CAPITULO 4

SELECCION DE HOSPITALES A EVALUAR

Para obtener una caracterización de las vulnerabilidades de los establecimientos del Sistema de Salud Pública de Chile, se seleccionaron 14 hospitales dependientes de los 26 Servicios de Salud. Estos hospitales representan todo el espectro de los hospitales del Tipo 1 y 2 presentes en el Sistema. Adicionalmente se tuvo especial cuidado en identificar estructuras que han sido expuestas a sismos y que han presentado distintos niveles de daños. De esta manera en la muestra seleccionada se tienen hospitales construidos desde el año 1932 a la fecha.

Los parámetros utilizados en la selección de los hospitales se presentan en la Tabla 4.1.

Para la identificación de la importancia relativa, desde un punto de vista de salud, de los distintos hospitales, se utilizó el criterio establecido por el Ministerio de Salud de Chile, que clasifica los establecimientos hospitalarios de acuerdo al grado de complejidad y capacidad resolutiva del hospital, Tabla 4.2.

Con los antecedentes anteriores se seleccionaron los 14 hospitales del estudio. Estos hospitales se indican en la Tabla 4.3.

Las características organizacionales y físicas de los hospitales seleccionados se presenta en el Anexo C. En estas fichas se incluyen algunos indicadores de función y riesgo que serán descritos en los capítulos siguientes.

La ubicación relativa de los diferentes hospitales seleccionados, frente al riesgo sísmico en Chile se presenta en la Figura 4.1, donde se indican las diferentes zonas sísmicas establecidas por la norma de Diseño Sísmico de Edificios de Chile. La zona de mayor sismicidad corresponde a la número 3 y la menor al número 1.

Tabla 4.1 Criterios de selección de los hospitales.

a)	Ubicación en zona de alta sismicidad (zona 3 ó 2 según la Norma de Diseño Sísmico de Edificios de Chile NCh 433 Of.93)
b)	Nivel de complejidad y/o especialización (hospital tipo 1 ó 2, según tipificación del Ministerio de Salud de Chile).
c)	Año de construcción o vulnerabilidades ya conocidas.
d)	Recursos financieros disponibles.
e)	Plazo de ejecución del proyecto.

Tabla 4.2. Criterios de calificación de Ministerio de Salud

HOSPITAL	CARACTERISTICAS
Hospital Tipo 1	Cuenta con todas las especialidades clínicas básicas como también, las otras especialidades reconocidas por el Ministerio y las especialidades derivadas. De alta resolutividad.
Hospital Tipo 2	Cuenta con las especialidades clínicas básicas, algunas de las otras especialidades reconocidas por el Ministerio y algunas especialidades derivadas. Incluye algunos Institutos de alta especialización.
Hospital Tipo 3	Cuenta con profesionales formados en especialidades clínicas básicas y con inclusión de médicos generales. Algunos Institutos de especialidad integran también este grupo.
Hospital Tipo 4	Están dedicados a la atención médica general y habitualmente son atendidos por médicos generales de zona o médicos integrales.

Tabla 4.3. Hospitales Seleccionados.

HOSPITAL	SERVICIO DE SALUD
Juan Noé (Arica)	S.S. Arica
Leonardo Guzmán (Antofagasta)	S.S. Antofagasta
Carlos Van Buren (Valparaíso)	S.S. Valparaíso-San Antonio
Gustavo Fricke (Viña del Mar)	S.S. Viña del Mar-Quillota
Asistencia Pública "Dr. Alejandro del Río" (Santiago)	S.S. Metropolitano Central
Instituto de Neurocirugía "Dr. Alfonso Asenjo" (Santiago)	S.S. Metropolitano Oriente
Dr. Sótero del Río (Santiago)	S.S. Metropolitano Sur-Oriente
Regional Rancagua (Rancagua)	S.S. Libertador B. O'Higgins
San Juan de Dios (Curicó)	S.S. Maule
Cesar Cavagno Burotto (Talca)	S.S. Maule
Herminda Martín (Chillán)	S.S. Ñuble
Guillermo Grant Benavente (Concepción)	S.S. Concepción-Arauco
Regional de Temuco (Temuco)	S.S. Araucania
Puerto Montt (Puerto Montt)	S.S. Llanquihue-Chiloé-Palena

