

METODOLOGÍA PARA LA ESTIMACIÓN DE DAÑOS POR SISMOS EN EDIFICIOS ESCOLARES DE VENEZUELA MEDIANTE CURVAS DE FRAGILIDAD

GUSTAVO CORONEL D.¹ , OSCAR A. LÓPEZ¹

¹ Profesor-Investigador, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME),
Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela (UCV),
e-mails: gustavocoroneld@gmail.com y oalsf@yahoo.com.

Recibido: junio 2012

Recibido en forma final revisado: enero 2013

RESUMEN

Se presenta una metodología simplificada que permite desarrollar curvas de fragilidad para caracterizar la vulnerabilidad sísmica de los edificios escolares venezolanos, fundamentada en la hipótesis de que los edificios fueron diseñados y construidos acorde a lo establecido en las normas sísmicas vigentes para el momento de su construcción. Con base en esto se desarrollan curvas bilineales de capacidad sobre las cuales se definen cinco estados de daños. Para cada estado de daño se determinan las curvas de fragilidad sísmica las cuales representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño dado un valor de la aceleración del terreno. La curva de fragilidad se describe mediante una distribución lognormal en la cual los valores medios de la aceleración del terreno asociados con el inicio de cada estado de daño son determinados en función del tipo de escuela y de las condiciones de suelo en el sitio de ubicación. Las curvas de fragilidad fueron calibradas y ajustadas a partir de la información proveniente de los efectos del sismo de Cariaco de 1997 sobre 19 escuelas localizadas en el estado Sucre en las cuales se poseía información sobre los daños ocurridos y sobre el tipo constructivo y el tipo de suelo en el sitio de ubicación de cada escuela. Los daños estimados con la metodología aquí desarrollada se ajustan razonablemente a los daños observados. Las curvas de fragilidad permiten la estimación de daños y pérdidas debidas a sismos futuros y la evaluación del riesgo sísmico con fines de priorización y gestión de riesgo.

Palabras clave: Fragilidad, vulnerabilidad sísmica, daños, pérdidas, edificios escolares

METHODOLOGY FOR THE ESTIMATION OF SEISMIC DAMAGE IN SCHOOL BUILDINGS OF VENEZUELA BY FRAGILITY CURVES

ABSTRACT

This paper presents a simplified methodology that allows developing fragility curves to characterize the seismic vulnerability of Venezuelan school buildings, based on the hypothesis that school buildings were designed and built according to the seismic provisions at the time of construction. On this basis bilinear capacity curves are developed on which five damage states are defined. For each damage state, seismic fragility curves are determined, which represent the probability of reaching or exceeding a damage state for a given value of peak ground acceleration. A fragility curve is described by a lognormal distribution in which the average values of the ground acceleration associated with each damage state are determined depending on the type of school and the soil at the location site. Fragility curves were calibrated and adjusted using the information obtained from the effects of the 1997 Cariaco earthquake on 19 schools located in the Sucre State for which information regarding observed damages, construction type and soil type on the site of location of each school was available. The damage estimated with the methodology developed herein reasonably conforms to the observed damage. The fragility curves are used to estimate damage and losses due to future earthquakes and assess seismic risk levels for purposes of prioritization and risk management.

Keywords: Fragility curves, seismic vulnerability, damage, loss, school buildings

MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS

Las edificaciones escolares existentes en diversos países han sido objeto de estudios, investigaciones y planes orientados a reducir su vulnerabilidad y riesgo sísmico debido a la función social que cumplen cotidianamente en la educación de niños, niñas y adolescentes y a que suelen servir de refugios en situaciones de emergencia o desastre. El aprendizaje dejado por terremotos pasados y el significativo avance del conocimiento y la tecnología en el área de la ingeniería sismorresistente, han puesto de manifiesto la elevada vulnerabilidad sísmica de las edificaciones escolares antiguas, aún cuando hayan sido diseñadas cumpliendo con la norma vigente para la época. Eventos sísmicos de los últimos 10 años como los de Molise (Italia) 2002, Boumerdes (Argelia) 2003, Bingöl (Turquía) 2003, Kashmir (Paquistán) 2005, Perú 2007, Sichuán (China) 2008, Haití 2010 y Chile 2010, entre otros, han ocasionado importantes daños a edificaciones escolares y numerosas muertes de niños, niñas y maestros. En Venezuela el terremoto de Cariaco del 9 de julio de 1997 ($M_w=6,9$), causó 74 muertos y 522 heridos (Bonilla *et al.*, 2000), entre los cuales 22 niños y una maestra fallecen por el derrumbe de cuatro edificios escolares pertenecientes a los planteles Valentín Valiente y Raimundo Martínez Centeno.

El sismo de Cariaco originó diversos estudios e investigaciones (Alonso & Figuera, 1997; Fernández, 1998; Castilla & Marinilli, 2000; López & Espinoza, 2007; López *et al.*, 2007) y dio lugar al inicio de un proyecto de investigación de alcance nacional denominado "Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela", el cual fue desarrollado por el Instituto de Materiales y Modelos estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela (UCV), la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS) y la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas

(FEDE) del Ministerio del Poder Popular para la Educación, con el apoyo del Fondo Nacional de Ciencia y Tecnología (FONACIT) a través del proyecto N° 2005000188 (López *et al.* 2010; IMME, FUNVISIS y FEDE, 2011). Este trabajo se enmarca dentro de esta iniciativa y tiene como objetivo desarrollar una metodología para estimar daños y pérdidas en edificios escolares de Venezuela producidos por la acción de los terremotos, mediante el uso de curvas de fragilidad, con fines de priorizar futuros refuerzos estructurales y de servir de apoyo para la toma de decisiones en planes de prevención, reducción de riesgo y atención de emergencias. En Venezuela existen 28.878 planteles educativos registrados (SINACOES, 2008), los cuales funcionan en un número probablemente mayor de edificios escolares. El inventario de edificios escolares arrojó que el 49,5% de las escuelas se encuentran en las zonas de elevada amenaza sísmica (zonas 5, 6 y 7) del mapa de zonificación sísmica de la norma COVENIN (2001) y aproximadamente un 45,9% de los edificios escolares del país fueron construidos antes de 1982, con requerimientos sismorresistentes menos exigentes que los incluidos en las normas posteriores de 1982, 1998 y 2001. Más aún, un 21,1% fueron construidas antes de 1967 con las normas más antiguas y considerablemente menos exigentes desde el punto de vista sismorresistente, antes del cambio de norma debido al terremoto de ese mismo año (IMME-FUNVISIS-FEDE, 2011; Coronel, 2012).

CURVAS DE CAPACIDAD

Las curvas de capacidad representan la relación entre la fuerza cortante (V) en la base de un edificio y el desplazamiento (u) en el nivel de techo del mismo; estas curvas constituyen la base a partir de la cual se construyen las curvas de fragilidad. En la Figura 1 se presenta la idealización bilineal de la curva de capacidad empleada en este trabajo. Los parámetros que definen dicha curva se describen más adelante.

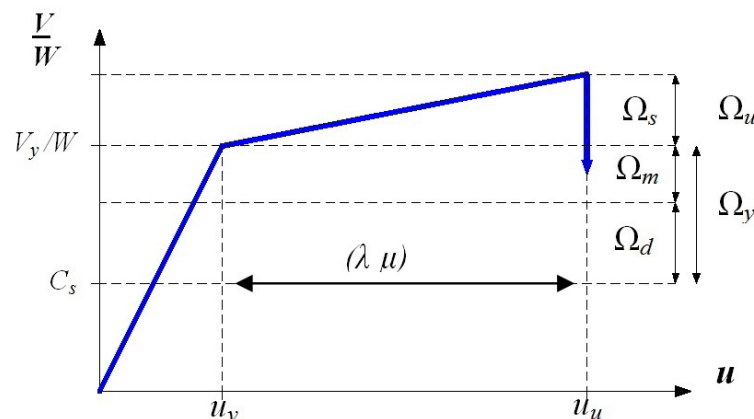


Figura 1. Representación bilineal y parámetros de la Curva de Capacidad

Capacidad resistente

Se parte de la hipótesis de que el edificio escolar fue diseñado y construido cumpliendo con los requerimientos normativos vigentes para el momento de su construcción; por tanto, la capacidad resistente está relacionada con la fuerza de diseño establecida en la norma correspondiente. En López (2009) se examinaron las siete normas usadas históricamente en el país (MOP, 1939; MOP, 1947; MOP, 1955; MOP, 1967; COVENIN, 1982; COVENIN, 1998a y COVENIN, 2001) y se derivaron expresiones para estimar el cortante basal a nivel cedente a partir de las fuerzas de diseño establecidas en cada norma. En la Tabla 1 se presentan expresiones para estimar el coeficiente sísmico

nominal a nivel cedente (C_s) y se describen las condiciones impuestas en cada norma para las distintas zonas sísmicas. En las normas previas a 1982, las expresiones de C_s de la Tabla 1 incorporan la corrección necesaria para llevar los materiales hasta el nivel de cedencia o plastificación, tomando en cuenta que el diseño se hacía con el método de los esfuerzos admisibles. En la Tabla 1 la variable N define el número de pisos del edificio. El valor del periodo fundamental (T_d) requerido para determinar los valores de $A_d(T_d)$ del espectro de diseño en las normas COVENIN (1982), COVENIN (1998a) y COVENIN (2001), se estimó a partir de la fórmula aproximada de la norma COVENIN (2001) para edificios aporticados de concreto reforzado.

Tabla 1. Expresiones para estimar C_s derivadas de las siete normas nacionales

Norma	Coficiente Sísmico	Descripción
MOP, 1939	$C_s = 1,33 \cdot C$	No incluye mapa de zonificación, $C=0,05$ para edificios de más de 3 pisos y para edificios con cualquier número de pisos ubicados en zonas montañosas de los Andes y de la costa. El peso W_{norma} incorporaba el 100% de la carga variable: $W_{norma} = CP + CV$.
MOP, 1947	$C_s = 1,5 \cdot C$	Mapa de zonificación sísmica con las zonas A, B y C. Para la zona A, $C=0,05$, en la zona B, la más severa, $C=0,10$ la cual contempla áreas del Estado Sucre incluyendo Cumaná. En la zona C no se exigía el diseño sísmico. Se adoptó una resistencia del suelo $R_s < 2 \text{ kg/cm}^2$. $W_{norma} = CP + 0,5CV$.
MOP, 1955	$C_s = 1,5 \cdot C$ $C = \frac{0,30}{N + 4,5}$	El mapa de zonificación sísmica presenta las zonas A, B y C. El valor de C está definido por la fórmula para la zona B la cual incluía Caracas. Para la Zona C se exigía el doble, donde se incluía el Estado Sucre. Para la Zona A no se exigía el diseño sísmico. Se aplicó la versión no oficial (Hernández, 2009) para el cálculo de C . $W_{norma} = CP$.
MOP, 1967	$C_s = 1,5 \cdot C$	El mapa presenta cuatro zonas (0, 1, 2 y 3). El valor de C en la zona 3 varía entre 0,045 y 0,15 dependiendo del tipo estructural, el uso y tipo de suelo. Para las zonas 2 y 1 se multiplicaba por 0,5 y 0,25, respectivamente. El tipo de suelo se diferenciaba entre roca y aluvión. $W_{norma} = CP + 0,25CV$.
COVENIN, 1982	$C_s = \mu_0 \cdot A_d(T_d)$ $\mu_0 = \frac{3}{2} \frac{(N+1)}{(2N+1)}$	Presenta un mapa de zonificación sísmica con las zonas 0, 1, 2, 3 y 4. $A_d(T_d)$ representa el espectro de diseño estipulado en esta norma para un factor de ductilidad $D=6$. Define 3 formas espectrales S1, S2 y S3. Para escuelas el factor de importancia $\alpha = 1,25$. $W_{norma} = CP + 0,25CV$.
COVENIN, 1998	$C_s = \mu_0 \cdot A_d(T_d)$	Presenta un nuevo mapa de zonificación sísmica con las zonas 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7. $A_d(T_d)$ representa el espectro de diseño estipulado en estas normas para un factor de reducción de respuesta $R = 6$. Para escuelas $\alpha = 1,30$. $W_{norma} = CP + 0,5CV$.
COVENIN, 2001	$\mu_0 = 1,4 \frac{(N+9)}{(2N+12)}$	Es la norma vigente para edificaciones sismorresistentes. Representa una versión mejorada de la norma anterior las cuales se diferencian entre sí sólo en los parámetros que definen las formas espectrales. Para escuelas $\alpha = 1,30$.

