuraciones.

Para determinar la vulnerabilidad estructural se debe calcular el índice de Hirosawa :  $I_2$  y compararlo con un valor de Juicio Sísmico :  $I_{s0}$  , de manera que :

i.- Si  $I_2 > I_{s0}$  , el edificio se puede considerar que tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.

ii.- Si  $I_2 < I_{s0}$  , el edificio se puede considerar en forma preliminar que tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico, y debe efectuarse un análisis más detallado (método cuantitativo).

Aparte del criterio anterior, existe otro elemento que permite estimar el comportamiento estructural, el cual corresponde a la razón entre los índices obtenidos en una y otra dirección de la planta. Este elemento de juicio, se basa en la experiencia siniestral, la cual ha demostrado que para obtener un buen comportamiento estructural debe cumplirse que los índices deben ser

similares en ambas direcciones de la planta del edificio, de otro modo las deformaciones producto de la flexibilidad y del daño que pueda ocurrir en la dirección más débil (de menor índice) controla el nivel de daño global.

Teniendo en cuenta este efecto en el comportamiento sísmico, se analiza la relación entre el índice en la dirección longitudinal y el índice en la dirección transversal, aceptando que es bueno cuando su valor se ubique entre 0.8 y 1.2.

### 3.2.1.1.- Cálculo del Índice $I_2$

Su valor se obtiene mediante la expresión :

$$I_2 = E_0 * S_D * T \quad (\text{Ec. 3.1})$$

donde :

- $E_0$  : índice sísmico básico de comportamiento estructural.
- $S_D$  : índice de configuración estructural.
- $T$  : índice de deterioro de la edificación.

#### 3.2.1.1.1.- Cálculo de $E_0$ : Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural

En el primer nivel de evaluación, el término  $E_0$  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 como 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  $\alpha_1$ , 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  $E_0$ , es proporcional al producto del coeficiente de

resistencia (C) y del de ductilidad (F) :

$$E_0 \propto C * F$$

(Ec. 3.2)

Para el cálculo de  $E_0$  , todo elemento o subestructura vertical sismorresistente debe clasificarse en algunas de las categorías siguientes :

**i.- Columnas de hormigón armado.** Corresponden a aquellos elementos resistentes verticales de hormigón armado, en los que su sección transversal cumple con que la razón entre su lado mayor y su lado menor, es menor o igual a 3. Dentro de las columnas es necesario a su vez efectuar la siguiente clasificación por esbeltez, en cada dirección de análisis :

**i.1.-** Columnas donde la razón entre la altura libre y la longitud en la dirección analizada ( $h_0/L$ ) es menor que 6.

**i.2.-** Columnas en donde la relación  $h_0/L$  , es mayor o igual a 6.

**i.3.-** Columnas Cortas. Clasifican en este grupo todas las columnas en las que la relación  $h_0/L$  es menor o igual a 2. El comportamiento sísmico de estas columnas está controlado por una falla de corte frágil, debido al 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 aislen de ella.

**ii.- 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, es mayor que 3. En forma análoga al caso de las

columnas, los muros deben clasificarse de acuerdo con su relación de esbeltez, pero también en función de sus características de confinamiento y cuantía de refuerzo, en cada dirección de análisis :

ii.1.- Muros con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal mayor o igual a 1.2% y una esbeltez del muro ( $H/L$ ) 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).

ii.2.- Muros que cumplan con alguna de las siguientes características :

ii.2.1.- Muros con columnas en ambos extremos, cuantía de refuerzo horizontal menor que 1.2% y una esbeltez mayor que 2.

ii.2.2.- Muros con columnas en ambos extremos y una esbeltez menor o igual a 2. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura de horizontal (Wakabayashi, 1986).

ii.3.- Muros de hormigón armado con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro menor o igual a 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).

ii.4.- Muros de hormigón armado, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318 (ACI-1984).

En el cálculo de la relación de esbeltez de los muros, la

altura  $H$  corresponde a la altura del piso si su largo,  $L$ , es mayor o igual a  $3m$ , o a la altura libre si  $L$  es menor que  $3m$ .

iii.- **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 (marcos) sin aislarlos de ella.

iv.- **Muros de albañilería confinada.** Es decir que presentan confinamiento con elementos esbeltos de hormigón armado : pilares y cadenas.

v.- **Muros de albañilería parcialmente confinada o no reforzada.**

Los muros considerados corresponden a aquellos que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior, y a las fundaciones; no se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso, tales como : parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismorresistente.

Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para considerar la menor capacidad de deformación inelástica y de disipación de energía que presentan algunos elementos, tales como columnas cortas y muros de albañilería de relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos.

El índice  $E_0$  , se calcula con la expresión siguiente :

$$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * \{ \alpha_1 * (C_{BC} + C_{ma} + C_a + C_{max}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c \} * F \quad (Ec. 3.3)$$



donde :

- $\alpha_1$  : 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 (Murakani 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.
- $C_{max}$  : índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería.
- $C_{sc}$  : índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de hormigón armado.
- $C_s$  : índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada.
- $C_{ca}$  : 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.

$$F = 1.0 \quad \text{Si } C_{max}, C_n \text{ y } C_{sc} \text{ son iguales a cero}$$

$$F = 0.8 \quad \text{Si } C_{max}, C_n \text{ y } C_{sc} \text{ son distintos de cero}$$

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  $\alpha_i$

Tipo	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	Modo de Falla
A	1.0	0.7	0.5	Muros de relleno 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 Hirosawa e Iglesias.

Para los muros de albañilería de relleno (muros tipo diafragma) se usa la resistencia propuesta por Iglesias y la resistencia de agrietamiento diagonal recomendada por Raymond (1990) para los muros de albañilería confinada.

Las expresiones usadas son las siguientes :

$$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) * A_{ma}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

$$C_{mar} = \frac{0.51 * \tau_0 * A_{mar}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

$$C_{sc} = \left( \frac{f_c}{200} \right) * \left( \frac{15 * A_{sc}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \right) \quad (\text{Ec. 3.6})$$

$$C_a = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) * A_a}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$C_w = \left( \frac{f_c}{200} \right) * \left( \frac{30 * A_{m1} + 20 * A_{m2} + 12 * A_{m3} + 10 * A_{m4}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \right) \quad (\text{Ec. 3.8})$$

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

donde :

- $f_c$  : resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.
- $A_{mar}$  : suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso y dirección analizados.
- $A_{m*}$  : suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso y dirección analizados.
- $A_m$  : suma de las áreas de los muros de albañilería no confinada y no reforzada del piso y dirección analizados.
- $A_{c1}$  : suma de las áreas de las columnas de hormigón armado del tipo i.1.- del piso y dirección analizados.
- $A_{c2}$  : suma de las áreas de las columnas de hormigón armado del tipo i.2.- del piso y dirección analizados.
- $A_{co}$  : suma de las áreas de las columnas cortas de hormigón armado del piso y dirección analizados.
- $A_{m1}$  : suma de las áreas de los muros de hormigón armado, del tipo ii.1.- del piso y dirección analizados.
- $A_{m2}$  : suma de las áreas de los muros de hormigón armado, del tipo ii.2.- del piso y dirección analizados.
- $A_{m3}$  : suma de las áreas de los muros de hormigón armado, del tipo ii.3.- del piso y dirección analizados.

- $A_{m,i}$  : suma de las áreas de los muros de hormigón armado, del tipo ii.4.- del piso y dirección analizados.
- $W_j$  : peso del piso j.
- $\tau_0$  : resistencia básica de corte de la albañilería.
- $\sigma_0$  : tensión normal debido al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.

En las ecuaciones anteriores las áreas se deben expresar en  $\text{cm}^2$ , las resistencias y tensiones en  $\text{Kgf/cm}^2$  y los pesos en  $\text{Kgf}$ . Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresada en  $\text{Kgf/cm}^2$ .

