

**“ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE VIVIENDAS DE ADOBE
EN LA ZONA DE COELEMU (8ª REGIÓN, CHILE)”**

Prof. Ing. Mario Giuliano, Fac. de Ingeniería, Depto Ing. Civil, Universidad de Concepción, Chile
Prof. Ing. Roberto Gori, Dip. di Costruzioni e Trasporti, Università degli Studi di Padova, Italia
Ing. Samuel Sáez, Fac. de Ingeniería, Depto Ing. Civil, Universidad de Concepción, Chile

SUMARIO

Los sismos generalmente producen grandes daños y pérdidas de vidas humanas. Las construcciones se diseñan para soportar sismos de gran magnitud con daños importantes en su estructura, pero sin llegar al colapso, sin embargo, muchas estructuras no son diseñadas o poseen diseños deficientes. Es de suma importancia conocer, en estos casos, su vulnerabilidad sísmica para predecir con un cierto nivel de confianza el comportamiento frente a diferentes niveles de aceleración del suelo. A través de pocos parámetros relacionados con la geometría y de materiales de la vivienda es posible estimar la aceleración que produce algún modo de falla (local o global) en la estructura. Con estos resultados y la información de aceleraciones máximas esperadas en un lugar se puede predecir la vulnerabilidad de estas viviendas.

Se aplica una metodología para determinar la vulnerabilidad de viviendas de adobe basada en una propuesta de la Universidad de Padova (Italia), la cual ha sido modificada con el fin de incluir en ella las diferencias constructivas entre Italia y nuestro país. Finalmente, se aplica el modelo a un conjunto de viviendas de adobe del poblado de Coelemu, provincia de Ñuble, VIII región, Chile.

Con el presente trabajo se pretende utilizar la metodología propuesta por el Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni (I.S.T.C.) para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería de piedra no reforzada. Este método será modificado según las características de las viviendas de adobe existentes en nuestro país, de tal manera que permita determinar la vulnerabilidad sísmica de este tipo de viviendas que se encuentran en Chile.

Sobre la base de la aplicación de la metodología propuesta, los resultados indican que para la muestra de edificios analizada aceleraciones esperadas de $0,3 \times g$ implican un alto porcentaje de viviendas con vulnerabilidad de clase MUY GRANDE y para aceleraciones de $0,4 \times g$ el 100% llega a pertenecer a dicha categoría. Por otro lado, la resistencia al corte del 100% las estructuras analizadas se ve sobrepasada para aceleraciones de $0,27 \times g$, valor para el cual el 79% de las viviendas presenta colapso por volcamiento o vaciamiento de sus muros.

De acuerdo con los resultados obtenidos podemos apreciar que valores de aceleraciones máximas a las que pueden ser sometidas viviendas de adobe de una tipología similar a las analizadas se encuentran cercanos a $0,3 \times g$, luego del cual el colapso de las estructuras es total.

1. VULNERABILIDAD SÍSMICA.

1.1 Definiciones.

Puede definirse una relación matemática entre el daño que sufre un organismo y la situación que lo produce como una función que llamaremos Función de Vulnerabilidad. Si el daño se denota por d y la acción que lo produce por a , entonces la función de vulnerabilidad queda definida por $d=d(a)$. En general, las funciones de vulnerabilidad son crecientes y con un valor de daño máximo $d_{\text{máximo}}$ correspondiente al valor en que el organismo llega al colapso debido a alguna acción extrema que la genera (a_{colapso}).

Si consideramos que una estructura se encuentra sujeta a la acción que produce un sismo, entonces la vulnerabilidad sísmica de esa estructura estará dada por el grado de daño que sufre ante un movimiento sísmico de una determinada intensidad. Con esta definición, la función de vulnerabilidad de una estructura será aquella que describa gráfica o matemáticamente su vulnerabilidad para distintos sismos, siendo estos últimos expresados por valores correspondientes a algún parámetro físico tal como aceleración máxima del terreno, intensidad del sismo en alguna escala definida, etc.

La función de Vulnerabilidad así definida (ver Figura 1) nos indica que es propia de las características de la estructura, no siendo dependiente de la peligrosidad sísmica del lugar en que se encuentre emplazada, y por ello posible de aplicar en cualquier tipo de estructura.

1.2 Metodología utilizada para evaluar la vulnerabilidad de edificios en mampostería no reforzada.

1.2.1 Descripción del método.

El método¹ ha sido desarrollado por el Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni (I.S.T.C.) y la Università degli Studi di Padova. Consiste en el análisis de vulnerabilidad sísmica de grupos de edificios con estructura soportada por muros de mampostería de tipologías y características constructivas similares. Se considera su aplicación tanto a edificios aislados en mampostería no reforzada de regulares dimensiones (2 a 3 pisos), edificios contiguos o conjuntos de edificios.

La capacidad resistente del edificio se evalúa por medio de dos parámetros (índices I_1 e I_2) los cuales representan los dos posibles modos de rotura en los muros.

INDICE I_1

La falla por corte se asocia al índice I_1 . Se evalúa la máxima resistencia al corte que pueden presentar los muros del edificio en análisis tomándose su razón respecto al peso de éste, obteniendo así una relación entre la aceleración proporcionada por la fuerza última de corte y la aceleración de gravedad, es decir, se determina un coeficiente sísmico de la estructura para luego ser comparado con el porcentaje de aceleración de gravedad esperado para el evento sísmico.

$$V = \frac{f_t}{1,5} \times \sqrt{1 + \frac{s_o}{f_t} \times \frac{k_1}{k_2}} \times F_t \quad (1)$$

Para la Ecuación (1) se tiene:

- f_t : resistencia media a tracción de la albañilería del muro.
- s_o : tensión media o tensión de precompresión vertical del muro. Considera el peso de la albañilería y de los diafragmas de piso más una sobrecarga de 70 kgf/m².
- F_t : área resistente de muros de albañilería según una sección horizontal.
- k_1 : razón entre el área resistente de albañilería paralela a la dirección del sismo y el área F_t .
- k_2 : parámetro que considera la regularidad en planta de la estructura ante los mecanismos de redistribución de esfuerzos horizontales debido a variaciones de la rigidez de los muros en planta. Se asume igual a 1 para edificios regulares y a 1,1 para edificios con irregularidades discretas.

El parámetro s_o se obtiene considerando que tanto el peso propio de los muros como la sobrecarga de servicio que solicita a la estructura se encuentra uniformemente distribuida sobre aquellos:

$$s_o = \frac{W}{F_t} = \gamma \times h \times n \times \left(\frac{F_t''}{F_t} + \frac{q}{(\gamma \times h \times \varphi)} \right) \quad (2)$$

donde :

- W : peso sísmico del edificio.
- F : superficie total en planta del primer piso del edificio.
- F_t'' : área media resistente en planta de los muros del edificio.
- q : peso propio del diafragma horizontal de piso más 70 kgf/m^2 de sobrecarga de cálculo.
- φ : relación entre la superficie del muro (F_t) y la superficie útil en planta ($F - F_t$) : $\varphi = F_t/(F - F_t)$
- γ : peso específico de la albañilería predominante en el edificio.
- h : valor medio de la altura de entrepiso.
- n : número de pisos del edificio considerado.

Se elige I_1 como el menor valor según las dos direcciones principales del edificio (X e Y):

$$I_1 = \min \left\{ \frac{V_x}{W}, \frac{V_y}{W} \right\} \quad (3)$$

INDICE I_2

En tanto, el índice I_2 se encuentra asociado a la falla por superación de la resistencia en una dirección ortogonal al plano del muro (por vaciamiento o volcamiento de éste). La aceleración máxima se determinará según modelaciones tanto verticales (las cuales ayudarán a determinar el índice I_2') como horizontales (las cuales ayudarán a determinar el índice I_2''), obteniéndose como la suma de ambas contribuciones debido a la consideración de que la resistencia máxima está dada por la combinación en las dos direcciones (vertical y horizontal).

