

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## ESCUELA DE POSGRADO



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

### *Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana*

Tesis para optar al grado de Magister en Ingeniería Civil

Presentan

Roberto Chacón Álvarez  
Israel A. Paz Fuentes

Dirigido por

Dra. Sandra Santa Cruz Hidalgo

Lima, marzo de 2016

## Agradecimientos

Queremos agradecer de manera especial a la Dra. Sandra Santa Cruz por su tiempo, consejos, paciencia, comprensión y apoyo en esta investigación. Su guía y aporte fueron indispensables para la realización de este trabajo.

Al Dr. Mauro Niño Lázaro por su asesoría y consejos durante el desarrollo de esta investigación, por su hospitalidad al recibirnos en su casa cuando estuvimos en México. Él es un modelo de persona y de profesional a seguir.

Al Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (Concytec) y a la PUCP por todo el apoyo durante estos dos años, nos han brindado todas las facilidades necesarias para realizar esta investigación.



Dedicatoria

*A Dios, por la vida y las bendiciones que he recibido  
A mis padres, Antonio y Lidia por su amor y apoyo incondicional  
A mis hermanos Brunner y Jhohan, por ser los cimientos de mi vida profesional  
A toda mi familia, que siempre confía en mí  
A mis amigos, por acompañarme en esta experiencia  
que la llevaré siempre conmigo...*

*Israel*



Dedicatoria

*Dedico este trabajo a Dios por ser el que guió mi camino hasta aquí  
A mis padres Roberto y Verónica que siempre me alientan en todos mis objetivos y a mi  
hermano Adolfo que es una motivación de superación.*

*A Nina por el amor y el apoyo incondicional en esta experiencia.  
A mis abuelos Mario e Hilda y toda mi familia que me apoya siempre  
A mis abuelos Leonardo y Luzmila que siempre vivirán en mi corazón  
A mis amigos por compartir momentos inolvidables*

*Roberto*

## Contenido

1. Introducción.....	7
1.1. Objetivos.....	7
1.2. Alcance .....	8
1.3. Hipótesis .....	8
2. Antecedentes .....	10
2.1. Edificios escolares en el Perú .....	10
2.2. Estudios de vulnerabilidad de los edificios escolares modernos en el Perú.....	12
2.3. Estudios de vulnerabilidad recientes.....	15
2.4. Conclusión .....	16
3. Marco Teórico .....	17
3.1. Análisis por desempeño sísmico.....	17
3.1.1. Aplicación del enfoque probabilístico en el análisis sísmico.....	17
3.1.2. Formulación del PBEE .....	19
3.2. Análisis Dinámico Incremental .....	21
3.3. Definición de grupos de elementos.....	23
3.4. Estados de daño.....	24
3.4.1. Índices de daño locales.....	24
3.4.2. Índices de daño globales .....	25
3.5. Cálculo de costos de reparación .....	25
4. Metodología .....	26
4.1. Resumen.....	26
4.2. Análisis de respuesta .....	28
4.2.1. Escalamiento y selección de registros.....	30
4.2.2. Proceso de Escalamiento .....	30
4.2.3. Funciones de distribución condicional $edp im$ .....	31
4.3. Análisis de daño .....	31
4.3.1. Estados de Daño.....	31
4.4. Análisis de pérdidas .....	44

4.4.1.	Funciones de distribución beta $dv edp$ .....	44
4.5.	Función de vulnerabilidad en términos de costos de reparación .....	45
5.	Aplicación de la metodología.....	47
5.1.	Resultados del Análisis Dinámico Incremental (IDA) .....	47
5.2.	Matrices de daño de los grupos de elementos .....	49
5.2.1.	Matriz de daños de vigas y columnas.....	50
5.2.2.	Matriz de daños de muros estructurales.....	51
5.2.3.	Matriz de daños de tabiques.....	51
5.3.	Curvas de capacidad de los edificios escolares post 97 .....	52
5.4.	Estado de daños globales a partir de los estados de daño locales .....	54
5.5.	Funciones de distribución $EDP IM$ .....	57
5.6.	Funciones de distribución $DV EDP$ .....	58
5.7.	Funciones de distribución $DV IM$ .....	60
5.8.	Funciones de vulnerabilidad en términos de costo de reparación .....	63
5.9.	Comparación con otros estudios.....	63
5.10.	Discusión y comparación de resultados.....	65
6.	Conclusiones y recomendaciones.....	66
7.	Referencias.....	68
8.	Anexos .....	70
	Consideraciones para el modelo.....	71
	Funciones de Distribución .....	76

# 1. Introducción

La infraestructura educativa tiene un papel importante en el desarrollo sostenible del Perú. Sin embargo, el país no cuenta con políticas adecuadas de protección financiera y gestión de riesgos que le permita asegurar los bienes y formular planes para la atención de emergencias, rehabilitación y reconstrucción. Uno de los elementos necesarios para lograr estas medidas es el conocimiento de la relación entre intensidad y daño o función de vulnerabilidad. En la actualidad existe un gran interés por estimar las pérdidas económicas directas debido a los daños por sismos en los edificios que cumplen las normas sísmicas.

El Performance Based Earthquake Engineering (PBEE), conocido como análisis por desempeño, es un análisis probabilístico que permite determinar una función que relacione daños y pérdidas con diferentes niveles de intensidad sísmica, conocido como función de vulnerabilidad. El PBEE considera sistemáticamente la intensidad sísmica, la respuesta estructural, el daño y las pérdidas a través de funciones condicionales [1]. El daño y los costos de reparación son medidas de desempeño de un edificio [2].

Existen métodos de análisis de respuesta como el análisis dinámico incremental (IDA) que se pueden utilizar para la evaluación de edificios escolares. El IDA considera directamente el fenómeno sísmico, al escalar la aceleración en la base del edificio para obtener la respuesta de la estructura analizando diferentes niveles de intensidad sísmica mediante una serie de registros sísmicos. El IDA estima de forma más realista el comportamiento sísmico inelástico de un edificio [3].

En este proyecto se utilizó el IDA para analizar de forma más objetiva la respuesta estructural de los colegios típicos 780 post 97. Se conoció a detalle los daños, las pérdidas y el costo de reparación para diferentes niveles de intensidades sísmicas. Estos resultados son necesarios para la toma de decisiones de gestión de riesgos, planeación y protección financiera.

## 1.1. Objetivos

### 1.1.1. Objetivo general

Mejorar las funciones de vulnerabilidad existentes de locales escolares 780 post 97 en términos de pérdidas económicas mediante el PBEE.

### 1.1.2. Objetivos específicos

- Analizar el estado del arte de las funciones de vulnerabilidad utilizadas en la determinación de daños en colegios 780 post 97.
- Modelar y evaluar la respuesta estructural de las estructuras típicas 780 post 97 mediante el IDA.
- Evaluar el daño mediante la definición de estados de daño locales en los elementos del edificio y generar matrices de daño que representen la historia del daño frente al aumento de intensidad.
- Calcular los costos de reparación total de las intervenciones debido a daños producidos mediante el análisis de costos de reparación unitarios de los estados de daño locales de los elementos del edificio.
- Obtener la función de vulnerabilidad para de las estructuras típicas 780 post 97 en términos de pérdidas económicas mediante el PBBE.

### 1.2. Alcance

Se obtendrán funciones de vulnerabilidad que relacionen diferentes intensidades sísmicas y las pérdidas económicas generadas en colegios típicos 780 post 97 de la costa peruana. Se analizará los casos de colegios de 3 aulas, de 2 y 3 pisos. Para el análisis se utilizarán 14 registros sísmicos.

### 1.3. Hipótesis

- Se espera que las estructuras típicas 780 post 97 tengan un buen desempeño sísmico con pocos daños y pérdidas después de sismos raros.
- Se acepta que el IDA es el método más adecuado para el cálculo de respuesta y daño sísmico.
- El análisis probabilístico brinda una descripción más completa del comportamiento sísmico.
- El uso de análisis más refinados arrojará resultados menos conservadores
- El análisis de daño y costos permitirá una mejor aproximación a los resultados de estudios pasados.

#### 1.4. Organización del Documento

El trabajo de investigación está dividido en seis capítulos. El primer capítulo es el capítulo de introducción donde las generalidades de la investigación son mencionadas, así como los objetivos y la motivación del estudio.

El segundo capítulo presenta los antecedentes de estudios de vulnerabilidad de los colegios modernos en el Perú. Los métodos de análisis de daños y pérdidas asociadas a una determinada intensidad sísmica se presentan en este capítulo.

El tercer capítulo muestra el marco teórico donde se desarrollan los conceptos utilizados en esta investigación. Además, se describen las consideraciones del modelo de análisis, del análisis de daño y de la obtención de pérdidas.

El cuarto capítulo presenta la metodología seguida para obtener las funciones de vulnerabilidad en términos de costo de reparación. Se expone el procesamiento de datos del modelo estructural y el enfoque probabilístico utilizado.

El quinto capítulo muestra los resultados obtenidos en esta investigación. Contiene también discusiones, comentarios y comparación de los resultados.

Finalmente, el sexto capítulo comprende las conclusiones del trabajo realizado. Contiene un reporte del modelo, el tratamiento de las incertidumbres y de la aplicación del método. Asimismo, se incluyen las recomendaciones para continuar esta investigación.

## 2. Antecedentes

La vulnerabilidad sísmica de una estructura es la susceptibilidad que tiene de ser dañada dada una determinada intensidad. Existen varios métodos para hallar la vulnerabilidad sísmica. Estos métodos son clasificados como empíricos, analíticos e híbridos. Los métodos empíricos están basados en juicios de expertos y en escalas de daño que se obtiene de reconocimientos post-sismo y reportes estadísticos de daño. En contraste, los métodos analíticos son de mayor confiabilidad ya que son estudios más detallados y transparentes porque analizan el fenómeno sísmico directamente. Los métodos híbridos son una combinación de ambos enfoques. Para elegir cual es el método indicado se debe tener en cuenta los requerimientos, recursos y datos disponibles, como también el tamaño de estudio a realizar [4].

El nivel de vulnerabilidad de una estructura se describe en todos los enfoques ingenieriles mediante las funciones de vulnerabilidad y/o funciones de fragilidad. Existen muchas definiciones de funciones de fragilidad y vulnerabilidad; una de estas describe la función de vulnerabilidad como una probabilidad de pérdida dado un nivel de intensidad sísmica, mientras que la función de fragilidad provee la probabilidad de exceder un determinado estado de daño dado un nivel de intensidad sísmica [5].

El daño usualmente se mide a través de un factor medio de daño (FMD) y corresponde generalmente al costo de reparación de la estructura para llevarla a un estado equivalente al que tenía antes del evento. EL FMD es un valor en porcentaje del costo de reposición total [6]. En este capítulo se presenta el estado del arte de los diferentes estudios de vulnerabilidad de los colegios escolares 780 post 97 de la costa peruana.

### 2.1. Edificios escolares en el Perú

Los edificios educativos peruanos se construyen con diferentes materiales, existen edificaciones de concreto armado, albañilería, madera, quincha, adobe, tapial, sillar y hasta construcciones mixtas como las de albañilería de arcilla y sillar o quincha y adobe. Los tipos de edificios identificados como más representativos a nivel nacional son los 5 siguientes [7]:

- Edificio 780 post 97
- Edificio 780 pre NDSR-1997
- Edificio Gran Unidad Escolar
- Edificio Adobe

- Edificio Educación Superior pre NDSR-1997

El edificio 780 post 97, también conocido como colegio 780 actual o moderno, se diseña y construye bajo los lineamientos de la norma sismorresistente de 1997 donde los requerimientos de rigidez fueron incrementados. Por tanto, a partir de ese año se han construido edificios escolares con elementos estructurales con secciones más grandes. Estos módulos suelen ser típicos con algunas variaciones entre la costa, sierra y selva [8]. En esta investigación se estudia el edificio 780 actual de la costa.

El edificio 780 actual tiene un sistema estructural de pórticos de concreto armado y albañilería, planta rectangular, uno a tres niveles y 2 a 4 aulas por nivel. Este edificio también se utiliza para oficinas, bibliotecas y laboratorios. La figura 2.1 muestra la tipología de los edificios 780 post 97.



Figura 2.1 Tipología de Colegios 780 post 97 [8]

Las puertas y las ventanas se ubican en las fachadas longitudinales, la comunicación se da por un corredor longitudinal y la caja de escaleras está separada estructuralmente del edificio. Los alfeizares de las ventanas son tabiques separados de las columnas mediante juntas de separación sísmica de aproximadamente 1”.

La configuración estructural de los colegios 780 actuales consiste en:

- La distancia entre columnas en el eje transversal es de 780 cm.
- Volado en la vista frontal de 2.1 m. en todos los techos excepto en la azotea.
- En la dirección longitudinal los elementos resistentes son pórticos de concreto armado con columnas de secciones rectangulares y T.

- d) En la dirección transversal se tiene un sistema estructural dual: pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada de 0.25m de espesor con ladrillo de arcilla Tipo IV.
- e) En la azotea las vigas principales son de sección variable y de mayor peralte que las de los pisos inferiores.
- f) Losa aligerada de 0.20m de espesor.
- g) Cimentación varía según el tipo de suelo desde una capacidad portante de 0.99 kg/cm<sup>2</sup> a 4kg/cm<sup>2</sup>; sin embargo, el resto de elementos resistentes no varía con el tipo de suelo (columnas, vigas, losas y muros).

## 2.2. Estudios de vulnerabilidad de los edificios escolares modernos en el Perú

En el Perú se realizaron estudios empíricos a través de la estimación de vulnerabilidad y de pérdidas económicas en colegios de diferentes características usando por ejemplo el método Delphi [7]. El método Delphi consiste en un análisis estadístico realizado a través de una encuesta a profesionales expertos. A través de estas encuestas se obtuvieron curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para cada intensidad sísmica y tipo de estructura escolar. Además, se encontraron las intensidades de daño irreparable para los 5 tipos de edificaciones escolares. Los autores concluyeron que para sismos con periodo de retorno de 500 años, sólo los colegios correctamente construidos después de 1997 tendrían daños moderados, los otros tipos de colegios tendrían daños irreparables. En la figura 2.2 se muestra un gráfico con la relación del daño esperado o factor de daño medio (FDM) en porcentaje vs intensidad sísmica para los cinco tipos de edificios educativos estudiados.

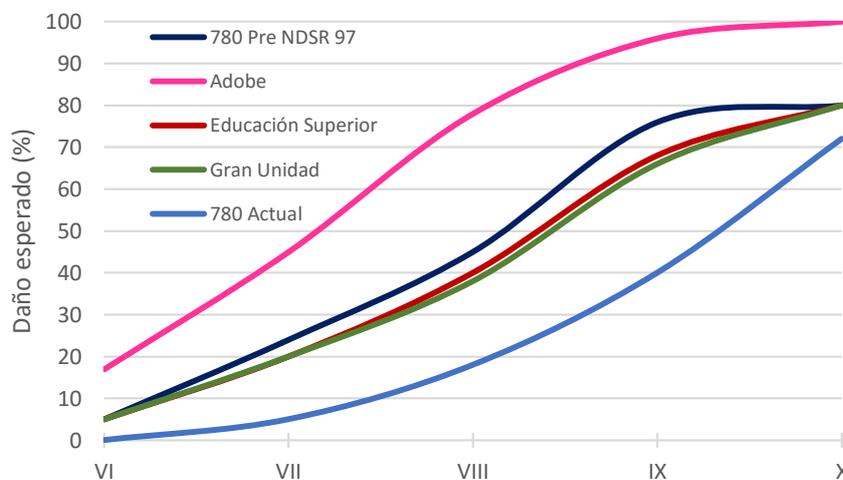


Figura 2.2 Daño esperado de los edificios educativos en diferentes intensidades sísmicas [adaptado de 7]

En [8] se utilizó un método analítico de estimación de vulnerabilidad y pérdidas económicas en colegios construidos a partir de 1997. Para el cálculo de las distorsiones máximas de entrepiso utilizaron la metodología de [9] por ser un método aproximado y satisfactorio. Este método se basa en estimar la máxima distorsión lateral en un edificio de varios niveles usando el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad equivalente en el rango elástico e inelástico. Se calibraron estos parámetros con un análisis dinámico lineal y un análisis estático no lineal en cada uno de los 5 tipos de los módulos 780 moderno. Las distorsiones máximas encontradas son similares entre módulos del mismo número de niveles con diferente número de aulas, como se muestra en la figura 2.3. La ligera variabilidad se debe a que se tiene el mismo sistema estructural y el mismo número de niveles.

Luego, se obtuvieron las funciones de vulnerabilidad utilizando las fórmulas de la Comisión Nacional de Seguros y Finanzas de México [10]. La figura 2.4 muestra las funciones de vulnerabilidad en términos de daño esperado para edificios de tres niveles y dos niveles con tres aulas. Las pérdidas se calculan multiplicando el porcentaje de daño esperado por el costo de reposición del edificio escolar.