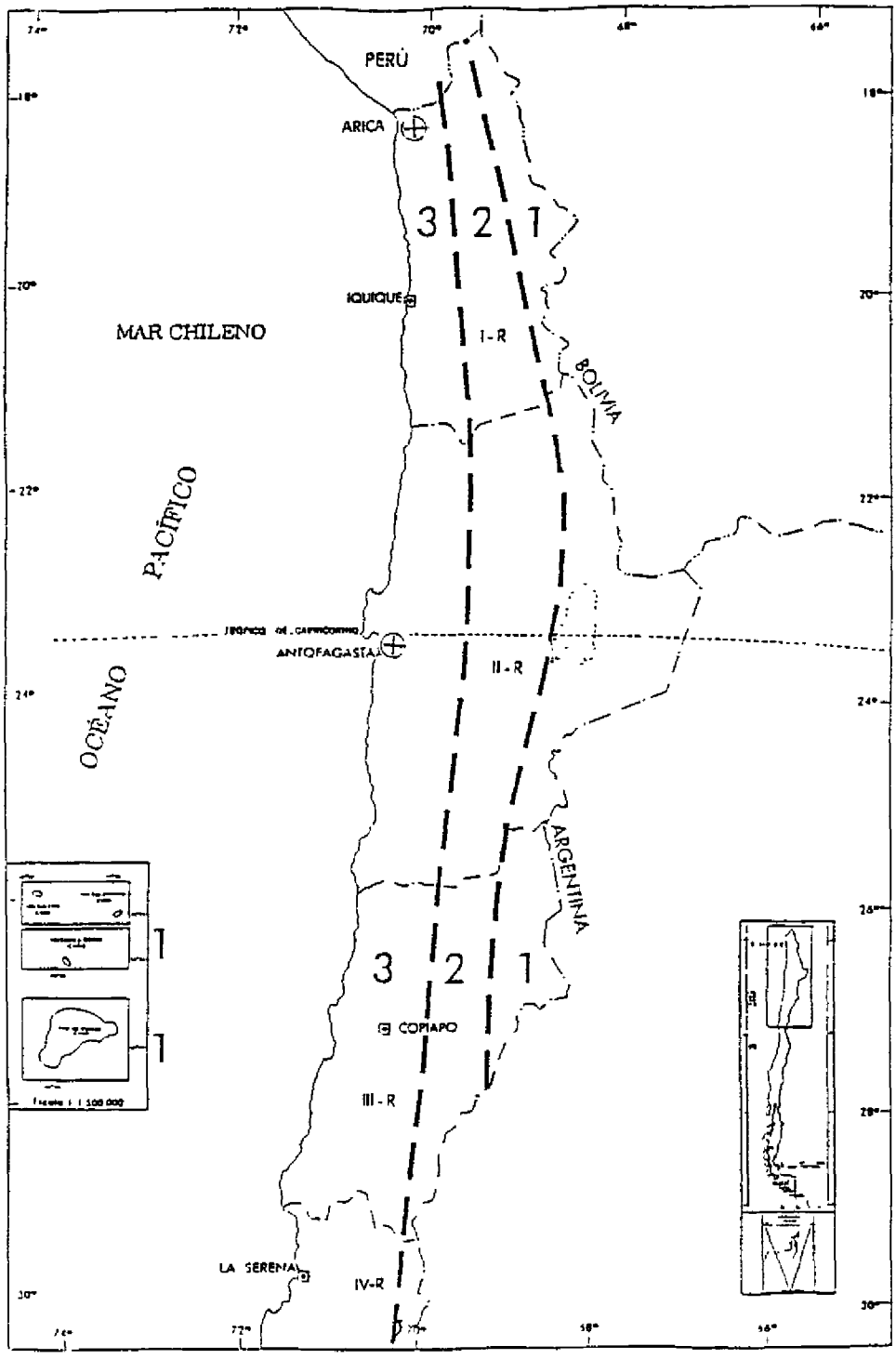


Figura 4.1.a. Ubicación relativa de los hospitales seleccionados frente al peligro sísmico en Chile.

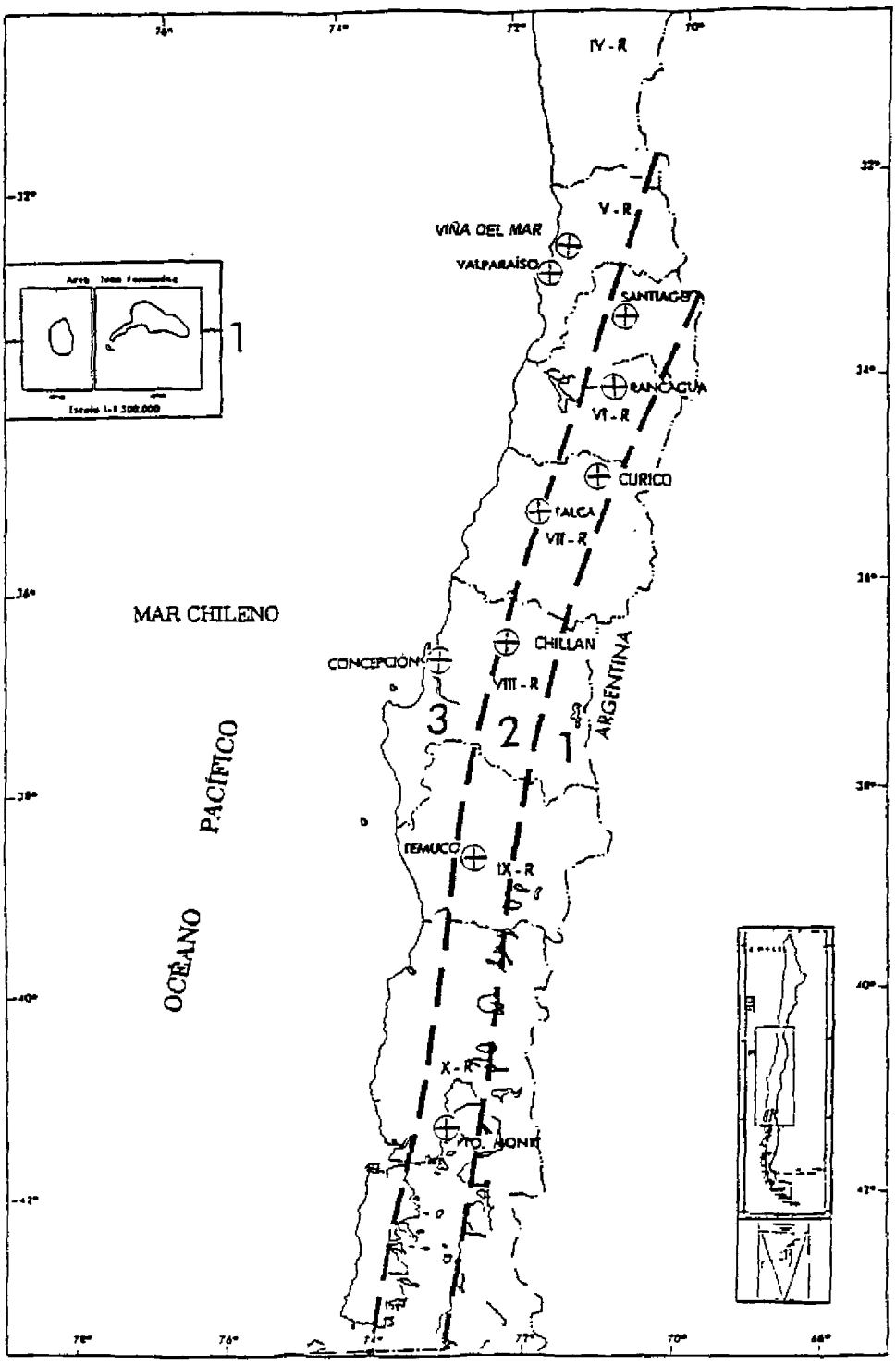


Figura 4.1.b. Ubicación relativa de los hospitales seleccionados frente al peligro sísmico en Chile.