El índice I_2' se calcula analizando el volcamiento del muro por acción del sismo, que es contraria a la acción estabilizante del peso propio y de la fuerza de contención proporcionada por el diafragma. Su evaluación se realiza modelando franjas verticales de albañilería que se extienden desde el primer hasta el último piso (modo "a" en la Figura 2).

Así, podemos evaluar I_2' considerando el volcamiento global de un muro con respecto a su borde longitudinal ante la acción provocada por la aceleración media en la masa W_i de un muro i de espesores s en el primero y s' en el último piso, tal como se aprecia el equilibrio de fuerzas en la Figura 3 y en la Ecuación (4).

$$\sum M_o : \left(\frac{a}{g} \times W_i - p' \times n \right) \times \frac{2}{3} \times n \times h = W_i \times \frac{s}{2} \quad (4)$$

Luego, ordenando se obtiene el índice I_2' :

$$I_2' = \frac{a}{g} = 0,75 \times \frac{c_3}{n} + \frac{c_8}{c_3''} \quad (5)$$

$$\text{con:} \quad c_3 = \frac{s}{h} \quad ; \quad c_3'' = \frac{s''}{h} \quad ; \quad c_8 = \frac{p'}{\gamma_c \times h^2} \quad (6)$$

donde:

- p' corresponde a la fuerza de contención por unidad de longitud que aporta la el diafragma de piso. Este valor se obtiene a partir de la contribución de la fricción entre el muro y el diafragma (se sugiere el valor de 1 kN/m para diafragmas horizontales livianos) y de las fuerzas concentradas correspondientes a la resistencia de tirantes existentes en los muros (se sugiere un valor de 16 kN).

El valor así obtenido se reduce debido a la presencia de empuje por causa de acciones verticales y/o por una fuerza inestabilizante tal como la que ocurre por ausencia de diafragma o empuje de la techumbre sobre los muros. Para evaluar el valor de p' se igualan los momentos

volcante (producido por la fuerza inestabilizante en el piso i-ésimo) y resistente (proporcionado por la fuerza de contención p-p’):

$$F \times i \times h = (p - p') \times n \times \frac{2}{3} \times n \times h \quad (7)$$

- γ_e : peso específico equivalente de la albañilería y de los diafragmas de piso, en todos los niveles (considerado uniforme para todo el edificio)

$$\gamma_e = \gamma \times (1 - \psi) + \frac{q}{(h \times \varphi)} \quad (8)$$

Para la Ecuación (8) las variables toman el significado entregado en la Ecuación (2). Además:

- ψ : porcentaje de vanos en los muros, evaluado en cada pared sobre la base del área de vanos del primer piso (se asume constante en todo el edificio).

Si la fuerza restrictiva proporcionada por el diafragma horizontal de piso es mucho más difícil de sobrepasar, la falla ocurrirá en el muro del piso superior y no en toda la altura del muro, por lo tanto se requerirá efectuar un control al volcamiento y vaciamiento en el último piso del edificio (modo “b” de la Figura 2) para la carga sísmica uniforme dada por la Ecuación (9).

$$q = \frac{a'}{g} \times \gamma_e \times s' \quad (9)$$

La aceleración media en el n-ésimo piso es considerada constante en él y deducida a partir de la Ecuación (10).

$$a' = \left(\frac{2 \times n - 1}{n} \right) \times a \quad (10)$$

Una vez determinada la aceleración que actúa en el n-ésimo piso, se iguala el momento máximo debido a la acción sísmica en la sección del muro con el momento resistente máximo proporcionado por la estructura. Este último se obtiene del momento producido por el peso propio de la mitad del muro o por las tensiones generadas en él debido a la resistencia a tracción de la mampostería y a la tensión el mismo peso propio proporciona. Así se consigue la Ecuación (11) de acuerdo a la Figura 4.

$$\left(\frac{a'}{g} \times \gamma_e \times s' \right) \times \frac{h^2}{8} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(\gamma_e \times s' \times \frac{h}{2} \right) \times \frac{s'}{2} \\ \frac{s'^2}{6} \times \left(f_t + \gamma_e \times \frac{h}{2} \right) \end{array} \right\} \rightarrow \frac{a}{g} = \frac{c_3' \times n}{(n - 0,5)} \times \max \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{2 \times c_1 + 1}{3} \end{array} \right\} \quad (11)$$

$$c_1 = \frac{f_t}{\gamma_e \times h} \quad ; \quad c_3' = \frac{s'}{h} \quad (12)$$

Por lo tanto para determinar el índice I_2' debemos obtener el mínimo de los dos valores ya expresados, es decir, se elige la menor aceleración entre aquella que origina el volcamiento de todo el muro y la que produce el vaciamiento en el piso superior.

$$I_2' = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \times \frac{c_3}{n} + \frac{c_8}{c_3''} \\ \frac{c_3' \times n}{(n - 0,5)} \times \max \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{2 \times c_1 + 1}{3} \end{array} \right\} \end{array} \right\} \quad (13)$$

Además se realizan verificaciones con el uso de franjas horizontales que se extienden entre muros transversales. La modelación que se hace de este tipo de franjas supone considerarlas como vigas empotradas en los nodos y sujetas a rotura por tracción de la mampostería (aceleración crítica

a_1) o como mecanismo en arco que llega a la rotura al sobrepasar la resistencia a compresión de la mampostería o por volcamiento de los muros estribos (aceleración crítica a_2).

En ambos casos se efectúa además un control a la separación de los nodos de apoyo de la franja desde los muros transversales (aceleración crítica a_3).

Así se determina el índice I_2'' de acuerdo a los tres estados límites que se sugieren, correspondientes a las aceleraciones a_1 , a_2 y a_3 .

$$I_2'' = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{máx} \left\{ \frac{a_1}{g}, \frac{a_2}{g} \right\} \\ \frac{a_3}{g} \end{array} \right\} \quad (14)$$

Como se aprecia en la Ecuación (14), se elige la máxima aceleración entre las resistencias a tracción de la mampostería y la resistencia a volcamiento de los muros estribos, ello bajo la consideración de que la falla que se produce está gobernada por el colapso total del elemento.

Determinación de la aceleración crítica a_1 .

Vaciamiento por superación de la resistencia a tracción de la albañilería. Se evalúa el vaciamiento que se produce en el último piso del edificio para una franja de espesor s' , ante la sollicitación dada por la carga uniformemente distribuida obtenida a partir de la aceleración a' dada por la Ecuación (10).

Una modelación como viga empotrada implica que el momento máximo solicitante se alcanza en los nodos de apoyo ($M_{\max} = q \times L^2 / 12$), el cual debe contrarrestarse con el momento resistente de la sección $M_{\text{resist}} = \sigma \times W$. Se asume que el momento resistente está determinado por la sección que realmente trabaja a tracción, o sea, aquella depurada de los vanos correspondientes a ventanas y puertas. Así, el equilibrio de fuerzas queda expresado según la Ecuación (15).

$$\frac{a'}{g} \times \gamma_c \times s' \times \frac{L^2}{12} = f_t \times \frac{s'^2}{6} \times (1 - \xi) \quad (15)$$

donde:

- ξ es la razón entre la altura de vanos del muro y la altura del último piso. Si no hay datos se asume $\xi=0,5$.

Ordenando la Ecuación (15) se obtiene la expresión para la razón entre la aceleración crítica a_1 y la aceleración de gravedad.

$$\frac{a_1}{g} = \frac{c_1 \times c_4 \times n}{(n - 0,5)} \quad (16)$$

$$c_4 = \frac{s' \times h \times (1 - \xi)}{L^2} \quad (17)$$

Determinación de la aceleración crítica a_2 .

Se considera tanto el vaciamiento que puede producirse al ser superada la resistencia en arco de la mampostería o el volcamiento de los muros estribos.