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

### 3.2.1.1.2.- Cálculo de $S_p$ : Índice de Configuración Estructural

Este coeficiente 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  $S_p$  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 piso, excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de masas y de la rigidez de entrepiso 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 :

$$q_i = (1.0 - (1 - G_i) * R_i) \quad \text{para } i=1, 2, 3, 4, 5, 7, 8 \quad (\text{Ec. 3.11})$$

$$q_i = (1.2 - (1 - G_i) * R_i) \quad \text{para } i=6 \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Al revisar la ecuación 10 se observa que en la medida que se pierde la regularidad en las características de la estructura, se castiga el sistema reduciendo su capacidad resistente con  $G_i$  . 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	regular	mediano	irregular	1.0
2.- Relación Largo-Ancho	$B < 5$	$5 \leq B \leq 8$	$B > 8$	0.5
3.- Contracción de Planta	$0.8 < c$	$0.5 \leq c \leq 0.8$	$c < 0.5$	0.5
4.- Atrio o Patio interior	$R_{ap} < 0.1$	$0.1 \leq R_{ap} \leq 0.3$	$0.3 < R_{ap}$	0.5
5.- Excentricidad de Atrio o Patio interior	$f_1 < 0.4$ y $f_2 < 0.1$	$f_1 < 0.4$ y $0.1 \leq f_2 \leq 0.3$	$0.4 \leq f_1$ $0.3 \leq f_2$	0.25
6.- Subterráneo	$1.0 < R_{ss}$	$0.5 \leq R_{ss} \leq 1.0$	$R_{ss} < 0.5$	1.0
7.- Junta de Dilatación	$0.01 < s$	$0.005 \leq s \leq 0.01$	$s < 0.005$	0.5
8.- Uniformidad de altura de piso	$0.8 \leq R_h$	$0.7 \leq R_h \leq 0.8$	$R_h < 0.7$	0.50

La descripción de cada una de las características evaluadas en la tabla anterior se entrega en el Anexo A.

Según Hirosawa, el valor de  $S_p$  que se asume como representativo del edificio completo es aquel que resulta como más desfavorable entre los obtenidos para los diferentes pisos evaluados.

### 3.2.1.1.3.- Cálculo de $T$ : Índice de Deterioro de la Edificación

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, tales como incendios, 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, considerando que se usa un valor único del índice  $T$  para el edificio, este valor debe corresponder al menor valor obtenido de la tabla 3.3.

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

<b>DEFORMACION PERMANENTE ( T<sub>1</sub> )</b>	
<b>Característica</b>	<b>T<sub>1</sub></b>
<i>El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial</i>	0.7
<i>El edificio está construido sobre relleno artificial</i>	0.9
<i>El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente</i>	0.9
<i>Visible deformación de vigas o columnas</i>	0.9
<i>No presenta signos de deformación</i>	1.0
<b>GRIETAS EN MUROS O COLUMNAS ( T<sub>2</sub> )</b>	
<b>Característica</b>	<b>T<sub>2</sub></b>
<i>Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras</i>	0.8
<i>Grietas inclinadas visibles en columnas</i>	0.9
<i>Grietas visibles en muros</i>	0.9
<i>Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras</i>	0.9
<i>Nada de lo anterior</i>	1.0
<b>INCENDIOS ( T<sub>3</sub> )</b>	
<b>Característica</b>	<b>T<sub>3</sub></b>
<i>Ha experimentado incendio, pero no fue reparado</i>	0.7
<i>Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado</i>	0.8
<i>No ha experimentado incendio</i>	1.0
<b>USO DEL CUERPO ( T<sub>4</sub> )</b>	
<b>Característica</b>	<b>T<sub>4</sub></b>
<i>Almacena sustancias químicas</i>	0.8
<i>No contiene sustancias químicas</i>	1.0
<b>TIPO DE DAÑO ESTRUCTURAL ( T<sub>5</sub> )</b>	
<b>Característica</b>	<b>T<sub>5</sub></b>
<i>Daño Estructural Grave</i>	0.8
<i>Daño Estructural Fuerte</i>	0.9
<i>Daño Estructural Ligero o No Estructural</i>	1.0



Para definir el nivel de daños correspondiente al edificio y que se cuantifica en el punto  $T_3$ , se debe adoptar la clasificación dada en la tabla 3.4 siguiente :

**Tabla 3.4 Clasificación de daños (Iglesias et al., 1987)**

Tipo de Daño	Descripción
No Estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales
Estructural Ligero	Grietas de menos de 0.5mm de espesor en elementos de hormigón armado Grietas de menos de 3mm de espesor en muros de Albañilería
Estructural Fuerte	Grietas de 0.5 a 1mm de espesor en elementos de hormigón armado Grietas de 3 a 10mm de espesor en muros de Albañilería
Estructural Grave	Grietas de más de 1mm 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 20cm.