La fuerza cortante (V_y) necesaria para iniciar la plastificación en el sistema lineal representativo incorporando la sobrerresistencia, se estima a partir de:

$$V_y = \Omega_y \cdot C_s \cdot W_{norma} \quad (1)$$

donde: Ω_y es el factor de sobrerresistencia que conecta la fuerza nominal a la fuerza real asociada con la plastificación global de la estructura (Figura 1), C_s está definido en la Tabla 1 y W_{norma} es el peso sísmico del edificio definido en la norma respectiva por la suma de la carga permanente (CP) y un porcentaje de la carga variable (CV), el cual varía de una norma a la otra (Tabla 1). A efectos de normalizar la fuerza V_y en cada norma por el mismo valor del peso, se define el factor de corrección del peso (f_w) a partir de:

$$f_w = \frac{W_{norma}}{W} \quad (2)$$

$$W = CP + 0,50CV \quad (3)$$

$$W_{norma} = CP + \alpha_n CV \quad (4)$$

donde: W es el peso sísmico asociado con la norma COVENIN (2001) y α_n es la fracción de carga variable considerada en cada norma y dada en la Tabla 1. A efectos de simplificar los cálculos se estima que $CV=0,25(CP+CV)$ en todas las versiones de la norma. Sustituyendo las Ecuaciones (3) y (4) en (2) y simplificando se obtiene el factor de corrección del peso (f_w):

$$f_w = 1,1429(0,75 + 0,25\alpha_n) \quad (5)$$

La Tabla 2 presenta los factores de corrección del peso para cada versión de la norma, los cuales varían entre 0,857 y 1,143. Despejando W_{norma} de la Ecuación (2), sustituyendo en (1) y dividiendo entre W se obtiene la capacidad resistente a nivel cedente en forma adimensional:

$$\frac{V_y}{W} = \Omega_y \cdot C_s \cdot f_w \quad (6)$$

Para la capacidad resistente última se incorpora el factor de sobrerresistencia última (Ω_u) (Figura 1):

$$\frac{V_u}{W} = \Omega_u \cdot \frac{V_y}{W} \quad (7)$$

Tabla 2. Valores del factor de corrección del peso (f_w)

Número de pisos (N)	Norma					
	1939	1947	1955	1967	1982	1998 y 2001
1	0,857					
2-4	1,143	1,00	0,857	0,929	0,929	1,00

Los factores de sobrerresistencia cedente y última se adoptaron del rango de factores expuestos en (FEMA, 2003), donde se define una fuente de sobrerresistencia propiciada por el diseño (Ω_d), una debida a la sobrerresistencia de los materiales (Ω_m) y una sobrerresistencia debida a la redundancia del sistema estructural (Ω_s). A partir de éstos se definen los factores Ω_y y Ω_u como:

$$\Omega_y = \Omega_d \cdot \Omega_m \quad (8)$$

$$\Omega_u = \Omega_s \quad (9)$$

Los valores utilizados en este trabajo para los factores Ω_y y Ω_u se muestran en la Tabla 3; éstos corresponden a valores calibrados mediante la comparación entre daños predichos y daños observados en el terremoto de Cariaco de 1997, la cual se presentará más adelante, pero se encuentran dentro del rango sugerido por FEMA (2003) para pórticos de concreto con nivel de diseño especial o sismorresistente, moderado y bajo, asociando de manera simplificada el nivel de diseño con las épocas indicadas en la Tabla 3. En la Figura 1, se muestran los parámetros de la representación bilineal de la curva de capacidad.

Tabla 3. Valores adoptados de Ω_y y Ω_u para los periodos indicados

Antes de 1967		Entre 1967 y 1982		Después de 1982	
(Nivel de diseño bajo)		(Nivel de diseño medio)		(Nivel de diseño especial)	
Ω_y	Ω_u	Ω_y	Ω_u	Ω_y	Ω_u
1,60	1,50	1,70	1,50	1,80	1,50

Se reconoce que la sobrerresistencia está asociada con el nivel de diseño establecido en las normas para este fin. Una revisión detallada de la evolución de las normas de diseño para estructuras de concreto utilizadas en Venezuela puede consultarse en Grases *et al.*, (2004) y Hernández (2009). Con el fin de simplificar el número de combinaciones entre normas de diseño y normas sísmicas se definieron en la Tabla 3 tres periodos constructivos. La definición del periodo posterior a 1982, está asociado con la aparición de las normas para el diseño de edificaciones de concreto COVENIN 1753-81 (COVENIN, 1981) y para el diseño de edificaciones de acero COVENIN 1618-80 (COVENIN, 1980). Aunque se reconoce que estas normas en sus posteriores versiones COVENIN 1753-87 (COVENIN, 1987) y COVENIN 1618-98 (COVENIN, 1998b) incorporaron mayores exigencias sismorresistentes, se ha adoptado un mismo valor para efectos de estimar la sobrerresistencia.

Desplazamientos cedente y último

El desplazamiento cedente (u_y) en el último nivel de una estructura de pocos pisos, asociado con la fuerza cortante cedente en la base (V_y), se puede determinar suponiendo que la respuesta dinámica está contenida en el modo fundamental (López, 2009):

$$u_y = \frac{\alpha_1 V_y}{\beta_1 W} g \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \quad (10)$$

donde: T_e es el periodo efectivo (FEMA, 2000), α_1 es el factor de participación del modo fundamental en el desplazamiento del último piso para el cual se adoptaron los valores de la Tabla 4, basados en López & Cruz (1996) y FEMA (2000). El parámetro β_1 es la fracción de la masa del edificio contenida en el modo fundamental, la cual se adoptó igual al valor μ_0 dado por la Ecuación 11, definido de esta manera en la norma COVENIN (2001). V_y/W es la relación definida anteriormente (Ecuación 6) y g es la aceleración de la gravedad.

$$\beta_1 = \mu_0 = 1.4 \frac{(N+9)}{(2N+12)} \quad (11)$$

En la Tabla 4, se presentan los valores adoptados en este trabajo para los parámetros α_1 , β_1 , altura total del edificio (H), periodo elástico (T_a) y periodo efectivo (T_e), correspondientes a las edificaciones con 1, 2, 3 y 4 niveles (N).

Tabla 4. Parámetros H , α_1 , β_1 , T_a y T_e para edificaciones de $N=1$ a 4 pisos

N	$H(m)$	α_1	β_1	$T_a (s)$	Antes de 1982	Después de 1982
					$T_e (s)$	$T_e (s)$
1	3	1,00	1,00	0,16	0,34	0,27
2	6	1,15	0,96	0,27	0,58	0,45
3	9	1,20	0,93	0,36	0,79	0,61
4	12	1,25	0,91	0,45	0,99	0,76

Los valores adoptados para el periodo efectivo (T_e) para edificios construidos después de 1982, provienen del ajuste de la Figura 2 el cual corresponde a los valores de periodo efectivo T_e definidos en los documentos que se resumen en

la Tabla 5. T_e se ha aumentado un 30% para los edificios anteriores a 1982 (Tabla 4), acorde al menor valor de dimensión mínima de columnas prescrito en las normas más antiguas.

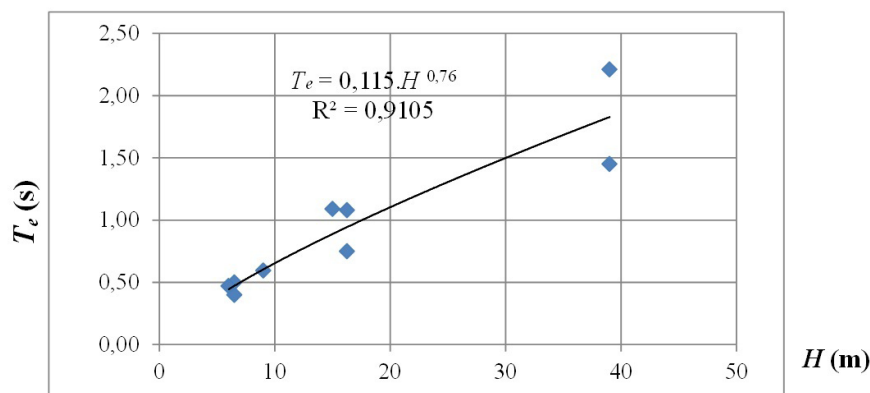


Figura 2. Relación entre el periodo efectivo y la altura del edificio (Tabla 4)

El desplazamiento último (u_u) en el tope de la estructura (Figura 1) se obtiene de:

$$u_u = \lambda \mu u_y \quad (12)$$

donde: μ es el factor de ductilidad nominal. Los valores de μ dados en la Tabla 6 son valores medios estimados a partir de una consulta a expertos (Coronel, 2012), los cuales resultaron ser similares a los utilizados para el estudio de vulnerabilidad de la ciudad de Cumaná (Grases *et al.*, 2004).

Estos valores están asociados con la ocurrencia de daños que se encuentran entre leves y moderados y dependen del nivel de detallado sísmorresistente utilizado. En la norma COVENIN 1756-01 (COVENIN, 2001) se admiten daños reparables para el sismo de diseño con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Similar al caso de la sobrerresistencia, se definieron las cuatro épocas constructivas mostradas en la Tabla 6 con el fin de simplificar el número de combinaciones entre normas sísmicas y normas de diseño.

Tabla 5. Valores del periodo efectivo T_e según varios autores

Autor (referencia)	Tipo	Pisos	H(m)	T_e (s)
HAZUS (FEMA-NIBS, 2009)	C1L (concreto)	2	6,50	0,40
HAZUS (FEMA-NIBS, 2009)	S1L (acero)	2	6,50	0,50
Barbat <i>et al.</i> (2008)	-	2	6,00*	0,47
Moreno (2006)	Concreto	3	9,00*	0,60
HAZUS (FEMA-NIBS, 2009)	C1M (concreto)	5	16,25	0,75
HAZUS (FEMA-NIBS, 2009)	S1M (acero)	5	16,25	1,08
Bonett (2003)	Concreto	5	15,00*	1,09
HAZUS (FEMA-NIBS, 2009)	C1M (concreto)	13	39,00	1,45
HAZUS (FEMA-NIBS, 2009)	S1M (acero)	13	39,00	2,21

* Inferido.