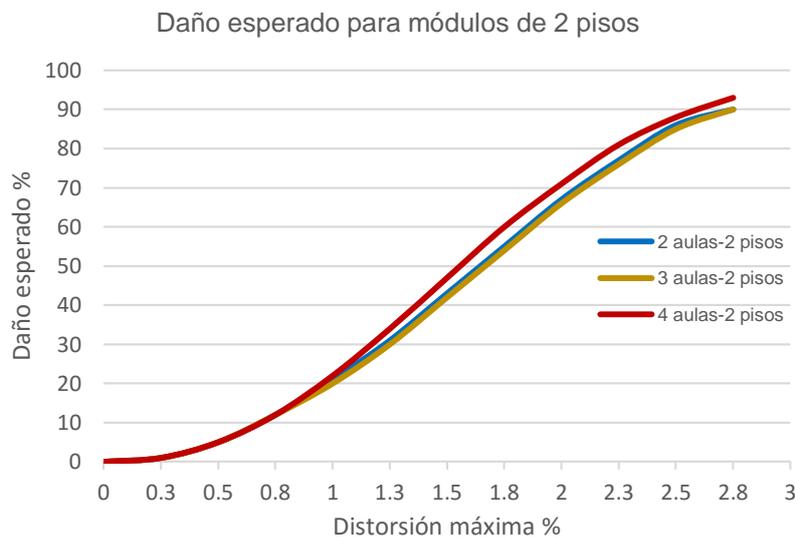


Figura 2.3. Daño esperado para módulos de 2 niveles versus distorsión máxima [adaptado de 8]

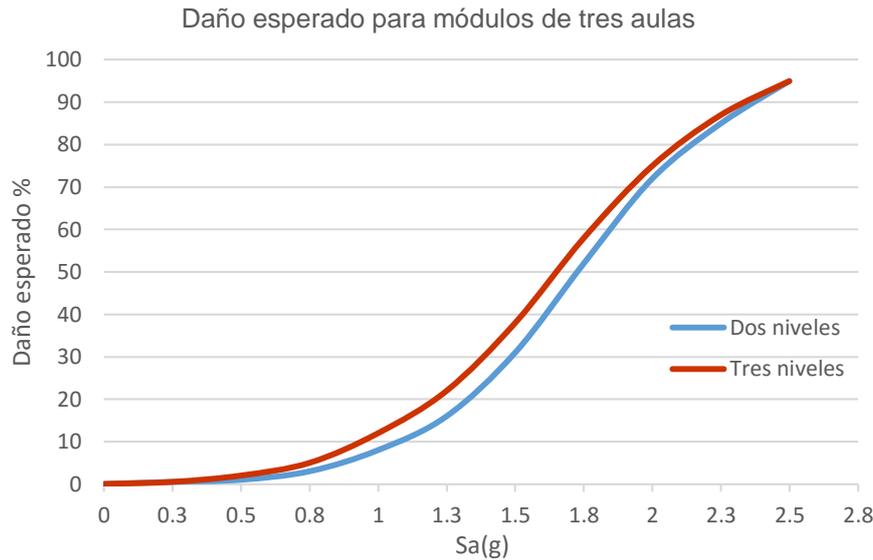


Figura 2.4 Daño esperado para módulos de tres aulas versus pseudoaceleración [adaptado de 8]

En [11] también se utilizó un método analítico para la evaluación de la vulnerabilidad empleado en colegios pre y post 97. Los modelos estructurales fueron sometidos a un análisis dinámico no lineal en el software DRAIN 2D-X. Los estados de daño se consideraron en función de la deriva máxima de entrepiso. Luego, aplicando un procedimiento probabilístico se generaron sus respectivas curvas de fragilidad. Finalmente, se estimaron costos de reparación para tres escenarios de peligro sísmico (valores de aceleración máxima del terreno (PGA) de 0.20g, 0.40g y 0.50g) a partir de las curvas de fragilidad.

Para representar la acción sísmica en el análisis se utilizaron señales sintéticas compatibles con el espectro de peligro uniforme del sitio. El único parámetro sísmico considerado en la generación de las señales sintéticas fue el PGA. Para generar las curvas de fragilidad en colegios modernos se tomaron valores de 0.05g a 0.60 g de PGA. En la tabla 2.1 se muestra la matriz de probabilidad de daño calculado de las curvas de fragilidad para el colegio 780 post 97. En la tabla se muestra que este edificio tendría poco daño para valores de PGA de 0.40g y 0.50g. En este análisis no se toman en cuenta los elementos no estructurales.

Tabla 2.1 Matriz de probabilidad de Colegio 780 Nuevo [11]

Estado de daño (ED)	Factor de daño, % (FD)	Probabilidad de daño (%)		
		PGA=0.20g	PGA=0.40g	PGA=0.50g
Sin daño	0	95	23	5
Leve	5	5	76	85
Moderado	20	0	1	9
Severo	65	0	0	1
Colapso	100	0	0	0
<b>Factor de daño medio, % (FDM)</b>		<b>0.25</b>	<b>4</b>	<b>6.7</b>

En la figura 2.5 se muestra el procedimiento para obtener el FDM para el colegio “780 antiguo” y para una intensidad sísmica representada por un PGA de 0.40g. Para cada estado de daño (ED) se tiene factores de daño (FD) y el FDM resultante es de 82.8% de daño en este caso. El FDM se multiplica por el costo de reposición de la estructura y se calcula el costo de reparación aproximado.

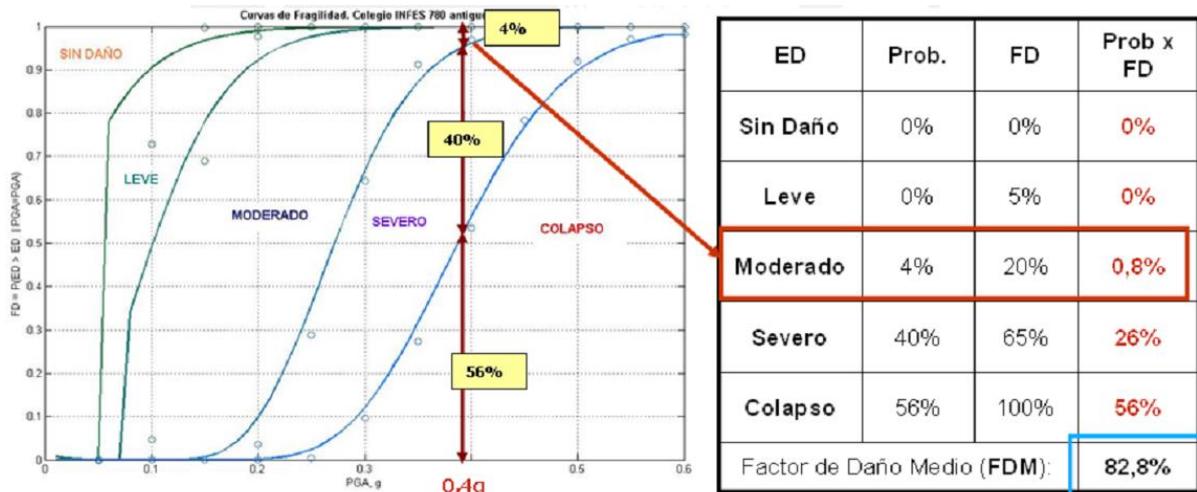


Figura 2.5 Determinación del Factor de Daño Medio a partir de las Curvas de Fragilidad.[11]

### 2.3. Estudios de vulnerabilidad recientes

En [12] se realizó el análisis dinámico incremental (IDA) para estudiar el comportamiento estructural de dos edificios aporricados. Se definieron cuatro estados de daño globales (DS) a partir de porcentajes de daños locales en vigas y columnas. Para determinar índices de daño globales, para cada registro y nivel de intensidad, un porcentaje de daño fue computado y asignado en uno de los cuatro estados de daños previos. El resultado de este enfoque es un vector de porcentajes de daño para cada estado de daño. Luego, con la media de porcentajes de daño (LRds) y desviación estándar de cada estado de daño se construyeron curvas de fragilidad. Para construir la función de vulnerabilidad se utilizó la ecuación (2.1).

$$E[LossRatio | IM = im] = \sum_{ds=0}^{nDS} (P[DS = ds | IM = im] \cdot LR_{ds}) \quad (2.1)$$

En [13] se utilizó el análisis dinámico incremental para evaluar la vulnerabilidad estructural de un puente de concreto armado. Se hallaron curvas de fragilidad a través de los valores de respuesta del IDA. Las curvas de fragilidad construidas a partir del IDA se muestran por puntos, en donde cada punto representa el ratio del número de registros que exceden un determinado estado de daño comparado al número total de registros. En la figura 2.6 se

observa los puntos de los datos del IDA y las curvas de fragilidad ajustadas a través de funciones de distribución lognormal para los estados de daño “Spalling” y “Collapse”.

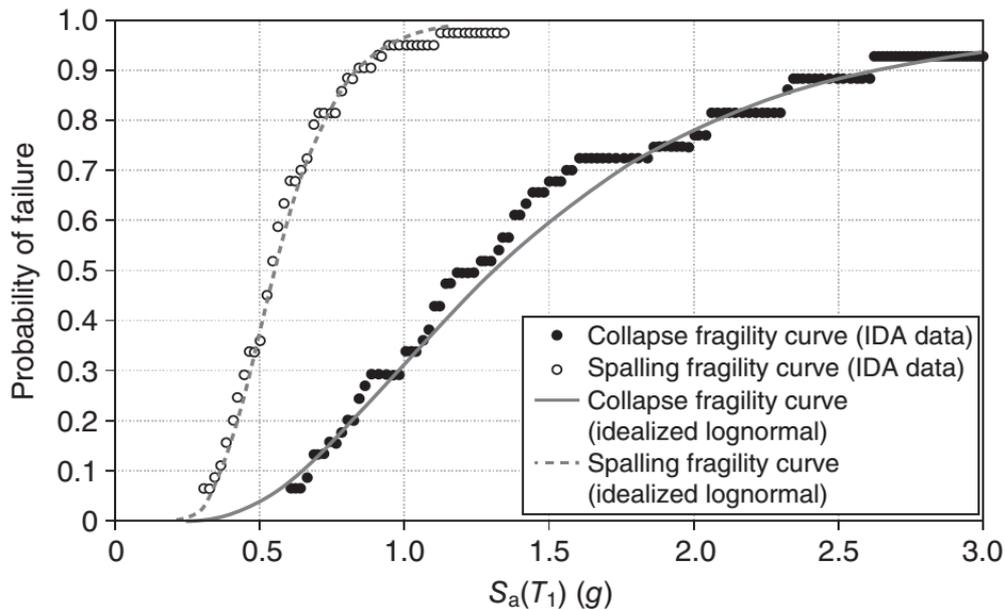


Figura 2.6 Elaboración de curvas de fragilidad a partir del IDA [13]

## 2.4. Conclusión

En conclusión, los colegios modernos peruanos son estructuras sumamente rígidas que cumplen con la normativa actual de diseño sismorresistente [14]. La vulnerabilidad de estos colegios ha sido estudiada por diversos métodos, tanto empíricos como analíticos. Las funciones de vulnerabilidad obtenidas muestran el factor de daño medio (FDM) para diferentes tipos de intensidades (Mercalli Modificada, Seudoaceleración y PGA). No es posible realizar una comparación directa entre las funciones de vulnerabilidad antes descritas debido a que no se encuentran en la misma medida de intensidad.

El análisis dinámico incremental [3], es actualmente el método más preciso para estimar los daños en una estructura [15]. Además, es posible mejorar la evaluación de las pérdidas asociadas al costo de reposición mediante un análisis estocástico de daños más detallado. Este análisis debe contar con estimaciones locales de los costos de reparación y reconstrucción con el fin de alcanzar un mejor nivel de precisión en las funciones de vulnerabilidad [12].

## 3. Marco Teórico

En este capítulo se desarrolla el marco teórico de la investigación, que tiene por objetivo exponer las teorías, conceptos y artículos técnicos relacionados con el tema. Se explican algunos términos relacionados al análisis por desempeño, análisis dinámico incremental, estados de daño, funciones de vulnerabilidad y el enfoque probabilístico utilizados en esta investigación.

### 3.1. Análisis por desempeño sísmico

El Performance Based Earthquake Engineering (PBEE) o análisis por desempeño es un concepto que implica el diseño, la evaluación, construcción y monitoreo de obras civiles cuyo desempeño frente a cargas extremas responde a las necesidades de los dueños, usuarios y la sociedad. El PBEE está basado en la premisa que el desempeño puede ser predicho y evaluado para tomar decisiones basadas en las consideraciones del ciclo de vida en lugar de solamente los costos de construcción [16].

Los enfoques basados en desempeño consideran directamente una serie de objetivos de desempeño, por ejemplo que un edificio quede en estado operacional después de un sismo severo. Los enfoques basados en el desempeño tienen varias ventajas; ofrecen una manera más eficaz para diseñar sistemas estructurales y alcanzan los objetivos de mayor desempeño. El PBEE evalúa el desempeño sísmico usando un análisis probabilístico que considera sistemáticamente el peligro, respuesta estructural, daño y costo de reparación. Las medidas de desempeño en esta metodología son el daño y los costos de reparación ya que se relacionan directamente con la gestión de riesgos [2].

#### 3.1.1. Aplicación del enfoque probabilístico en el análisis sísmico

Se dice que una variable aleatoria  $X$  tiene una distribución discreta si  $X$  solo puede tomar un número finito  $k$  de valores distintos  $x_1, \dots, x_k$ . Por otra parte, una variable aleatoria  $X$  tiene una distribución continua si existe una función no negativa  $f$ , definida sobre la recta real, tal que para cualquier intervalo  $A$ ,

$$\Pr(x \in A) = \int_A f(x) dx \quad (3.1)$$

La función  $f$  se denomina función de densidad de probabilidad (f.d.p.) de  $X$ . Entonces, si una variable aleatoria  $X$  tiene una distribución continua, la probabilidad que  $X$  pertenezca a cualquier subconjunto de la recta real se puede obtener integrando la f.d.p. de  $X$  sobre este subconjunto.

La función de distribución  $F$  (f.d.) de una variable aleatoria  $X$  es una función definida para cada numeral real  $x$  como sigue:

$$F(x) = \Pr(X \leq x) \quad \text{para } -\infty < x < \infty \quad (3.2)$$

De la ecuación (3.2) se deduce que la f.d. de una variable aleatoria  $X$  es una función  $F$  definida sobre la recta real. El valor de  $F(x)$  para cualquier punto  $x$  debe ser un número del intervalo  $0 \leq F(x) \leq 1$  porque una  $F(x)$  es una probabilidad de suceso ( $X \leq x$ ).

Si se conoce la f.d. de una variable aleatoria  $X$ , entonces se puede determinar la probabilidad de que  $X$  esté en cualquier intervalo de la recta a partir de la f.d. La función de distribución acumulativa complementaria se muestra en la ecuación (3.3)

$$\Pr(X > x) = 1 - F(x) \quad (3.3)$$

Un modelo determinístico es un modelo matemático donde las mismas entradas producirán invariablemente las mismas salidas no contemplándose la existencia del azar ni el principio de incertidumbre. La inclusión de una cantidad mayor de variables hará posible que este se aproxime a un modelo estocástico o de enfoque probabilístico [17].

Debido a las incertidumbres en los sismos, el enfoque probabilístico es mejor que el enfoque determinístico. La ecuación (3.4) muestra la notación de la función de distribución acumulativa complementaria condicional de una variable aleatoria  $X$  dado el valor de otra variable aleatoria  $Y = y$ .

Sea "A" el evento de que la pérdida de un edificio tenga costo de reparación superior a 1 millón de dólares. Sea " $E_i$ " el evento de un sismo de magnitud 7. Entonces, la ecuación (3.5) muestra el teorema de probabilidad total para el evento A dado la condición de que las " $n$ " variables aleatorias independientes  $E_i$  han sucedido. Por ejemplo,  $P(A|E_i)$  representa la probabilidad condicional de que la pérdida sea superior a 1 millón de dólares dado un sismo de magnitud 7, mientras que  $P(E_i)$  representa la probabilidad de que un sismo de magnitud 7 suceda. Multiplicando la probabilidad condicional  $P(A|E_i)$  por la probabilidad  $P(E_i)$  y sumando sobre una gama de intensidades, el producto podría representar la probabilidad total de que el

edificio tenga una pérdida superior a 1 millón de dólares bajo la gama de intensidades consideradas [2].

$$G(x|y) = P(X > x | Y = y) \quad (3.4)$$

$$P(A) = \sum_{i=1}^n P(A|E_i)P(E_i) \quad (3.5)$$

Si E es una variable aleatoria continua, a ecuación (3.5) se modifica de la siguiente manera:

$$P(A > a) = \int_E P(A > a | E = de) dP(de) = \int_E G(a|e) dG(e) \quad (3.6)$$

la ecuación (3.6) muestra la probabilidad total del evento  $A > a$  dado el evento E donde “de” representa un pequeño rango de la variable aleatoria continua E y la integración se establece en todo el rango de E [2].

### 3.1.2. Formulación del PBEE

La ecuación (3.7) y la figura 3.1 muestran el marco del establecido por el Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.

$$P(DV > dv) = \int \int \int G(dv | dm) dG(dm | edp) dG(edp | im) | d\lambda(im) \quad (3.7)$$

Tal como está implementado en la ecuación (3.7), el marco PEER PBEE se descompone en la evaluación del desempeño de cuatro etapas de análisis: (1) análisis de peligro sísmico, (2) análisis de respuesta, (3) análisis de daño, y (4) análisis de pérdida. Los resultados de cada análisis se combinan utilizando el teorema de probabilidad total. La descomposición de la estructura en las fases de análisis individuales permite a los expertos de diferentes disciplinas trabajar de forma independiente en la evaluación del PBEE [2].

- a) **Análisis de Peligro Sísmico.**- Usualmente es un análisis probabilístico, el resultado de este análisis es una curva de peligro que cuantifica la tasa de excedencia anual de un valor de intensidad sísmica dado  $\lambda$  (IM). El peligro sísmico es usado para caracterizar el movimiento del suelo.
- b) **Análisis de Respuesta.**- Luego de que el peligro sísmico es cuantificado, la respuesta de elementos estructurales y no estructurales referidos como parámetros de demanda

(EDP), se obtienen a través de métodos analíticos, físicos o híbridos. Los resultados son funciones estadísticas que relacionan parámetros de demanda EDP (como derivas y esfuerzos) con el peligro sísmico.

- c) Análisis de daño.- Los daños en elementos estructurales y no estructurales pueden ser caracterizados por curvas de fragilidad. Estas son funciones de distribución acumulada (f.d.) que representan la probabilidad de que un estado de daño sea excedido dado un EDP. El resultado del análisis es la descripción cuantitativa del estado de daño cuando el EDP ha alcanzado un cierto valor umbral. Se puede realizar una evaluación por tipos de elementos (análisis de daño local) y/o para toda la estructura (análisis de daño global).
- d) Análisis de Pérdida.- Este análisis convierte el análisis de daño en variables de decisión (DV) que serán tomadas por los dueños o interesados para la toma de decisiones y gestión de riesgo. El resultado puede ser por ejemplo pérdidas por reparación, pérdidas para una probabilidad de excedencia de intensidad, entre otras.