### 3.2.1.2.- Cálculo del Índice $I_{s0}$ : Índice de Juicio Sísmico

En el cálculo del Índice de Juicio Sísmico  $I_{s0}$ , es conveniente considerar dos niveles de evaluación, cada uno de los cuales representa condiciones de sollicitación distintas :

#### i.- Nivel de Servicio.

En este estado el edificio no debe experimentar daño de ningún tipo en sus componentes estructurales y no estructurales.

Para que esto se cumpla, se ha comprobado que dependiendo del sistema estructural del edificio, basta con controlar ya sea la densidad de muros en estructuraciones con este tipo de elementos (de hormigón armado o albañilería) o las deformaciones y algunos detalles constructivos en estructuras de marcos.

Aun cuando los índices utilizados en este trabajo permiten realizar la evaluación de la estructura considerando datos siniestros que relacionan el nivel de daño durante un sismo con los parámetros anteriormente descritos, es decir densidad de muros y deformaciones y detalles constructivos, la obtención del valor mínimo requerido del índice de Hirosawa se puede obtener utilizando las normas de diseño antisísmico de edificios, considerando los efectos que tiene la flexibilidad de la estructura en los requerimientos de resistencia que en ellas se establece.

Particularmente, si se utiliza la normativa chilena para evaluar los efectos de la flexibilidad, se obtiene para un sismo moderado de servicio, el cual se define como un sismo capaz de producir una intensidad del orden de VII grados en la escala de **Mercalli Modificada**, la siguiente expresión válida para todos los pisos del edificio :

$$(I_{s0})_{serv} = \begin{matrix} 0.5 \cdot A_0 & \text{Para } T \leq T_0 \\ 0.5 \cdot A_0 \cdot \frac{(2 \cdot T \cdot T_0)}{(T^2 + T_0^2)} & \text{Para } T > T_0 \end{matrix} \quad (\text{Ec. 3.13})$$

donde :

- $A_0$  : 0.4 para zona sísmica 3,  
0.3 para zona sísmica 2.
- $T$  : período fundamental del edificio,  
( = 0.10\*n para edificios de marcos (Midorikawa))  
( = 0.035\*n para edificios de muros (Baeza, 1963))  
( = 0.05\*n para edificios mixtos)
- $n$  : número de pisos del edificio sin incluir estanques o apéndices (sala de máquinas de ascensores, cajas de escalas proyectadas sobre último nivel, etc)

$T_0$  : parámetro que depende del tipo de suelo de fundación  
 = 0.15 para suelo tipo I, según NCh 433 Of.93  
 = 0.30 para suelo tipo II, según NCh 433 Of.93  
 = 0.75 para suelo tipo III, según NCh 433 Of.93  
 = 1.20 para suelo tipo IV, según NCh 433 Of.93

ii.- Estado Límite Ultimo.

Este estado es el asociado a 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.

Ante un sismo como el descrito, los edificios de un hospital deben mantener su condición de funcionamiento durante e inmediatamente después de ocurrido el evento, lo que obliga a reducir al mínimo los daños tanto de los elementos estructurales como no estructurales. Para esto, se debe cumplir una alta capacidad resistente que garantice casi una respuesta elástica de la estructura.

Teniendo en cuenta lo anterior, el valor mínimo del índice de Hirosawa para tener una **Baja** vulnerabilidad estructural se establece a partir del requerimiento de resistencia elástica de la norma NCh 433 con una reducción mínima, similar a la recomendada para sistemas de comportamiento frágil,  $R = 2$ . Así se obtiene :

$$\begin{aligned}
 (I_{s0})_{ult} = & \quad \frac{Fac * 2.1 * S * A_0}{R} & \quad \text{Para } T \leq T_0 & \quad \text{(Ec. 3.14)} \\
 & \quad \frac{Fac * 2.1 * S * A_0}{R} * \frac{(2 * T * T_0)}{(T^2 + T_0^2)} & \quad \text{Para } T > T_0
 \end{aligned}$$

donde :

$S_0$  : efecto de amplificación del suelo  
= 0.90 para suelo tipo I, según NCh 433 Of.93  
= 1.00 para suelo tipo II, según NCh 433 Of.93  
= 1.20 para suelo tipo III, según NCh 433 Of.93  
= 1.30 para suelo tipo IV, según NCh 433 Of.93

El factor 2.1 se ha obtenido como el promedio de los productos que resultan de la amplificación por el correspondiente valor de R de los valores de  $C_{max} \cdot g^* / (S \cdot A_0)$  indicados en la tabla 6.4 de la norma Nch 433 cR95 (INN, 1995).