Vaciamiento por superación de la resistencia a compresión en arco de la mampostería. Este modelo asume el momento máximo dado por una carga uniformemente distribuida sobre una viga simplemente apoyada ($M_{\max} = q \times L^2 / 8$). Se supone la flecha del arco igual a $0,8 \times s'$ y la sección sujeta a compresión igual a $0,2 \times s'$, tal como se muestra en la Figura 5.

A partir de la Figura 5 se plantea el siguiente equilibrio de fuerzas:

$$\left(\frac{a'}{g} \times \gamma_c \times s' \right) \times \frac{L^2}{8} = (f_c \times 0,2 \times s' \times (1 - \xi)) \times (0,8 \times s') \quad (18)$$

$$\frac{a_2}{g} = 0,64 \times \frac{c_2 \times c_4 \times n}{(n - 0,5)} \quad (19)$$

$$c_2 = \frac{f_c}{\gamma_c \times h} \quad (20)$$

Volcamiento del muro estribo. Se verifican las paredes terminales de cada muro, calculando el volcamiento por comparación entre el empuje del arco producido por el muro solicitado con la resistencia proporcionada. Esta es entregada por el diafragma horizontal y el peso propio del muro principal y de los dos tramos de paredes transversales convergentes en el nodo para una longitud d_1 y d_2 desde el mismo (ver Figura 6). Si no se especifica, se asume $d_1 = d_2 = 1$ metro; así el diagrama de fuerzas sobre el elemento de muro considerado quedará definido por la Figura 7.

$$\frac{a_2}{g} \times \gamma_c \times \frac{s \times \frac{L^2}{8}}{0,8 \times s} \times (n \times h) \times \frac{2}{3} \times (n \times h) = \gamma_c \times (n \times h) \times \left(\frac{(d_1 \times s_1'^2 + d_2 \times s_2'^2)}{2} + (s + L) \times \frac{s''}{8} \right) + p' \times (d_1 + d_2) \times n \times \frac{2}{3} \times (n \times h) \quad (21)$$

De esta forma se obtiene una nueva aproximación para la aceleración crítica a_2 de acuerdo a lo expresado en la Ecuación (22).

$$\frac{a_2}{g} = 1,2 \times \frac{c_5}{n} + 6,4 \times c_8 \times c_{10} \quad (22)$$

$$c_5 = \frac{4 \times (d_1 \times s_1'^2 + d_2 \times s_2'^2) + s'' \times (s + L)}{h \times L^2} \quad ; \quad c_{10} = \frac{(d_1 + d_2) \times h}{L^2} \quad (23)$$

Para valores de p' elevados, nuevamente la fuerza restrictiva proporcionada por el diafragma de piso es alta y por lo tanto la falla se producirá por volcamiento o rotura de la pared del último piso, donde es constante la aceleración en las franjas superior e inferior (de altura $h/4$) y que queda determinada por la Ecuación (10). Se considera, además, una franja central de cálculo de altura $h/2$ y una longitud de muro colaborante con los dos transversales igual a d . El espesor será s' y los espesores de los tramos transversales d_1 y d_2 del muro, s_1' y s_2' respectivamente. Se asume generalmente el valor $d = d_1 = d_2 = 1$ metro. Así, el nuevo equilibrio de fuerzas para obtener la aceleración crítica a_2 se indica en la Figura 8 y en la Ecuación (24).

$$\frac{a'}{g} \times \gamma_c \times \frac{s \times \frac{L^2}{8}}{0,8 \times s} \times \frac{h}{2} \times \frac{h}{8} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_c \times \frac{h}{2} \times \left(d \times (d_1 \times s_1' + d_2 \times s_2') + s' \times d \times \frac{d}{2} \right) \\ \left(f_1 + \gamma_c \times \frac{h}{2} \right) \times \left(2 \times d \times \frac{(d_1 \times s_1' + d_2 \times s_2')}{3} + d \times d \times \frac{s'}{6} \right) \end{array} \right\} \quad (24)$$

$$\frac{a_2}{g} = 6,4 \times \frac{c_3 \times c_6 \times n}{(n - 0,5)} \times \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 2 + 4 \times c_9 \\ \frac{(1 + 2 \times c_1) \times (2 + 8 \times c_9)}{3} \end{array} \right\} \quad (25)$$

$$c_9 = \frac{d_1 \times s_1' + d_2 \times s_2'}{d \times s'} \quad ; \quad c_6 = \left(\frac{d}{L} \right)^2 \quad (26)$$

De esta manera el valor de la aceleración a_2 queda determinado por la Ecuación (27).

$$\frac{a_2}{g} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,64 \times \frac{c_2 \times c_4 \times n}{(n - 0,5)} \\ 1,2 \times \frac{c_5}{n} + 6,4 \times c_8 \times c_{10} \\ 6,4 \times \frac{c_3 \times c_6 \times n}{(n - 0,5)} \times \max \left\{ \begin{array}{l} 2 + 4 \times c_9 \\ \frac{(1 + 2 \times c_1) \times (2 + 8 \times c_9)}{3} \end{array} \right\} \end{array} \right. \quad (27)$$

Determinación de la aceleración crítica a_3 .

Límite de resistencia a la separación del muro transversal. Para evaluar la separación de un muro transversal en el piso superior de espesor s_3' de parte de dos muros concurrentes al nodo de luces L_1 y L_2 y espesores s_1' y s_2' , respectivamente y donde ξ_3 corresponde al porcentaje de vanos del muro analizado, se considera el equilibrio de fuerzas mostrado en la Figura 9 y expresado en la Ecuación (28). Este análisis se considera sólo para el piso superior ya que los muros de dicho piso son los que poseen menor compresión axial.

$$\frac{a'}{g} \times \left(\gamma_e \times \frac{(L_1 \times s_1' + L_2 \times s_2')}{2} \right) = f_t \times s_3' \times (1 - \xi_3) \quad (28)$$

De esta forma, la aceleración crítica a_3 es obtenida con la Ecuación (29).

$$\frac{a_3}{g} = \frac{c_1 \times c_7 \times n}{(n - 0,5)} \quad (29)$$

con:

$$c_7 = \frac{h \times s_3' \times (1 - \xi_3)}{L_1 \times s_1' + L_2 \times s_2'} \quad (30)$$

Posteriormente, el índice I_2 de la estructura es obtenido buscando el menor valor dentro de todos los muros del edificio.

$$I_2 = \min_j \{ I_2' + I_2'' \} \quad (31)$$

La resistencia última se obtiene de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada a través de la aceleración media de los muros, según una distribución lineal creciente con la altura de la edificación (primer modo de vibrar de la estructura), proporcionando así cada índice la relación entre esta aceleración y la aceleración de gravedad, de acuerdo al modo de falla que se esté considerando. El procedimiento compara I_1 e I_2 con los valores de una estimación del porcentaje de aceleración que proporciona el evento sísmico respecto a la aceleración de gravedad.

INDICE I_3

Luego de lo anterior se determina un tercer índice, índice I_3 , que es utilizado para determinar, en conjunto con los otros dos ya calculados, la vulnerabilidad del edificio (o grupo de edificios) sobre la base de la Función de Vulnerabilidad propuesta por el I.S.T.C.

Este índice se determina a partir de los pesos y puntajes asignados de acuerdo a la Tabla1 y Tabla2.

Tabla 1. Factores de Vulnerabilidad Parcial considerados por el I.S.T.C.

Factor de Vulnerabilidad Parcial	Peso I.S.T.C. (p_i)
1. Calidad del sistema resistente.	0,15
2. Posición del Edificio y Fundación.	0,75
3. Presencia de Diafragmas Horizontales.	0,5
4. Configuración en Elevación.	0,5
5. Tipo de Techumbre.	0,5
6. Elementos no Estructurales.	0,25
7. Estado de Conservación.	0,5

Tabla 2 Puntajes para la asignación de Clases.