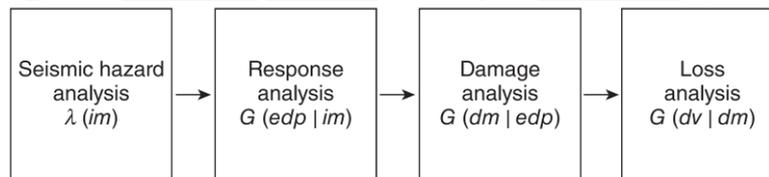


Figura 3.1 Marco del Análisis por Desempeño PBBE [18].

Para cuantificar el desempeño se usan variables aleatorias, estas preservan la incertidumbre estadística inherente del problema. El resultado de un análisis de peligro sísmico es una función estadística que representa la tasa anual de excedencia de una intensidad dada  $\lambda(IM > im)$ . El análisis de respuesta usa el EDP como una variable aleatoria y produce una función de probabilidad condicional,  $G(edp|im)$ , para representar una relación estadística entre EDP e IM. El análisis de daño usa una medida de daño (DM) como una variable aleatoria y el resultado es una función de probabilidad condicional,  $G(dm|edp)$ , que relaciona DM y EDP. Por último, el análisis de pérdida usa una variable de decisión (DV) como una variable aleatoria y produce una función de probabilidad condicional,  $G(dv|dm)$ , que relaciona DV y DM. ( Ver anexo 2)

La ecuación (3.8) representa la probabilidad condicional de que una variable de decisión exceda un valor DV dado un valor de la medida de intensidad  $IM=im$ .

$$G(dv | im) = \int \int_{dm \ edp} G(dv | dm) dG(dm | edp) dG(edp | im) \quad (3.8)$$

Si para un determinado DM existe un único valor de DV, la ecuación (3.8) se reduce a:

$$G(dv | im) = \int_{edp} G(dv | edp) dG(edp | im) \quad (3.9)$$

La función de vulnerabilidad en términos de costo de reparación se puede generar mediante la obtención de la media  $\mu$  y varianza  $\sigma$  de cada una de las funciones de distribución obtenidas con la ecuación (3.9) utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\mu = \sum x_i f(x_i) \quad (3.10)$$

$$\sigma = \sum (x_i - \mu)^2 f(x_i) \quad (3.11)$$

### 3.2. Análisis Dinámico Incremental

El análisis dinámico incremental (IDA) [3] es un análisis paramétrico que estima de forma más realista el comportamiento sísmico inelástico de un edificio. El método consiste en someter un modelo estructural a uno o más registros sísmicos, cada una de estos escalados a un nivel de intensidad. Estos análisis producen curvas de respuesta para diferentes niveles de intensidad. Se obtiene una curva IDA por cada registro sísmico considerado, en donde se va incrementando el nivel de la demanda, representado usualmente por la aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura. Por último, se obtiene una serie de curvas IDA donde se observa la variabilidad de la respuesta registro a registro (figura 3.2).

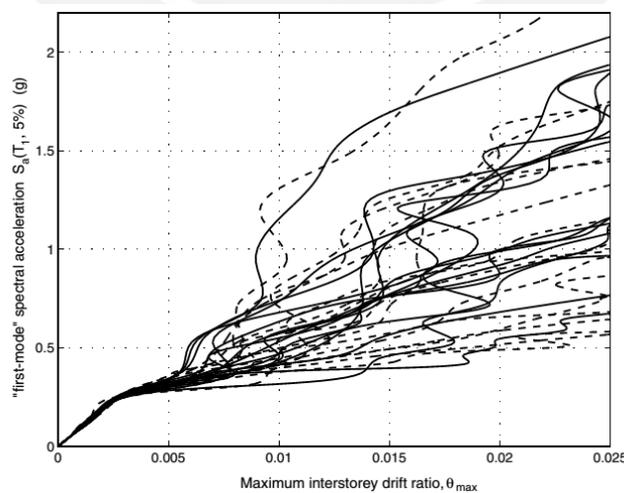


Figura 3.2 Curvas IDA [3]

El IDA es un método que tiene muchos propósitos, algunos de ellos son:

- Mayor entendimiento del rango de respuesta versus el rango del nivel de intensidad de un registro de aceleración del suelo.
- Mejor entendimiento de la respuesta estructural de un sismo raro o severo.
- Mejor entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural al aumentar la intensidad del registro sísmico.
- Producir estimaciones de la capacidad dinámica global del sistema estructural.
- Mejor entendimiento de la variación de la respuesta de un registro respecto a otro.

Para una mejor comprensión del método se presentan los siguientes conceptos:

- El factor de escala (SF) de un acelerograma escalado,  $a_\lambda$ , es el escalar positivo  $\lambda$  que produce  $a_\lambda$  cuando se multiplica al registro no escalado o natural  $a_1$ .
- La medida de intensidad (IM) de un acelerograma escalado  $a_\lambda$ , es un escalar positivo que es una función monótonica  $IM=f(a_1, \lambda)$ . La aceleración espectral del primer modo de la estructura  $S_a(T_1)$  es un IM escalable que satisface la relación  $IM_{prop}=\lambda \cdot f(a_1)$ .
- La medida de daño (DM) es una variable que caracteriza la respuesta estructural ante una carga sísmica dada. Algunas de ellas son las fuerzas cortantes, rotaciones de nudos, ductilidades máximas. Para estimar el daño estructural en edificios de corte la máxima deriva de entrepiso relaciona bien las rotaciones de los nudos y el daño estructural.

La curva IDA es una gráfica de DM vs IM que caracteriza la respuesta estructural. Las curvas IDA no son monótonicas ya que la respuesta en el tiempo de la estructura es diferente para cada nivel de intensidad sísmica (IM).

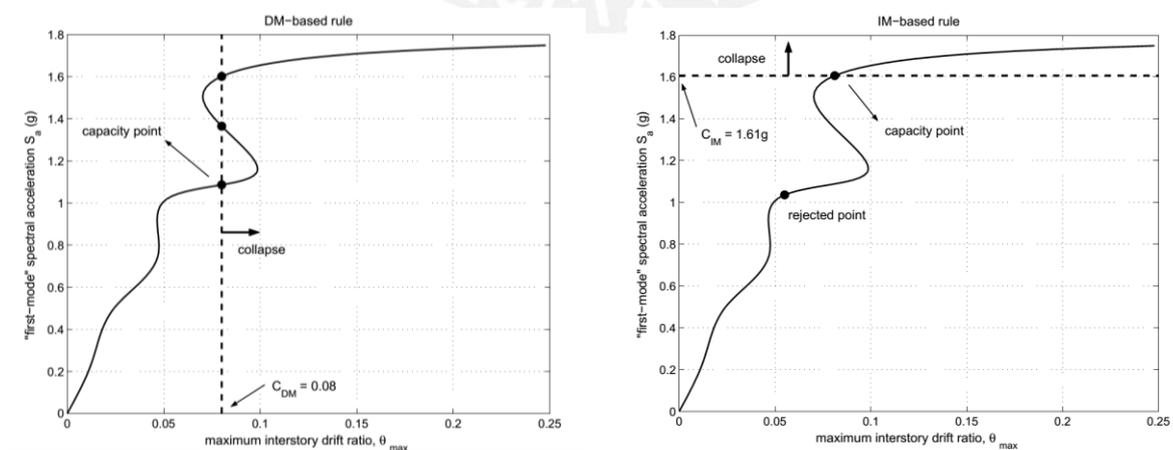


Figura 3.3 Estado límite de colapso evaluado a través de dos reglas en la curva IDA. Por la regla DM a un deriva de entrepiso de 0.08 y por la regla IM que usa el criterio de la pendiente 20% [3]

Los niveles de desempeño (estados límites) son importantes en el análisis de desempeño. Las curvas IDA contienen información necesaria para evaluarlos. Puede utilizarse la regla en base al estado de daño (DM) o la regla en base a la medida de intensidad (IM). La regla DM establece un valor umbral de DM que relaciona directamente a un estado de daño. Por otro lado, la regla IM establece que el último punto donde el valor de pendiente de 20% en la curva establece un estado de daño de colapso (figura 3.3). Las curvas IDA se evalúan con ambos enfoques.

El IDA es un método de análisis que funciona en un entorno probabilístico. Es necesario tener un número suficiente de registros para aplicar el IDA, y tener una caracterización probabilista de la variación de la respuesta registro a registro. Se puede resumir el set de curvas IDA a través de la mediana y de los fractiles 16% y 84%. El IDA es posiblemente el método más completo y preciso para tener la información necesaria tanto para la caracterización de la demanda en un análisis por desempeño como para caracterizar la capacidad de colapso global de una estructura.

Se debe tener cuidado que los sismos débiles escalados representen un sismo severo. En realidad, esto depende de la estructura, del DM y del IM. En general, la aceleración espectral del primer modo es bien representado por los acelerogramas escalados para edificios de periodos pequeños.

Para edificios de mediana altura un set de 10 a 20 registros es suficiente para proveer suficiente exactitud en la estimación de las demandas sísmicas asumiendo un IM eficiente como la aceleración espectral. Por cada registro, es necesario al menos realizar 12 análisis para tener la suficiente cantidad de puntos para representar la curva IDA. Además, se debe de crear un algoritmo que genere más puntos de la curva por interpolación y de esa manera no tener la necesidad de realizar más análisis [19].

### **3.3. Definición de grupos de elementos**

Dependiendo del sistema estructural y de la función de la estructura, los elementos estructurales y no estructurales del edificio se seleccionan y se separan en grupos de elementos (GE). Cada GE consiste en uno o más tipos de elementos cuyo desempeño son similarmente afectadas por un EDP particular. Por ejemplo, un GE podría ser todos los elementos no estructurales cuyo desempeño está relacionado a la aceleración de piso.

Se define un número suficiente de estados de daño (DS) para cada grupo de elementos que describir completamente una gama de extensiones de daños en el grupo de elementos. Los estados de daño se definen en relación con las acciones de reparación necesarias [2].

### 3.4. Estados de daño

Los estados de daño son descripciones de los daños post sismo. Estas descripciones están destinadas a ser utilizadas para la evaluación del estado de los edificios dañados por el sismo [20]. En las estructuras de concreto armado los índices de daño sirven para cuantificar numéricamente el daño sísmico en elementos individuales, niveles o estructuras completas. Estos índices pueden estar basados en los resultados de un análisis dinámico no lineal. Los índices de daño pueden tener un rol importante en la evaluación post sismo [21].

#### 3.4.1. Índices de daño locales

Una forma de caracterizar el daño es a través de índices locales los cuales cuantifican un nivel de daño en elementos individuales [21]. En la figura 3.4 se puede observar un diagrama momento curvatura de una columna. En el diagrama se puede establecer un determinado índice de curvatura el cual representa un determinado estado de daño. Por ejemplo, los estados de daño DS1, DS2 y DS3 pueden representar daño leve, moderado y severo respectivamente. Estos DS son determinados a través de los índices de daño en relación a la máxima demanda de curvatura de la columna obtenida a través del análisis.

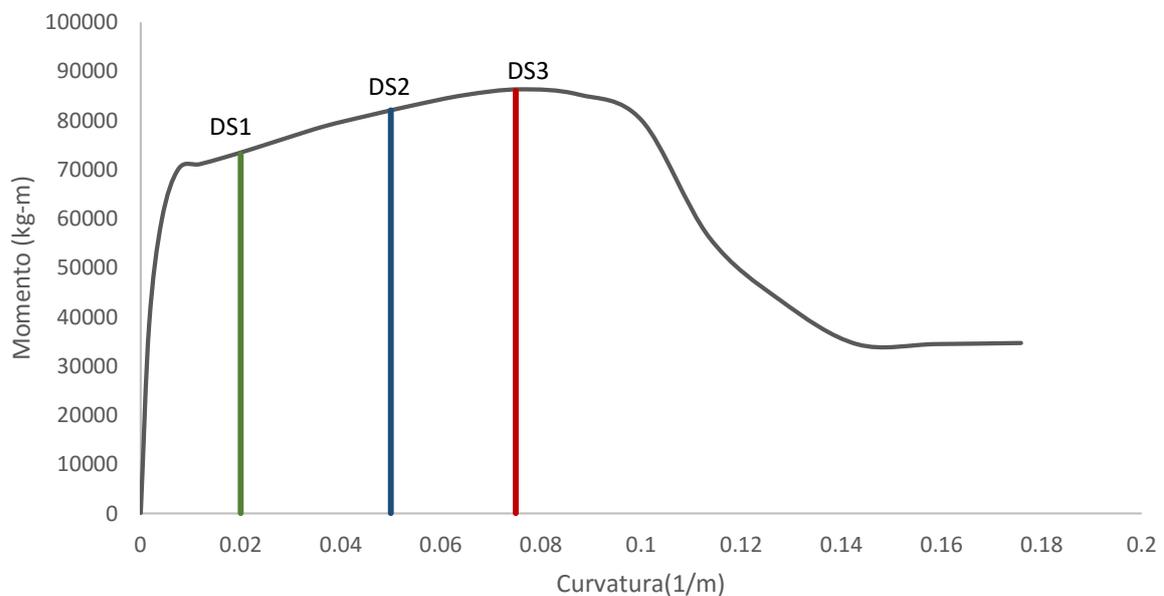


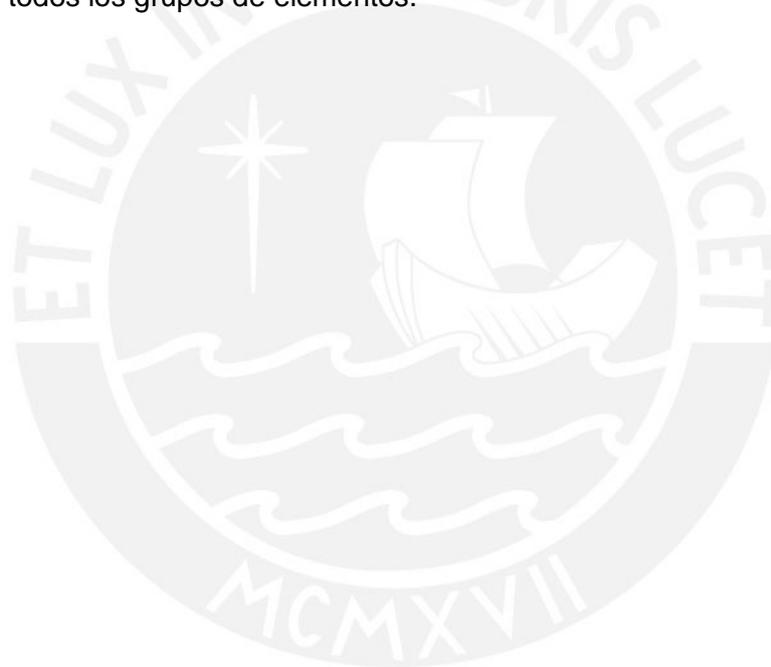
Figura 3.4 Definición de estados de daño locales a través del diagrama momento curvatura

### 3.4.2. Índices de daño globales

Los índices globales describen el estado de toda o gran parte de la estructura. Este último es frecuentemente derivado de la evaluación de un promedio de los índices locales calculados en los elementos individuales [21].

### 3.5. Cálculo de costos de reparación

Las cantidades de reparación total para todos los grupos de elementos en el edificio debido a cada sismo pueden ser calculadas a partir de las descripciones de los estados de daño. Una vez que los estados de daño son identificados, las cantidades de reparación de cada grupo de elementos son obtenidas de la tabla de cantidades de reparación (Anexo 1). Este proceso es repetido para todos los grupos de elementos.



## 4. Metodología

### 4.1. Resumen

La metodología para el desarrollo de la investigación fue basada en el PBBE, la cual se resume a continuación.

#### a) Análisis de respuesta

Se modela los colegios en el programa PERFORM 3D asignándole rotulas plásticas a los elementos estructurales. Se modela la mampostería confinada mediante muros de corte. Se someten los modelos a varios registros escalados para aplicar el IDA. Se escogen registros sísmicos de gran magnitud. Como medida de intensidad (IM) se escoge la pseudoaceleración espectral del primer periodo para 5 % de amortiguamiento.

#### b) Análisis de daño

Se establecen diferentes grupos de elementos estructurales y no estructurales (GE). Se definen los estados de daño locales para cada grupo de elementos. Se generan las curvas de daño que relacionan una medida de daño (DM) dado un parámetro de demanda (EDP). Se construyen matrices de daño que representen la evolución del daño a medida que se incrementa la intensidad, esto se realiza para todos los registros y para cada GE. Las matrices de daño permiten tener un mayor control del daño en los elementos y generar estados de daño globales en base al daño de los GE. Por último, se hace una comparación del modelo estructural y daños globales con los estados de daño establecidos por el ATC-40.

#### c) Análisis de pérdidas

Se estudian las técnicas de reparación de los elementos estructurales y no estructurales presentes en los edificios escolares típicos 780 post 97. Por lo tanto, cada estado de daño de cada grupo de elemento estructural cuenta con un análisis de costo de reparación unitario. Se obtiene el metrado de las intervenciones necesarias para la rehabilitación o reposición de los locales escolares. Entonces, los costos de reparación según los grupos de elementos se hallan multiplicando el análisis de costo unitario relacionado al estado de daño en el elemento por el número de elementos que alcanzan este estado de daño.