Por otro lado, λ es el factor que permite llevar el desplazamiento hasta el estado último o de daño completo; en consecuencia el producto ($\lambda \mu$) representa el factor de ductilidad última. En este trabajo a falta de valores analíticos o experimentales que permitan una mejor aproximación, se

ha adoptado un valor de $\lambda=3,0$ igual al valor utilizado por HAZUS (Kircher *et al.*, 1997 y FEMA-NIBS, 2009). Un factor similar fue utilizado en Hernández (2009) para el estudio de edificaciones de Caracas.

Tabla 6. Valores medios del factor de ductilidad nominal μ para distintas épocas

Antes de 1967	Entre 1967 y 1982	Entre 1982 y 1998 (Nivel de diseño especial)	Después de 1998 (Nivel de diseño especial)
2,0	3,0	4,0	4,5

Caso particular de las escuelas rurales

Las escuelas rurales son aquellas construidas con sistemas Tipo R o similares (Figura 3), de un solo piso, donde el sistema resistente a carga lateral consiste principalmente en paredes de mampostería con pequeños elementos confinantes de concreto reforzado (machones a menos de 4,0 metros de separación y vigas de corona), el cual se denominará a efectos de este estudio como sistema de Mampostería Confinada. En otros sistemas Tipo R, las paredes no poseen confinamiento en las esquinas o poseen perfiles de acero que no suministran un confinamiento apropiado, los cuales se denominarán sistemas de Mampostería No Confinada. A estas escuelas se les dará un tratamiento distinto al presentado previamente, reconociendo que usualmente no

satisfacen los requerimiento normativos para pórticos de concreto armado o de acero, que suelen ser más livianas que las estructuras diseñadas con las normas y que se comportan como estructuras de mampostería debido a la gran rigidez y resistencia que aportan las paredes. La resistencia media al cortante (v_r) de un muro de mampostería confinada se puede estimar a partir de (NTCM, 2004):

$$v_r = 0,50V_m \cdot A_r + 0,30P \quad (13)$$

donde: V_m es el esfuerzo resistente medio (kg/cm^2) a compresión diagonal, A_r es el área total de la sección transversal del muro y P es la carga vertical actuante sobre el muro. Para mampostería no confinada se estima que v_r es aproximadamente un 60% del valor dado por la

Ecuación 13 (NTCM, 2004). Para efectos de este trabajo se adopta un valor de $V_m = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ el cual corresponde aproximadamente al valor medio último para bloques de arcilla referido en (IMME, 2004). Para el cálculo de la capacidad portante a nivel cedente, se modifica la Ecuación 6 de la siguiente manera:

$$\frac{V_y}{W} = \Omega_y \cdot \frac{V_c}{W} \cdot f_w \quad (14)$$

donde: V_r es el cortante resistente del edificio, obtenido de la suma de los cortantes que resisten los muros (v_r). El peso W de una Escuela Rural típica (Figura 3) se estimó a partir de las características de estas edificaciones descritas en (FEDE, 2001). Para la Mampostería Confinada se utilizó el peso de una estructura de concreto ($\approx 12 \text{ Ton}$) y para

la Mampostería No Confinada se utilizó el peso de una estructura de acero ($\approx 3 \text{ Ton}$). Se incorporó el peso de las columnas y paredes, se consideró un área del techo (A_p) de 140 m^2 aproximadamente y un techo liviano con peso de 7 kg/m^2 y un techo pesado con 200 kg/m^2 , aproximadamente. Los valores resultantes se muestran en la Tabla 7. Para los cálculos se consideró la dirección más corta en planta (Figura 3), por ser la más débil, la cual posee tres (3) líneas resistentes de paredes de bloque de 15 centímetros de espesor y 5,90 metros de largo para un área total $A_T = 26.550 \text{ cm}^2$. Se consideró despreciable el valor de la carga vertical P y para el caso de Mampostería Confinada se supone que existe un machón intermedio en cada pared. En la Tabla 7 se muestran los valores de resistencia, períodos y ductilidad de cada tipo escolar.

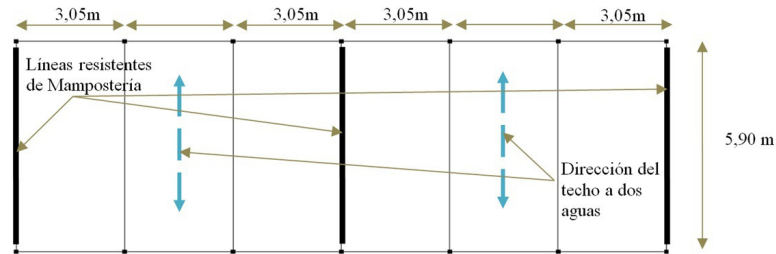


Figura 3. Esquema de planta típica de escuelas rurales

Tabla 7. Valores utilizados para el cálculo de las escuelas rurales

Tipo	Techo	W/A_p (kg/m^2)	V_m^* (kg/cm^2)	V_r (kg)	V_r/W	Ω_y	Ω_u	V_y/W	T_e (s)	μ	λ
Mampostería Confinada	Liviano	480	2,50	39.825	0,63	1,50	1,50	0,94	0,20	1,5	2,0
	Pesado	730		39.825	0,41			0,62			
Mampostería No Confinada	Liviano	400		23.895	0,45	1,10	1,00	0,50	0,20	1,0	2,0
	Pesado	650		23.895	0,28			0,31			

ESTADOS DE DAÑO

El daño físico (estructural) debido a terremotos es caracterizado en este trabajo a través de estados de daño discretos asociados con distintos niveles de desplazamiento

de la estructura. Se implementan cinco estados de daño (i), denominados: 0) Sin Daño Estructural, 1) Daño Leve, 2) Daño Moderado, 3) Daño Severo y 4) Daño Completo.

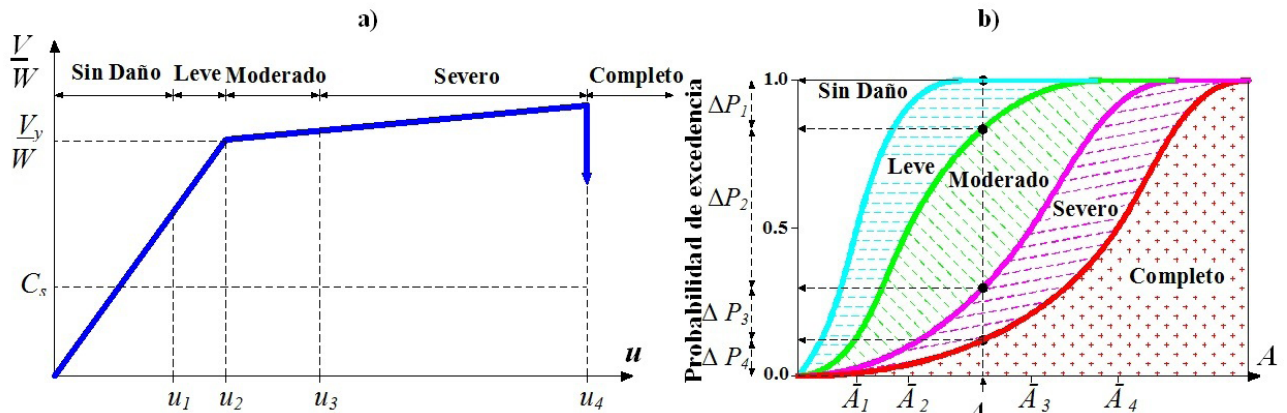


Figura 4. a) Límites de los estados de daños sobre la curva de capacidad
b) Curvas de fragilidad para cada estado de daño

El inicio de cada estado de daño está asociado con los desplazamientos u_1 , u_2 , u_3 y u_4 respectivamente (Figura 4.a), los cuales son función del desplazamiento cedente (u_v) y último (u_u) como se muestra en la Tabla 8. Los límites indicados en la Tabla 8 para escuelas diseñadas con las normas fueron tomados de los propuestos inicialmente por Lagomarsino & Penna (2003) para su incorporación al proyecto de la comisión Europea (RISK UE, 2004) y han sido utilizados y discutidos en los trabajos de Bonett

(2003), Giovinazzi *et al.*, (2006) y Barbat *et al.*, (2008) y se han presentado pequeñas variantes en Moreno (2006) y en Bermúdez *et al.*, (2008). Para el caso de las escuelas rurales se propuso una reducción de los límites asociados con el estado Daño Leve y Moderado (Tabla 8) reconociendo que son más frágiles; con ellos se obtuvieron mejores resultados en la calibración del procedimiento que se presenta más adelante. En la Tabla 9 se presenta una descripción de cada estado de daño.

Tabla 8. Desplazamientos asociados a cada límite de daño

<i>i</i>	Límite de Daño	Escuela diseñada con norma	Escuela Rural
1	Leve	$u_1 = 0,70 u_v$	$u_1 = 0,50 u_v$
2	Moderado	$u_2 = u_v$	$u_2 = 0,80 u_v$
3	Severo	$u_3 = u_v + 0,25(u_u - u_v)$	$u_3 = u_v + 0,25(u_u - u_v)$
4	Completo	$u_4 = u_u$	$u_4 = u_u$

Se define el Factor de Pérdida (F_i) como el porcentaje (%) del costo de la obra que se pierde durante el evento sísmico y que se puede correlacionar de manera aproximada con el estado de daño. En la Tabla 9 se muestran estos valores,

para cada estado de daño, según la experiencia internacional (FEMA-NIBS, 2009; Hwang & Lin, 2002; Blondet *et al.*, 2005). El Daño Completo se interpreta como pérdida total.

Tabla 9. Descripción de los estados de daño

<i>i</i>	Estado de Daño	Descripción	Factor de pérdida F_i (%)
0	Sin Daño Estructural	Sin daño estructural, con posible presencia de pequeños daños en componentes no estructurales.	0
1	Daño Leve	Presencia de pocas, localizadas y muy pequeñas grietas en elementos estructurales. Evidentes grietas en los elementos no estructurales, separación entre la tabiquería y los elementos.	2
2	Daño Moderado	Grietas evidentes en elementos estructurales con pérdida de recubrimiento en algunos casos. La mayoría de las paredes de tabiquería exhibe grandes grietas diagonales y horizontales y algunas pueden perder su estabilidad.	10
3	Daño Severo	Falla localizada de algunos elementos estructurales o sus conexiones sin pérdida de la estabilidad vertical del sistema. La mayoría de la tabiquería presenta grandes grietas y varias paredes pueden volcarse. La mayoría del mobiliario no anclado se ha volcado. La estructura presenta una deformación lateral permanente.	50
4	Daño Completo	Desplazamiento lateral excesivo. Pérdida de la estabilidad vertical. Representa el colapso parcial o total de la edificación.	100

DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO

Mediante el método de los coeficientes (FEMA, 2000; FEMA, 2005) se puede estimar la demanda de desplazamiento (u_d) introducida por un sismo definido por un espectro elástico de aceleraciones $S_a(T_e)$, de la siguiente manera:

$$u_d = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a(T_e) \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \quad (15)$$

donde: u_d es el desplazamiento en el último nivel de la estructura y $S_a(T_e)$ es la aceleración espectral del sistema elástico equivalente de período efectivo T_e y amortiguamiento de 5%. El coeficiente C_0 es el factor de corrección que correlaciona el desplazamiento del último piso con el de un sistema de un grado de libertad, el cual es igual al factor $\alpha 1$ definido anteriormente en la Tabla 4. C_1 es el factor de corrección que correlaciona el máximo desplazamiento del sistema inelástico con el del sistema elástico. Este coeficiente es función de la intensidad del

movimiento sísmico y está dado por:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{b \cdot T_e^2} \quad (16)$$

$$R = \frac{s_a(T_e)/g}{V_y/W} \cdot C_m \quad (17)$$

donde: R es el cociente entre la demanda elástica y la capacidad, en términos de la fuerza cortante basal a nivel cedente, $b=130, 90$ y 60 para roca sana, suelo muy duro y suelo denso, respectivamente, y C_m es la fracción de la masa participativa en el modo fundamental para la cual adoptamos los valores de μ_0 dados por la Ecuación 11. Para $T_e < 0,2s$, C_1 se toma igual al valor que tiene para $T_e=0,2$. Para $T_e > 1s$, $C_1=1$. C_2 es el factor de corrección que representa el efecto de la degradación de rigidez y de resistencia y el estrangulamiento de las curvas fuerza-deformación. C_2 es también función de la intensidad del sismo (incorporada en R) y está dado por:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (18)$$

Para $T_e < 0,2s$, C_2 se toma igual al valor que tiene para $T_e=0,2$. Para $T_e > 0,7s$, $C_2=1$. Por último el coeficiente C_3 es el factor de corrección para representar los efectos P - Δ dinámicos. Para los edificios escolares de no más de cuatro pisos, adoptaremos $C_3=1$.