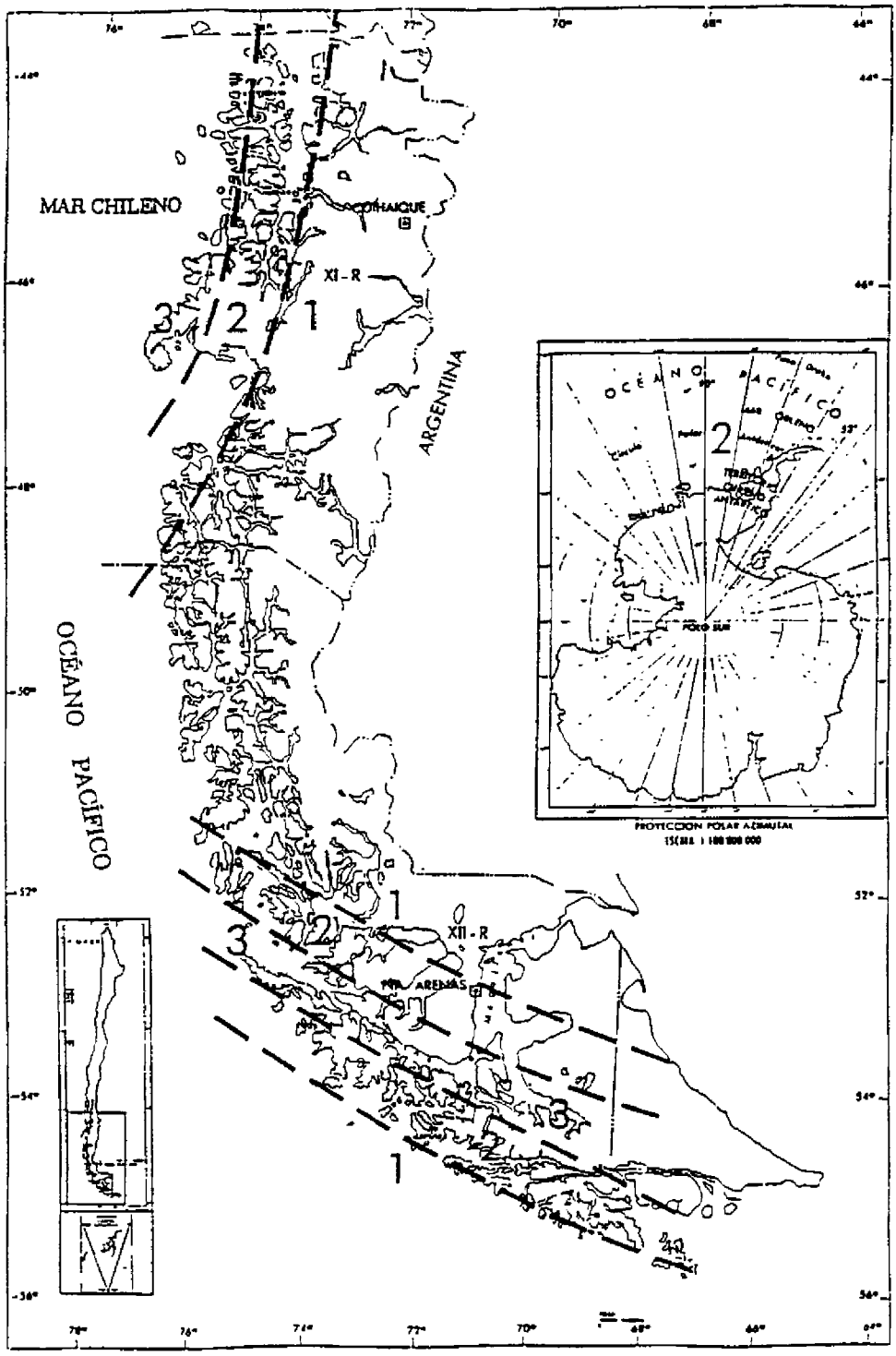


Figura 4.1.c. Ubicación relativa de los hospitales seleccionados frente al peligro sísmico en Chile.

CAPITULO 5

VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE HOSPITALES.

5.1 Introducción.

Para la determinación de la vulnerabilidad estructural de una edificación existen métodos de análisis de distinto grado de complejidad en concordancia con el objetivo que se persigue al determinarla. Estas metodologías pueden ser de tipo cualitativo o cuantitativo.

Los métodos cualitativos utilizan características generales de la estructura para calificarla. Generalmente están asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia siniestral de estructuras existentes y que permiten no sólo identificar en términos generales el riesgo si no también en algunos casos el nivel de daño. Entre estos métodos se pueden mencionar entre otros, los propuestos por Hirosawa (1992), Gallegos y Rios (1986), Meli (1991), Astroza et al. (1993) y Shiga (1977).

Los métodos cuantitativos son generalmente más exhaustivos, pero no por eso más precisos. Típicamente 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 física de estructuras existentes, es importante utilizar la información histórica del comportamiento observado de éstas o similares. 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 información valiosa 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.

Al determinar la vulnerabilidad estructural de un hospital debe considerarse que es un sistema que debe funcionar aún después de un sismo destructor. Esta condición determina la filosofia de su diseño, reconociéndose que la más correcta es aquella que limita los daños a niveles más exigente de los que aceptan las actuales normas de diseño sísmico de edificios. Teniendo en cuenta esto último, la situación de los hospitales existentes en Chile puede resultar en algunos casos comprometedora y en otros no, por una práctica de diseño sísmico sana que ha privilegiado los sistemas regulares con alta densidad de muros.

Esta práctica chilena es producto de una escuela con mucha tradición que marcó la formación de los ingenieros chileno y que ha logrado que edificios de altura mediana o moderada exhiban un comportamiento sísmico que ha merecido reconocimiento internacional después del sismo del 3 de marzo de 1985. Destacándose con esto las ventajas de una forma estructural que privilegia el uso de los llamados muros de cortante, muros de rigidez o muros sísmicos de hormigón armado (Arias,1993).

Teniendo en cuenta que los objetivos de este estudio de vulnerabilidad es hacer una evaluación estructural preliminar de cada uno de los hospitales seleccionados para obtener un diagnóstico de la vulnerabilidad relativa de los componentes de un sistema de Salud, representativo del sector y distribuido a lo largo del país, se ha elegido el uso de metodologías de tipo cualitativa (basados principalmente en métodos indiciales). Los métodos usados se han elegido teniendo en cuenta 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) y Astroza et al.(1993), que se aplican cuando predominan los muros de albañilería.

En estos métodos la vulnerabilidad estructural se determina comparando de alguna forma la capacidad resistente de la edificación con el nivel de solicitación demandado por los sismos que representan el peligro sísmico y las condiciones locales del lugar donde se ubica la edificación. En el caso particular del método de Hirosawa, la comparación se hace calculando dos índices y estableciendo que la edificación es segura sísmicamente cuando el índice correspondiente a la resistencia proveida por el edificio (I_2) es mayor que la resistencia demandada (I_{so}).