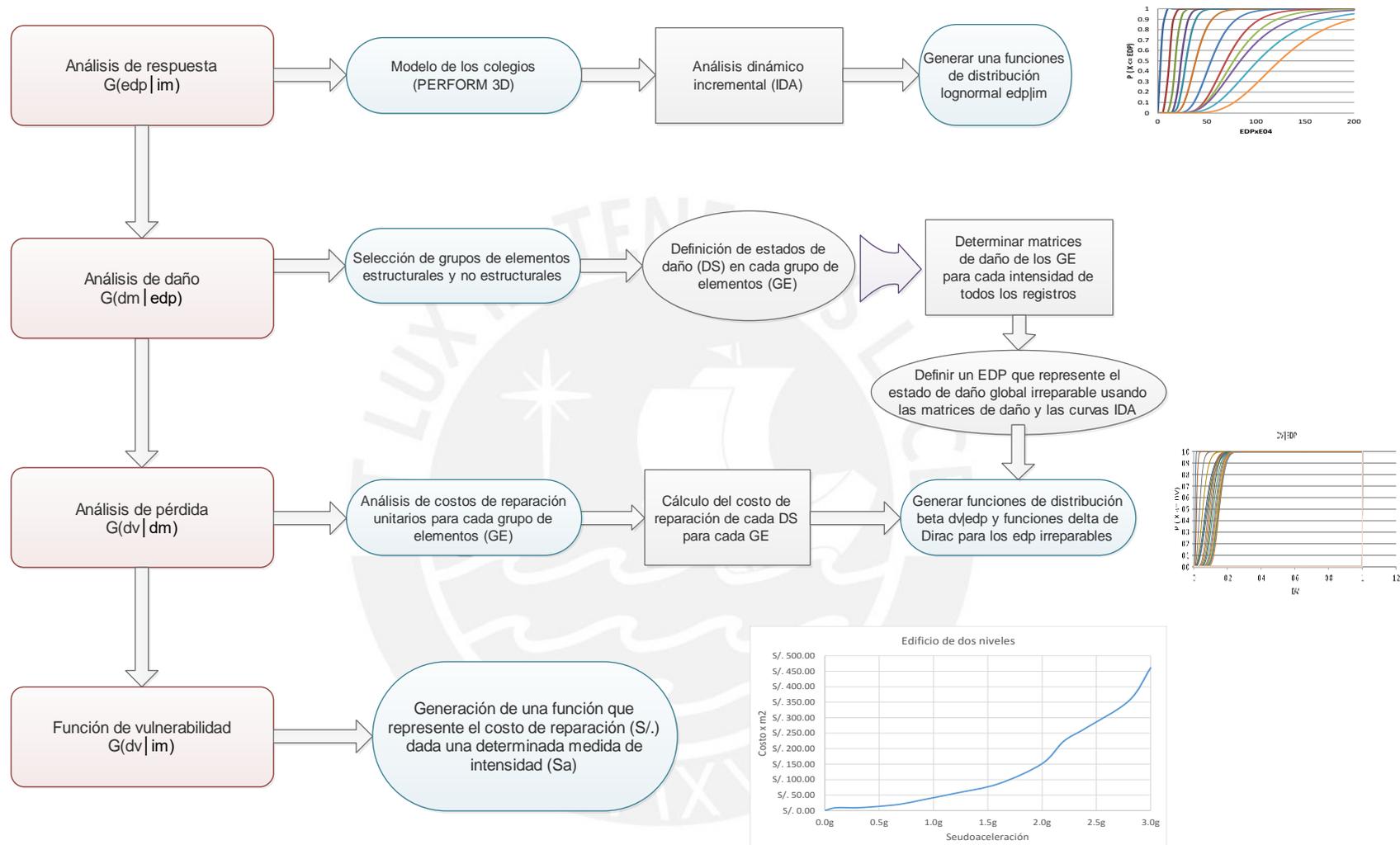


Figura 4.1 Resumen del procedimiento para el cálculo de la función de vulnerabilidad

#### d) Función de Vulnerabilidad

Finalmente, se obtiene una curva de vulnerabilidad que representa el costo de reparación dada una determinada intensidad sísmica. En la figura 4.1 se muestra el diagrama de flujo con la metodología descrita.

#### 4.2. Análisis de respuesta

En el proceso del modelamiento de los edificios escolares se utilizan los programas SAP2000 [22] y Perform 3D [23] ya que permiten realizar el análisis dinámico no lineal y la evaluación de desempeño sísmico. En la figura 4.2 se muestra el modelo del colegio de tres niveles donde se observa el sistema de pórticos y la representación de la mampostería confinada mediante paneles de corte.

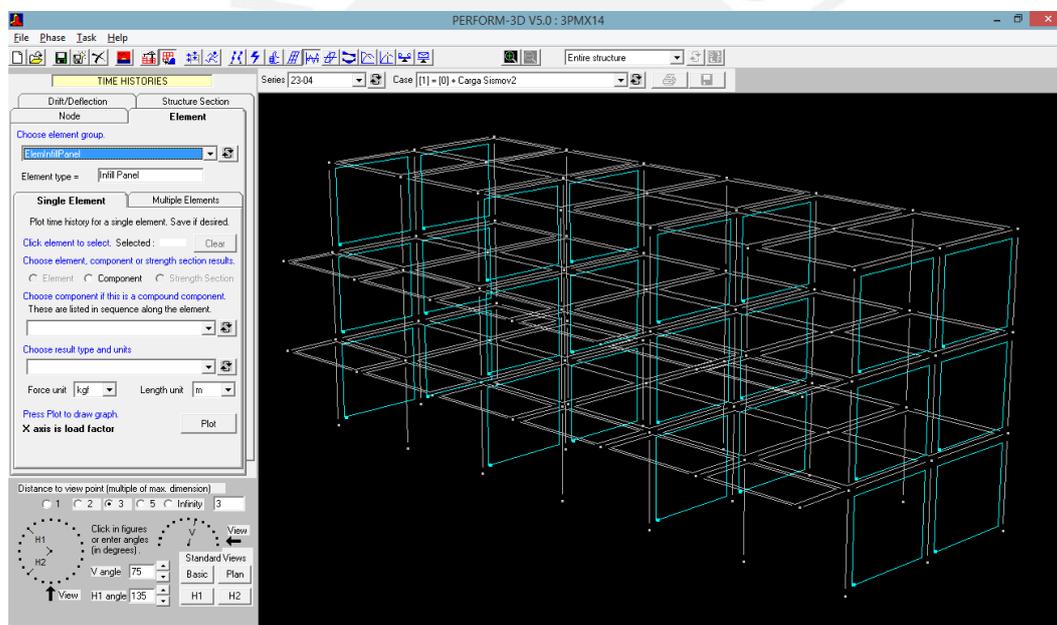


Figura 4.2 Modelo del colegio de tres niveles en Perform 3D

En los modelos se deben de ingresar las propiedades no lineales mediante la asignación de rótulas plásticas en cada elemento estructural. De esta manera se toma en cuenta la degradación de rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos del sistema estructural en el análisis tiempo historia. Para ello se deben de asignar los diagramas momento curvatura en las vigas y en las columnas. Adicionalmente, en las columnas se deben de asignar sus respectivos diagramas de interacción. Los diagramas momento curvatura y los diagramas de interacción se calculan con la ayuda del Section Designer del SAP2000. Se utilizan modelos constitutivos de concreto [24]; y del acero de refuerzo [25]. (Ver Anexo 1).

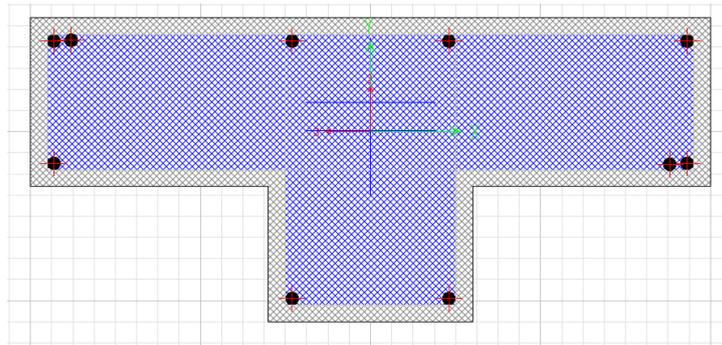


Figura 4.3 Columna T analizada en el Section Designer

En la figura 4.3 se muestra que el análisis de los elementos se realiza considerando dos modelos de concreto. El núcleo de concreto confinado (azul) es analizado considerando efectivamente el aporte de resistencia y ductilidad de los estribos, mientras que la zona de recubrimiento (gris) es analizada sin considerar este aporte. Para el cálculo del periodo fundamental de la estructura se consideran secciones agrietadas para los elementos de concreto armado según [26]. Para simplificar los cálculos no se considera la degradación cíclica de los elementos estructurales.

La mampostería confinada del lado transversal se modela mediante paneles de corte. Se ha utilizado los resultados de los ensayos de laboratorio de la PUCP [27]. Estos ensayos se acercan a las condiciones reales de los muros confinados utilizados en la construcción de los colegios analizados. Los muros del lado longitudinal de los colegios se consideran a través de una carga distribuida sobre las vigas debido a que están correctamente aislados de los pórticos mediante juntas de separación sísmica. En la tabla 4.1 se muestran las cargas consideradas para el análisis [14].

Tabla 4.1 Cargas de Servicio utilizadas en el análisis de los colegios 780 post 97

	Entrepisos	Azotea
<b>Cargas muertas</b>		
Losa aligerada $e=0.2$ m	300 kg/m <sup>2</sup>	300 kg/m <sup>2</sup>
Cielo raso y piso	150 kg/m <sup>2</sup>	
Cielo raso y tabiquería		175 kg/m <sup>2</sup>
Total cargas muertas	450 kg/m <sup>2</sup>	475 kg/m <sup>2</sup>
<b>Cargas vivas</b>		
Aulas	250 kg/m <sup>2</sup>	300 kg/m <sup>2</sup>
Corredor	400 kg/m <sup>2</sup>	

#### 4.2.1. Escalamiento y selección de registros

Para realizar el análisis dinámico incremental (IDA) se tiene una serie de registros sísmicos. Para este estudio se tienen 14 registros sísmicos [28-30]. En la tabla 4.2 se muestran los sismos que se utilizaron en análisis de los edificios escolares.

Tabla 4.2. Registros utilizados en el análisis dinámico incremental

Sismo	Año	Magnitud	PGA	Duración
Huaraz, Perú	1970	7.9	0.11g	45.16 seg.
Lima, Perú	1974	8.0	0.20g	97.96 seg.
Arequipa, Perú	2001	8.4	0.44g	198.91 seg.
Pisco, Perú	2007	8.0	0.35g	218.05 seg
Pisco (Parcona N-S), Perú	2007	8.0	0.40g	163.86 seg.
Pisco (Parcona E-W), Perú	2007	8.0	0.50g	163.86 seg.
Tarapacá N-S, Chile	2005	7.8	0.63g	252 seg
Tarapacá E-W, Chile	2005	7.8	0.52g	252 seg
Tocopilla N-S, Chile	2007	7.7	0.50g	70.92 seg
Tocopilla E-W, Chile	2007	7.7	0.44g	70.92 seg
Maule (Angol N-S), Chile	2010	8.8	0.89g	180 seg
Maule (Angol E-W), Chile	2010	8.8	0.52g	180 seg
Maule (Concepción N-S), Chile	2010	8.8	0.47g	143.28 seg
Maule (Concepción E-W), Chile	2010	8.8	0.59g	143.28 seg

#### 4.2.2. Proceso de Escalamiento

El factor de escala (SF) de un acelerograma escalado,  $a_\lambda$ , se determina siguiendo los siguientes pasos:

1. Obtener el espectro de respuesta de aceleraciones con 5 % de amortiguamiento. El espectro de respuesta se obtuvo con la ayuda del software Dinámica v3.1 [30].
2. Obtener el valor de aceleración correspondiente para el periodo fundamental de la estructura, este valor será  $a_1$ .
3. Multiplicar al acelerograma natural por un valor  $\lambda$  para obtener un determinado valor de IM (aceleración espectral),  $IM_{prop} = \lambda \cdot f(a_1)$ .

Se deben tener como mínimo 12 registros escalados.

En la figura 4.4 se puede observar el proceso de escalado donde el periodo fundamental de la estructura marca el valor de  $a_1$ , que corresponde a un valor  $\lambda = 1$ .

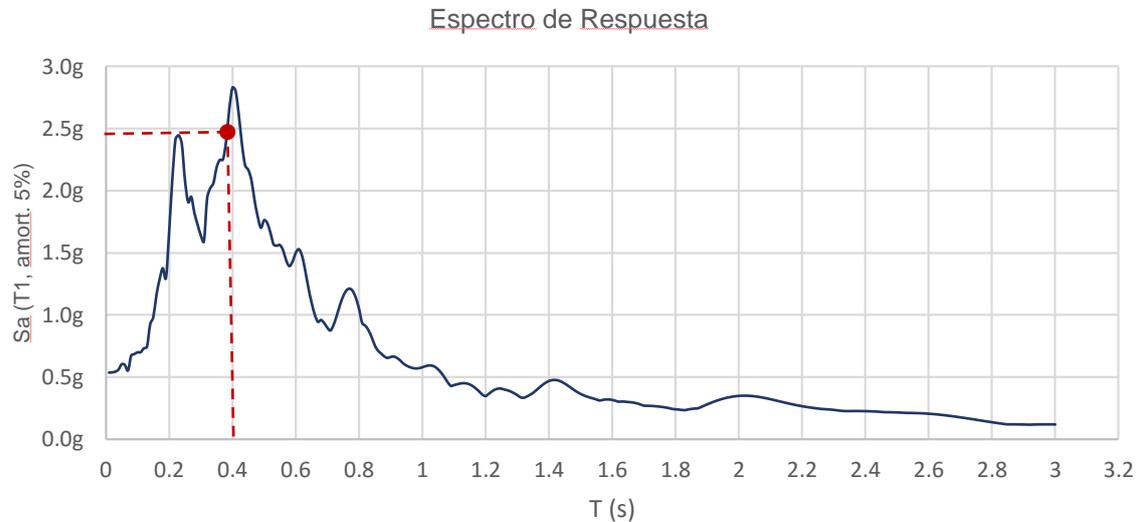


Figura 4.4. Descripción del proceso de escalamiento en el espectro de respuesta de aceleraciones

#### 4.2.3. Funciones de distribución condicional $edp|im$

En la metodología propuesta se obtiene una función de vulnerabilidad mediante la ecuación (3.9). Utilizando los resultados obtenidos del análisis dinámico incremental se construyen funciones de distribución lognormal  $G(edp|im)$  (ver anexo 2) que relacionen los valores de los parámetro de demanda de cada grupo de elementos con la medida de intensidad respectiva.

### 4.3. Análisis de daño

Para analizar el daño global del edificio se realiza un análisis de daño local por grupos de elementos. Se establece diferentes grupos de elementos estructurales y no estructurales (GE). Mediante el uso de matrices de daño se puede analizar la evolución de daño local por GE del edificio.

#### 4.3.1. Estados de Daño

##### 4.3.1.1. Estados de daño locales

###### a) Elementos estructurales

### a.1) Vigas y Columnas

Los estados de daño en los elementos estructurales se definen a través de sus diagramas momento curvatura, para ello se consideraron estados de daño siguiendo el criterio de establecerlos a partir de la curvatura máxima en el elemento [21]. Utilizando como parámetro de demanda la curvatura se pueden definir índices de daño como se muestra en la ecuación (4.1).

$$D = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \beta_e \frac{\int dE}{M_y \phi_u} \quad (4.1)$$

Donde:

$D$  = índice de daño

$\phi_m$  = curvatura máxima del elemento (análisis)

$\phi_y$  = curvatura de fluencia

$\phi_u$  = curvatura última del elemento

$\beta_e$  = parámetro de degradación de resistencia

$dE$  = energía histerética acumulada (área encerrada en lazos histeréticos  $M - \phi$ )

$M_y$  = Momento de fluencia

El parámetro de degradación de resistencia  $\beta_e$  es un valor muy pequeño por lo cual el factor de energía tiene una contribución despreciable [21]. Si se considera que no hay degradación de resistencia, la ecuación (4.1) queda reducida a:

$$D = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (4.2)$$

En [21] se propone la siguiente clasificación de estados de daño según los índices de daño:

$D < 0.1$	Sin daño o daño localizado
$0.1 < D < 0.25$	Daño menor, agrietamientos pequeños
$0.25 < D < 0.4$	Daño moderado, agrietamiento severo, desprendimiento de recubrimiento localizado
$0.4 < D < 1$	Daño severo, desprendimiento del recubrimiento, refuerzo expuesto
$D > 1$	Colapso

Se infiere de la ecuación (4.2) que el daño se produce desde la fluencia del elemento. Sin embargo, existe un modelo de daño modificado [31] donde se considera el daño a partir de la deformación de agrietamiento, como se muestra en la ecuación (4.3).

$$D = (1 - \beta) \cdot \frac{\delta_m - \delta_c}{\delta_u - \delta_c} + \beta \cdot \frac{\int dE}{F_y (\delta_u - \delta_y)} \quad (4.3)$$

Donde:

$\beta$  = parámetro de degradación de resistencia

$\delta_c$  = deformación en el agrietamiento inicial del concreto

$\delta_y$  = deformación de fluencia

$\delta_m$  = deformación máxima del elemento

$F_y$  = resistencia de fluencia

El estado de daño “Seguridad de vida” según las descripciones de [26] es similar a un estado de daño irreparable. En [32] se determinó a través de ensayos de laboratorio un valor que relaciona el estado de daño “Seguridad de vida” o irreparable con el 80% de resistencia del concreto confinado  $f_{cc}$  (tabla 4.3). Entonces, con este valor de  $f_{cc}$  se puede ubicar la curvatura correspondiente en el diagrama momento curvatura de cada elemento y así ubicar el estado de daño “irreparable”.

Tabla 4.3. Índices de daño para diferentes niveles de desempeño [adaptado de 32]

Nivel de desempeño	Límites de compresión del núcleo de concreto confinado
Operacional	$0 < \varepsilon_c \leq 0.35\varepsilon_{cc}$
Inmediata ocupación	$0.35\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$
Seguridad de vida	$\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \ \& \ f_{cc} \geq f_c > 0.8f_{cc}$
Prevención de colapso	$\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \ \& \ 0.8f_{cc} \geq f_c > 0.5f_{cc}$

En este trabajo se toma como valor máximo de daño, a la curvatura última o de agotamiento del elemento. Entonces, considerando el criterio de daño a partir del agrietamiento y el criterio de la curvatura última, y además que el ultimo estado de daño representativo es hasta que el elemento sea irreparable se tienen los siguientes estados de daño en vigas y columnas.