El término Fac es un factor de mayoración de cargas, es decir amplifica la acción sísmica para obtener la resistencia requerida, considerando que los valores de la capacidad resistente al corte de los distintos tipos de elementos que forman la estructura sismorresistente, se han obtenido considerando 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). El valor de Fac se toma como 1.4 (NCh 433 Of.93).

Por otro lado, la vulnerabilidad será **Alta**, en la medida que los valores de  $I_2$  sean inferiores a los valores de  $(I_{s0})_{ult}$  que resultan cuando  $R = 7$  en la ecuación 3.14.

Para valores de  $I_2$ , comprendidos entre  $(I_{s0})_{ult}(R=2)$  e  $(I_{s0})_{ult}(R=7)$ , la vulnerabilidad estructural puede calificarse como **Media**.

La tabla 3.5 presenta en forma resumida los rangos de  $I_2$  que permiten calificar la vulnerabilidad estructural en **Baja**, **Media** o **Alta**, en función de  $(I_{s0})_{ult}$  determinado para factores  $R = 2$  y  $7$  (Aztroza y Boroschek, 1996).

Tabla 3.5 Rangos de  $I_2$  para definir la Vulnerabilidad Estructural en función del Índice  $(I_{s0})_{ult}$  para  $R = 2$  y  $7$  (Astroza y Boroschek, 1996)

Rango	Vulnerabilidad Estructural
$I_2 > (I_{s0})_{ult}(R=2)$	BAJA
$(I_{s0})_{ult}(R=2) > I_2 > (I_{s0})_{ult}(R=7)$	MEDIA
$I_2 < (I_{s0})_{ult}(R=7)$	ALTA

### 3.2.2.- Índices de Shiga ( $I_1$ , $I_c$ e $I_t$ ) .

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 Hachinohe, dañados durante el terremoto de Tokachi-Oki de 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 ( $I_1$ ), Índice de área de columnas ( $I_c$ ) e Índice de tensión media de corte nominal ( $I_t$ ).

El índice  $I_1$  representa el área de muros de hormigón armado disponible en el piso en cada dirección de análisis, para resistir las fuerzas reactivas que actúan en él piso. Este índice se calcula a partir de la relación entre el área de muros existentes en cada dirección del piso y el área de las plantas ubicadas sobre el nivel considerado.

El índice  $I_c$  , se calcula en forma análoga al índice  $I_1$  , sólo que en este índice se considera el área de las columnas del piso y dirección analizados.

El índice  $I_t$  es una medida de la tensión de corte nominal promedio que actúa en el piso y se define por la razón entre el peso sísmico nominal total del edificio sobre el piso analizado, y el área total de muros y columnas en la dirección evaluada del piso.

Las expresiones que representan los índices anteriores son :

$$I_1 = \frac{A_m}{\sum_{j=1}^{n_p} A_{pj}} \text{ en } (cm^2/m^2) \quad (\text{Ec. 3.15})$$

$$I_c = \frac{A_c}{\sum_{j=i}^{n_p} A_{pj}} \text{ en } (cm^2/m^2) \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$I_t = \frac{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}{A_m + A_c} \text{ en } (Kgf/cm^2) \quad (\text{Ec. 3.17})$$

donde :

- $A_m$  : área total de muros (muros : lado mayor sección transversal > lado menor sección \* 3)
- $A_c$  : área total de columnas (columnas : lado mayor sección transversal ≤ lado menor sección \* 3)
- $\Sigma A_{pj}$  : suma de las áreas de plantas ubicadas sobre el nivel considerado.
- $\Sigma W_j$  : peso sísmico nominal total del edificio sobre el piso considerado.