Al establecer la demanda de resitencia, se ha considerado la zonificación sísmica y la forma de cuantificar los efectos locales del suelo de fundación de la norma chilena de Diseño Sísmico de Edificios (INN,1993). Además se ha considerado la intensidad máxima esperada, determinada con las características de las fuentes sismogénicas de la región y la caracterización geológica y geotécnica de los suelos donde se ubica cada hospital, y el cumplimiento de un nivel de daño estructural ligero de acuerdo con la filosofia de diseño que se acepta como la correcta para este tipo de edificios.

5.2 METODO 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.

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 considera como inseguro.

5.2.1 Cálculo del índice I_2.

Este índice se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$I_2 = E_o * S_D * T \qquad \text{Ec. 1}$$

donde.

E_o : índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D : índice de configuración estructural.

T : índice de deterioro de la edificación.

5.2.1.1 Cálculo de 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_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 albañileria, 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).

$$E_o \propto C * F \qquad \text{Ec. 2}$$

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:

i. 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 aislen de ella.

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

iii. 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.

iv. 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.

v. 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.

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 albañileria de relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos.

El índice E_o se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_o = \frac{(n_p+1)}{(n_p+i)} * \{\alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c\} * F \qquad \textbf{Ec. 3}$$

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 (Murakani et al., 1992). Los valores de estos factores se entregan en la tabla 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 evalua.

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 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 Hirosawa 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 Raymondi (1990) para los muros de albañilería confinada.

Las ecuaciones usadas son:

$$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_o * \sum A_{mar}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

$$C_{sc} = \left(\frac{f_c}{200}\right) * \left(\frac{15 * \sum A_{sc}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}\right)$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_o + 0.25 * \sigma_o) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

$$C_a = C_{ma}$$

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

$$C_c = \left(\frac{f_c}{200}\right) * \left(\frac{10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}\right)$$

donde:

f_c = resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

ΣA_{mar} = Suma de las áreas de los muros de relleno de albañileria del piso en evaluación en la dirección analizada.

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

ΣA_{ma} = suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada.

ΣA_{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).

ΣA_{m2} = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima.

En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal (Wakabayashi, 1986).

ΣA_{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, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía de armadura mínima. 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).

ΣA_{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 que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318 (ACI, 1984).

ΣA_{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).

ΣA_{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_0 = Resistencia básica de corte de la albañilería.

σ_0 0 Tensión normal debido al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas 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/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*n, donde n es el número de pisos por sobre el piso analizado (Küpfer,1993).

5.2.1.2 Cálculo de S_D.

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_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 subterraneo, 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:

$$S_D = q_1 * q_2 * \ldots\ldots\ldots\ldots * q_8 \qquad \textbf{Ec. (9)}$$

donde

$$q_i = \{1.0 - (1 - G_i) * R_i\} \quad para\ i = 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8$$
$$q_i = \{1.2 - (1 - G_i) * R_i\} \quad para\ i = 6$$

Al revisar la ecuación 9 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 2.

Tabla 2. Valores de G_i y R_i.

ITEMS	G_i			R_i
	1.0	0.9	0.8	
1. Regularidad	regular (a_1)	mediano (a_2)	irregular (a_3)	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	$1.0 \leq R_{as}$	$0.5 \leq R_{as} < 1.0$	$R_{as} < 0.5$	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 D.

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.

5.2.1.3 Cálculo de 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; 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.

Tabla 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

TERMINACIONES (T_4)

CARACTERISTICA	T_4
Severo deterioro en terminaciones de muros exteriores	0.9
Severo deterioro en terminaciones de muros interiores	0.9
No presenta deterioro en terminaciones	1.0

USO DEL CUERPO (T_5)

CARACTERISTICA	T_5
Almacena sustancias químicas	0.8
No contiene sustancias químicas	1.0

DAÑO POR CHOQUE CON EDIFICIOS VECINOS (T_6)

CARACTERISTICA	T_6
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 asociado al choque es el de la tabla 4.

Tabla 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 0.5mm 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

5.2.2 Cálculo del índice I_{so}.

Este índice se calcula con la ecuación siguiente:

$$I_{so} = E_{so} * Z * G * U \qquad \textbf{Ec. 10}$$

donde:

E_{so} = Resistencia sísmica básica requerida.

Z = Factor de zona sísmica, su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0.5 \leq Z \leq 1.$).

G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.

U = Factor de importancia del edificio por su uso.

La resistencia sísmica básica (E_{so}) se ha determinado a partir del estudio de los daños de los edificios durante un terremoto (Hirosawa,1992). Para los propósitos de este estudio esta resistencia se establece a partir del requerimiento de resistencia elástica de la norma NCh433.Of93 para la zona de mayor peligro sísmico (zona epicentral), reducida por un factor de reducción (R) cuyo valor debe ser elegido considerando que el nivel de daño que se produzca evite la puesta fuera de servicio del edificio.

El factor de zona sísmica se determina a partir de las aceleraciones efectivas recomendadas por la norma NCh433.Of93 para las tres zonas sísmicas en que se ha dividido Chile, así:

$$Z_i = \frac{A_{oi}}{A_{o3}} \qquad \textbf{Ec. 11}$$

donde:

A_{oi} = aceleración efectiva para la zona sísmica i, para i = 1,2,3.

El factor G se considera igual a 1.0 para condiciones topográficas sin pendiente e igual a 1.1 para zona de pendiente (Hirosawa,1992).

El factor de importancia, U, se considera igual a 1.0 dado que las condiciones demandadas por uso del edificio se consideran al establecer el valor de E_{so}.

5.3 INDICES COMPLEMENTARIOS RELACIONADOS CON EL DAÑO.

El propósito de usar estos índices es aprovechar la experiencia siniestral que ha permitido relacionar los niveles de daños que pueden ocurrir durante sismos severos y algunas características de la edificación.

La aplicación de estos índices está limitada por las características de las estructuras que se han utilizado en la muestra. En el caso de los índices que se

presentan a continuación, éstos se han aplicado a edificios de altura media, menor que 8 pisos, cuya estructura sismorresistente son principalmente muros de hormigón armado y a edificios de albañilería confinada de cuatro o menos pisos.

5.3.1 Indices 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: Indice de área de muros (I_1), Indice de área de columnas (I_c) e Indice de tensión media de corte nominal (I_t).