$D < 0.1$	Daño localizado
$0.1 < D < 0.25$	Daño menor
$0.25 < D < 0.4$	Daño moderado
$0.4 < D < 1$	Daño severo
$D > f(80\%f_{cc})$	Daño irreparable

En la tabla 4.4 se tiene la descripción de cada estado de daño, su parámetro de demanda y el costo de reparación obtenido de un análisis de costo unitario obtenido según las acciones de reparación.

Tabla 4.4. Descripción de los estados de daño de vigas y columnas

Estado de daño	Parámetro de demanda	Tipo de consecuencia	Información	Costo de Reparación
Daño localizado	Índice de demanda $D < 0.1$	<b>Acciones de reparación</b>  <b>Consecuencias de daño</b>	Restitución de acabados, pintura y tarrajeo con mezcla elaborada in situ.  Necesita algunas reparaciones menores y acabados exteriores en esta área. Es de destacar que no existe fluencia del acero. Los daños son básicamente exteriores. Grietas muy pequeñas.	Vigas: S/.30.00 Columnas: S/.45.00
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Totalmente funcional	
Daño menor	Índice de demanda $0.1 < D < 0.25$	<b>Acciones de reparación</b>  <b>Consecuencias de daño</b>	Evaluar el agrietamiento y la necesidad de inyección de resinas epoxicas (tipo Concrevis 1380) para restituir el monolitismo del elemento estructural, reponer los acabados (pintura y tarrajeo)  Algunas partes de la viga podrían presentar agrietamiento del concreto. Además el área dañada necesita reparación del acabado. Es de destacar que el acero está cerca del punto de fluencia. Grietas importantes en el concreto	Vigas: S/.190.00 Columnas: S/.560.00
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional	
Daño moderado:	Índice de demanda $0.25 < D < 0.40$	<b>Acciones de reparación</b>	Evaluar el agrietamiento y la necesidad de inyección de resinas epoxicas (tipo Concrevis 1380) para restituir el monolitismo del	Vigas: S/.520.00 Columnas: S/.1080.00

			<p>elemento estructural, se debe reemplazar el recubrimiento con mortero de reparación estructural (tipo Master Emaco S488CI), reponer los acabados (pintura y tarrajeo)</p> <p><b>Consecuencias de daño</b> Algunas partes de la viga presentan agrietamiento del concreto y desprendimiento del recubrimiento. Además el área dañada necesita reparación del acabado. Es de destacar que el acero ya fluyó en el área afectada, por lo tanto debe ser reemplazado. También debe mencionarse que el acero a reemplazarse es el superior que está dentro de la losa.</p> <p><b>Funcionalidad del edificio</b> Parcialmente funcional.</p>	
Daño Severo	Índice de demanda $0.40 < D < 1$	<b>Acciones de reparación</b>	Restituir el concreto desprendido con mortero de reparación estructural (tipo Master Emaco S488CI)	Vigas: S/.820.00 Columnas: S/.1690.00
		<b>Consecuencias de daño</b>	El área dañada muestra aplastamiento del concreto y exposición del acero de refuerzo. Por lo tanto, se ha perdido el recubrimiento de la sección. Es de destacar que el acero ya fluyó en el área afectada, entonces debe ser reemplazado. También debe mencionarse que el acero a reemplazarse es el superior y el inferior.	
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional.	
Daño Irreparable:	Índice de demanda $D > f(80\%f_{cc})$	<b>Acciones de reparación</b>	Usar concreto con puente de adherencia (tipo Master ADH - ex concrevice 1090) para la reconstrucción del elemento estructural	Vigas: S/.820.00 Columnas: S/.1690.00

<b>Consecuencias de daño</b>	El área dañada debe ser completamente demolida y la viga debe ser reconstruida. Es de destacar que el acero ya fluyo en el área afectada, por lo tanto debe ser reemplazado. Cabe recalcar que el estado de daño de la viga es total.
<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional.

### a.2) Mampostería Confinada

Para el análisis de la mampostería confinada se toman los estados de daño de la mampostería confinada según [33] y se definen los siguientes índices de daño según la deriva de entrepiso. En la tabla 4.5 se tiene la descripción de cada estado de daño, su parámetro de demanda y el costo de reparación obtenido de un análisis de costo unitario obtenido según las acciones de reparación.

. Tabla 4.5. Descripción de los estados de daño de muros confinados

Estado de daño	Parámetro de demanda	Tipo de consecuencia	Información	Costo de Reparación
Daño menor	Deriva de entrepiso 0.48%	<b>Acciones de reparación</b>	El muro necesita algunas reparaciones menores y acabados exteriores. Inyección en fisura de elemento de concreto, para reparación estructural.	S/.410.00
		<b>Consecuencias de daño</b>	Grieta horizontal visto en la base y la parte superior	
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Totalmente funcional	
Daño moderado	Deriva de entrepiso 1.25 %	<b>Acciones de reparación</b>	Algunas partes del muro podrían necesitar demolición y reconstrucción. Inyección en fisura de elemento de concreto, para reparación estructural. Además el área dañada necesita reparación del acabado	S/.680.00

		<b>Consecuencias de daño</b>	Grietas extendidas a través de todo lo ancho de la pared; segunda fila de grietas visto, ligero desprendimiento en la base del muro	
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional	
Daño severo:	Deriva de entrepiso 1.83 %	<b>Acciones de reparación</b>	El muro podría necesitar demolición y reconstrucción en muchas zonas. Inyección en fisura de elemento de concreto, para reparación estructural. Además el área dañada necesita reparación del acabado	S/.1330.00
		<b>Consecuencias de daño</b>	Grietas se abrieron, desprendimiento de ladrillos en la parte superior esquina; grietas abiertas (1 mm), desprendimiento de ladrillos	
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional.	
Daño Irreparable: Falla total del muro	Deriva de entrepiso 3.06 %	<b>Acciones de reparación</b>	El área dañada debe ser completamente demolida y el muro debe ser reconstruido	S/.2780.00
		<b>Consecuencias de daño</b>	Trituración del ladrillo en las esquinas; tercera fila de grietas visto, fragmentos de ladrillo caídos de esquinas superiores	
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional.	

### a.3) Losas Aligeradas

Los estados de daño de las losas aligeradas en una sola dirección pueden basarse en los estados de daño de las vigas transversales a la dirección de las losas, es decir a las vigas que reciben las cargas de la losa. Se utiliza la descripción de daños propuesta por el ATC-40 para obtener el costo de reparación. Se asigna el porcentaje daño (D) basado en el trabajo realizado por [8]. Se asumen los siguientes estados de daño en las losas:

- Inmediata ocupación - Daño menor en vigas:

Grietas muy limitadas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.  $D=0.05$

- Daño controlado - Daño moderado en vigas:

Grietas limitadas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.  $D=0.25$

- Seguridad de Vida - Daño Severo en vigas:

Grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.  $D=0.50$

- Estabilidad Estructural - Daño irreparable en vigas:

Se amplían las grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Trozos de concreto pulverizado y pérdida de concreto entre el acero de las losas. El desplazamiento vertical de la losa llega a 1/4 del espesor de la losa adyacente, pero no colapsa.  $D=0.90$

En este trabajo no se realizó un análisis del daño de losas debido a que el daño en las losas es despreciable puesto que las vigas en la dirección transversal sufren tan sólo daños menores y localizados. Si el IDA del edificio se hubiera realizado en la dirección transversal, si debería realizarse este análisis ya que las vigas en esta dirección sufrirían daños severos e irreparables frente a sismos de gran intensidad.

## **b) Elementos no estructurales**

### **b.1) Tabiquería**

En [34] se utilizó una mesa vibradora para simular el efecto sísmico sobre la tabiquería. Las pruebas fueron realizadas simultáneamente en ambas direcciones para encontrar simultáneamente el desplazamiento relativo en el plano y las aceleraciones fuera del plano.

Se consideraron tres estados de daños en este estudio para caracterizar el comportamiento sísmico de los muros de tabiquería. En los muros se exhibió menor daño para 0.2% de deriva

de entrepiso, daño moderado para 0.34% de deriva de entrepiso y daño severo para 0.97% de deriva de entrepiso. En la tabla se muestra las definiciones de los estados de daño y sus repercusiones. En el análisis se consideró dos alturas de tabiquería, los cuales tienen un costo de reparación diferente.

En la tabla 4.6 se tiene la descripción de cada estado de daño, su parámetro de demanda y el costo de reparación obtenido de un análisis de costo unitario obtenido según las acciones de reparación.

Tabla 4.6. Descripción de los estados de daño de la tabiquería

Estado de daño	Parámetro de demanda	Tipo de consecuencia	Información	Costo de Reparación
Daño menor	Deriva de entrepiso 0.2%	<b>Acciones de reparación</b>	El muro necesita algunas reparaciones menores y acabados exteriores	Altura:1.20 m S/.215.00
		<b>Consecuencias de daño</b>	No existe efecto en el funcionamiento de otros elementos y el edificio puede ser usado inmediatamente	Altura:2.20m S/.320.00
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Totalmente funcional	
Daño moderado	Deriva de entrepiso 0.34%	<b>Acciones de reparación</b>	Algunas partes del muro podrían necesitar demolición y reconstrucción. Además el área dañada necesita reparación del acabado.	Altura:1.20 m S/.500.00
		<b>Consecuencias de daño</b>	La funcionalidad de los ambientes adyacentes puede ser interrumpida hasta que el muro quede reparado. Las instalaciones no deberían necesitar reparación.	Altura:2.20m S/.700.00
		<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional	
Daño severo: Falla total del muro	Deriva de entrepiso 0.97%	<b>Acciones de reparación</b>	El área dañada debe ser completamente demolida y el muro debe ser reconstruido	Altura:1.20 m S/.905.00
		<b>Consecuencias de daño</b>	El proceso de reparación se debe hacer antes de que los ambientes adyacentes puedan funcionar regularmente, las	Altura:2.20m S/.1610.00

instalaciones podrían estar quebradas o no funcionar.

**Funcionalidad del edificio** Parcialmente funcional.

Como la tabiquería se encuentra aislada del edificio se aplica la máxima aceleración de piso del análisis a un modelo de un grado de libertad con la geometría y rigidez de la tabiquería. Luego, de este análisis se obtiene el desplazamiento relativo de entrepiso con el cual se define el estado de daño asociado.

## b.2) Ventanas

Las ventanas comprenden los vidrios y el marco de madera, los daños se definieron en base a las descripciones de daño del ATC 40. En la tabla 4.7 se tiene la descripción de cada estado de daño, su parámetro de demanda y el costo de reparación obtenido de un análisis de costo unitario obtenido según las acciones de reparación.

Tabla 4.7. Descripción de los estados de daño de las ventanas

Estado de daño	Tipo de consecuencia	Información	Costo de Reparación
Inmediata ocupación	<b>Acciones de reparación</b>	Ninguna	S/.0.00
	<b>Consecuencias de daño</b>	Todas las ventanas interiores y exteriores están operativas	
	<b>Funcionalidad del edificio</b>	Totalmente funcional	
Daño controlado	<b>Acciones de reparación</b>	Ninguna	S/.0.00
	<b>Consecuencias de daño</b>	Todas las ventanas interiores y exteriores están operativas	
	<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional	
Resguardo de vida	<b>Acciones de reparación</b>	Reemplazar puertas inoperativas	Edificio 2 niveles: S/.6650.00
	<b>Consecuencias de daño</b>	30% de ventanas inoperativas	3 niveles: S/.10000.00
	<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional.	

Prevención de colapso	<b>Acciones de reparación</b>	Reemplazar puertas inoperativas	Edificio 2 niveles: S/.13300.00
	<b>Consecuencias de daño</b>	70% de ventanas inoperativas	3 niveles: S/.20000.00
	<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional.	

Las pérdidas en las ventanas comienzan cuando el edificio se encuentra en un estado de daño global “resguardo de vida” que representa reposición total del edificio. Por lo tanto, los costos de reposición de las ventanas se sumarán directamente al costo total de reposición de la estructura.

### b.3) Puertas

Las puertas se definieron en base a las descripciones de daño del ATC 40. En la tabla 4.8 se tiene la descripción de cada estado de daño, su parámetro de demanda y el costo de reparación obtenido de un análisis de costo unitario obtenido según las acciones de reparación.

Tabla 4.8. Descripción de los estados de daño de las ventanas

Estado de daño	Tipo de consecuencia	Información	Costo de Reparación
Inmediata ocupación	<b>Acciones de reparación</b>	Ninguna	S/.0.00
	<b>Consecuencias de daño</b>	Todas las puertas interiores y exteriores están operativas	
	<b>Funcionalidad del edificio</b>	Totalmente funcional	
Daño controlado	<b>Acciones de reparación</b>	Ninguna	S/.0.00
	<b>Consecuencias de daño</b>	Todas las puertas interiores y exteriores están operativas	
	<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional	
Resguardo de vida	<b>Acciones de reparación</b>	Reemplazar puertas inoperativas	Edificio 2 niveles: S/.3820.00
	<b>Consecuencias de daño</b>	30% de puertas inoperativas	3 niveles: S/.5720.00

	<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional.		
Prevención de colapso	<b>Acciones de reparación</b>	Reemplazar inoperativas	puertas	S/.10700.00
	<b>Consecuencias de daño</b>	70% de puertas inoperativas		
	<b>Funcionalidad del edificio</b>	Parcialmente funcional.		

Las pérdidas en las puertas comienzan cuando el edificio se encuentra en un estado de daño global “resguardo de vida” que representa reposición total del edificio. Por lo tanto, los costos de reposición de las puertas se sumarán directamente al costo total de reposición de la estructura.

#### 4.3.1.2. Estados de daño globales

El estado de daño global se puede determinar a través de los daños locales usando un método de combinación apropiado [21]. Con el objetivo de encontrar una relación entre los estados de daños globales del ATC 40 y el método IDA, se relacionó los desplazamientos de techo de la curva de capacidad con las derivas de entrepiso del IDA.

En [35] se indican desplazamientos asociados a cada nivel de daño y considera niveles de daño similares a los del ATC40. Estos niveles de daño se pueden representar con una sectorización de la curva de capacidad de la estructura. En la tabla 4.9 se puede observar los desplazamientos máximos para cada nivel de daño según el ATC40.

Tabla 4.9 Desplazamientos máximos para cada nivel de daño

Nivel Inmediata ocupación	$\Delta_{IO} = \Delta_Y$
Nivel de daño controlado	$\Delta_{CD} = \Delta_Y + 0.30 (\Delta_U - \Delta_Y)$
Nivel de seguridad de vida	$\Delta_{LS} = \Delta_Y + 0.60 (\Delta_U - \Delta_Y)$
Nivel de estabilidad estructural	$\Delta_{SS} = \Delta_Y + 0.90 (\Delta_U - \Delta_Y)$

En primer lugar, se sectoriza la curva de capacidad (Figura 4.5) en estados de daño del ATC40 utilizando la división de la tabla 4.9.

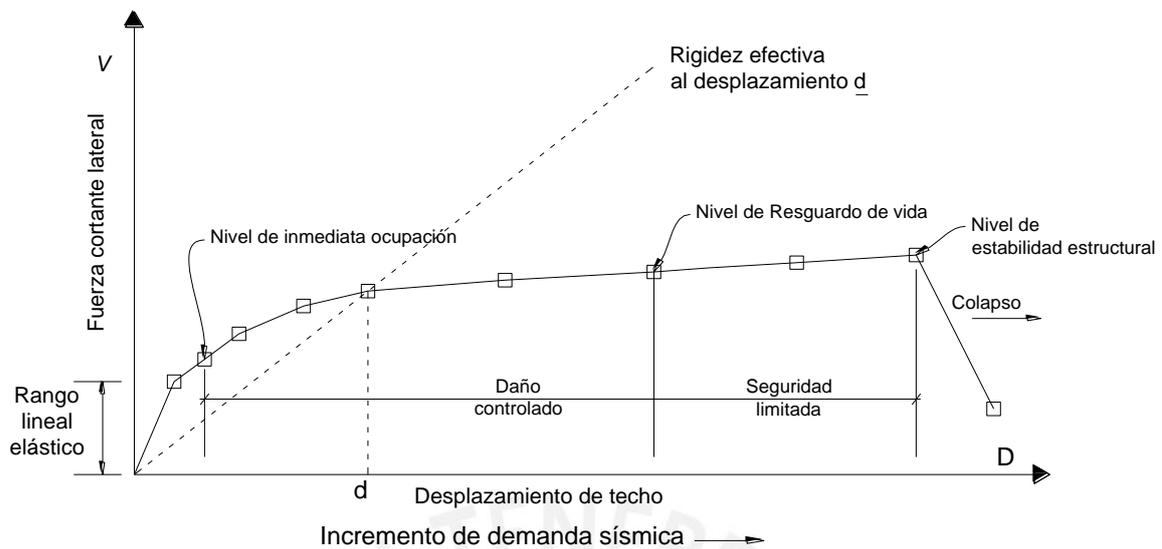


Figura 4.5 Curva capacidad sectorizada [36]

Luego, de los análisis de cada registro, cada intensidad tiene su respectivo valor de deriva de entrepiso y desplazamiento de techo. Utilizando la sectorización de la curva de capacidad se puede conocer el estado de daño correspondiente a cada intensidad mediante el valor del desplazamiento de techo. Al mismo tiempo, se puede conocer la deriva de entrepiso correspondiente.

Una vez que se obtiene los estados de daño globales de la estructura se analiza las matrices de daño local para cada intensidad de todos los registros analizados. En las intensidades donde existe un cambio de estado de daño global, se contabiliza el porcentaje de elementos que se encuentran en un determinado estado de daño local. Cada estado de daño global se cuantifica y se describe en base a los estados de daño locales.

Finalmente obtenidos los estados de daño globales asociados a intensidades y derivas se analizó el estado de daño de la estructura en todos los grupos de elementos con lo cual se propone los siguientes estados de daño globales.

- Inmediata ocupación (DS1) es superado si el 5% de vigas tienen daño menor; se considera que estructura tiene un daño global menor.
- Daño Controlado (DS2) es superado si el 30 % de vigas se encuentra en daño moderado o más del 20 % de columnas tengan daño moderado; se considera que la estructura tiene un daño moderado.