CURVAS DE FRAGILIDAD SÍSMICA

Las curvas de fragilidad permiten representar en términos probabilísticos la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones y proporcionan la probabilidad de que la respuesta de una estructura alcance o exceda determinado límite asociado con el daño, como función de un parámetro indicador de la intensidad sísmica. A partir de la curva de capacidad de cada edificio se estima la curva de fragilidad para el límite de cada estado de daño. Para definir la curva de fragilidad se adoptó una distribución lognormal, la cual se expresa como:

$$P[d \geq i/A] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{A_i}} \ln \left(\frac{A}{A_i} \right) \right] \quad (19)$$

donde: A es la aceleración horizontal del terreno dividida entre g , denominada aceleración normalizada, siendo $g=981 \text{ cm/seg}^2$, \bar{A}_i es el valor medio asociado con el inicio del estado de daño ($i=1$ a 4), β_{A_i} es la desviación estándar del $\ln(A)$ para cada estado de daño, Φ es la función de distribución normal estándar acumulada y $P[d \geq i/A]$ es la probabilidad de que el daño (d) en la estructura alcance o

supere el estado de daño (i), condicionada a la ocurrencia de un valor de A . En la Figura 4.b, se ejemplifican las cuatro curvas de fragilidad para cada estado de daño. Cada curva representa la probabilidad de alcanzar o exceder el estado de daño indicado en el área inferior a la curva. Para un valor fijo de A , la diferencia de ordenadas ($\Delta P_1, \Delta P_2, \Delta P_3$ y ΔP_4) entre las curvas representa la probabilidad de ocurrencia de cada estado de daño (1, 2, 3 y 4, respectivamente). ΔP_0 , no mostrada en la Figura 4.b por razones de escala, es la probabilidad de ocurrencia del estado "Sin Daño", la $\sum \Delta P_i = 1$ para $i=0$ hasta 4.

Los valores medios de la aceleración normalizada del terreno ($\bar{A}_1, \bar{A}_2, \bar{A}_3$ y \bar{A}_4) asociados con el inicio de cada estado de daño se estiman a partir de los desplazamientos (u_1, u_2, u_3 y u_4) correspondientes. En la Ecuación 15 se fija el desplazamiento u_i igual a cada uno de los desplazamientos u_i de cada estado de daño (i), se sustituye $S_a(T_e)$ por la Ecuación 20 y se despeja la aceleración normalizada \bar{A}_i , dando origen a la Ecuación 21 (López, 2009).

$$S_a(T_e) = \bar{A}_i \cdot f(T_e) \cdot g \quad (20)$$

$$\bar{A}_i = \frac{u_i}{C_0 C_1(\bar{A}_i) C_2(\bar{A}_i) C_3 f(T_e) g \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2} \quad (21)$$

El factor $f(T_e)$ representa la forma espectral utilizada para caracterizar la respuesta sísmica en el sitio de la escuela. Ésta puede variar de acuerdo a la información disponible y a lo que se desea representar, en algunos casos se utilizará la forma espectral de la norma COVENIN (2001), para Caracas se puede utilizar las formas espectrales provenientes del proyecto de microzonificación sísmica de (FUNVISIS, 2009) o para el caso de sismos particulares alguno de los espectros de las modernas relaciones de atenuación de la NGA: Abrahamson & Silva, 2008; Boore & Atkinson, 2008; Campbell & Bozorgnia, 2008; Chiou & Youngs, 2008; Idriss, 2008. Por otro lado se observa que los coeficientes $C_1(\bar{A}_i)$ y $C_2(\bar{A}_i)$ dependen en algunos casos de \bar{A}_i , dando origen a una ecuación de característica no lineal, la cual es resuelta por métodos numéricos iterativos.

La desviación estándar β_{A_i} , asociada con los valores \bar{A}_i de cada estado de daño (i), se estiman a partir de la experiencia nacional e internacional (Kircher *et al.* 1997; FEMA-NIBS, 2009; Bonet, 2003; Barbat *et al.*, 2008; Marinilli, 2008; Safina *et al.*, 2008). En la Tabla 10, se presentan los valores de β_{A_i} adoptados para este trabajo.

Tabla 10. Valores adoptados de β_{A_i} para cada estado de daño.

Escuelas	1) Leve	2) Moderado	3) Severo	4) Completo
Diseñada con Normas	0,40	0,45	0,50	0,60
Rural	0,50	0,55	0,60	0,70

ÍNDICE DE PÉRDIDA Y DAÑO PONDERADO

Dado un evento sísmico caracterizado por una aceleración (A) del terreno, la probabilidad de ocurrencia (ΔP_i) de un estado de daño (i) se obtiene de la curva de fragilidad del edificio (Figura 4.b). Cada estado de daño tiene un factor de pérdida (F_i) asociado con el mismo (Tabla 9). El índice de pérdida (I_p) de una edificación se define ponderando las probabilidades (ΔP_i) y los factores de pérdida (F_i) para todos los estados de daño:

$$I_p = \sum_{i=0}^4 \Delta P_i \cdot F_i \quad (22)$$

El índice de pérdida representa la pérdida media esperada y adopta valores comprendidos entre 0% y 100%. El índice I_p permite una descripción cualitativa y cuantitativa de

las pérdidas para efectos de comparar edificios y tomar decisiones hacia la prevención y reducción de los riesgos sísmicos. A título de ejemplo, la aplicación de la Ecuación (22) con las curvas de fragilidad de la Figura 4.b conduce a índices de pérdida $I_p = 0,06, 0,19, 0,49$ y $0,78$ para las aceleraciones $\bar{A}_1, \bar{A}_2, \bar{A}_3$ y \bar{A}_4 , respectivamente, indicativos de una pérdida Baja, Moderada, Alta y Muy Alta, respectivamente.

A partir de los rangos de valores de I_p se define el Daño Ponderado mediante los valores discretos entre 0 y 4 que se muestran en la Tabla 11. Esta definición permite representar en un único valor el efecto de un sismo sobre una edificación y facilita la interpretación de resultados expresados en mapas o gráficos.

Tabla 11. Definición del daño ponderado

Daño Ponderado	Descripción	Rangos de I_p
0	Sin Daño	0 – 2,5
1	Leve	2,5 – 10,5
2	Moderado	10,5 – 30,0
3	Severo	30,0 – 70,0
4	Completo	> 70,0

APLICACIÓN Y COMPARACIÓN CON OTRA METODOLOGÍA

Para representar los resultados se le asigna a cada edificación un código con seis letras o números que permite identificar la norma con la cual fue diseñada, la ubicación mediante la zona sísmica correspondiente y el número de pisos. Por ejemplo el Código 55ZCN2 significa que fue diseñado con la norma de 1955 en la Zona C y tiene 2 pisos de altura. La implementación computacional de la metodología propuesta se describe en (Coronel *et al.* 2010a; Coronel *et al.*, 2010b; Coronel, 2012).

Ejemplos de Aplicación

En este ejemplo se suponen cuatro edificios escolares ubicados en la ciudad de Cumaná, Estado Sucre, aporticados de concreto reforzado, sobre un suelo caracterizado por el perfil S2 según COVENIN (2001), dos de ellos diseñados y construidos cumpliendo con lo exigido en la norma MOP (1955), uno de 2 y otro de 4 pisos y los otros dos diseñados y construidos con la norma COVENIN (2001), uno de 2 y otro de 4 pisos.

Tabla 12. Parámetros de la curva de capacidad y aceleraciones para el inicio de cada estado de daño

Edificio	N	V_y/W	T_e (s)	u_y (cm)	u_u (cm)	\bar{A}_1 (g)	\bar{A}_2 (g)	\bar{A}_3 (g)	\bar{A}_4 (g)
55ZCN2	2	0,190	0,58	1,9	11,4	0,060	0,085	0,182	0,423
55ZCN4	4	0,145	0,99	4,9	29,1	0,068	0,096	0,214	0,550
01Z7N2	2	0,413	0,45	2,5	33,6	0,131	0,184	0,643	1,420
01Z7N4	4	0,332	0,76	6,5	88,4	0,119	0,169	0,661	1,909

El movimiento sísmico a considerar que actúa sobre los edificios está definido por el valor de la aceleración del terreno A y por la forma espectral dada en COVENIN (2001) para un suelo S2. En la Tabla 12 se muestran los parámetros de cada edificio y las aceleraciones normalizadas que definen el inicio de cada estado de daño. Las curvas de fragilidad se muestran en la Figura 5. Al comparar las Figuras 5.a y 5.b así como las Figuras 5.c y 5.d, se confirma

que las edificaciones antiguas son relativamente más vulnerables que las modernas en términos de la probabilidad de alcanzar y exceder cada estado daño para un valor dado de aceleración A . Por otro lado al comparar las Figuras 5.a y 5.c con las Figuras 5.b y 5.d se nota una ligera reducción de la vulnerabilidad para daño completo al aumentar la altura de 2 a 4 pisos en los edificios diseñados con ambas normas. Adoptando un valor de $A = 0,40g$ se obtienen las