El índice I_1 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 actuan 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_1 es la siguiente:

$$I_1 = \frac{\Sigma A_m}{\sum_{j=1}^{n_p} A_{pj}} \quad en\ (cm^2/m^2) \qquad \textbf{Ec. 12}$$

El índice de área de columnas, 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 del edificio (ΣA_c), quedando expresado por:

$$I_c = \frac{\sum A_c}{\sum_{j=i}^{n_p} A_{pj}} \quad en\ (cm^2/m^2) \qquad \textbf{Ec. 13}$$

El índice I_t es una medida de la tensión de corte nominal promedio que actua en el piso y se define por la relación entre el peso sísmico nominal total del edificio sobre el piso ($\sum_{j=i}^{n_p} W_j$) y el área total de muros y columnas en una dirección determinada del piso, resultando:

$$I_t = \frac{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}{\sum A_m + \sum A_c} \qquad \textbf{Ec. 14}$$

Del estudio de los daños de la muestra de edificios seleccionada y suponiendo un peso por unidad de área de planta de 1000 kgf/m^2, Shiga concluye que aquellos edificios con $I_1 < 30$ cm^2/m^2 e $I_t > 12$ kgf/cm^2 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 figura 5.1. 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.

Estos índices se utilizan en este trabajo para establecer la vulnerabilidad de los pisos donde predominan los muros de hormigón armado, los pocos muros de albañilería que puedan existir se incluyen como muros equivalentes de hormigón de igual resistencia al corte, transformando el área de su sección transversal de acuerdo con lo indicado en 5.4.2.

5.3.2 Indice 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:

$$I_3 = \frac{\Sigma A_t}{\sum_{j=1}^{n_p} A_{pj}} \qquad \text{Ec. 15}$$

donde:

ΣA_t: Area total de muros de albañilería equivalente en la direccion 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 5.

Tabla 5. Relación entre la densidad de muros (I_3) y el nivel de daños.

I_3	**Nivel de daños**
≤ 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. 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).

Para determinar la relación indicada se utilizaron los daños observados en este tipo de edificios durante el sismo de Chile del 3 de marzo de 1985, junto con la información usada por Meli. La base de datos son 17 edificios ubicados en la ciudad de Santiago, los que experimentaron distintos niveles de daño durante el sismo del 3 de marzo de 1985. Estos edificios se ubican en distintos sectores de la ciudad donde el grado de intensidad varió entre 8 y 7 grados de la escala de Mercalli Modificada.

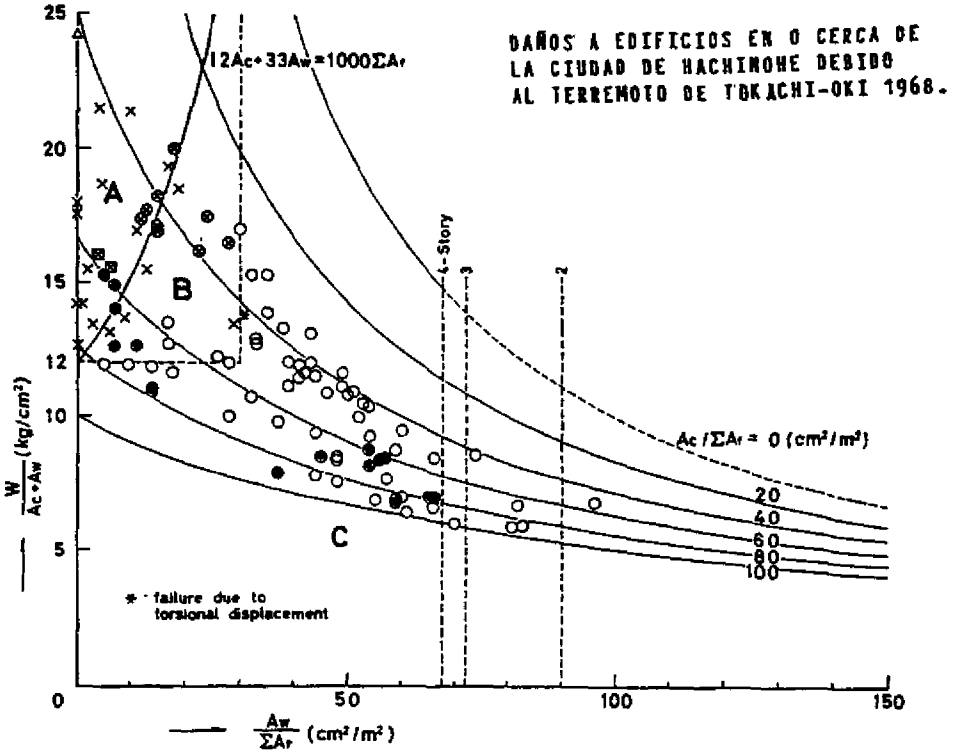
La relación entre el nivel de daños y la densidad de muros por unidad de piso propuesta por Astroza et al., se indica en la tabla 6. La descripción de las diferentes categorías de daño se entrega en el anexo E.

Tabla 6. Relación entre el nivel de daños y la densidad de muros, (Astroza et al.,1993).

Nivel de Daños	Categoria de Daños	Densidad de muros I_3
Daño Leve	0 y 1	$I_3 > 0.0115$
Daño Moderado	2	$0.085 < I_3 \leq 0.0115$
Daño Severo	3	$0.005 < I_3 \leq 0.85$
Daño Grave	4 y 5	$I_3 \leq 0.5$

La información usada para obtener esta relación se muetra en la figura 5.2, en esta figura se incluye tanto los edificios chilenos como mexicanos.

Estas relaciones empíricas se utilizarán en este trabajo para establecer la vulnerabilidad de los pisos en que predominan los muros de albañilería, en la misma forma como se hizo en el estudio de vulnerabilidad sísmica de hospital San Martín



○ : 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. 5.1: Relación entre los índices de área de muros, de área de columnas y de tensión media de corte con el daño (Shiga,1977).

de Quillota (Boroschek y Astroza.,1994). De esta forma en los pisos que predominan los muros de albañilería, los pocos muros de hormigón armado que existen se incluyen como muros equivalentes de albañilería de igual resistencia al corte, transformando el área de su sección transversal de acuerdo con lo indicado en 5.4.2. En el cálculo del área tanto de los muros de albañilería como de los muros de hormigón armado, se incluye el factor de reducción recomendado por Meli (1991), 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.