Clase	Puntaje (u_j)
A. Buena o de acorde con la Normativa.	0
B. Casi Buena.	15
C. Casi Deficiente.	30
D. Deficiente o Insegura.	45

El índice I_3 (normalizado) se obtiene de acuerdo a:

$$I_3 = \sum_{i=1}^7 \sum_{j=1}^4 \left(\frac{p_i \times u_j}{141,75} \right) \quad (32)$$

A la vez, deberá asignarse a cada factor de vulnerabilidad la calidad de la información recopilada durante levantamiento de acuerdo a la proposición entregada en la Tabla 3. Dichas calidades de información deberán ser asignadas también a los índices I_1 e I_2 , con el fin de obtener la vulnerabilidad de la estructura.

Tabla 3 Proposición del G.N.D.T. para la asignación de la Calidad de la Información.

Calidad de la Información	Significado
Elevada (E)	Información obtenida de inspección directa, mediciones, test <i>in situ</i> o de Laboratorio o dibujos confiables.
Media (M)	Información obtenida desde fotografías, dibujos, información oral confiable, test empíricos o comparación con situaciones similares
Baja (B)	Información obtenida desde consideraciones hechas por el levantador en base al conocimiento adquirido en el tipo de edificio analizado.
Ausencia de Información (A)	Información asumida cuando otro tipo de información no es disponible.

FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD V_u .

Se expresa V_u como una función continua por tramos de acuerdo a la Ecuación (33).

$$V_u = \begin{cases} 1 & , u \leq 0 \\ (1-u)^{\frac{1}{a+1}} & , 0 < u < 1 \\ 0 & , u \geq 1 \end{cases} \quad (33)$$

donde el valor de la variable u queda definido por la Ecuación (34).

$$u = \frac{C_3 + C_1 - C_2 + \sqrt{\left(\frac{I_1}{A} - C_1\right)\left(\frac{I_2}{A} - C_1\right)}}{2 * C_3 + a * C_4} \quad (34)$$

Ahora es el parámetro u aquél que determina los límites para los valores de la vulnerabilidad.

En la Figura 10 se aprecia como la función de vulnerabilidad divide el plano (I_1 , I_2) en una zona totalmente segura (en la cual el valor de la vulnerabilidad es nulo, es decir, $V_u=0$), en una

zona totalmente insegura (zona en la cual la vulnerabilidad es máxima, o sea, $V_u=1$) y en una zona intermedia en la cual V_u varía desde 0 a 1 y en la cual puede asumir el significado de probabilidad condicionada respecto de las variables I_1 , I_2 y A .

Los parámetros C_1 y C_2 definen la forma de la interacción asumida de tipo hiperbólico entre las resistencias de corte y de flexión, es decir, entre I_1 e I_2 . Así se incluye la característica bidireccional del sismo y por lo tanto los efectos combinados de los mecanismos resistentes. Los parámetros C_3 y C_4 definen la amplitud máxima de la zona de transición (Zona Difusa), su valor debe elegirse sobre la base de estimaciones empíricas con respecto a los máximos efectos que producen los factores que pueden resultar un tanto inciertos. En particular el parámetro C_3 está asociado a la influencia positiva o negativa que ejerce la modelación en el cálculo de los índices I_1 e I_2 y en el valor esperado de la aceleración de la acción sísmica A . El parámetro C_4 en tanto, amplía la zona de transición entre la seguridad y la inseguridad, reduciendo la zona de seguridad total ($V_u=0$) y sirve como corrección a las estimaciones cualitativas erróneas realizadas al momento de completar la ficha de levantamiento. Para la evaluación del método, el I.S.T.C. considera los siguientes valores para el cálculo de la función de vulnerabilidad:

$$C_1 = 0,5; C_2 = 1; C_3 = 0,1; C_4 = 1$$

Una vez que se han fijado los valores correspondientes a los parámetros C_1 , C_2 , C_3 y C_4 , la amplitud de la zona de transición y la vulnerabilidad en dicha zona dependerá únicamente del parámetro a , el cual resume la influencia de los criterios cualitativos. En particular para a tendiendo a 0, la zona de transición se reduce a aquella mínima correspondiente a la incerteza del modelo dada por los cuatro parámetros ya mencionados. Como se puede verificar fácilmente en la Figura 10 y de acuerdo con el parámetro introducido, a iguales valores de I_1 , I_2 y A , la función V_u crece monótonamente con el incremento de la variable a .

Pueden determinarse los valores para a a partir de la *Teoría de Conjuntos de la Lógica Difusa*, definiendo una Función de Pertenencia en el Subconjunto Difuso en que varía a . Con lo anterior se logrará conseguir la Función de Pertenencia para la vulnerabilidad dada por la función V_u .

Una vez obtenida la función de pertenencia para la vulnerabilidad del edificio analizado, este puede ser clasificado en una clase de vulnerabilidad específica. Se definen cinco clases de vulnerabilidad: MUY GRANDE, GRANDE, MEDIA, PEQUEÑA y MUY PEQUEÑA, las cuales corresponden a las cinco relaciones de identidad lógica propuestas anteriormente y cuyos valores numéricos decrecen desde 4 a 0.

El edificio es asignado a la clase en la cual el valor de la Ecuación (35) resulta ser máximo.

$$N_{i,j} = \sum_z \left(\mu(z = V_u) \times \mu_j(z) \right) \quad (35)$$

En la ecuación anterior donde $\mu(z=V_u)$ corresponde a la función de pertenencia del edificio en análisis y $\mu_j(z)$ corresponde a las funciones de pertenencia para cada una de las tres clases PEQUEÑA, MEDIANA y GRANDE. Al considerar las clases MUY PEQUEÑA y MUY GRANDE debe encontrarse el mínimo en la Ecuación (36).

$$M_{i,j} = \sum_z \left(\mu(z = V_u) - \mu_j(z) \right) \quad (36)$$

1.2.2 Utilización del grupo de programas MuriPgm.

Para determinar el valor los índices I_1 , I_2 e I_3 , el I.S.T.C. desarrolló un programa en lenguaje BASIC (ver diagrama de flujo en Figura 11), en función de los datos obtenidos a partir de las fichas de levantamiento.

El programa determina además, la clase de vulnerabilidad que corresponde a cada estructura y realiza un análisis estadístico para los grupos de edificios.

La información necesaria para el cálculo de los índices es recolectada por las fichas de levantamiento propuestas, que consideran en detalle las características geométricas y estructurales del edificio.

2. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE VIVIENDAS DE ADOBE.

2.1 Consideraciones tomadas en la aplicación del método del I.S.T.C. para evaluar la vulnerabilidad de viviendas de adobe.

La factibilidad de aplicación de la metodología señalada en viviendas de adobe se explica debido a las similares formas de falla que presentan la mampostería y el adobe. Sin embargo, necesariamente deberán tomarse ciertas medidas que consideren las diferencias constructivas existentes para ambos materiales, tanto en la etapa de levantamiento como en el análisis de los modelos estructurales.

2.1.1 Respecto a las diferencias entre las tipologías constructivas empleadas en Italia y en Chile.

Además de la diferencia entre los materiales de mampostería usados en ambos países, es muy poco frecuente la existencia de diafragmas de piso en las construcciones analizadas.

La resistencia a la volcamiento de los muros de adobe está controlada, a lo más, por vigas de madera que cumplen el papel de soporte de la techumbre y que van embebidas en sus muros de apoyo extremos y no por una componente de tensión más alta como la presentada en el modelo italiano. Debe estimarse eficazmente el estado de la conexión que exista entre las vigas y los muros o simplemente despreciar esta contribución según un punto de vista más conservador.

Otra de las formas constructivas utilizadas en viviendas de adobe corresponde a aquella típica de las antiguas casonas coloniales en las cuales parte del peso de la estructura de techumbre descansa sobre pilares de madera, lo que sólo ayuda a disminuir la tensión media vertical que soportarán los muros.