- Resguardo de Vida (DS3) es superado si el 25% de vigas tiene daño irreparable o el 80 % de columnas del primer nivel presenta daño severo. Es posible que la estructura tenga un estado de daño global irreparable
- Prevención de Colapso (DS4) es superado si el 40% de vigas tiene daño irreparable o el 80 % de daño en columnas del primer nivel tiene daño irreparable. La estructura está completamente dañada en general

#### 4.4. Análisis de pérdidas

El manejo de datos obtenidos del análisis de respuesta y de los valores del análisis de daño se realizó a través de un proceso computacional mediante el programa Matlab. Luego, el análisis de pérdidas comprende la obtención de funciones de distribución  $G(dv|edp)$  para aplicar el teorema de la probabilidad total.

##### 4.4.1. Funciones de distribución beta $dv|edp$

Para obtener la función de distribución condicional que relacione la pérdida (DV) con el parámetro de demanda (EDP) se siguió la metodología que se explica a continuación:

- 1) Primero, se debe determinar la relación que existe entre un estado de daño y una intensidad mediante matrices de daño para cada grupo de elementos. Estas matrices contienen el número de rótulas en los elementos (vigas o columnas) que se encuentra en un estado de daño según su curvatura. Para el caso de los muros confinados el daño se determina a partir de la deriva de entrepiso y para la tabiquería a partir de la deriva del elemento.
- 2) Se escogió el tipo de intervención según el estado de daño para cada grupo de elementos (GE) en base las técnicas existentes en el mercado. Luego, se valoraron los costos reales de estas intervenciones en el Perú. Para determinar el costo de reparación se hace un análisis de costos unitarios dependiendo de las acciones de reparación propuestas en cada estado de daño de todos los grupos de elementos. Las descripciones de los estados de daño, la propuesta de intervención y los costos asignados se encuentran en las tablas 4.4 a 4.8 para los grupos de elementos considerados en el caso de estudio.
- 3) Después, se multiplica el número de rótulas o de elementos que se encuentran en un determinado nivel de daño (paso 1) por el costo de reparación unitario (paso 2). La

sumatoria del costo de reparación de todos los grupos de elementos representa el costo total de reparación de la estructura. Entonces, cada intensidad de cada registro tendrá un costo de reparación. Luego, se debe hacer un análisis estocástico de las variables de daño DV que relacione la incertidumbre del daño dado un EDP (paso 6).

- 4) Según los resultados que se obtienen, relacionar el costo de reparación DV con su parámetro de demanda EDP (deriva de entre piso) no es un proceso directo debido a que cada registro sísmico no tiene un valor exacto y constante de EDP (deriva de entre piso). Por lo tanto, se debe hacer interpolaciones lineales entre EDP's con valores de EDP's determinados, para poder realizar las funciones de distribución del paso 6. De esta manera se tendrán los costos de reparación relacionado a determinados EDP's.
- 5) Luego se define un valor de EDP que represente el estado de daño global irreparable de la estructura. Entonces, cuando en el análisis se alcance este valor de EDP se tendrá como costo de reparación al costo de reposición del edificio. Este valor de EDP se define mediante la observación de la mediana del IDA y las matrices de daño (sección 4.3.1.2).
- 6) Para representar la variación de los costos de reparación entre cada registro sísmico  $G(dv|edp)$  se utilizó una función de distribución de probabilidades beta. El valor máximo de la función beta será el costo de reposición de la estructura y se normaliza los valores del costo de reparación entre 0 a 1. Los EDP mayores al límite establecido en el paso 5 se tomaran en cuenta como un delta de dirac con valor 1 en la abscisa 1.

#### 4.5. Función de vulnerabilidad en términos de costos de reparación

Para determinar las funciones de distribución  $dv|im$  y posteriormente la función de vulnerabilidad en términos de costos de reparación se siguieron los siguientes pasos aplicando la fórmula (3.9):

$$G(dv | im) = \int_{edp} G(dv | edp) dG(edp | im) \quad (3.9)$$

- 1) Primero, se debe diferenciar la función de distribución lognormal que relaciona el  $(edp|im)$  (Sección 4.1.3), (Anexo 2).
- 2) Luego, se multiplica la función de distribución beta  $(dv|edp)$  por la distribución diferenciada  $(edp|im)$ . Esta multiplicación se realiza para cada medida de intensidad

(im) y costo de reparación (dv) con sus respectivos parámetros de demanda (edp). La sumatoria de estos productos determinará un costo de reparación (dv) normalizado de 0 a 1 para una medida de intensidad (im).

- 3) Para hallar la función de vulnerabilidad en términos de costo reparación se determina la media y la varianza de las funciones de distribución halladas en el paso dos mediante las ecuaciones (3.10) y (3.11).



## 5. Aplicación de la metodología

En este capítulo se muestran los resultados de la aplicación de la metodología presentada en el capítulo anterior. Se evaluaron los colegios típicos modernos 780 post 97, específicamente los de tres aulas, de dos y tres niveles. Primero, se tienen los resultados del análisis dinámico incremental (IDA) del modelo de análisis. Después, con la información del modelo se construyeron las matrices de daño que representan el incremento de daño en los elementos a medida que se incrementa la intensidad. Luego, se definieron estados de daño globales a partir del IDA y de las matrices de daño. A continuación, se obtuvieron las funciones de distribución condicional  $EDP|IM$  y  $DV|EDP$  para aplicar la ecuación (3.9). Finalmente, se obtuvieron las funciones de vulnerabilidad expresando la pérdida directamente en términos de cotos de reparación al calcular la media de las funciones  $DV|IM$ .

### 5.1. Resultados del Análisis Dinámico Incremental (IDA)

Los edificios se sometieron a 14 registros escalados 12 veces cada uno. La medida de intensidad es la pseudoaceleración del periodo fundamental con 5% de amortiguamiento y el parámetro de demanda (EDP) es la deriva de entrepiso. En la figura 5.1 y 5.2 se muestran el set de 14 curvas IDA en los edificios escolares de dos y tres niveles respectivamente. En la figura 5.3 y 5.4 se muestran los percentiles 16%, 50% y 84% de estas curvas. La mediana de las curvas IDA se utilizó para definir los estados de daños globales de las estructuras.

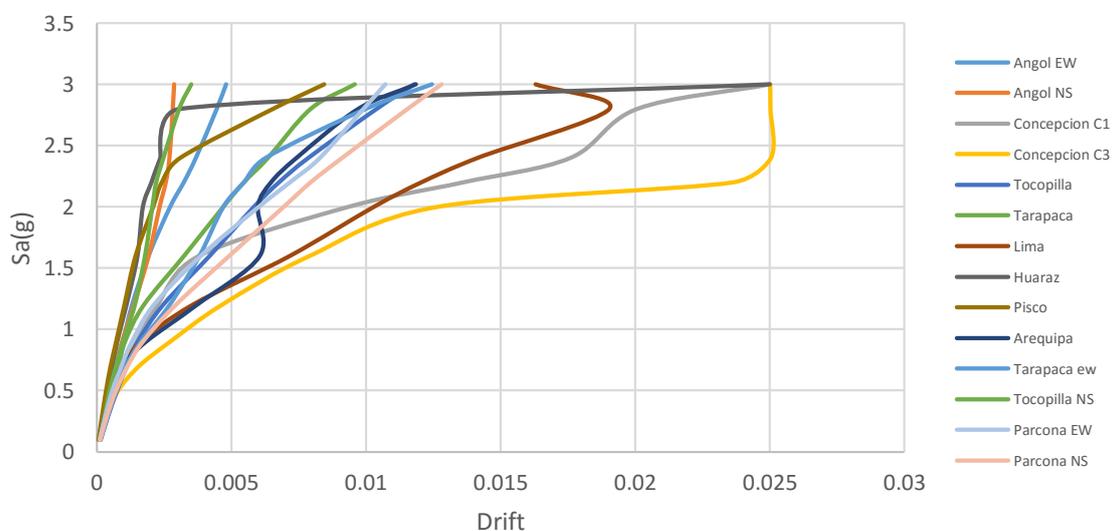


Figura 5.1 Curvas IDA colegio de 2 niveles

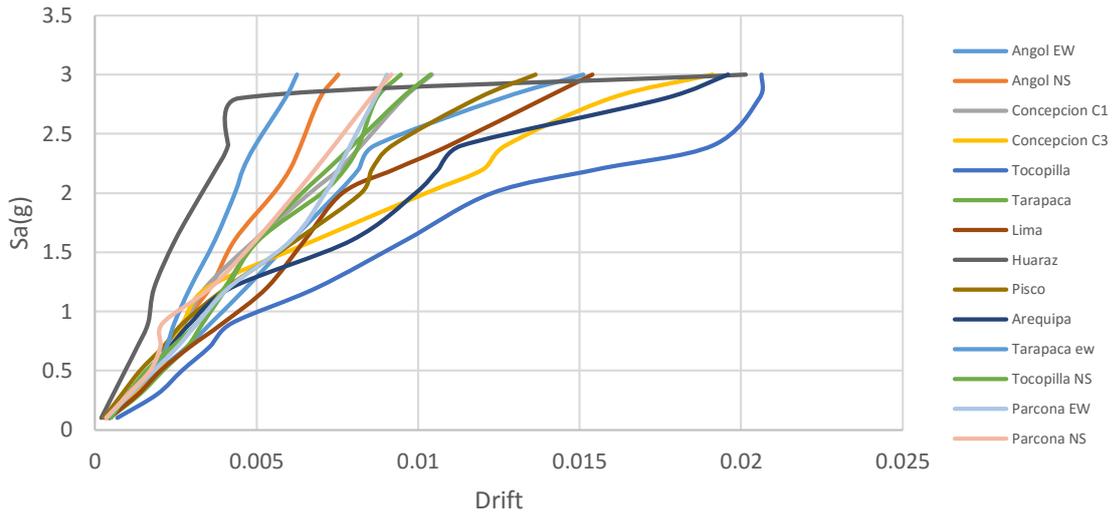


Figura 5.2. Curvas IDA colegio de 3 niveles

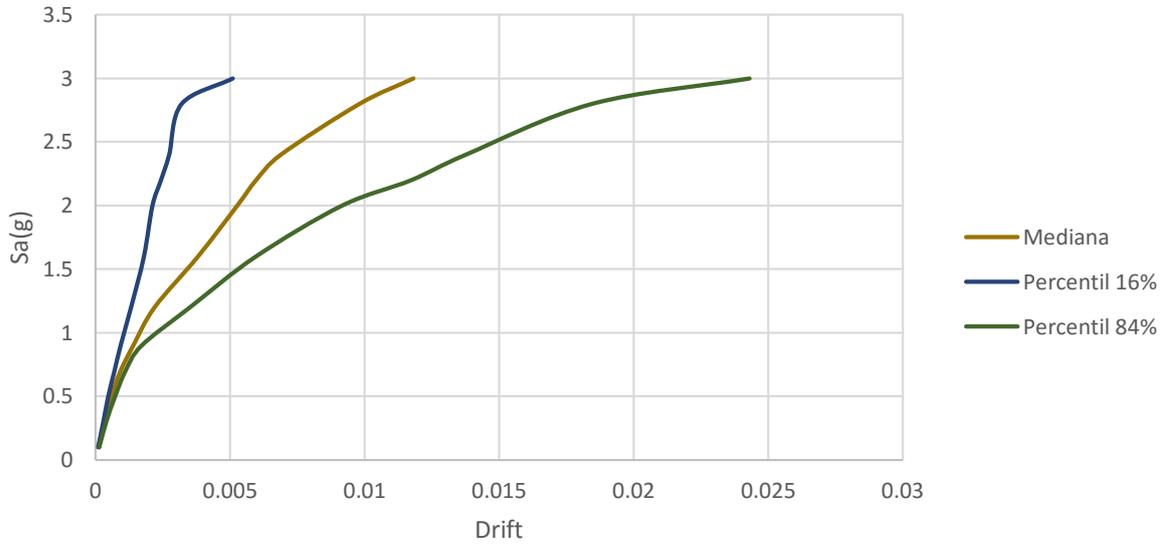


Figura 5.3 Curvas mediana, percentil 16% y percentil 84 % colegio de 2 niveles

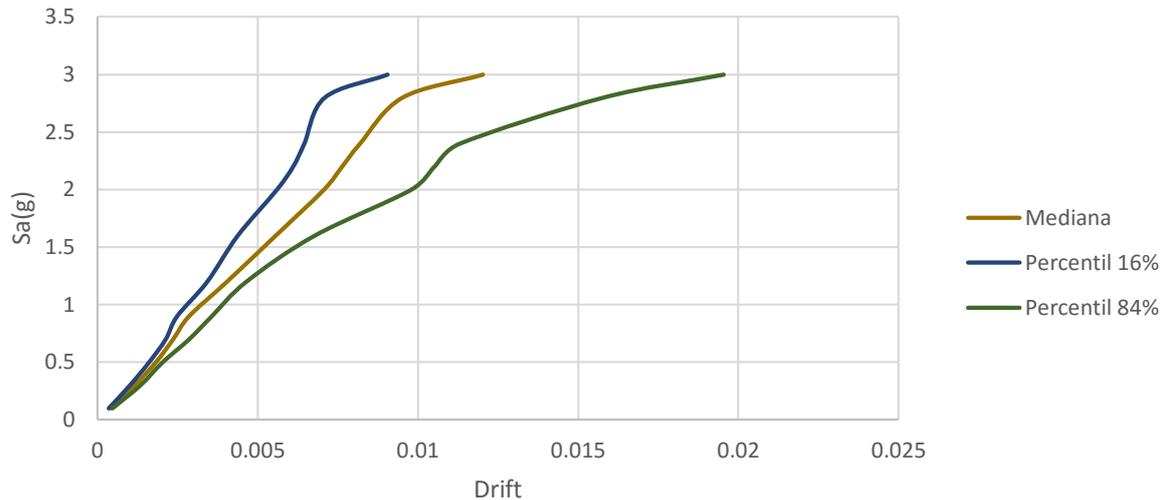


Figura 5.4 Curvas mediana, percentil 16% y percentil 84 % colegio de 3 niveles

Observando la curva mediana de los IDA se tiene:

- El colegio de dos niveles tiene un comportamiento más rígido debido a que tiene menor altura y las secciones estructurales son similares.
- El colegio de tres niveles entra a la inestabilidad dinámica en una pseudoaceleración de 2.8g aproximadamente. Lo que constituye un indicio de colapso. El colegio de dos niveles no presenta un punto claro de colapso.
- El valor máximo de desplazamiento relativo de entrepiso de la norma sismorresistente del Perú, igual a 0.007, no es superado antes de un valor de pseudoaceleración de 2.4g en el colegio de dos niveles, y 2.2g en el colegio de tres niveles.
- Ambos colegios presentan un buen comportamiento ante grandes demanda de pseudoaceleración.

## 5.2. Matrices de daño de los grupos de elementos

Los resultados de los análisis del modelo estructural proveen datos necesarios para construir matrices de daño que representan el incremento del daño a medida que se va sometiendo al edificio a mayores intensidades. Se generan entonces matrices de daño para los grupos de elementos estructurales y no estructurales mediante sus respectivos parámetros de demanda (ver sección 4.3.1.). Se generan matrices de daño de todos los elementos para los 14 registros para ambos edificios escolares de dos y tres niveles.

### 5.2.1. Matriz de daños de vigas y columnas

En las vigas y columnas se tomó como parámetro de demanda (EDP) a la curvatura máxima que alcanza un determinado elemento estructural durante cada análisis. Entonces, se hizo una contabilización por rótulas de los elementos estructurales para el análisis de daños y pérdidas. Cada viga y cada columna tiene dos zonas de rotulas plásticas.

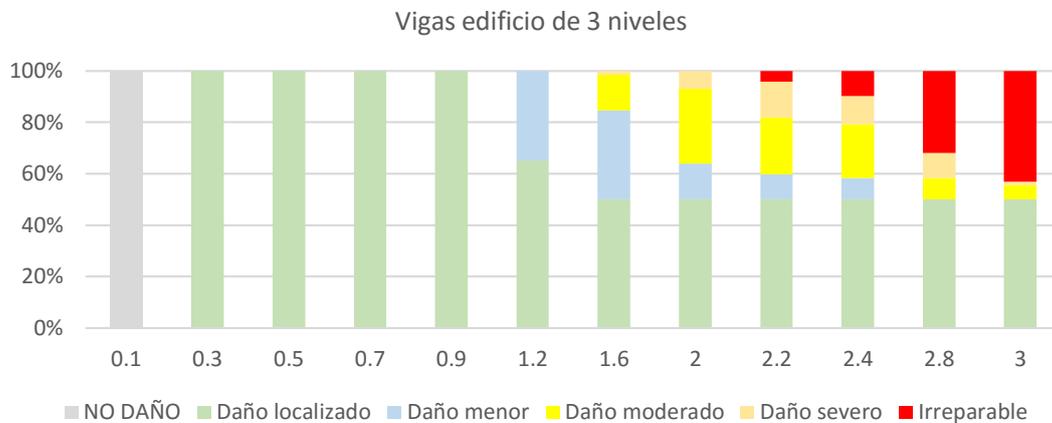


Figura 5.5 Matriz de daño de las vigas del sismo de Arequipa 2001

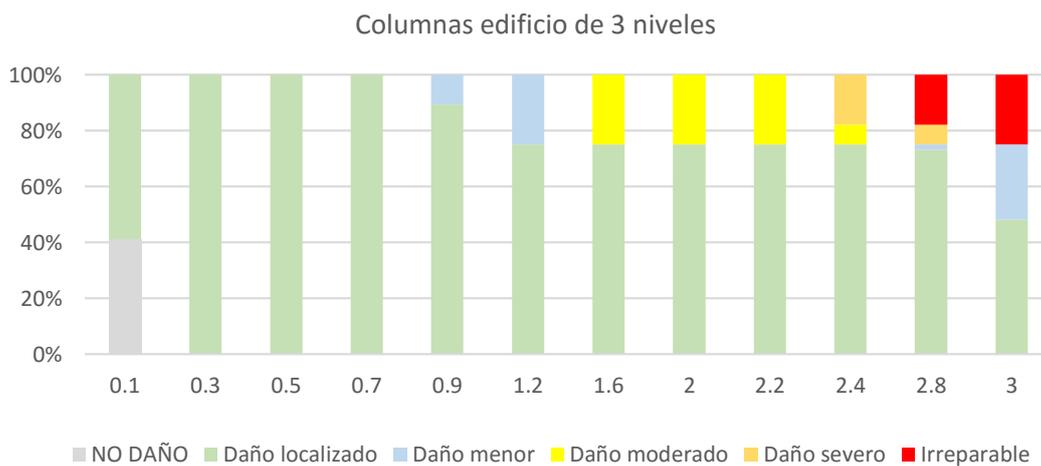


Figura 5.6 Matriz de daño de las vigas del sismo de Arequipa 2001

Como se puede observar en las figuras 5.5 y 5.6, el patrón de falla en la estructura se presenta en la concentración de daño en las vigas antes que en las columnas para intensidades elevadas y además. Este patrón de falla se presenta en todos los registros analizados en los colegios de dos y tres niveles. En la figura 5.5 se puede observar que las primeras vigas irreparables aparecen en la intensidad de 2.2g, y estas van aumentando a medida que se va incrementando la intensidad. El daño irreparable en las columnas se puede observar a partir de una intensidad de 2.8g como se muestra en la figura 5.6. Estas zonas de rotulas plásticas

irreparables en las columnas son por lo general las que corresponden a la parte inferior del primer nivel. Estas rotulas representan un inminente peligro de colapso en la estructura.