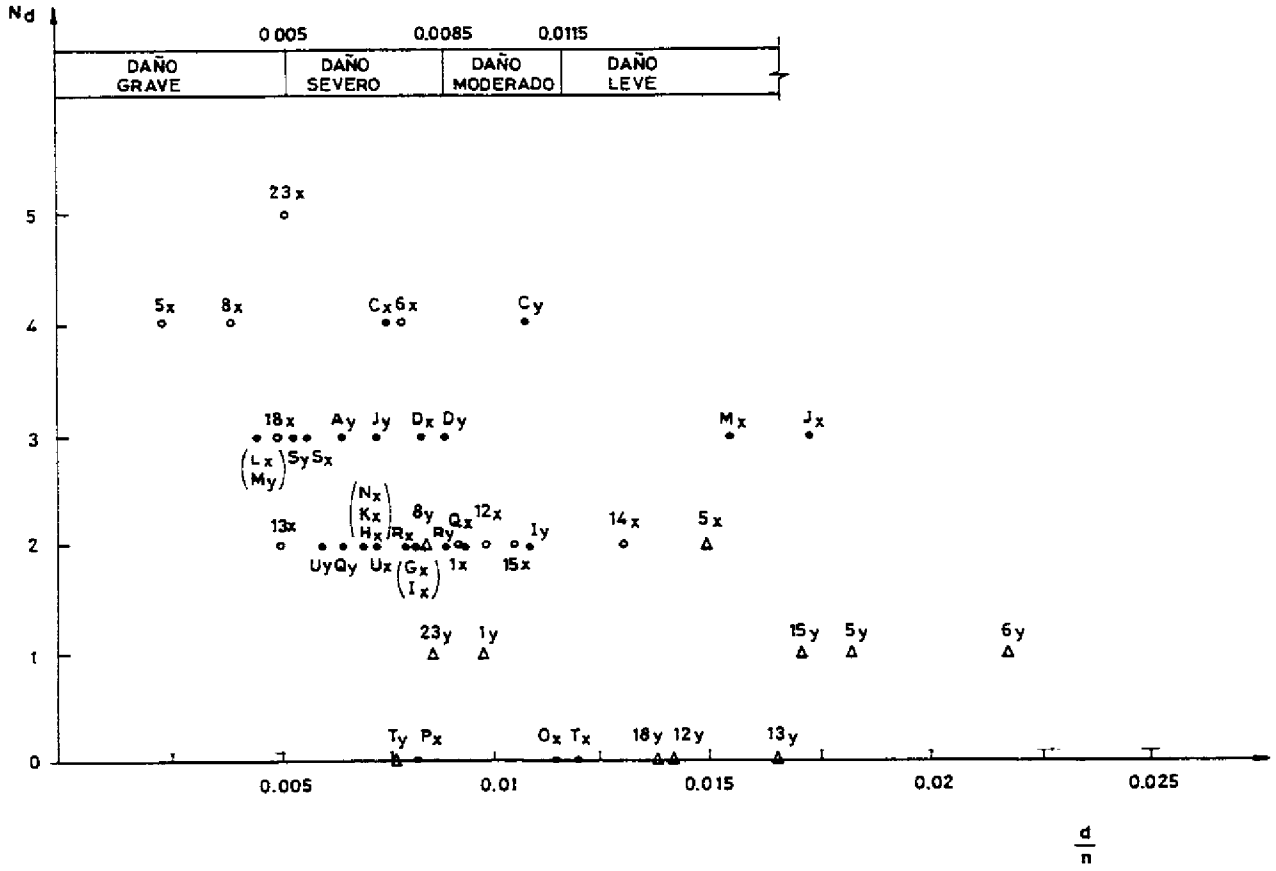


Fig. 5.2: Relación entre la densidad de muros y el nivel de daños en edificios de albañilería (Astroza et al.,1993).

5.4. VARIACION DE LAS CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO CON LA ALTURA.

La determinación de la variación de las cualidades estructurales a lo alto del edificio se realiza como un dato adicional para detectar las irregularidades que representan ciertos riesgos ante la acción de un sismo.

Con este propósito y complementando las características consideradas en el término S_D del índice I_2 del método de Hirosawa, se reune información sobre:

i. Variación del área de planta entre pisos consecutivos.
ii. Variación de la resistencia entre pisos consecutivos.
iii. Variación de la rigidez de entrepiso.
iv. Excentricidad del piso.
v. Variación del peso entre pisos consecutivos.

Para evaluar cualitativamente estas variaciones se hace uso de los límites que establecen las normas de diseño sísmico(Costa Rica, 1986; México, 1987; FEMA 178, 1989) para identificar los sistemas regulares. Estos límites deben ser evaluados en conjunto para calificar la regularidad de la estructura.

La forma de calcular estas propiedades y los límites con los que se hace la calificación de cada una de ellas, se detallan a continuación.

5.4.1 Variación del área de la planta entre pisos consecutivos.

Esta variación deja en evidencia las posibles estrangulaciones (setback) que puede presentar la planta de la estructura. El área de la planta se calcula a partir del área encerrada por los ejes sismorresistentes exteriores.

La calificación del edificio desde este punto de vista se realiza con la relación

entre el área de la planta del piso analizado (A_{pi}) y el área del piso inmediatamente superior (A_{pi+1}), siempre y cuando exista éste, y considerando:

$$0.8 \leq \frac{A_{pi}}{A_{pi+1}} \leq 1.4 \qquad \textit{Bueno}$$

$$0.6 \leq \frac{A_{pi}}{A_{pi+1}} < 0.8 \quad o \quad 1.4 < \frac{A_{pi}}{A_{pi+1}} \leq 2.4 \qquad \textit{Regular}$$

$$A_{pi} < 0.6 \quad o \quad \frac{A_{pi}}{A_{pi+1}} > 2.4 \qquad \textit{Malo}$$

5.4.2 Variación de la resistencia entre pisos consecutivos.

Para determinar esta variación se considera que la resistencia es proporcional al área de la sección transversal de los elementos que resisten la acción sísmica en la dirección analizada. Para calcular las áreas se trabaja con el material que predomina en el piso y en la dirección analizada, para lo cual se hace uso de los factores de transformación FR_1 y FR_2 con los que se transforma una sección de albañilería a una de hormigón armado de igual resistencia al corte y una sección de hormigón a una de albañilería de igual resistencia al corte respectivamente. Las expresiones de estos factores son las siguientes:

$$FR_1 = \frac{(0.23 * \tau_o + 0.12 * \sigma_o)}{0.29 * f_c^{0.5}} \qquad \textbf{Ec. 18}$$

donde:

f_c = resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón, en kgf/cm^2.