2.1.2 Modelación usada para la de la tensión última de corte en muros de adobe.

Ya que la falla de muros de adobe ante la acción cortante es gobernada por la resistencia de adherencia y no por la resistencia a tracción propia de la mampostería, la resistencia máxima de muros de adobe según una dirección i queda determinada simplemente por la Ecuación (38) en la cual el valor de la tensión de corte está dada por la Ecuación (37) ² y F_{ti} corresponde al área resistente al corte en la dirección i

$$\tau = 0,009 + 0,55 \times \sigma_y \quad (37)$$

$$V_i = \tau \times F_{ti} \quad (38)$$

2.1.3 Comparación entre la respuesta y la capacidad última de corte en muros.

Deberá evaluarse como se afecta la resistencia obtenida para cada uno de los muros de la estructura a partir de una modelación de tensión media en ellos. Si la tensión de respuesta esperada es mayor para una misma sollicitación sísmica máxima Q , deberán realizarse los ajustes necesarios con el fin de disminuir la resistencia evaluada a partir de la tensión máxima entregada por la Ecuación (37), reduciendo de esta forma la sollicitación obtenida a partir de la Ecuación (38). Ello implicará necesariamente la disminución del valor para el índice I_1 , pero corresponde a una proposición que sí considera el caso en que no todos los muros se encuentran sometidos al mismo porcentaje del esfuerzo sísmico actuante, para una modelación que considera la inexistencia de algún diafragma de piso o la existencia de uno de tipo infinitamente flexible.

$$V = \min_{i \in \{X, Y\}} \{V_i\} \quad (39)$$

$$Q = V = I_1 \times W \quad (40)$$

Con el fin de evaluar lo anterior, se propone un modelo base típico de vivienda para el cual se aplicará tanto el conjunto de programas *MuriPgm*, con el fin de determinar el índice I_1 , como el análisis estructural para edificios con diafragma flexible. A la vez, a modo de comparación, se analizará el caso en que exista una conexión entre los muros de la vivienda mediante un diafragma rígido.

El método propuesto por el I.S.T.C. supone una distribución uniforme de tensiones para todos los muros de la estructura, a diferencia de una *Modelación Tipo Diafragma Flexible* (o inexistencia de Diafragma) en que se considera una distribución del esfuerzo sísmico según las áreas tributarias a cada muro, o bien de una *Modelación Tipo Diafragma Rígido*, en que se considera una distribución de fuerzas de acuerdo a la rigidez correspondiente a cada muro y al efecto de torsión producido por una desigual distribución de muros en planta.

2.1.3.1 Comparación de los modelos revisados.

Como una forma de obtener una comparación entre las tensiones obtenidas según cada uno de los tres modelos señalados, se considerarán doce casos para una vivienda tipo. En cada uno de ellos se variarán las longitudes de muros resistentes con el fin de proporcionar información respecto a las tensiones máximas obtenidas en cada uno de ellos (ver Figura 13), para la evaluación del corte sísmico actuando en la dirección más desfavorable. Las características en planta de cada uno de los doce casos se indica en la Figura 12. Sus otras características geométricas se mantienen constantes: altura 3 metros y espesor de muros 60 centímetros, las cuales corresponden a los valores típicos a encontrar en este tipo de estructuras en Chile.

Una vez obtenidas las tensiones máximas de muros de la estructura, puede encontrarse un factor que modifique la aproximación hecha al considerar una tensión media constante en todos ellos. Este valor se obtendrá como la razón promedio entre la tensión máxima proporcionada por la Ecuación (37) y la obtenida por la modelación de diafragma infinitamente flexible. La hipótesis considerada al momento de escoger el factor de reducción de resistencia como un promedio de los obtenidos para cada uno de los doce casos analizados se basa en el hecho de que la unión entre muros y techumbre genera un comportamiento más favorable que el esperado al considerar un modelo de un diafragma infinitamente flexible.

Para la modelación señalada se consideró que en el caso de diafragma infinitamente flexible (curva 3) al fallar el muro central por superación de su resistencia al corte para los mayores valores de tensiones obtenidos (casos 3, 7 y 11), los otros dos muros tomarán la carga total, es decir, se pasa a los casos siguientes (4, 8 y 12) en los cuales no existe muro central (curva 2).

Como ya se explicó, en base al promedio de las amplitudes de las curvas 1 y 2 de la Figura 13, se obtiene el factor (f) por el cual deberá ser modificada la Ecuación (38) con el fin de obtener la resistencia máxima de la estructura; el valor escogido corresponde a $f = 1,4$. Luego la Ecuación (38), que determina la resistencia máxima de la estructura a la acción cortante proporcionada por el sismo, debe ser cambiada por la Ecuación (41), la cual incorpora la modificación de tensiones máximas al considerar una modelación como tensión única promedio. La Ecuación (41) deberá reemplazar a la Ecuación (38) tanto en la modelación como en el conjunto de programas *Muripgm*.

$$V_i = \frac{1}{f} \times \tau \times F_{ti} \quad (41)$$

Tabla 4. Tensiones en muros para modelaciones *Diafragma Infinitamente Rígido*(R), *Infinitamente Flexible*(F) y *Tensión Media*(M). Se considera también el caso de *Diafragma Infinitamente Flexible*(Fc) con colapso del muro central.

Caso	Tensiones en muros (Tf/m ²)						Tensión máxima en muros (MPa)				factor
	MURO 1		MURO 2		MURO 3		R	F	M	Fc	f
	R	F	R	F	R	F					
1	4,06	3,04	4,06	6,09	4,06	3,04	0,04	0,06	0,04	0,06	1,5
2	4,54	2,78	2,74	7,43	4,54	2,78	0,05	0,07	0,04	0,07	1,8
3	4,74	2,60	1,64	9,35	4,74	2,60	0,05	0,09	0,04	0,04	1,0
4	4,08	4,08	0,00	0,00	4,08	4,08	0,04	0,04	0,04	0,04	1,0
5	3,68	2,78	4,79	5,57	3,56	3,71	0,05	0,06	0,04	0,06	1,4
6	4,32	2,56	3,50	6,83	4,39	3,41	0,04	0,07	0,04	0,07	1,7
7	4,65	2,37	2,18	8,53	4,83	3,16	0,05	0,09	0,04	0,05	1,2
8	4,09	3,58	0,00	0,00	4,09	4,77	0,04	0,05	0,04	0,05	1,2
9	3,31	2,60	5,57	5,19	2,71	4,67	0,06	0,05	0,04	0,05	1,3
10	3,95	2,37	4,54	6,32	3,83	4,27	0,05	0,06	0,04	0,06	1,5
11	4,42	2,18	3,09	7,84	4,65	3,92	0,05	0,08	0,04	0,06	1,4
12	4,09	3,18	0,00	0,00	4,09	5,73	0,04	0,06	0,04	0,06	1,4

2.2 Aplicación.

2.2.1 Aspectos generales de la zona de levantamiento.

El sector analizado se encuentra ubicado en la zona sísmica 3 (ver Figura 14), definida por la norma chilena respectiva (NCh433) y se ha visto sacudida por diversos sismos a lo largo de su historia, quedando equidistantemente ubicada de los epicentros de los eventos sísmicos de los años 1939 y 1953, los cuales registraron respectivamente magnitudes de 7,8 y 7,6 grados en la escala de Richter y focos de similar profundidad (60 km).

2.2.2 Toma de Datos

Para la evaluación de la metodología se utilizó como referencia la ficha de levantamiento propuesta por el I.S.T.C. ¹, siendo modificados algunos aspectos con el fin de evaluar en forma más precisa las diferencias constructivas encontradas.