Es importante destacar que los índices de Shiga se utilizan para evaluar la vulnerabilidad de los pisos donde predominan los muros de hormigón armado, incluyendo los pocos muros de albañilería que puedan existir como muros equivalentes de hormigón armado de igual resistencia al corte, transformando el área de su sección transversal de acuerdo con lo indicado en 3.2.4.2.-

Basado en el estudio de daños de la muestra de edificios seleccionada, y suponiendo un peso por unidad de área de planta de  $1000 \text{ Kgf/m}^2$ , Shiga concluye que aquellos edificios con  $I_1 < 30 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  e  $I_t < 12 \text{ Kgf/cm}^2$  a nivel del 1<sup>er</sup> Piso, sufrieron daño sísmico y corresponden a los casos ubicados en la zona delimitada por las líneas segmentadas del extremo superior izquierdo 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.

Es por el motivo anterior, que en el presente trabajo se recurre a la relación propuesta por Arias (1994) entre  $I_t$  e  $I_1$ , la cual establece que estos índices varían de manera inversa, de modo que su producto es aproximadamente constante para estructuraciones de muros, comprobándose que :

$$I_t * I_1 = W_0 \quad (\text{Ec. 3.18})$$

La expresión anterior se puede relacionar con el valor de Hiroswawa que define el umbral de daño  $(I_{s0})_{ult}$ , en forma aproximada para el primer piso de estructuraciones en que predominan los muros de hormigón armado, através de la siguiente ecuación :

$$I_t * I_1 = W_0 * (I_{s0})_{ult} \quad (\text{Ec. 3.19})$$

Para establecer el valor de  $(I_1)_{min}$  se acepta un valor máximo de  $I_t$  igual a  $16 \text{ Kgf/cm}^2$  (Astroza, 1996), con lo cual se obtiene para el piso  $i$  de un edificio la siguiente expresión :



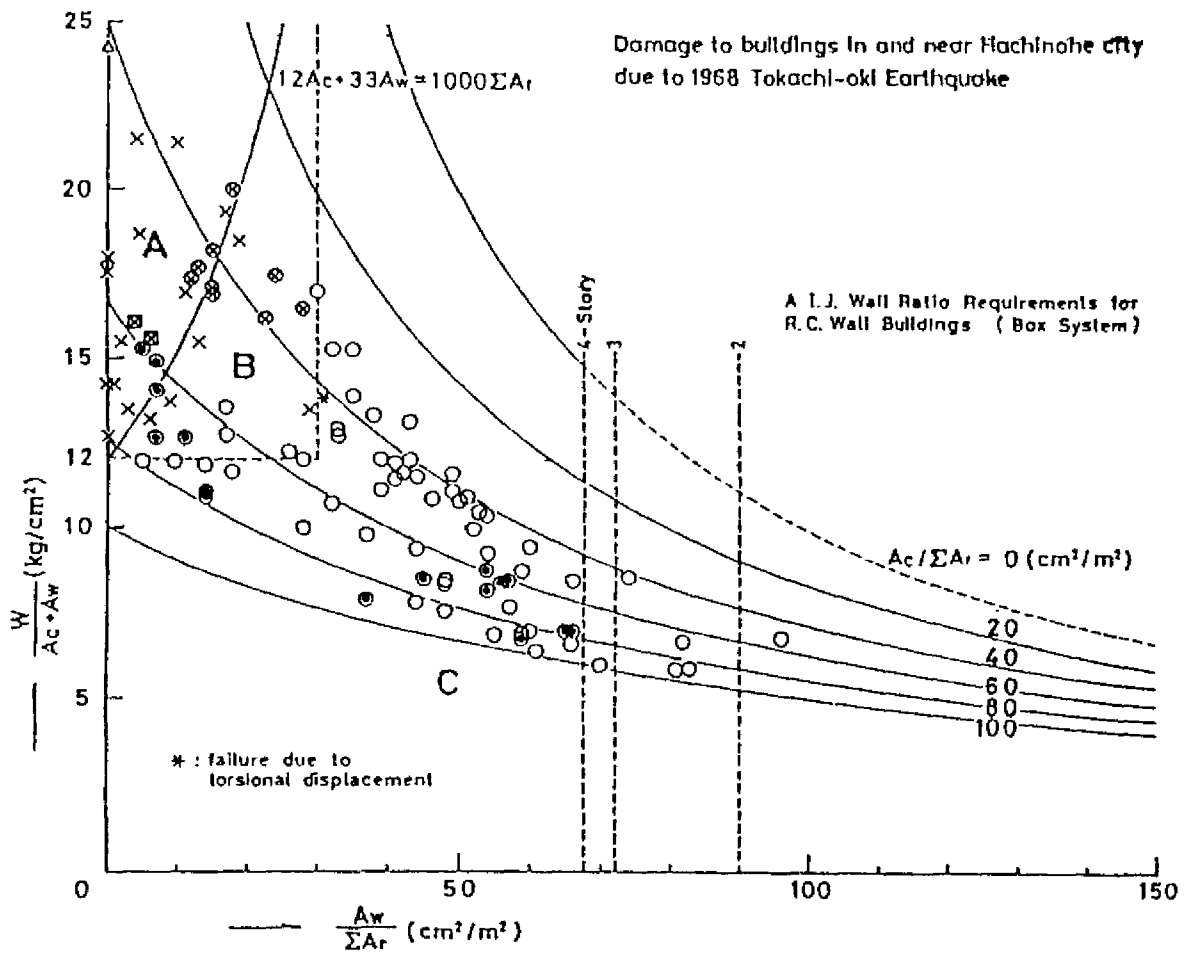
$$(I_1)_{min} = \frac{(n_p + i) (I_{so})_{ult} * W_{0i}}{(n_p + 1) 16} \quad (\text{Ec. 3.20})$$