τ_0 = resistencia básica de corte de la albañilería, en kgf/cm^2.

σ_0 = tensión normal debido a la acción de las cargas verticales, en kgf/cm^2.

El valor de la tensión normal se calcula como se indica en el punto 5.2.1.1.

$$FR_2 = \frac{1}{FR_1} \qquad \textbf{Ec. 19}$$

Para establecer el predominio de los elementos de verticales de hormigón armado o de albañilería en un piso y una dirección dada, se usa el siguiente criterio:

i. Si FC $\leq$ 0.2 predominan los muros de albañilería.

ii. Si FC $\geq$ 0.8 predominan los muros de hormigón armado.

donde:

$$FC = \frac{A_h * FR_2}{A_h * FR_2 + A_a} \qquad \textbf{Ec. 20}$$

en que:

A_h: Suma de área de elementos resistentes de hormigón en la dirección y nivel analizado.

A_a: Suma de área de elementos resistentes de albañilería en la dirección y nivel analizado.

La calificación del edificio desde este punto de vista se realiza con la relación entre la resistencia del piso (R_i) y la resistencia del piso inmediatamente superior (R_{i+1}). La calificación es buena cuando la relación cumple:

$$\frac{R_i}{R_{i+1}} \geq 0.8$$

en caso contrario es considerada mala.

5.4.3 Variación de la rigidez.

La rigidez de entrepiso de los muros y columnas se calculan de manera simplificada mediante la ecuación:

$$k = \frac{12 * E * I}{h^3} \qquad \textbf{Ec. 21}$$

donde:

h = altura libre del elemento.

E = módulo de elasticidad del material del elemento.

I = momento de inercia de la sección transversal bruta.

En el cálculo del momento de inercia de la sección transversal de los muros de hormigón armado, se considera la contribución de los muros perpendiculares según las recomendaciones de la norma ACI-318 (ACI, 1984). La inercia de los muros de albañilería confinada se calcula aplicando el método de la sección transformada para considerar la heterogeneidad de la sección, trabajando con una sección equivalente de albañilería.

La rigidez del entrepiso en cada una de las direcciones en que se orientan los elementos que forman la estructura sismorresistente está dada por:

$$K_{xx} \text{ o } K_{yy} = \Sigma k_{xx} \text{ o } \Sigma k_{yy} \qquad \textbf{Ec. 22}$$

Para calificar el edificio desde este punto de vista se calcula la relación entre la rigidez del piso inmediatamente superior al analizado (K_{i+1}) y la del piso (K_i) y la relación entre el promedio de la rigidez de los tres pisos consecutivos ($1/3 * \sum_{j=i+1}^{i+3} K_j$) al piso analizado y la rigidez del piso (K_i). Se considera que el edificio es bueno cuando:

$$0.5 < \frac{K_{i+1}}{K_i} \leq 1.5$$

y

$$\frac{\frac{1}{3} * \sum_{j=i+1}^{i+3} K_j}{K_i} \leq 1.25$$

5.4.4 Excentricidad

La excentricidad de cada piso se calcula con las rigideces traslacional y torsional de entrepiso utilizando un solo piso a la vez y aceptando un comportamiento del tipo corte (no acoplado). Los límites para calificar el edificio desde este punto de vista se establecen en función de la relación de la excentricidad (e_{ix} o e_{iy}) entre el centro de gravedad y el centro de rigidez en una de las direcciones de la planta y el largo de la planta en la dirección de la excentricidad (l_i). Para calificar la situación se considera que si:

$$\frac{e_i}{l_i} \leq 0.1 \qquad \textit{Bueno}$$

$$0.1 < \frac{e_i}{l_i} < 0.2 \qquad \textit{Regular}$$

$$\frac{e_i}{l_i} \geq 0.2 \qquad \textit{Malo}$$

5.4.5 Variación del peso.

El peso de los pisos se calcula considerando las cargas de peso propio y un 25% de la sobrecarga de diseño. Para el caso de los hospitales chilenos se usa la sobrecarga de 300 kgf/m^2 recomendada por la norma NCh1537.Of86 (INN,1986).

Para calificar el edificio desde este punto de vista se calcula la relación entre el peso del piso analizado (W_i) y el peso del piso inmediatamente superior (W_{i+1}), considerando que:

$$0.85 \leq \frac{W_i}{W_{i+1}} \leq 1.15 \qquad \textit{Bueno}$$

$$0.5 \leq \frac{W_i}{W_{i+1}} < 0.85 \quad o \quad 1.15 < \frac{W_i}{W_{i+1}} \leq 1.5 \qquad \textit{Regular}$$

$$\frac{W_i}{W_{i+1}} < 0.5 \quad o \quad \frac{W_i}{W_{i+1}} > 1.5 \qquad \textit{Malo}$$

5.5 VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL.

Teniendo en cuenta que este trabajo es un estudio preliminar de la vulnerabilidad sísmica, 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.

Los métodos seleccionados no establecen lo que debe hacerse en el caso de que la estructura resulte sísmicamente vulnerable. Para estos casos se debe realizar un estudio más detallado, estudiando las características dinámicas, resistentes y de deformación mediante métodos refinados de cálculo estructural que están fuera del alcance del presente estudio.

La vulnerabilidad estructural de cada edificio se determina con los índices detallados en los puntos 5.2 y 5.3 de este capítulo y se complementa con las variaciones que presentan las propiedades de acuerdo con el punto 5.4. Dependiendo de las características del piso en la dirección considerada, los índices que se determinan con este propósito son los siguientes:

i. Predominio de los muros de hormigón armado.
   En estos casos se calculan los índices: I_1, I_c, I_t e I_2.

ii. Predominio de los muros de albañilería.
En estos casos se calculan los índices: I_2 e I_3.

iii. Predominio de los pórticos de hormigón armado o cuando no predominan ni los muros de hormigón armado ni los muros de albañilería ($0.2 < FC < 0.8$).
En estos casos se calculan el índice: I_2.

5.6 COMENTARIOS AL CALCULO DE LA VULNERABILIDAD.

5.6.1 Método de Hirosawa.

Es conveniente destacar algunos aspectos relacionados con el cálculo del índice I_2, que establece la capacidad que el edificio proporciona para calificarlo desde el punto de vista de su vulnerabilidad estructural.

a. Término E_o.