2.2.3 Características constructivas observadas.

En la etapa de levantamiento se escogieron sólo aquellas estructuras de adobe en las cuales dicho material es predominante. Corresponden principalmente a viviendas y bodegas aisladas de un piso y de plantas relativamente regulares ubicadas tanto en la zona urbana como rural de los poblados visitados. La muestra consistió en 14 estructuras, 9 de ellas corresponden a una zona urbana y las cinco restantes a un sector predominantemente rural. Cabe destacar el hecho de que en zonas cercanas a las visitadas durante el levantamiento, la construcción de viviendas en adobe continúa vigente (incluso dos de ellas fueron consideradas en la muestra) debido principalmente a las ventajas económicas que dicho material presenta, sin embargo, son edificadas sin ningún criterio de diseño que considere la respuesta que puede entregar la estructura ante una sollicitación dada.

La mayor parte de las viviendas antiguas ubicadas en la zona estudiada presentan cimientos en base a grandes unidades de bolones de piedra y sobrecimientos en piedra canteada artesanalmente o incluso ladrillos. En otros se ha pretendido realizar mejoras incorporando zapatas a la estructura de fundación.

Los muros resistentes analizados poseen espesores que varían desde los 15 cm hasta los 60 cm. Dichos espesores quedan determinados en gran medida por las dimensiones de las unidades de adobe utilizadas. La unión entre ellas para formar el muro resistente se realiza mediante barro de la misma calidad de aquél que constituye las unidades básicas de este.

La incorporación de vanos que sirvan de puertas y ventanas es realizada mediante la incorporación de dinteles en madera.

Es usual también la incorporación de cruzamiento de hiladas de adobe en las esquinas de muros o en el encuentro de éstos, con el fin de dar una mayor rigidez a la unión de muros ortogonales y disminuir así su riesgo de separación.

La techumbre de la mayoría de las edificaciones examinadas está constituida por cerchas que presentan una tipología que no permite el empuje sobre los muros resistentes perimetrales, pues la viga inferior actúa en tracción impidiendo de esta forma cualquier tipo de acción que puede inducir el volcamiento del muro. Un detalle de esta tipología puede observarse en las Figuras 15 y 16. La cubierta de la techumbre corresponde generalmente a unidades de teja artesanal unida por mortero de barro. Sólo en construcciones más recientes o en aquellas que han sido sometidas a reparaciones es posible encontrar cubiertas en base a planchas de acero zincado o de asbesto cemento.

2.2.2.1 Estado de conservación de las estructuras.

En general, sólo aquellas viviendas construidas recientemente presentan un estado de conservación bueno. La mayoría de las estructuras antiguas en adobe presentan diferentes grados de degradación producto de sismos anteriores, acción de la lluvia, inundaciones, etc., lo cual ha llevado a sus propietarios a considerar la demolición de estas en un futuro cercano, sin embargo, es común

también la introducción de otros elementos pensados para suplir aquellos defectos. Un detalle de estado de conservación de las estructuras analizadas puede verse en la Figura 17.

2.2.2.2 Características especiales.

Bajo este punto se pretende reunir aquellas características que no son usuales de encontrar en las viviendas de adobe en Chile.

1. Presencia de Diafragmas Horizontales: Debido a la inexistencia de viviendas de más de un piso, no se encontró presencia de diafragmas horizontales en alguna de las estructuras analizadas. Sin embargo, con el fin de incluir el efecto de conexión entre elementos resistentes verticales que producen las vigas de la techumbre, se considera una resistencia a la fricción entre estas y los muros igual a 0,2 kN/m.
2. Presencia de elementos no estructurales: Para la totalidad de las viviendas estudiadas no se detectaron elementos no estructurales que influyeran en su vulnerabilidad.
3. Incorporación de otros materiales constructivos: la degradación que presentan las estructuras y las modificaciones producto de ampliaciones en ellas llevan a incorporar elementos que no necesariamente trabajan en perfecta armonía con el adobe por tratarse de materiales que poseen características mecánicas diferentes. Así pueden encontrarse viviendas en las cuales uno o más de sus muros de adobe ha sido reemplazado por uno de albañilería o simplemente por tabiquería en madera. La incorporación de estos elementos provocarán diferencias de rigidez importante en la estructura, colaborando a la pérdida de la conexión entre los distintos tipos de material e incluso produciendo el colapso de la estructura.

2.2.3 Análisis de los resultados obtenidos.

2.2.3.1 Respecto a los modelos estructurales.

De acuerdo con los valores obtenidos para la muestra analizada se aprecia que la aceleración máxima resistente al corte en muros de adobe se concentra alrededor de 0,2 veces el valor de la aceleración de gravedad, obteniéndose que para aceleraciones por sobre 0,26×g se supera totalmente la resistencia máxima al corte proporcionada por los muros. Un diagrama de los resultados obtenidos para el índice I_1 se aprecia en la Figura 18.

En cuanto a la superación de la resistencia por vaciamiento o por volcamiento (Figura 19), los resultados indican una distribución un poco más extendida que la obtenida para el índice I_1 , sin embargo, el grueso de la muestra se concentra nuevamente en las cercanías de 0,2×g. Los valores obtenidos para los índices I_1 , I_2 , e I_3 pueden observarse en la Tabla 5.

Tabla 5. Resultados para los índices I_1 , I_2 , e I_3

N° Edificio	I_1 (a/g)	I_2 (a/g)	I_3	Peso (T)
1	0,241	0,191	0,280	20
2	0,130	0,155	0,228	273
3	0,254	0,165	0,333	23
4	0,236	0,39	0,280	80
5	0,274	0,365	0,280	60
6	0,261	0,285	0,333	88
7	0,254	0,187	0,280	34
8	0,156	0,190	0,175	56
9	0,226	0,238	0,228	55
11	0,271	0,192	0,175	17
12	0,262	0,299	0,175	25
14	0,197	0,133	0,280	26
15	0,134	0,135	0,333	130
16	0,231	0,197	0,175	104

2.2.3.2 Respetto a la vulnerabilidad de las estructuras.

Como se aprecia en la Tabla 5 y en la Figura 20 , los resultados obtenidos para el índice I_3 indican grados de daño desde un mínimo de 0,18 a un máximo de 0,33 , concentrándose el 50% de los edificios en un valor de 0,2 para el índice de vulnerabilidad.

El análisis de clases de vulnerabilidad indica, tal como lo muestra la Figura 21, que para aceleraciones de $0,2 \times g$ la vulnerabilidad de las estructuras analizadas se encuentra desde MEDIA a MUY GRANDE y para $0,3 \times g$ la vulnerabilidad obtenida es MUY GRANDE para la casi totalidad de las estructuras. Además, de acuerdo a la aceleración dada por la zonificación sísmica chilena, para la zona estudiada considera un valor de $0,4 \times g$, el cual lleva a que la vulnerabilidad de todas las estructuras sea asignada a la clase MUY GRANDE.

En las Figuras 21 a 25 puede apreciarse la distribución de las clases de vulnerabilidad para el grupo de estructuras analizadas.

3. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.

La posibilidad de conocer en cierta medida cual es el daño que se produce en un organismo sometido a una acción dada permite conocer las medidas necesarias a considerar con el fin de disminuir el deterioro que ocurre. Si la acción corresponde a la sollicitación proporcionada por un sismo, entonces el grado de daño que se producirá en él queda expresado por su *Vulnerabilidad Sísmica*. Dicho parámetro no es más que una expresión cualitativa para determinar cual es el daño que se produce en la estructura, definiéndola por medio de vocablos tales como *MUY GRANDE*, *PEQUEÑA*, *MEDIANA*, etc.

Con el fin de determinar además del grado de vulnerabilidad de una estructura, cual es la característica principal que produce su colapso, el método propuesto por el I.S.T.C. obtiene las aceleraciones de falla de la edificación tanto para una sollicitación en el plano del muro (acción de corte) como en una dirección fuera de él (acción de flexión).