### 5.2.2. Matriz de daños de muros estructurales

En los muros estructurales se tomó como parámetro de demanda (EDP) a la máxima deriva de entrepiso de la direccional perpendicular al plano del muro que se alcanza durante el análisis. Entonces, se hizo una contabilización por número de muros estructurales. Cada muro estructural tiene un único estado de daño. En la figura 5.7 se observa que los muros estructurales no llegan a ser irreparables. Esto se debe a que la fuerza sísmica es aplicada en la dirección ortogonal a los muros y la fuerza sísmica es soportada casi en su totalidad por los pórticos que se encuentran en esta dirección. Los daños moderados y severos en muros aparecen en las intensidades mayores cuando los pórticos resistentes tienen daños irreparables.

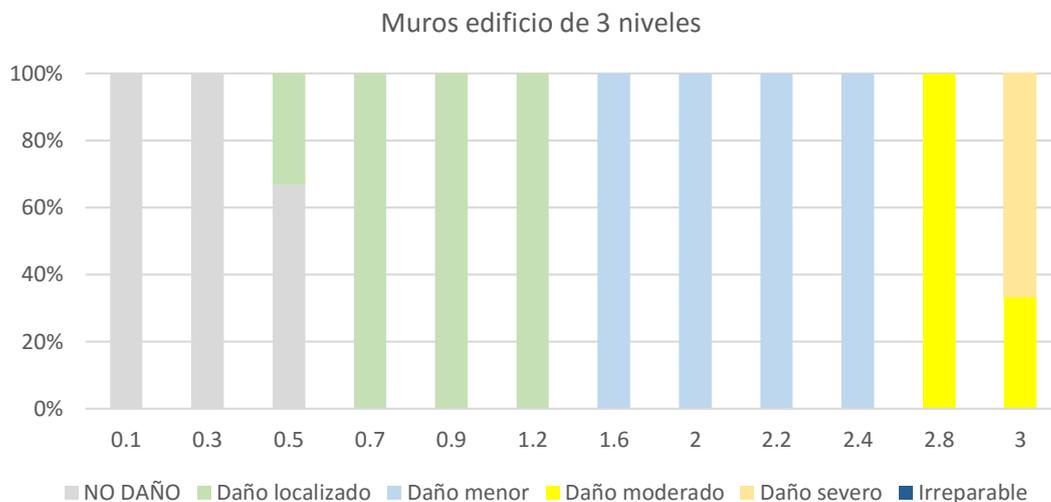


Figura 5.7 Matriz de daño de los muros estructurales del sismo de Arequipa 2001

### 5.2.3. Matriz de daños de tabiques

En los muros no estructurales o tabiques se tomó como parámetro de demanda (EDP) a la máxima deriva de entrepiso en dirección longitudinal al plano del muro. Entonces, se hizo una contabilización por número de los elementos. Se tomaron dos tipos de tabiquería diferenciadas por sus alturas ya que presentan distintos estados de daño, siendo los tabiques más altos los que tienen más daño por ser más esbeltos. Los tabiques de los niveles superiores presentan mayores daños que los tabiques de los niveles inferiores. Esto se debe

a que la aceleración de piso es mayor en los niveles superiores. Cada tabique tiene un único estado de daño. En las figuras 5.8 y 5.9 se muestran las matrices de daño de la tabiquería alta (h=2.20m) y tabiquería baja (h=1.20m) respectivamente.

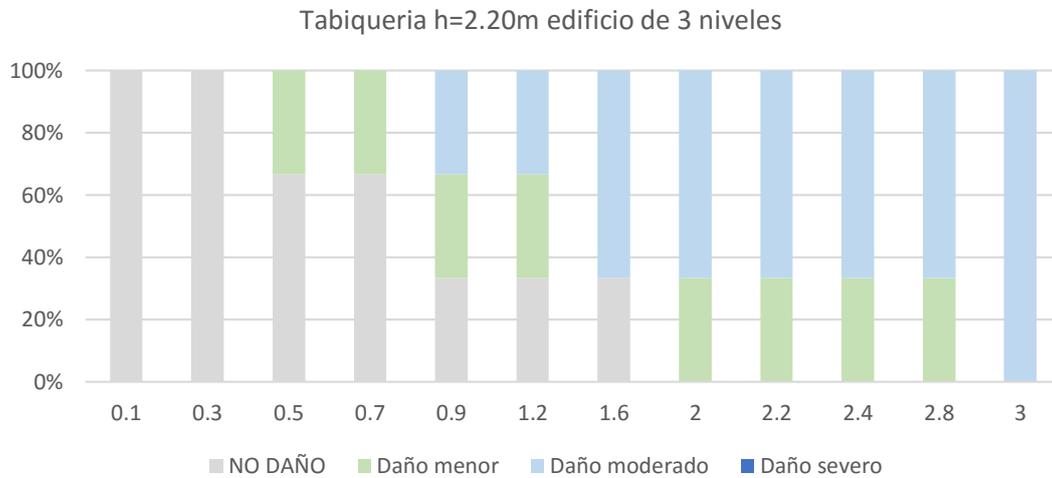


Figura 5.8 Matriz de daño de los muros estructurales del sismo de Arequipa 2001

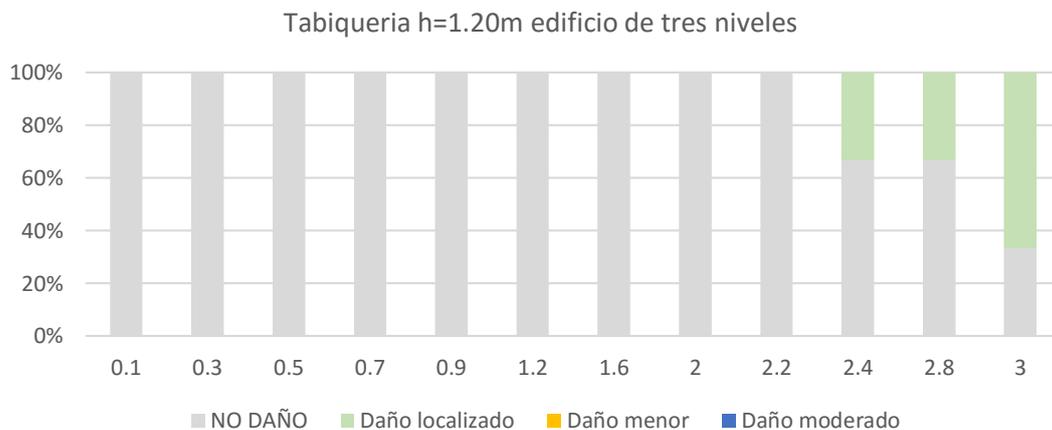


Figura 5.9 Matriz de daño de los muros estructurales del sismo de Tocopilla N-S

### 5.3. Curvas de capacidad de los edificios escolares post 97

Se obtienen las curvas de capacidad de ambos edificios para sectorizarlos y establecer estados de daño. El procedimiento para sectorizar estas curvas se muestra en la sección 4.3.1.2. En las figuras 5.10 y 5.11 se muestran las curvas de capacidad sectorizadas con los estados de daño globales del ATC40. En las tablas 5.1 y 5.2 se muestran los desplazamientos de techo en los colegios obtenidas con las tablas del ATC40.

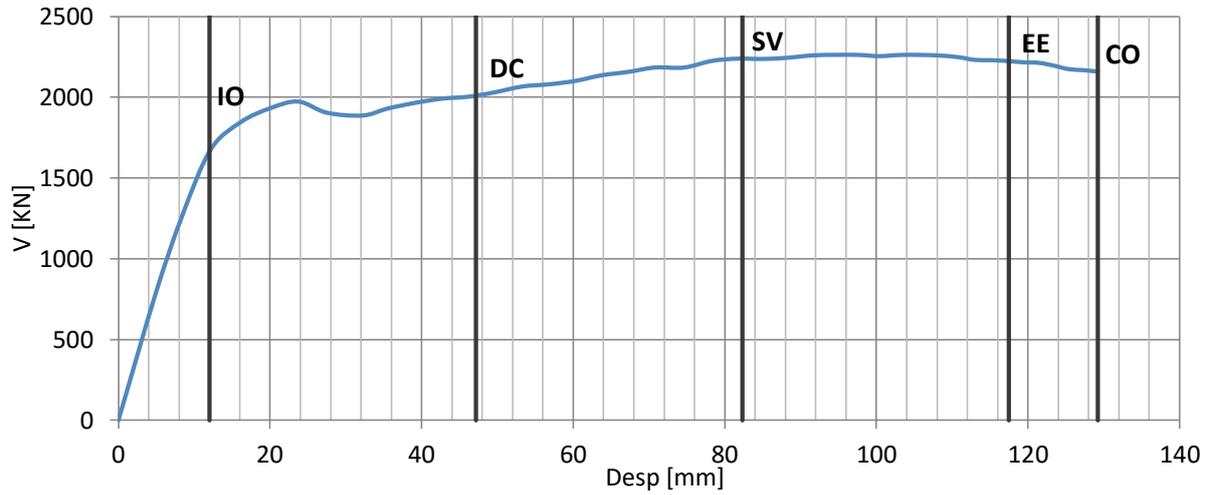


Figura 5.10 Curva capacidad colegio de dos niveles

Tabla 5.1 Desplazamientos de techo en el colegio de dos niveles

Niveles de daño según ATC-40	Desplazamiento de techo	Desplaz. techo dos niveles (mm)
Inmediata ocupación (IO)	$\Delta y$	12.00
Daño controlado (DC)	$\Delta y + 0.3(\Delta u - \Delta y)$	47.16
Seguridad de vida (SV)	$\Delta y + 0.6(\Delta u - \Delta y)$	82.32
Estabilidad estructural (EE)	$\Delta y + 0.9(\Delta u - \Delta y)$	117.48
Colapso (CO)	$\Delta u$	129.20

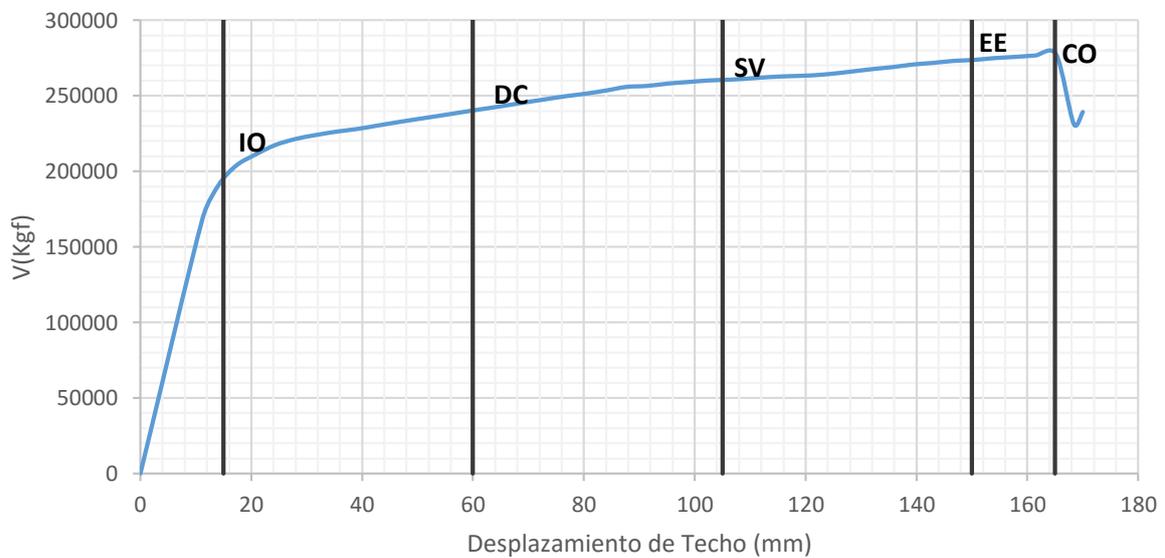


Figura 5.11 Curva capacidad colegio de tres niveles

Tabla 5.2 Desplazamientos de techo en el colegio de tres niveles

Niveles de daño según ATC-40	Desplazamiento de techo	Desplaz. techo dos niveles (mm)
Inmediata ocupación (IO)	$\Delta y$	15.00
Daño controlado (DC)	$\Delta y + 0.3(\Delta u - \Delta y)$	60.00
Seguridad de vida (SV)	$\Delta y + 0.6(\Delta u - \Delta y)$	105.00
Estabilidad estructural (EE)	$\Delta y + 0.9(\Delta u - \Delta y)$	150.00
Colapso (CO)	$\Delta u$	165.00

#### 5.4. Estado de daños globales a partir de los estados de daño locales

Utilizando las curvas de capacidad, las matrices de daño y analizando las curvas IDA se establecieron estados de daño globales de los edificios escolares con sus respectivos parámetros de medición directa (ver sección 4.3.1.2.). Estos parámetros de demanda e intensidad pueden ayudar a identificar rápidamente en qué estado de daño quedaría un edificio escolar luego de un sismo bajo estos parámetros. Los índices de daño global son la media de los porcentajes de daño global de todos los análisis que se encuentran en cada estado de daño respectivamente. En las figuras 5.12 y 5.13 se muestran las ubicaciones de estos parámetros en las curvas IDA. En las tablas 5.3 y 5.4 se muestran las descripciones y parámetros de medición de los estados de daño de cada edificio escolar. Los resultados se muestran a continuación:

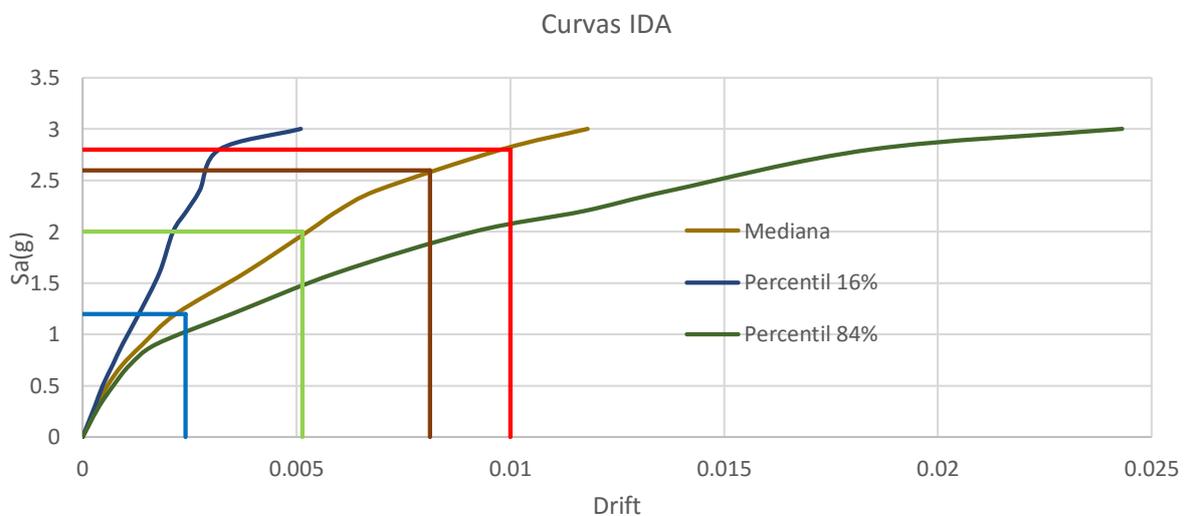


Figura 5.12 Estados de daño ubicados en las curvas IDA del edificio de dos niveles

Tabla 5.3 Estados de daño de los edificios escolares modernos 780 post 97 de dos niveles

Estado de Daño	Descripción	Deriva de entepiso	Seudo-aceleración	Índice de daño
Inmediata ocupación (DS1)	El 5% de vigas tienen daño menor; se considera que estructura tiene un daño global menor.	0.24%	1.20g	0.03
Daño Controlado (DS2)	El 20 % de vigas se encuentra en daño moderado o más del 20 % de columnas tengan daño moderado; se considera que la estructura tiene un daño moderado.	0.51%	2.00g	0.15
Resguardo de Vida (DS3)	El 25% de vigas tiene daño irreparable o el 80 % de columnas del primer nivel presenta daño severo. Es posible que la estructura tenga un estado de daño global irreparable.	0.81%	2.60g	0.25
Prevención de Colapso (DS4)	El 40% de vigas tiene daño irreparable o el 80 % de daño en columnas del primer nivel tiene daño irreparable. La estructura está completamente dañada en general.	1.00%	2.80g	1