donde :

$W_{0i}$  : peso promedio por unidad de área de los pisos sobre el considerado, es decir :

$$W_{0i} = \frac{\sum_{j=i}^{j=n_p} W_j}{\sum_{j=i}^{j=n_p} A_{pj}}$$

Figura 3.1 Relación entre los índices de área de muros, de área de columnas y de tensión media de corte con el daño  
(Shiga, 1977)



- : Small or no damage in columns and shear walls  
(⊙ = C type school building)
- △ : Collapse
- × : Shear failure in most 1st-story columns
- ⊠ : Bending failure in about a half of 1st-story columns, shear failure in some 1st-story columns and slight shear cracks in shear walls
- ⊗ : Shear cracks in most 1st-story shear walls and slight damage in columns

### 3.2.3.- Índice de Meli ( $I_3$ ) .

Meli (1991) relacionó el nivel de daños producido por el sismo de México de 1985 en edificios de albañilería confinada 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 diafragma rígido a nivel de los pisos y techos; 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 :

$$I_3 = \frac{A_t}{\sum_{j=i}^{n_p} A_{pj}} \quad (\text{Ec. 3.21})$$

donde :

- $A_t$  : área total de muros de albañilería equivalente en la dirección y piso analizados.
- $\sum A_{pj}$  : suma de las áreas de plantas ubicadas sobre el nivel considerado.

Es importante destacar que el índice de Meli por ser aplicable sólo a los pisos donde predominan los muros de albañilería, se considerará en el presente trabajo los pocos muros de hormigón armado que existan en el piso como muros equivalentes de albañilería de igual resistencia al corte, transformando el área de su sección transversal de acuerdo con lo indicado en 3.2.4.2.-

Corresponde acotar que en el valor de  $A_t$  , el área de los elementos resistentes, sean de albañilería o de hormigón

transformado, debe corregirse por el factor de reducción por esbeltez recomendado por Meli ( $F_i$ ), con lo cual se considera la menor rigidez de los muros en los que la relación entre la altura (H) y la longitud (L) excede de 1.33. El factor de reducción se calcula de acuerdo a :

$$F_i = \begin{cases} 1 & \text{si } (H/L) \leq 1.33 \\ (1.33 * (L/H))^2 & \text{si } (H/L) > 1.33 \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.22})$$

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, que se presenta a continuación :

Tabla 3.6 Relación entre la densidad de muros ( $I_3$ ) y el nivel de daños

$I_3$	Nivel de daños
$\leq 0.0075$	Grave
$0.0075 < I_3 \leq 0.015$	Intermedio
$> 0.015$	Mínimo

Utilizando el trabajo de Meli, Astroza et al. (1993) establecen un criterio para calificar sísmicamente los edificios de albañilería confinada. La calificación se hace a partir de la relación empírica entre el nivel de daño observado y el índice de densidad de muros propuesto por Meli (1991).