A modo de introducción al tema, se adoptó como base la metodología propuesta por el I.S.T.C. para determinar la vulnerabilidad de viviendas en mampostería no reforzada, realizando las correcciones necesarias con el fin de aplicarla a alguna tipología constructiva existente en Chile. Se eligió aquella basada en mampostería de adobe debido a la similitud de falla que presenta con la propuesta por el método italiano. Las correcciones consideradas se basaron fundamentalmente en la modelación usada para determinar la resistencia al corte de muros de adobe y en las diferencias existentes entre la formas de construir las viviendas en ambos países.

El análisis de vulnerabilidad presentado puede servir para realizar intervenciones en aquellas viviendas que presentan riesgos de manera de mejorar su resistencia ante la sollicitación sísmica. Dichas intervenciones podrán ser eficazmente ubicadas en la estructura ya que se dispone además de la información necesaria para determinar cual es el modo de falla que gobernará el colapso de cada una de las construcciones analizadas. Lo anterior, sin embargo, debe ser contrastado con un análisis económico que determine confiablemente hasta que punto es conveniente una reparación y no una reconstrucción. Además, el empleo de la metodología señalada en el presente trabajo no implica un elevado costo ya que la etapa de levantamiento no requiere de técnicos especialistas, sino que por el contrario basta con la ayuda de cualquier persona a la cual se le indiquen ciertas nociones básicas de la toma de datos.

Al analizar la vulnerabilidad de un conjunto de edificios pertenecientes a una zona particular es posible calibrar posteriormente el método, con un levantamiento post-sismo, de manera que puedan ser comparadas las aceleraciones obtenidas en dicho lugar, con el daño producido en las estructuras y a la vez con los resultados que la metodología propuesta entrega. Sin embargo, es claro que esperar la ocurrencia de un sismo para calibrar la metodología es ilógico por lo incierto de la distribución espacio-temporal del evento sísmico, por ello puede recurrirse a ensayos a escala real en laboratorios o utilizar simplemente datos de daño de algún sismo pasado y asumir que la muestra analizada es equivalente.

La aplicación de la metodología se desarrolló para una muestra de 14 edificios construidos en adobe de una zona rural de la región del Bio-Bio. Las viviendas analizadas en la muestra corresponden a la típica construcción en adobe, por lo tanto los resultados obtenidos pueden ser extendidos a otras zonas al considerar una muestra de similares características.

Al analizar los resultados se obtiene que los valores de los índices para los modelos analíticos entregan un valor de aceleración de colapso del 100% de las estructuras al acercarse a $0,27 \times g$ en el caso de resistencia al corte. Si se considera la aceleración máxima que puede soportar la estructura en una dirección perpendicular al plano del muro, se obtiene que para aceleraciones de $0,28 \times g$ ya ha colapsado el 86% de las estructuras, ya sea por vaciamiento o por volcamiento de los muros.

Si se analiza el índice de vulnerabilidad (I_3) se observa que este se concentra distribuido cerca de 0,2. Sin embargo, el análisis de vulnerabilidad nos revela que ya para aceleraciones del orden de $0,3 \times g$ la vulnerabilidad de las viviendas de adobe es muy grande casi en su totalidad, lo cual está de acuerdo con las aceleraciones máximas esperadas según el modelo analítico.

La razón principal para que el índice de vulnerabilidad tome un valor bajo con respecto al resultado de elevada vulnerabilidad que entregan tanto los modelos analíticos como el análisis de vulnerabilidad, se debe a que los parámetros analizados corresponden en su mayoría a clases catalogadas como buenas, dando por ello un valor bajo a este índice.

Ciertamente los resultados entregados por la metodología aplicada concuerdan a grandes rasgos con las aceleraciones de colapso esperadas para tales estructuras. Recordando que para el sismo de Punitaqui (norte de Chile en 1997) se obtuvo un alto porcentaje de viviendas destruidas para aceleraciones cercanas a $0,3 \times g$, se aprecia que el cálculo de la vulnerabilidad en base a este método entregará valores semejantes debido a la similitud de las construcciones de adobe existentes en Chile. No obstante lo anterior, deben analizarse en mayor profundidad aquellas características que inciden directamente en la determinación del índice I_3 , con el fin de obtener valores más concordantes con los índices obtenidos para los modelos analíticos.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

BIBLIOGRAFÍA

- ◆ Bernardini, A. ; Gori R.; Modena C. (1988) “Verso un sistema esperto per analisi di vulnerabilità sismica di singoli o di gruppi di edifici in muratura”, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Padova.
- ◆ Bernardini, A. ; Gori R.; Modena C. (1988) ”Valutazioni di resistenza di nuclei di edifici in muratura per analisi di vulnerabilità sismica”, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Padova.
- ◆ Bernardini, A. ; Gori R.; Modena C. (1992)”Misure sfuocate in un sistema esperto per la diagnosi di evulnerabilità sismica de edifici in muratura”, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Padova.
- ◆ Bernardini, A. (1996), definizione e misura della vulnerabilità sismica di singoli edifici e di tipologie murarie. Problemi di coerenza fra osservazioni e previsioni”, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Padova.
- ◆ Bernardini, A. ; Gori R.; Modena C. (1988) ”A research on the Seismic Vulnerability of existing masonry buildings”, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Padova.
- ◆ Ottazi, G ; Yep, J. ; Blondet, M.; Villa-García, G. ; Ginocchio, J. (1989)“Ensayos de simulación sísmica de viviendas de adobe”, Departamento de Ingeniería , Pontificia Universidad Católica del Perú.
- ◆ Ivo, M.(1989)“Aplicazioni a campioni di edifici di muratura delle prealpi venete di una metodologia per il calcolo della vulnerabilità sismica”, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Padova.
- ◆ Yépez M., F. (1996). “Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación”. Tesis Doctoral.. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña.
- ◆ Dubois D. And Prade H. (1980) “Fuzzy Sets and Systems:Theory and Applications”, Academic Press, N.Y.,USA.

REFERENCIAS

- ¹ Bernardini, A. ; Gori R.; Modena C. (1988) ”Valutazioni di resistenza di nuclei di edifici in muratura per analisi di vulnerabilità sismica”, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Padova.
- ² Vargas N., J. (1984) “Vivienda Rural en Adobe”, Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.

ANEXO

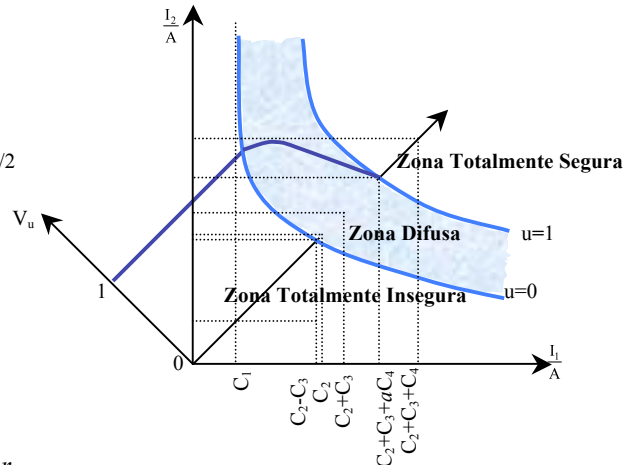
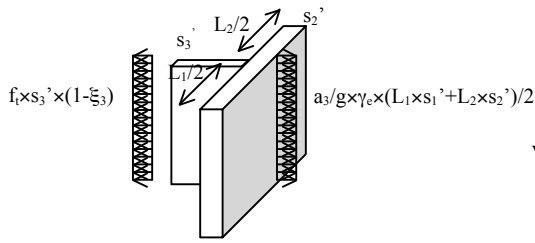


Figura 9. Equilibrio de fuerzas para determinar la resistencia a separación del muro transversal.

Figura 10. Idea general de la función de vulnerabilidad y su relación con la variable u.