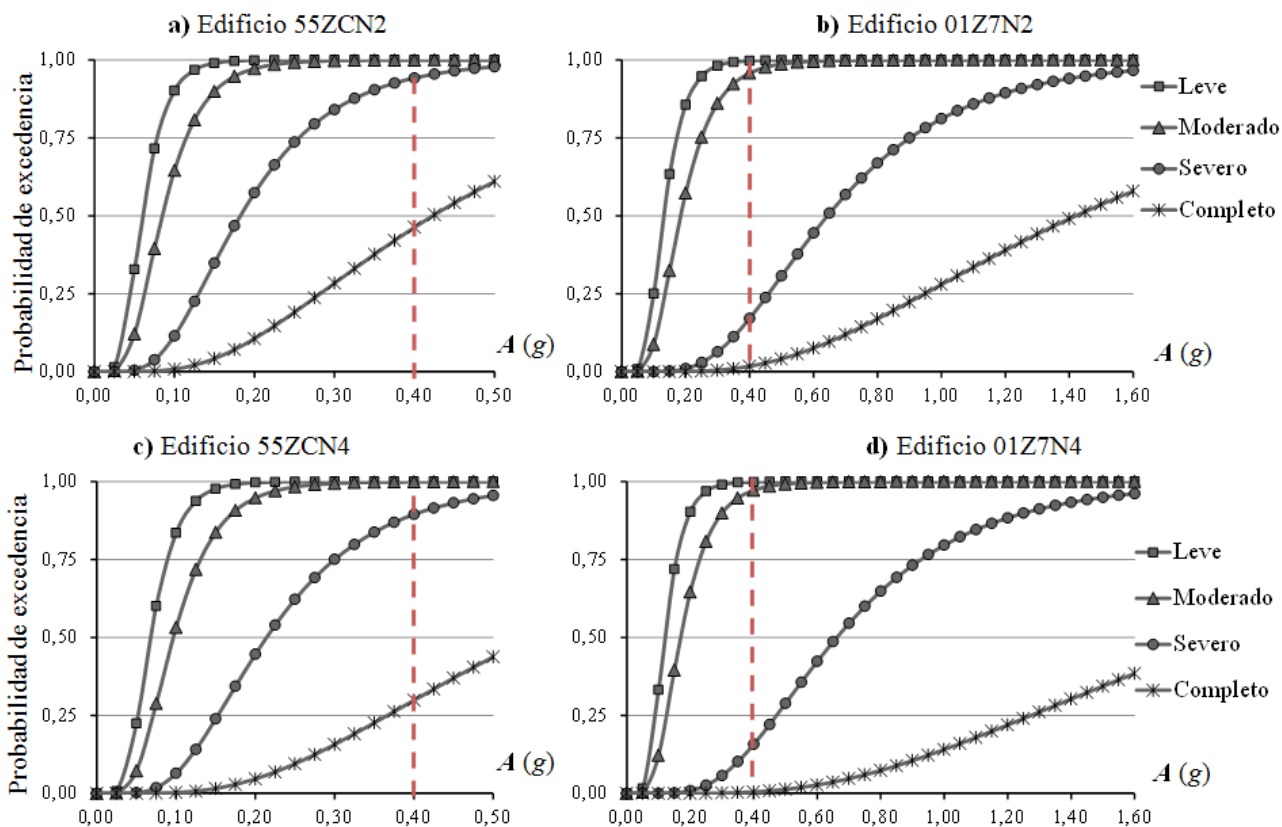


Figura 5. Curvas de fragilidad para los cuatro estados de daño en cuatro edificios ubicados en Cumaná sobre un suelo tipo S2

probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño y los índices de pérdida que se muestran en la Tabla 13. Se aprecia un aumento de entre 3,7 y 4,1 veces del índice de pérdida en los edificios de 1955 con respecto a los de 2001. Para las mismas condiciones de sitio del ejemplo anterior se muestran los resultados para las escuelas rurales en las

Tablas 14 y 15. Se aprecia que las escuelas de mampostería no confinada con techo pesado son las más vulnerables, le siguen las de techo liviano las cuales son tan vulnerables como las escuelas diseñadas con la norma de 1955 (Tabla 13).

Tabla 13. Probabilidades de ocurrencia (ΔP_i) e índice de pérdida (I_p) para $A=0,40g$

Edificio	ΔP_0	ΔP_1	ΔP_2	ΔP_3	ΔP_4	I_p
55ZCN2	0,00000	0,00028	0,05793	0,48162	0,46017	70,7 %
55ZCN4	0,00000	0,00078	0,10486	0,59629	0,29806	60,7 %
01Z7N2	0,00264	0,04008	0,78623	0,15405	0,01700	17,3 %
01Z7N4	0,00126	0,02745	0,81504	0,15172	0,00453	16,2 %

Tabla 14. Parámetros de capacidad y fragilidad para escuelas rurales

Tipo	Techo	V_y/W	u_y (cm)	u_u (cm)	$\bar{A}_1(g)$	$\bar{A}_2(g)$	$\bar{A}_3(g)$	$\bar{A}_4(g)$
Mampostería Confinada	Liviano	0,945	0,939	2,818	0,2283	0,3381	0,5487	0,8767
	Pesado	0,615	0,611	1,834	0,1486	0,2200	0,3571	0,5705
Mampostería No Confinada	Liviano	0,495	0,492	0,984	0,1196	0,1771	0,2511	0,3522
	Pesado	0,308	0,306	0,612	0,0744	0,1102	0,1562	0,2192

Tabla 15. Probabilidades de ocurrencia (ΔP_i) e índice de pérdida (I_p) para escuelas rurales para $A=0,40g$ y perfil de suelo S2

Tipo	Techo	ΔP_0	ΔP_1	ΔP_2	ΔP_3	ΔP_4	I_p
Mampostería Confinada	Liviano	0,13136	0,25073	0,31986	0,16882	0,12924	25,07%
	Pesado	0,02385	0,11622	0,28851	0,26640	0,30503	46,94%
Mampostería No Confinada	Liviano	0,00798	0,06146	0,15121	0,20793	0,57142	69,17%
	Pesado	0,00039	0,00925	0,04974	0,13828	0,80234	87,66%

Influencia de la Norma de Diseño y Construcción

Para observar la influencia del año de construcción del edificio sobre la estimación de daños, se presentan en las Figura 6.a las curvas de capacidad y en la Figura 6.b las curvas de fragilidad para el estado de Daño Completo en edificaciones de dos pisos ubicadas en la ciudad de Cumaná bajo un suelo S2, diseñadas y construidas en los periodos correspondientes a cada norma. Se observa la influencia de la edad del edificio tanto en la capacidad como en la

fragilidad estimada mediante la metodología expuesta. Por ejemplo, para $A=0,40g$, valor de diseño estipulado en la norma actual para la ciudad de Cumaná, se obtienen probabilidades de exceder el Estado de Daño Completo que tienden a crecer con la antigüedad de la construcción, a excepción de la norma de 1947 (47ZBN2) con la cual se obtiene valores menores que con la norma del 1955 (55ZCN2). En la Tabla 16 se muestran las probabilidades de ocurrencia y los índices de pérdida obtenidos.

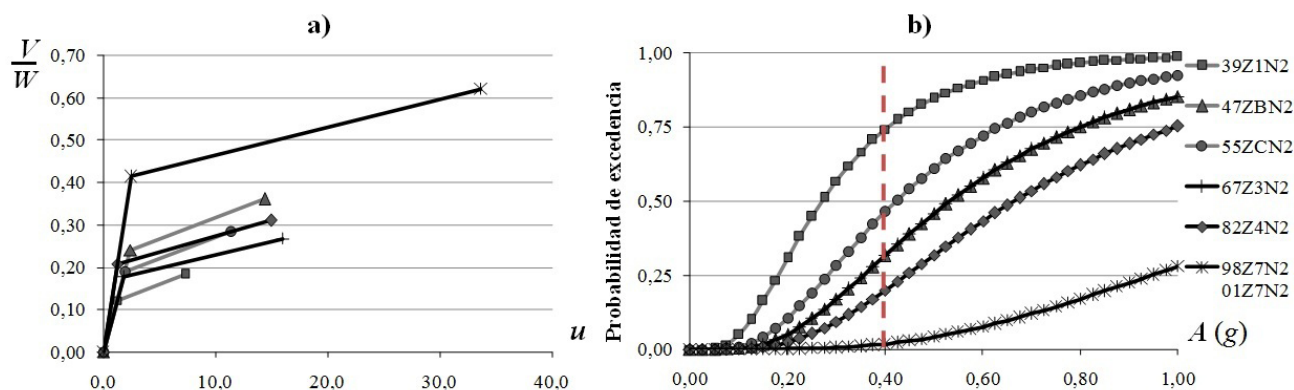


Figura 6. Edificaciones de 2 pisos ubicadas en Cumaná: a) Curvas de capacidad (u en centímetros); b) Curvas de fragilidad para el estado de Daño Completo

Tabla 16. Probabilidad de ocurrencia para Daño Completo (ΔP_4) e Índice de Pérdida (I_p) para $A=0,40g$ en edificios diseñados para la ciudad de Cumaná

Norma	1939	1947	1955	1967	1982	2001 (1998)
ΔP_4	0,7422	0,3121	0,4602	0,3156	0,1976	0,0170
I_p (%)	86,8	60,2	70,7	61,0	48,6	17,3

En las Figuras 7.a y 7.b, se presenta un ejemplo similar al anterior pero para edificios ubicados en la ciudad de Caracas y un suelo tipo S2. Se obtienen probabilidades de exceder el Estado de Daño Completo que tienden a crecer con la

antigüedad de la construcción, con la excepción en este caso de la norma de 1955 (Edificio 55ZBN2) con la cual se obtienen probabilidades más altas debido a que dicha norma exigía para Caracas menores fuerzas de diseño que

las normas previas de 1947 y 1939. Dada una aceleración $A=0,30g$, valor de diseño estipulado en la norma actual para Caracas, los valores de la probabilidad de ocurrencia del Daño Completo (ΔP_d) y del Índice de Pérdida (I_p) se muestran en la Tabla 17 para cada norma. Se observa que la

probabilidad aumenta 33, 34, 42, 10 y 5 veces en edificios diseñados con las normas de 1939, 1947, 1955, 1967 y 1982, respectivamente, en relación a aquellos diseñados con la norma de 1998 (2001); los correspondientes índices de pérdida aumentan 4, 4, 5, 3 y 2 veces.

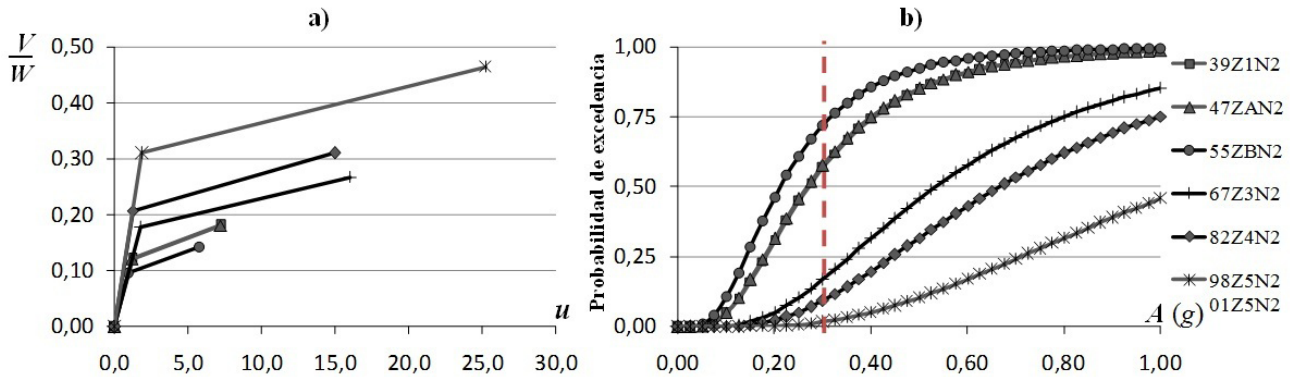


Figura 7. Edificaciones de 2 pisos ubicadas en Caracas: a) Curvas de capacidad (u en centímetros); b) Curvas de fragilidad para el estado de Daño Completo

Tabla 17. Probabilidad de ocurrencia para Daño Completo (ΔP_d) e Índice de Pérdida (I_p) para $A=0,30g$ en edificios diseñados para la ciudad de Caracas

Norma	1939	1947	1955	1967	1982	2001 (1998)
ΔP_d	0,5675	0,5754	0,7190	0,1685	0,0918	0,0170
I_p (%)	77,2	77,6	85,6	47,4	34,7	17,3

Comparación con HAZUS

Se comparan a continuación las curvas de fragilidad para los estados de Daño Severo y Daño Completo desarrolladas en este trabajo para edificios de 2 pisos, con las curvas implementadas en el sistema HAZUS de amplia difusión internacional, para edificios bajos (1-3 pisos), aperticados, de concreto reforzado (CL1) (FEMA-NIBS, 2009). En la Figura 8.a se comparan los edificios venezolanos antiguos diseñados con la norma de 1947 con las respectivas de

HAZUS para el nivel de diseño menos exigente. En la Figura 8.b se comparan las curvas para edificios venezolanos modernos diseñados con la norma de 1998 (2001) con las respectivas de HAZUS para el nivel de diseño más exigente. Se aprecia que para el estado de Daño Severo, las curvas de este estudio indican una mayor vulnerabilidad que la obtenida con la metodología HAZUS; las medianas de la aceleración del terreno son aproximadamente un 45% mayores en HAZUS.