Al revisar los términos que intervienen en la expresión con la que se calcula E_o, es conveniente comentar lo siguiente:

i. De acuerdo con los detalles de diseño usados en los muros de los edificios de hormigón armado construidos en Chile, se observa que en los edificios revisados no se encuentran muros que correspondan al tipo A_{m1}.

ii. La cubicación de los edificios seleccionados permite observar que en los edificios estructurados con muros de hormigón armado y albañilería, los pesos por unidad de área en los distintos niveles de la edificación superan los 1000 kgf/m^2. Esta característica se debe a la magnitud del espesor de los muros que forman la estructura sismorresistente, al uso de tabique divisorios pesados (albañilerías estucadas), recubrimiento de baldosas de cemento en los pisos, etc.

Esta característica de los edificios seleccionados se indica con el propósito de destacar que cualquier índice que se utilice para calificar la vulnerabilidad estructural deberá considerar esta característica para entender que a igualdad de áreas de muros el comportamiento será más inseguro en la medida que el peso por piso sea mayor debido al aumento de las fuerzas de reactivas.

iii. En la ecuación de E_o interviene un factor de reducción (α_i), cuya magnitud depende de las características de las subestructuras verticales que forman el sistema sismorresistente en cada dirección de la planta y cuya falla controla la estabilidad del edificio.

Revisando los valores de este factor se comprueba que lo más desfavorable para una edificación es que existan columnas cortas, muros de relleno de albañilería sin refuerzos o muros de albañilería sin refuerzos (por ejemplo sin sus dos columnas de confinamieto cuando se trata de un muro de albañilería confinada). Teniendo en cuenta lo desfavorable que puede resultar en la magnitud de E_o la presencia de este tipo de elementos, es necesario considerar el efecto que puede tener su falla en la estabilidad del edificio, total o parcial.

Sobre el particular, Murakami et al.(1992) reconocen que si la falla de estos elementos no compromete la estabilidad de la estructura, el cálculo de E_o debe hacerse despreciándolos. Esto ocurre cuando este tipo de elementos se presenta en pequeña cantidad y su ubicación en la planta permite la transmisión de las cargas gravitacionales por el resto de los elementos sismorresistentes.

Teniendo en cuenta lo anterior, en el cálculo de E_o se debe hacer un análisis de los efectos que tiene la presencia de elementos con falla frágil (columnas cortas, muros de relleno de albañilería sin refuerzo y muros de albañilería reforzados inadecuadamente) para evitar un cálculo del valor de E_o que pueda resultar muy conservador.

5.7 REFERENCIAS.

1. ACI 318 (1984) " Building Code Requirements for Reinforced Concrete", Versión en español del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C, México D.F., México.

2. Arias, A. (1993) " Comportamiento de edificios de hormigón armado con muros sísmicos", Ingeniería Sísmica. El caso del sismo del 3 de marzo de 1985, Ediciones Pedagógicas Chilenas S.A., Santiago, Chile.

3. Astroza, M., M.O. Moroni y M. Küpfer (1993) " Calificación sísmica de edificios de albañilería de ladrillo confinada con elementos de hormigón armado", Memorias de las XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Vol. 1, Montevideo, Uruguay.

4. Boroschek, R. y M. Astroza (1994) "Estudio de vulnerabilidad física del hospital San Martín de Quillota", Ministerio de Salud Chile- OPS, Santiago, Chile.

5. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (1986) " Codigo Sísmico de Costa Rica", Editorial Tecnológica de Costa Rica, San José, Costa Rica.

6. Gallegos, H. y R. Rios (1986) " Indice de calidad estructural sismo resistente", Actas 4as. Jornadas Chilenas de Sismologia e Ingeniería Antisísmica, Tomo 2, Viña del Mar, Chile.

7. FEMA 178 (1989) "A handbook for seismic evaluation of existing buildings", Federal Emergency Management Agency, U.S.A.

8. Hirosawa, M. (1981) " Criterion on the evaluation of seismic safety of reinforced concrete buildings", Proceedings of the Second Seminar on Repair

and Retrofit of Structures, Dept. of Civil Eng., The University of Michigan, USA.

9. Hirosawa, M. (1992) " Retrofitting and restration of buildings in Japan" IISEE, Lecture Note of Seminar Course, Tsukuba, Japón.

10. Iglesias, J. (1989) "The Mexico Earthquake of September 19,1985- Seminar Zoning of Mexico City after the 1985 Earthquake", Earthquake Spectra, Vol. 5, Nº1.

11. Iglesias, J., M. Jara, J. Aguilar, O. Mota, A. Terán, A. Gomez, R. Ortega, E. Gonzalez, J.J. Guerrero, H. Juárez, J.P. Paniagua, E. Soto (1987) " Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre en la ciudad de México", Departamento de Materiales, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, México D.F., México.

12. Instituto Nacional de Normalización (1986) " Diseño estructural de edificios- Cargas permanentes y sobrecargas de uso", Norma NCh1537.Of86, Santiago, Chile.

13. Instituto Nacional de Normalización (1993) " Diseño sísmico de edificios" , Norma NCh433.Of93, Santiago, Chile.

14. Küpfer, M. (1993) " Evaluación de las disposiciones del anteproyecto de norma de Albañilería Confinada NCh2123,c90", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

15. Meli,R. (1991) " Diseño sísmico de edificios de muros de mampostería, la práctica actual y el comportamiento observado",Memoria Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica", CENAPRED,

México D.F., México.

16. México (1987) " Reglamento de Contrucciones para el Distrito Federal" ,Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México D.F., México.

17. Murakami, M., K. Hara, H. Yamaguchi, S. Shimazu (1992) " Seismic capacity of reinforced concrete buildings which suffered 1987 Chibaken-toho-oki earthquake" , Proceedings Tenth World Conference of Earthquake Engineering, Madrid, Esapaña.

18. Raymondi, V. (1990) " Anteproyecto de norma de diseño y cálculo de albañilería reforzada con pilares y cadenas", Memoria para optar al t´tulo de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

19. Shiga, T. (1977) " Earthquake damage and the amount of walls in reinforced concrete buildingas", Proceedings 6th World Conference of Earthquake Engineering, Nueva Delhi, India.

20. Unemura, H. (1980) " Guideline to evaluate seismic perfomance of existing medium and low-rise reinforced concrete buildings" Proceedings 7th World Conference of Earthquake Engineering, Estambul, Turquía.

21. Wakabayashi, M. (1986) " Design of earthquake-resistant buildings", Mc Graw-Hill Book Company.