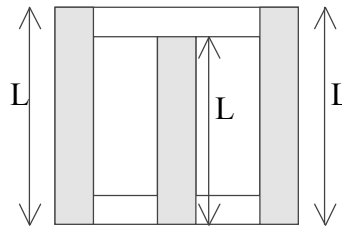
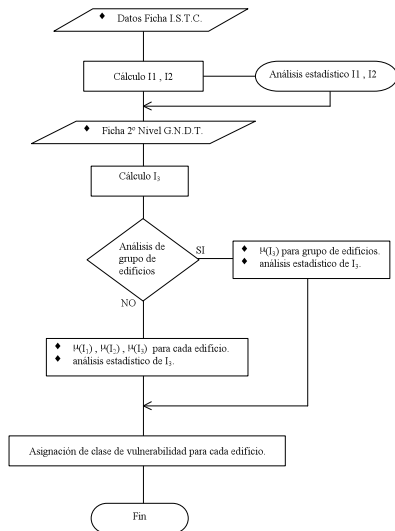


Figura 11. Diagrama de flujo del conjunto de programas MuriPgm.

Figura 12. Casos de muros analizados.

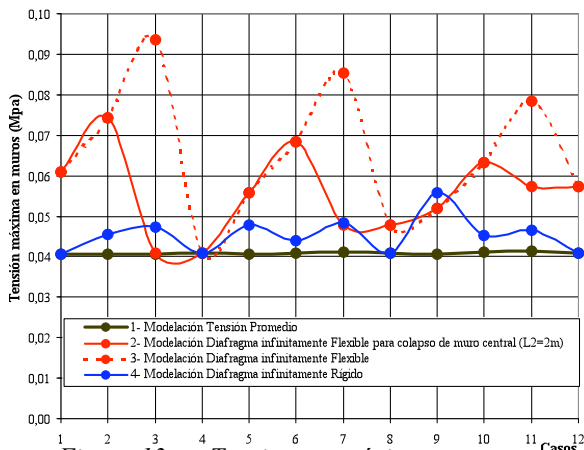


Figura 13. Tensiones máximas en muros modelos.



Figura 14. Mapa general de la zona de levantamiento.



Figura 15. Tipología constructiva típica de la techumbre de viviendas de adobe. Detalle de la cercha.



Figura 16. Detalle de conexión interior entre viga de techumbre y muro.



Figura 17. Detalle de la separación de muros ortogonales.

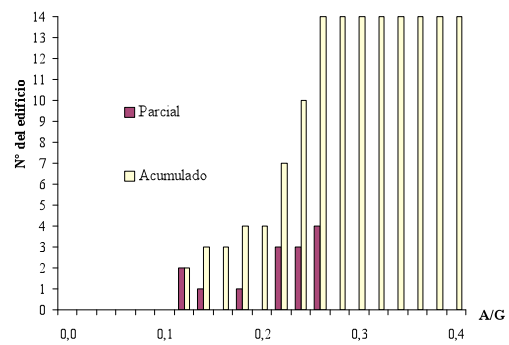


Figura 18. Distribución de frecuencia parcial y acumulada para índice I_1 .

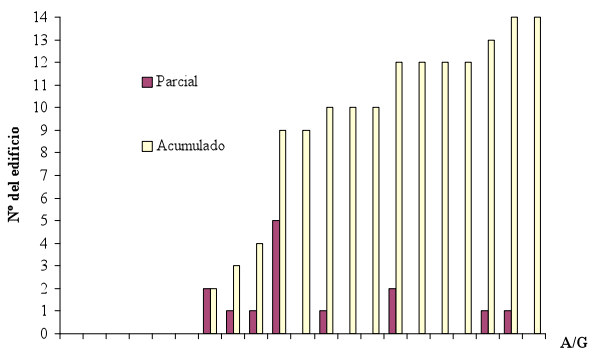


Figura 19. Distribución de frecuencia parcial y acumulada para índice I_2 .

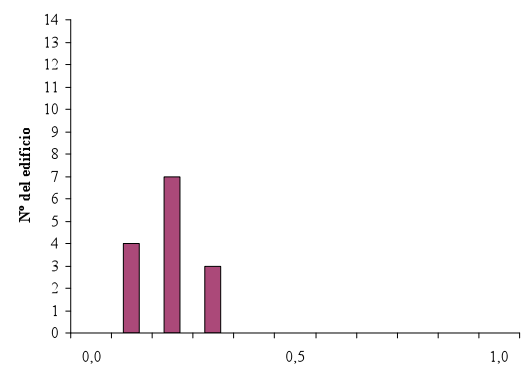


Figura 20. Distribución del índice de vulnerabilidad I_3 .

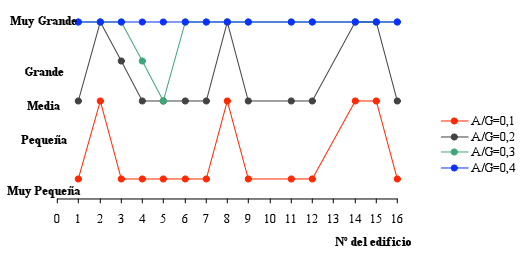


Figura 21. Clases de vulnerabilidad asignadas en función de aceleración esperada.

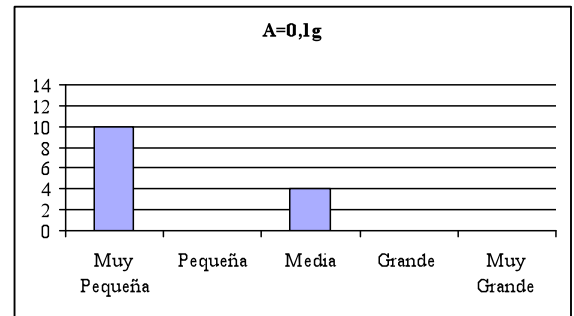


Figura 22. Histograma de clases de vulnerabilidad para aceleraciones de $0,1g$.

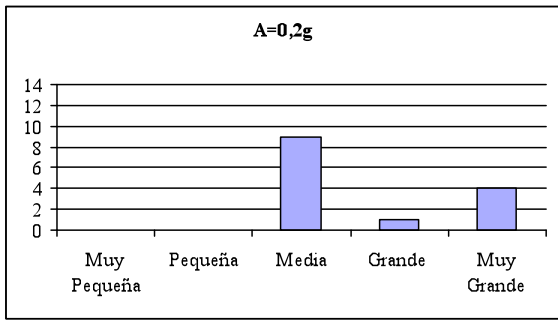


Figura 23. Histograma de clases de vulnerabilidad para aceleraciones de 0,2xg.

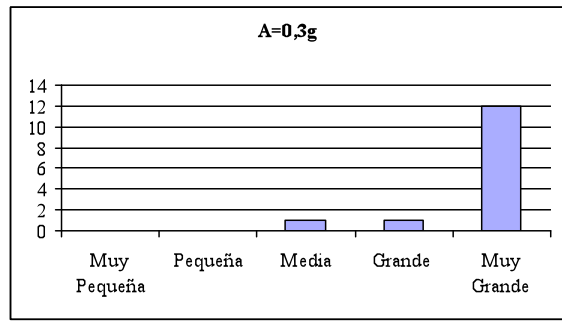


Figura 24. Histograma de clases de vulnerabilidad para aceleraciones de 0,3xg.

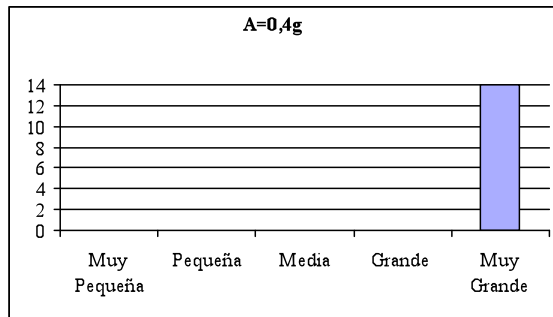


Figura 25. Histograma de clases de vulnerabilidad para aceleraciones de 0,4xg.