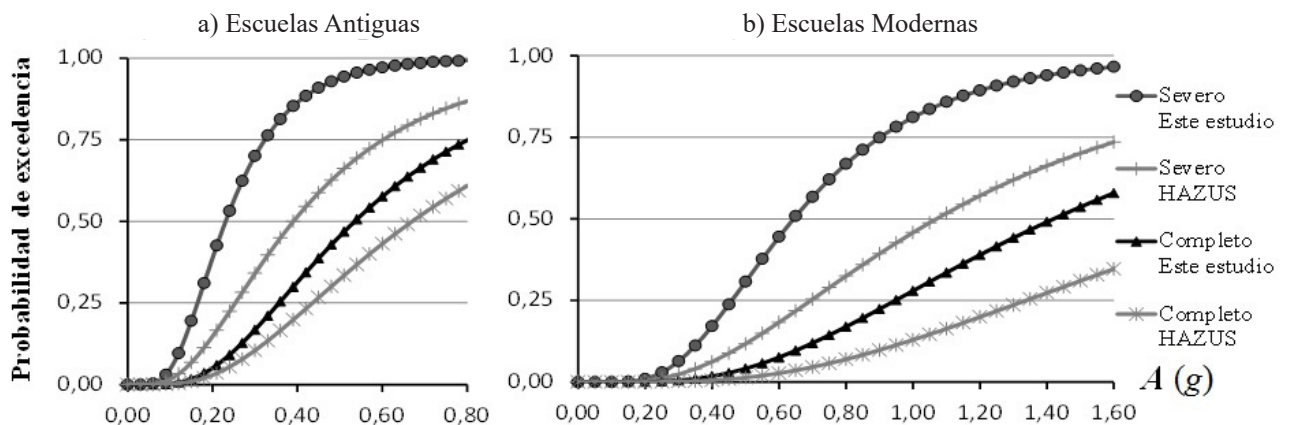


Figura 8. Comparación de las curvas fragilidad para Daño Severo y Daño Completo: a) 47ZBN2 vs HAZUS (nivel de diseño bajo); b) 98Z7N2 vs HAZUS (nivel de diseño alto)

Las diferencias entre ambos métodos se reducen para el estado de Daño Completo en el caso de escuelas antiguas, observándose todavía una ligera mayor vulnerabilidad con la metodología de este estudio respecto a la de HAZUS.

DAÑOS PREDICHOS Y OBSERVADOS EN EL SISMO DE CARIACO

A objeto de evaluar el grado de validez del procedimiento propuesto para estimar daños en edificios escolares, se seleccionaron 19 escuelas existentes para el año 1997 en el Estado Sucre, de las cuales se pudo recopilar información de su ubicación georeferenciada, características estructurales básicas, daño observado durante el sismo y en la mayoría de ellas las características de suelo (FEDE, 1997; Alonso & Figuera, 1997; De Santis, 1997).

Movimiento sísmico estimado en cada escuela

Las 19 escuelas seleccionadas fueron expuestas al evento sísmico que representa una simulación del terremoto de Cariaco de 1997 caracterizado por una magnitud ($M_w = 6,9$), una profundidad focal de 10 km y una ruptura superficial de aproximadamente 30 kilómetros. Se realizó una aproximación lineal a la ruptura tomando en cuenta la geometría reportada por Audemard (2006). En la Figura 9 se presenta la distribución espacial de las 19 escuelas seleccionadas y las curvas de isoaceleración desarrolladas utilizando la relación de atenuación de Abrahamson & Silva (1997). Se observa que tanto la Escuela Valentín Valiente (N° 18) como el Liceo Raimundo Martínez Centeno (N° 19) se encuentran en una zona con aceleraciones cercanas a 0,50g lo cual se corresponde con el valor de 0,53g reportado en (López *et al.*, 2007).

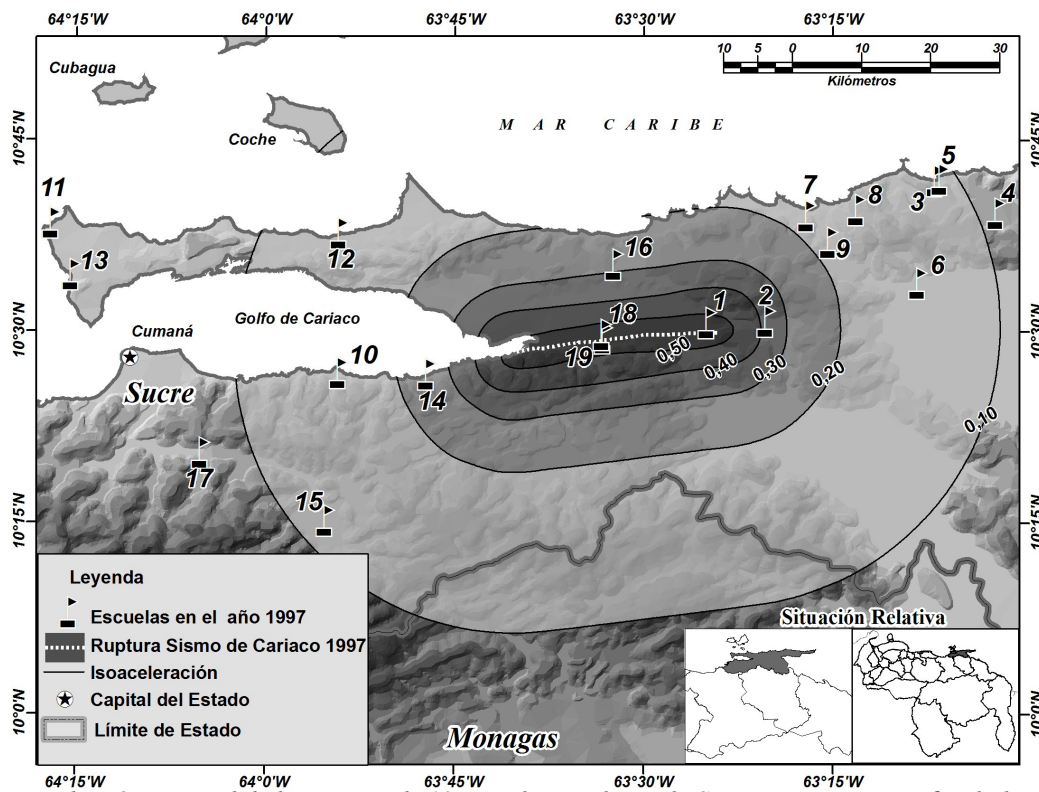


Figura 9. Distribución espacial de la muestra de 19 escuelas en el Estado Sucre y ruptura superficial observada en el sismo de Cariaco de 1997

Para la evaluación que sigue a continuación se han utilizado los más modernos modelos de atenuación disponibles a nivel internacional, las denominadas *Next Generation Attenuation* (NGA), las cuales incorporan parámetros más detallados para distintas características del suelo (Abrahamson & Silva, 2008; Boore & Atkinson, 2008; Campbell & Bozorgnia, 2008; Chiou & Youngs, 2008; Idriss, 2008). Para el uso de estos cinco modelos de atenuación se asociaron de forma simplificada (Tabla 18)

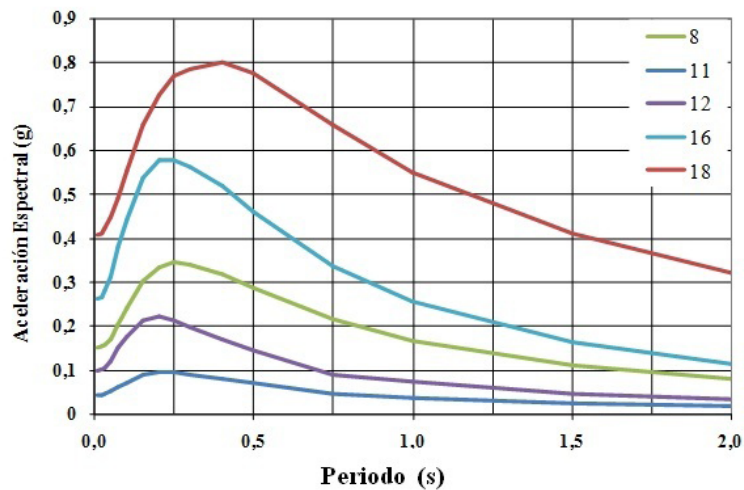
los perfiles de suelo de la norma Nacional (COVENIN, 2001) con los valores de velocidad promedio de la onda de corte en los primeros 30 metros (V_{s30}) y con la profundidad de sedimentos hasta la roca ($Z_{1,0}$ y $Z_{2,5}$) definidas éstas como las profundidades a la que se alcanzan velocidades de onda de corte de 1,0 y 2,5 km/seg, respectivamente. En este trabajo se supone que ambas profundidades son iguales a efectos de simplificar el procedimiento.

Tabla 18. Parámetros medios asociados a cada perfil de suelo de la norma COVENIN (2001)

Perfil de Suelo	V_{s30} (m/s)	$Z_{1,0} = Z_{2,5}$ (m)
S1	760	0
S2	325	100
S3	200	200

Se determinó la distancia (R_{rup}) a la traza de ruptura superficial a la que se encontraba cada escuela y con ella se calculó la media de la aceleración máxima del terreno (A_j) y el espectro promedio de las cinco relaciones de atenuación de la NGA, para cada sitio de ubicación. En la Figura 10 se muestran los espectros para las escuelas 8, 11, 12, 16 y

18. La escuela número 18 corresponde a la escuela Valentín Valiente; se puede notar que la media de valores de los NGA conlleva a aceleraciones del terreno algo menores que las estimadas previamente con las relaciones de atenuación de la anterior generación (Figura 9).



Escuela	Suelo	R_{rup} (km)	A_j (g)
8	S3	26,10	0,15
11	S1	69,45	0,04
12	S1	30,50	0,10
16	S2	10,81	0,26
18	S3	0,47	0,41

Figura 10. Formas espectrales promedio de la NGA para los sitios de ubicación de las escuelas 8, 11, 12, 16 y 18

Daños predichos y daños observados

En la Tabla 19 se presentan las características de las 19 escuelas seleccionadas: Los parámetros de la curva de capacidad, el tipo de suelo, la distancia R_{rup} y la demanda en términos de aceleración del terreno (A_j) y valor de forma espectral, $f(T_e)$. En la Tabla 20 se muestran los parámetros de las curvas de fragilidad, las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño para las aceleraciones estimadas en cada escuela, el Índice de Pérdida (I_p) y el daño ponderado obtenido. También se muestran el daño observado obtenido de la interpretación de los informes de inspección recopilados (FEDE, 1997; Alonso & Figuera, 1997; De Santis, 1997). Se define Δd como la diferencia entre el daño ponderado y el daño observado:

$$\Delta d = \text{Daño Ponderado} - \text{Daño Observado} \quad (23)$$

Los resultados mostrados en la Tabla 20 y graficados en la Figura 11 resaltan que el modelo de predicción del daño da lugar a resultados más o menos balanceados y con una pequeña tendencia a sobre estimar. De las 19 escuelas evaluadas el Daño Ponderado de 10 de ellas coincide con el Daño Observado, lo que representa el 53% del total de escuelas, mientras que el modelo sobre-estima el daño en 5 escuelas (26%) y lo sub-estima en 4 escuelas (21%) de la muestra. Se puede apreciar que todas las escuelas que resultaron sobre-estimadas o sub-estimadas se encuentran sin embargo con una diferencia de daño (Δd) no mayor a uno. Conviene mencionar que estos resultados fueron

obtenidos luego de realizar algunos ajustes a los valores de la sobrerresistencia cedente y de las desviaciones estándar del modelo, pero los valores resultantes de dichos parámetros se mantienen dentro de los rangos propuesta en FEMA (2003) tal como se indicó en las Tablas 3 y 10.

Tabla 19. Identificación de las 19 escuelas y sus parámetros de capacidad y demanda

Núm	Nombre	Código	C_s	V_y/W	T_e (s)	u_y (cm)	u_u (cm)	Tipo de Suelo	R_{rup} (km)	A_j (g)	$f(T_e)$
1	U.E. José María Carrera	67Z3N3-S3	0,113	0,178	0,79	3,6	32,0	S3	0,81	0,40	1,572
2	Escuela Río Casanay	MCTL-S3	0,630	0,945	0,20	0,9	2,8	S3	6,76	0,30	1,989
3	U.E. Juan Pablo Rojas Paúl	47ZAN2-S2	0,075	0,120	0,27	1,2	7,2	S2	37,71	0,11	1,397
4	U.E. Chacaracual	55ZCN2-S2	0,138	0,190	0,58	1,9	11,4	S2	43,20	0,09	1,408
5	U.E. Carlos Francisco Grisanti	55ZCN2-S2	0,138	0,190	0,58	1,9	11,4	S2	38,38	0,10	1,398
6	U.E. Miguel Sánchez Pesquera	55ZCN2-S2	0,138	0,190	0,58	1,9	11,4	S2	29,40	0,13	1,386
7	Unidad Educativa Playa Grande	82Z4N2-S2	0,124	0,207	0,45	1,2	15,0	S2	20,43	0,18	1,750
8	U.E. Eustaquia Soledad Luiggi	47ZAN2-S3	0,075	0,120	0,58	1,2	7,2	S3	26,10	0,15	1,565
9	E.B. Santa Catalina	67Z3N3-S3	0,113	0,178	0,79	3,6	32,0	S3	19,96	0,18	1,593
10	U.E. Jesús A. Marcano	67Z3N3-S2	0,113	0,178	0,79	3,6	32,0	S2	25,53	0,15	1,191
11	E.B. Dr. Luis Napoleón Blanco	MNCTL-S1	0,450	0,495	0,20	0,5	1,0	S1	69,45	0,04	2,201
12	E.B. Nuestra Señora Del Rosario	MNCTL-S1	0,450	0,495	0,20	0,5	1,0	S1	30,50	0,10	2,240
13	U.E. Salvador Córdoba	67Z3N3-S1	0,090	0,142	0,79	2,8	25,6	S1	64,94	0,05	1,121
14	U.E. Francisco Alemán Parra	82Z4N3-S1	0,118	0,197	0,61	2,4	28,2	S1	12,95	0,21	0,967
15	E.B. Diego De Vallenilla	67Z3N3-S2	0,113	0,178	0,79	3,6	32,0	S2	36,52	0,11	1,250
16	U.E. Pedro Camejo	MCTL-S2	0,630	0,945	0,20	0,9	2,8	S2	10,81	0,26	2,192
17	E.B. Antonio Lemus Pérez	67Z3N3-S1	0,090	0,142	0,79	2,8	25,6	S1	47,58	0,09	1,250
18	Escuela Valentín Valiente	55ZCN2-S3	0,138	0,190	0,58	1,9	11,4	S3	0,47	0,41	1,705
19	Liceo Raimundo Martínez Centeno	67Z3N3-S3	0,113	0,178	0,79	3,6	32,0	S3	0,81	0,40	1,572

Cabe destacar que la Escuela Valentín Valiente y el Liceo Raimundo Martínez Centeno, identificados por los números 18 y 19, respectivamente en las Tablas 19 y 20, resultaron estar subestimadas por el modelo el cual estima como más probable el daño Severo siendo en la realidad que ambas escuelas colapsaron. Sin embargo se puede notar en la Tabla 20 que para la Valentín Valiente existe una

probabilidad de ocurrencia del daño completo de 30,5% y en el Raimundo Martínez Centeno de 7,9%, con lo cual se pone de manifiesto que el modelo probabilístico reconoce en cierta medida la posibilidad del colapso.

Tabla 20. Parámetros de la fragilidad, probabilidades de ocurrencia de daños, Índice de Pérdida, Daño Ponderado, Daño Observado y diferencia Δd

Num	$\bar{A}_1(g)$	$\bar{A}_2(g)$	$\bar{A}_3(g)$	$\bar{A}_4(g)$	ΔP_0	ΔP_1	ΔP_2	ΔP_3	ΔP_4	I_p	Daño Ponderado	Daño Observado	Δd
1	0,09	0,12	0,35	0,93	0,00006	0,00409	0,38559	0,53099	0,07927	38,3	3	2	1
2	0,28	0,40	0,63	0,96	0,46017	0,24867	0,18181	0,06189	0,04746	10,2	1	1	0
3	0,06	0,09	0,19	0,45	0,08379	0,24256	0,54441	0,11960	0,00964	12,9	2	2	0
4	0,10	0,14	0,30	0,70	0,59871	0,24021	0,15354	0,00725	0,00030	2,4	0	0	0
5	0,10	0,14	0,31	0,71	0,50000	0,28230	0,20515	0,01201	0,00054	3,3	1	0	1
6	0,10	0,14	0,31	0,71	0,26435	0,31882	0,37502	0,03956	0,00226	6,6	1	1	0
7	0,09	0,12	0,40	0,89	0,03593	0,16452	0,74475	0,05101	0,00379	10,7	2	2	0
8	0,06	0,08	0,17	0,38	0,00755	0,07321	0,51795	0,34309	0,05821	28,3	2	1	1
9	0,08	0,12	0,34	0,92	0,03005	0,15401	0,71741	0,09526	0,00326	12,6	2	1	1
10	0,11	0,16	0,47	1,28	0,23885	0,32077	0,42878	0,01143	0,00017	5,5	1	1	0
11	0,12	0,19	0,27	0,39	0,98745	0,00999	0,00184	0,00000	0,00013	0,1	0	1	-1
12	0,12	0,18	0,27	0,38	0,64431	0,22003	0,08412	0,02412	0,02743	5,2	1	1	0
13	0,10	0,14	0,40	1,13	0,94845	0,03868	0,01286	0,00002	0,00000	0,2	0	0	0
14	0,15	0,22	0,08	1,90	0,22065	0,31918	0,45537	0,00468	0,00012	5,4	1	0	1
15	0,11	0,15	0,44	1,22	0,48006	0,29029	0,22701	0,00261	0,00003	2,9	1	2	-1
16	0,24	0,36	0,59	0,94	0,45224	0,27351	0,18734	0,05329	0,03362	8,4	1	1	0
17	0,09	0,12	0,36	1,01	0,45620	0,29870	0,24229	0,00277	0,00003	3,1	1	1	0
18	0,08	0,12	0,25	0,56	0,00003	0,00252	0,15131	0,54111	0,30503	59,1	3	4	-1
19	0,09	0,12	0,35	0,93	0,00006	0,00409	0,38559	0,53099	0,07927	38,3	3	4	-1

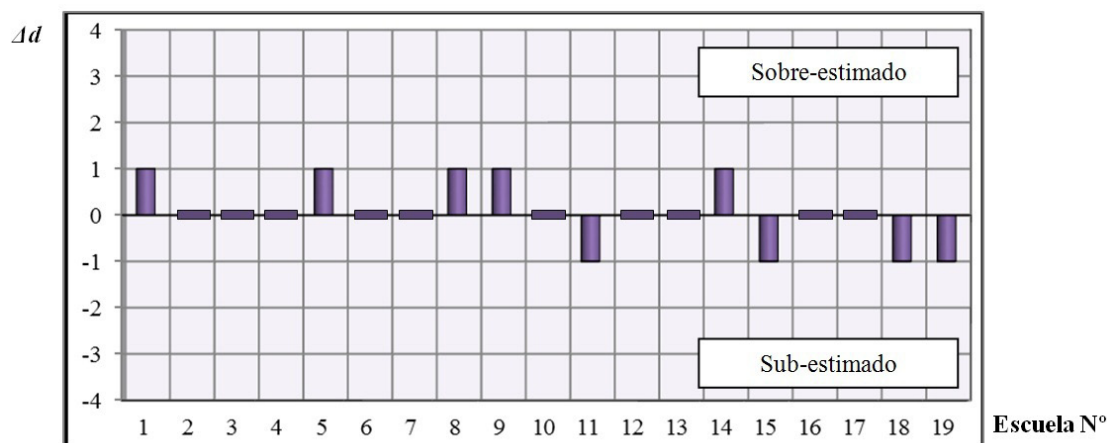


Figura 11. Diferencia (Δd) entre el Daño Ponderado y el Daño Observado en una muestra de 19 escuelas afectadas por el terremoto de Cariaco de 1997

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se desarrolló una metodología para la determinación de daños y pérdidas esperadas en edificios escolares cuando están sujetos a movimientos sísmicos, que se basa en la generación de curvas de fragilidad. Estas curvas de fragilidad suministran la probabilidad de excedencia de un estado de daño prefijado dada la ocurrencia de un evento sísmico. Se

encontró que las curvas de fragilidad son bastante sensibles a los valores del período efectivo de vibración, del factor de ductilidad última y del factor de sobrerresistencia cedente, parámetros básicos seleccionados para cuantificar el desempeño sismorresistentes de las estructuras escolares bajo la hipótesis de que fueron diseñadas y construidas en cumplimiento con las normas vigentes en la época de la construcción. Un índice de pérdida del edificio es definido

ponderando las probabilidades de ocurrencia y los factores de pérdida económica para todos los estados de daño.

Las curvas de fragilidad fueron calibradas y ajustadas a partir de la información proveniente de los efectos del sismo de Cariaco de 1997 sobre 19 escuelas localizadas en el estado Sucre, en las cuales se poseía información sobre los daños ocurridos y sobre el tipo constructivo y el tipo de suelo en el sitio de ubicación de cada escuela.

El daño calculado aplicando la metodología aquí desarrollada fue capaz de predecir el daño observado en el 53% de los casos; en el resto de los casos los resultados están más o menos balanceados entre subestimación y sobreestimación, con una pequeña tendencia a sobre estimar los daños, pero en todos los casos la diferencia entre el daño observado y el predicho no fue mayor de un nivel en la escala de daños de cinco niveles.

Las curvas de fragilidad ponen de manifiesto que los edificios escolares más antiguos poseen un mayor grado de vulnerabilidad que aquellos construidos con las normas modernas. Para edificios de 2 pisos con estructura de pórticos de concreto armado, sobre suelo denso (S2), ubicados en la Ciudad de Caracas y sujetos a una aceleración de 0,30g, la probabilidad de alcanzar el estado de Daño Completo si fue diseñado con las normas de 1939, 1947, 1955, 1967 y 1982 es 69, 68, 91, 19 y 7 veces mayor que la probabilidad del mismo edificio construido con la norma de 1998 (2001), respectivamente.

Las curvas de fragilidad obtenidas en esta investigación indican una mayor vulnerabilidad en escuelas antiguas o en escuelas modernas, para el caso de sismos que induzcan un Daño Severo en relación a las curvas desarrolladas con la conocida metodología HAZUS; estas diferencias se reducen ligeramente para el caso de Daño Completo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento al FONACIT del Ministerio del Poder Popular para la Ciencia y Tecnología, por el financiamiento otorgado al proyecto N° 2005000188, a las instituciones IMME-FI-UCV, FUNVISIS y FEDE, así como a Y. Azuaje, A. Hernández, J. Pérez, N. Betancourt, S. V. Báez y R. Pereira quienes nos apoyaron en las distintas fases de este proyecto.

REFERENCIAS

- ABRAHAMSON, N.A. & SILVA, W. J. (2008). Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion Relations. *Earthquake Spectra*, Vol. 24, No. 1, pp 67-97.
- ABRAHAMSON, N.A. & SILVA, W. J. (1997). Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68, N° 1, 1997, 94-127.
- ALONSO, J. L. & FIGUERA, F. (1997). Evaluación Estructural de Centros Educativos Dañados Durante el Terremoto de Cariaco del 9 de Julio de 1997, Estado Sucre. Informe Técnico Vol. I y II realizado para FEDE, Caracas, Septiembre de 1997.
- AUDEMARD, F. (2006). Surface Rupture of the Cariaco July 09, 1997 Earthquake on the El Pilar Fault, Northeastern Venezuela. *Tectonophysics* 424 (2006), pages 19–39.
- BARBAT, A. H., PUJADES, L.G., LANTADA, N., MORENO, R. (2008). Seismic Damage Evaluation in Urban Areas Using the Capacity Spectrum Method: Application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 28 (2008), pp. 851–865.
- BERMÚDEZ, C. A., BARBAT, A. H., PUJADES, L. G., GONZÁLEZ-DRIGO, J. R. (2008). Seismic Vulnerability and Fragility of Steel Buildings. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. October 12-17, 2008, Beijing.
- BLONDET, M., MUÑOZ, A., VELÁSQUEZ, J., LEÓN, H. (2005). Estimación de pérdidas sísmicas en edificaciones educativas Peruanas. IX Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile, 2005.
- BONNET, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Doctoral. UPC. Barcelona. España.
- BONILLA, R., LÓPEZ, O. A., CASTILLA, E., TORRES, R., MARINILLI, A., ANNICCHIARICO, W., GARCÉS F., MALDONADO, Z. (2000). El Terremoto de Cariaco del 9 de julio de 1997. *Boletín Técnico IMME V38*, 2, p 1-50.

- BOORE, D. & ATKINSON, M. (2008). Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, Vol. 24, No. 1, pp 99-138.
- CAMPBELL, K. & BOZORGNIA, Y. (2008). NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 s. *Earthquake Spectra*, Vol. 24, No. 1, pp 139-171.
- CASTILLA, E. & MARINILLI A. (2000). Structural Behavior of Raimundo Martínez Centeno Highschool on 07/09/1997 Cariaco Earthquake. *Proceedings of the XII WCEE, New Zealand*.
- CHIOU, B. & YOUNGS, R. (2008). An NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. *Earthquake Spectra*, Vol. 24, No. 1, pp. 173-216.
- CORONEL, D. G., BETANCOURT, N., BÁEZ, S. V., LÓPEZ O. A. (2010a). RiSEV: un Sistema para la Evaluación de Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela Basado en SIG. Presentado y publicado en las memorias del I Congreso Venezolano de Sistemas de Información Geográfica (COVESIG 2010), del 29 de septiembre al 01 de octubre, Mérida, Venezuela.
- CORONEL, D. G., LÓPEZ, O. A., BETANCOURT, N. (2010b). Evaluación de Niveles de Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela Mediante Curvas de Fragilidad. Presentado y publicado en las memorias del X Congreso Chileno de Ingeniería Antisísmica. Mayo 22-27, 2010 Santiago, Chile.
- CORONEL, D. G. (2012). Estimación de Daños y Pérdidas Debidas a Terremotos en Escenarios Regionales: Aplicación a Edificios Escolares de Venezuela. Trabajo de Grado de Maestría en Ingeniería Sísmorresistente. Facultad de Ingeniería de la UCV. (Tutor: O. A. López).
- COVENIN. (1980). Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción. Norma COVENIN MINDUR 1618:80. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (1981). Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones; Análisis y Diseño. Norma COVENIN MINDUR 1753:81. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (1982). Edificaciones Antisísmicas. Norma COVENIN 1756:82. Venezuela.
- COVENIN. (1987). Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones; Análisis y Diseño. Norma COVENIN MINDUR 1753:87. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (1998a). Edificaciones Sísmorresistentes. Norma COVENIN 1756:98. COVENIN, FONDONORMA, MINDUR y FUNVISIS. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (1998b). Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites. Norma COVENIN MINDUR 1618:98. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (2001). Edificaciones Sísmorresistentes. Norma COVENIN 1756:01. COVENIN, FONDONORMA y FUNVISIS. Caracas, Venezuela.
- DE SANTIS, F. (1997). Requerimientos de Estudios Geotécnicos en algunos Planteles del Estado Sucre afectados por el Sismo de Cariacac del 9 de Julio de 1997. Informe Preliminar para FEDE, Caracas 10 de Septiembre de 1997.
- FEDE. (1997). Evaluación de los Centros Educativos del Edo. Sucre Reporte de Fallas por Plantel. Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), Caracas 19/08/1997.
- FEDE. (2001). Planteles Construidos con Sistemas "R". Informe Técnico. Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE).
- FEMA. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C.
- FEMA (2003). NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. FEMA 450. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C.
- FEMA. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440. ATC-55 Project, Washington D.C.

- FEMA-NIBS. (2009). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR4, Advance Engineering Building Module, Technical and User's Manual. Federal Emergency Management Agency & National Institute of Building Sciences. Washington D.C.
- FERNÁNDEZ, N. (1998). Estudio de la Sensibilidad de las Causas que Provocaron el Colapso de la Escuela Valentín Valiente en el Sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1.997. Trabajo Especial de Grado de Ing. Civil, F. de Ing., Universidad Central de Venezuela, Tutor: Prof. E. Castilla.
- FUNVISIS. (2009). Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto. FONACIT 200400738.
- GIOVINAZZI, S., LAGOMARSINO, S., PAMPANIN, S. (2006). Vulnerability Methods and Damage Scenario for Seismic Risk Analysis as Support to Retrofit Strategies: an European Perspective. Proceedings of the 2006 NZSEE Conference.
- GRASES, J., MALAVER, A., MONTES, L., GONZALES, M., HERRERA, C., ACOSTA, L., LUGO, M., MADRIZ, J., HERNÁNDEZ, J., VARGAS, R. (2004). Amenazas Naturales y Vulnerabilidad en Cumaná. Boletín Técnico IMME, Vol. 42, N. 3, pp 57-80.
- HERNÁNDEZ, J. J. (2009). Confiabilidad Sísmica-estructural de Edificaciones Existentes de Caracas. Proyecto pensar en Venezuela. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Capítulo DMC. Jornadas 18 y 19 de septiembre de 2009. Caracas, Venezuela.
- HWANG, H. & LIN, Y. K. (2002). Seismic Loss Assessment of Memphis City School Buildings. Proceedings of the 7th U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, 2002.
- IDRISS, I. M. (2008). An NGA Empirical Model for Estimating the Horizontal Spectral Values Generated By Shallow Crustal Earthquakes. Earthquake Spectra, Vol. 24, No. 1, pp 217-242.
- IMME. (2004). Evaluación de Muros Portantes del Proyecto de Investigación "Desarrollo de Sistema de Muros de Mampostería Estructural Confinada de Rápido Montaje para la Vivienda de Bajo Costo". Informe N° 209790-A del IMME, Facultad de Ingeniería de la UCV. Responsables: Fernández N. y Marinilli A., pp. 1-42, Caracas, Venezuela.
- IMME, FUNVISIS Y FEDE. (2011). Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. Informe Técnico Final. Proyecto FONACIT 2005000188, Caracas, 05/12/2011.
- KIRCHER, C., NASSAR, A., KUSTU, O. AND HOLMES, W. (1997). Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation. Earthquake Spectra, Vol. 13, No. 4, pp. 663-683. (Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute).
- LAGOMARSINO, S. & PENNA, A. (2003). Guidelines for the Implementation of the II Level Vulnerability Methodology. WP4: Vulnerability assessment of current buildings. Risk-UE Project: An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Application to different European Towns.
- LÓPEZ, O. A. & CRUZ, M. (1996). Number of Modes for the Seismic Design of Buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 25, No 8, p837-855.
- LÓPEZ, O. A. & ESPINOZA, L. F. (2007). Derrumbe del Liceo RMC durante el Terremoto de Cariaco de 1.997. Boletín Técnico IMME, Vol. 45, N. 2, pp 35-57.
- LÓPEZ, O. A., HERNÁNDEZ, J. J., DEL RE, G., PUIG, J., ESPINOZA, L. (2007). Reducing Seismic Risk of School Buildings in Venezuela. Earthquake Spectra, Vol. 23, N. 4, pp 771-790.
- LÓPEZ, O. A. (2009). Indicadores de Riesgo Sísmico en Edificios Escolares de Venezuela. Boletín Técnico IMME, Vol. 47, N. 1, pp 17-46.
- LÓPEZ, O. A., MARINILLI, A., BONILLA, R., FERNÁNDEZ, N., DOMÍNGUEZ, J., CORONEL, D. G., BALOA, T., VIELMA, R. (2010). Evaluación Sismorresistente de Edificios Escolares en Venezuela. Rev. Fac. de Ing. de la UCV, Vol. 25, No. 4.
- MARINILLI, A. (2008). Simplified Stochastic Analysis of Reinforced Concrete Frames under Seismic Loads. Proceedings of the 14WCEE, Beijing, China.
- MOP. (1939). Norma para el Cálculo de Edificios. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios. Caracas, Venezuela.
- MOP. (1947). Norma para el Cálculo de Edificios. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. Caracas, Venezuela.

- MOP. (1955). Norma para el Cálculo de Edificios. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. Caracas, Venezuela.
- MOP. (1967). Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios. Caracas, Venezuela.
- MORENO, R. (2006). Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificios Mediante Análisis Estático No Lineal: Aplicación a Diversos Escenarios Sísmicos de Barcelona. Tesis Doctoral UPC.
- NTCM. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Comité de Normas del Distrito Federal, México, D. F.
- RISK-UE. (2004). The European Risk-UE Project: An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios. (2001-2004). www.risk-ue.net.
- SINACOES (2008). Sistema Nacional de Control de Estudio. Anteriormente Llamado SIGEDUM. Ministerio del Poder Popular para la Educación. <http://planteles.me.gob.ve/>.
- SAFINA, S., ANDRADE, M., SCHMITZ, M., JRAIGE, C., ESPINOSA, L. (2008). Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings in Caracas, Venezuela. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