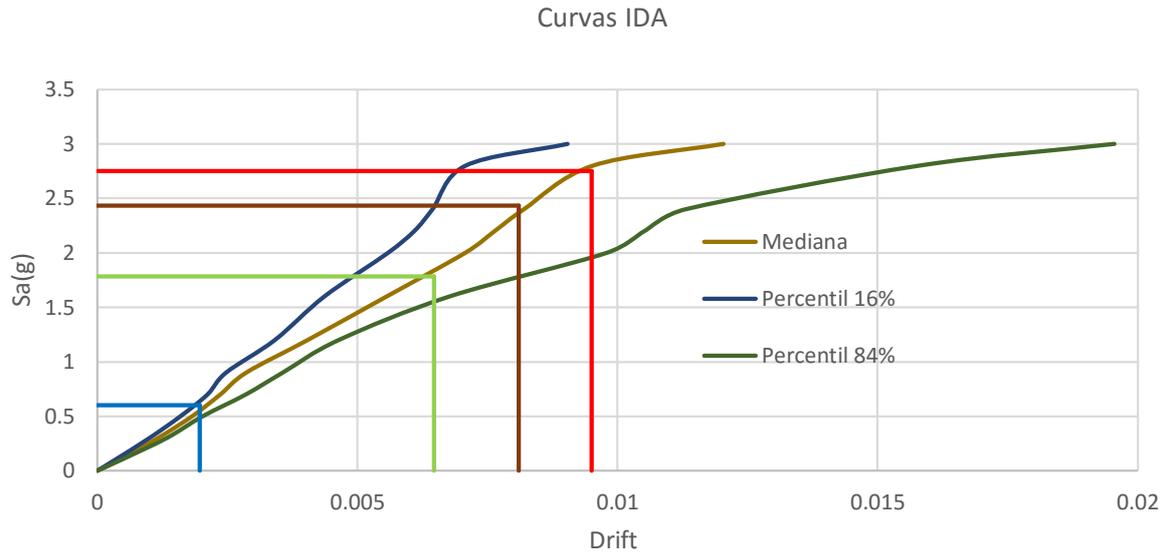


Figura 5.13 Estados de daño ubicados en las curvas IDA del edificio de tres niveles

Tabla 5.4 Estados de daño de los edificios escolares modernos 780 post 97 de tres niveles

Estado de Daño	Descripción	Deriva de entrepiso	Seudo-aceleración	Índice de daño
Inmediata ocupación (DS1)	El 5% de vigas tienen daño menor; se considera que estructura tiene un daño global menor.	0.2%	0.60g	0.03
Daño Controlado (DS2)	El 30 % de vigas se encuentra en daño moderado o más del 20 % de columnas tengan daño moderado; se considera que la estructura tiene un daño moderado.	0.65%	1.75g	0.15
Resguardo de Vida (DS3)	El 25% de vigas tiene daño irreparable o el 80 % de columnas del primer nivel presenta daño severo. Es posible que la estructura tenga un estado de daño global irreparable.	0.81%	2.4g	0.25

Prevención de Colapso (DS4)	El 40% de vigas tiene daño irreparable o el 80 % de daño en columnas del primer nivel tiene daño irreparable. La estructura está completamente dañada en general.	0.95%	2.7g	1
-----------------------------	---	-------	------	---

Es de destacar que el valor de IM (seudoaceleración) y el valor de EDP (deriva de entrepiso) que determinan un estado de daño no se intersectan exactamente en la mediana de las curvas IDA. Esto indica que se debe de escoger alguno de estos criterios para la determinación de los estados de daño. En este trabajo se escogió el EDP como parámetro de demanda mandatorio debido a que el daño se correlaciona mejor con la deriva de entrepiso que con la medida de intensidad. Sin embargo, al usar IM como criterio para determinar los estados de daño, puede ayudar a entender de una forma más directa el comportamiento de estas estructuras dado un determinado nivel de intensidad sísmica.

### 5.5. Funciones de distribución EDP|IM

Para aplicar el teorema de probabilidad total se puede generar una función de distribución condicional lognormal que relacione el parámetro de demanda (EDP) con la medida de intensidad (IM). Mediante los resultados del análisis dinámico incremental se puede hacer esta relación utilizando los valores de la deriva de entrepiso como EDP y de las pseudoaceleraciones como IM. Por lo tanto, como en el análisis se tienen 12 valores escalados de IM por registro, se cuenta con 12 curvas lognormal por colegio. Estas funciones se utilizarán para aplicar el teorema de la probabilidad total y de este modo obtener la función de vulnerabilidad en términos de costos de reparación. En las figuras 5.14 y 5.15 se muestran las funciones de distribución lognormal de los colegios de dos y tres niveles. (Ver anexo 2)

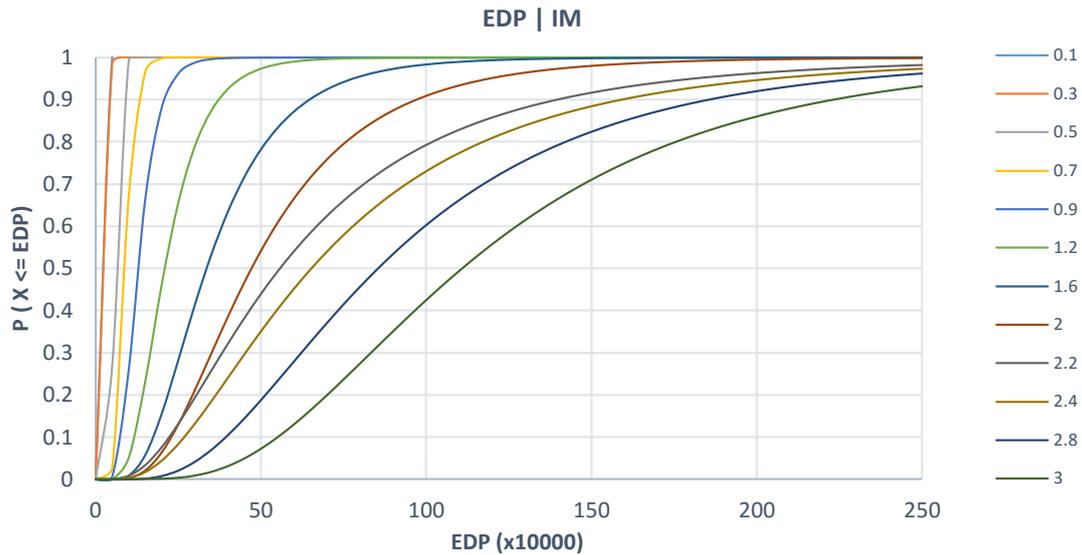


Figura 5.14 Funciones de distribución lognormal del colegio de 2 niveles

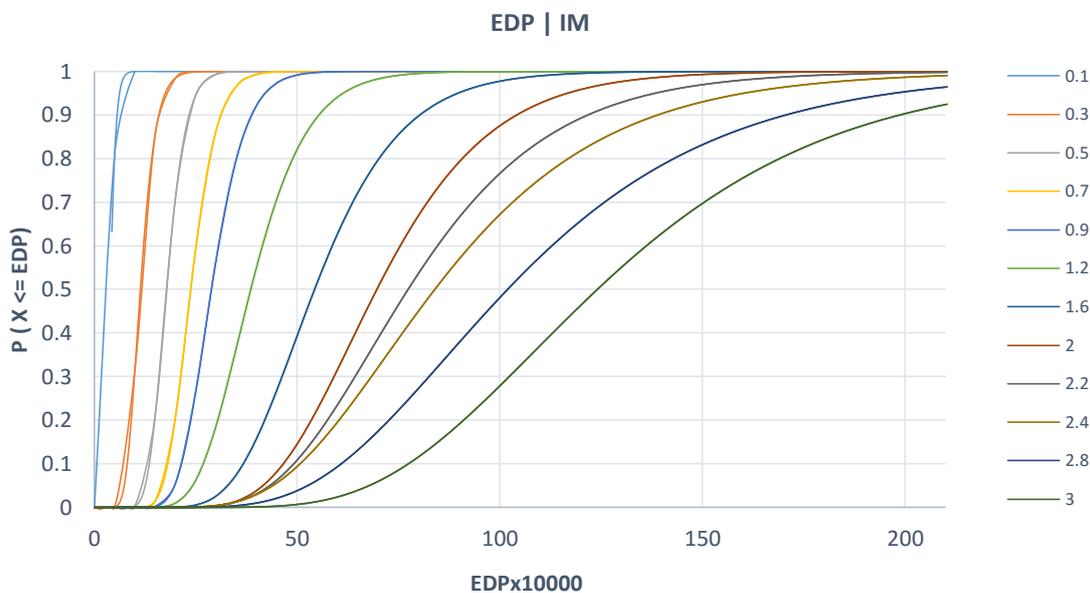


Figura 5.15 Funciones de distribución lognormal del colegio de 3 niveles

### 5.6. Funciones de distribución DV|EDP

Para aplicar el teorema de la probabilidad total se necesita expresar una función condicional que relacione la pérdida (DV) con el parámetro de demanda (EDP). Por lo tanto, como en el análisis se tienen 40 puntos de deriva de entrepiso (EDP), en el rango de 0.0005 hasta 0.021, se podrán obtener 40 curvas de distribución. Según las curvas de distribución halladas a partir de histogramas (figuras 5.16 y 5.17) la función de distribución beta es adecuada porque se encuentra en un rango finito de valores normalizados de 0 a 1, donde 0 indica que no existe

daño y 1 indica pérdida total. La pérdida total es representada por el costo de reposición del edificio. A partir de un EDP de 0.01 se consideró que la estructura es irreparable para el colegio de dos niveles y un EDP de 0.0095 para el colegio de tres niveles. A partir de estos EDP's las funciones se modelaron con deltas de Dirac. Estas funciones se utilizan para aplicar el teorema de la probabilidad total para obtener la función de vulnerabilidad en términos de costos de reparación. En la figura 5.18 y 5.19 se muestran las funciones de distribución beta de los colegios con siete valores de EDP para poder analizar el cambio de las funciones al incrementar el valor de EDP.

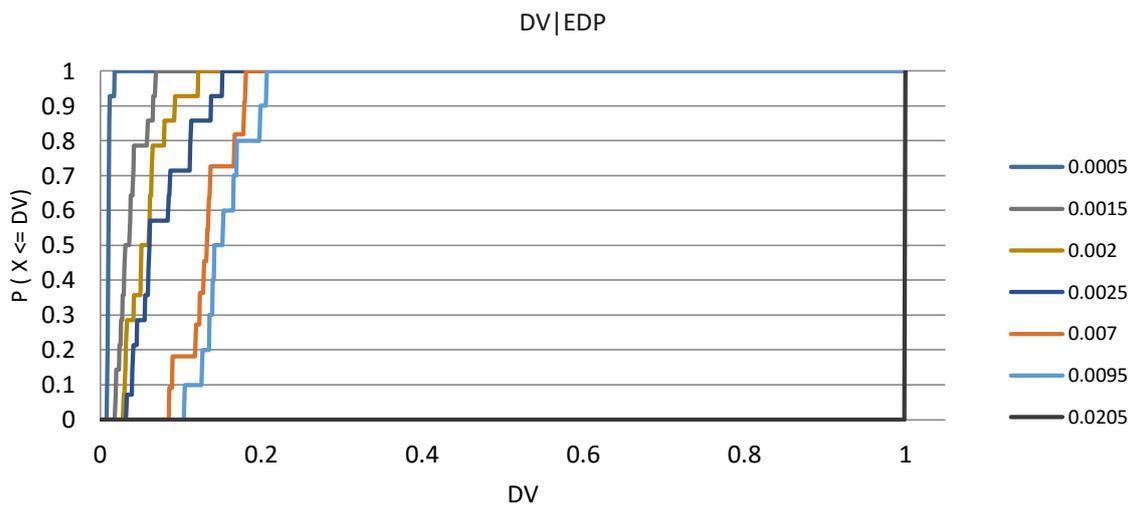


Figura 5.16 Funciones de distribución a partir de Histograma del colegio de 2 niveles

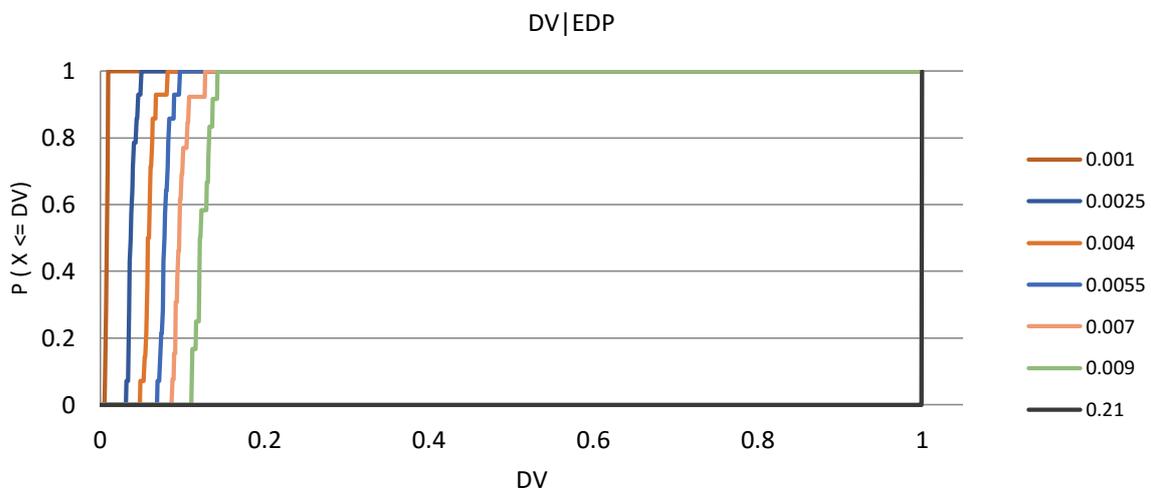


Figura 5.17 Funciones de distribución a partir de histograma del colegio de 3 niveles

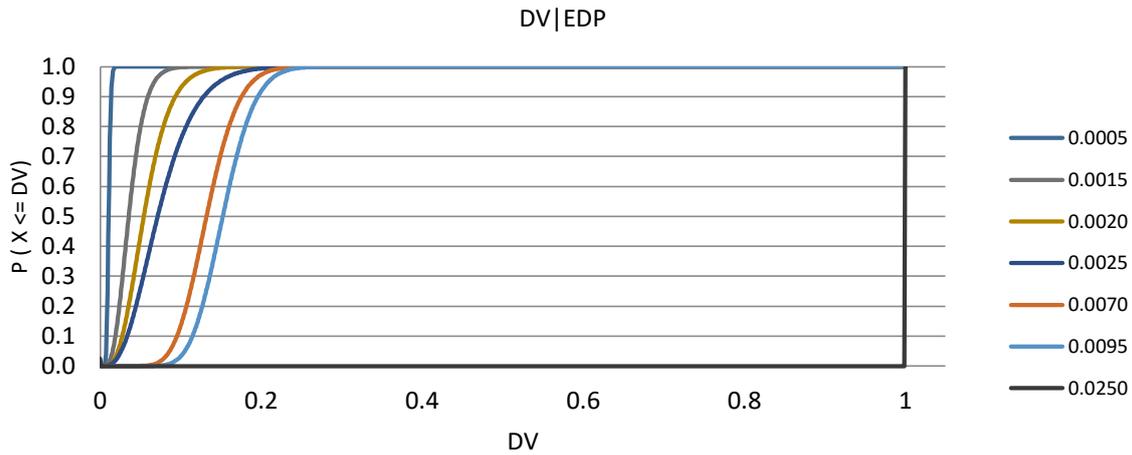


Figura 5.18 Funciones de distribución beta del colegio de 2 niveles

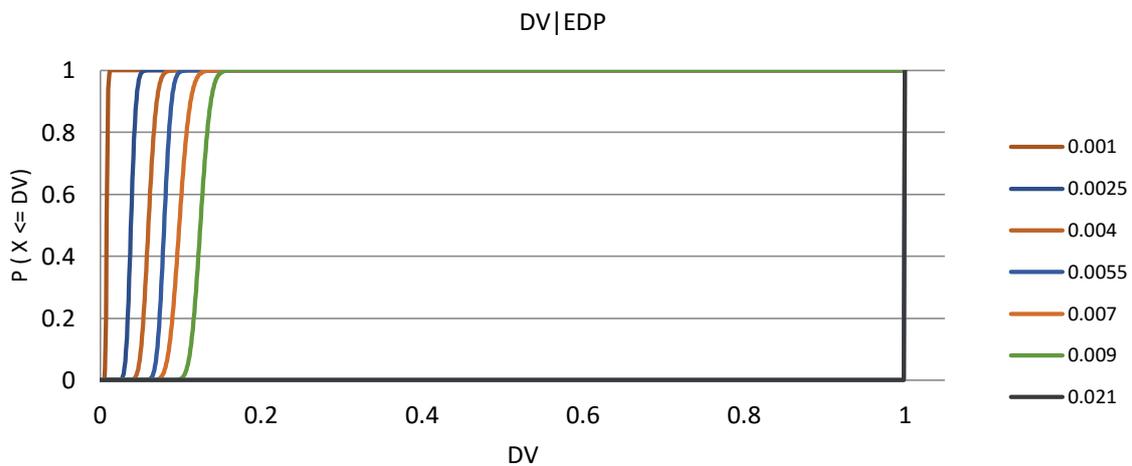


Figura 5.19 Funciones de distribución beta del colegio de 3 niveles

### 5.7. Funciones de distribución DV|IM

Al aplicar la fórmula (3.9) se obtienen 12 funciones de distribución DV|IM. Las figuras 5.20 y 5.21 muestran funciones de distribución condicionales DV|IM para los colegios de dos y tres niveles. En estas funciones se observa claramente que tanto en los colegios de dos y tres niveles para intensidades de hasta 1.2g la probabilidad de que la pérdida sea menor o igual al 20% es del 100%. Para intensidades entre 1.6g hasta 3g la probabilidad de que la pérdida sea mayor entre los valores de daño del 20% al 99% es de 5% al 58% a medida que las intensidades van incrementando. Esto se debe a que el valor de EDP que determina un valor de costo de reposición tiene una probabilidad de ser excedido a partir de una intensidad de 1.6g como se muestra en las funciones EDP|IM. Por tal motivo existe mayor probabilidad de reposición de la estructura para intensidades mayores.

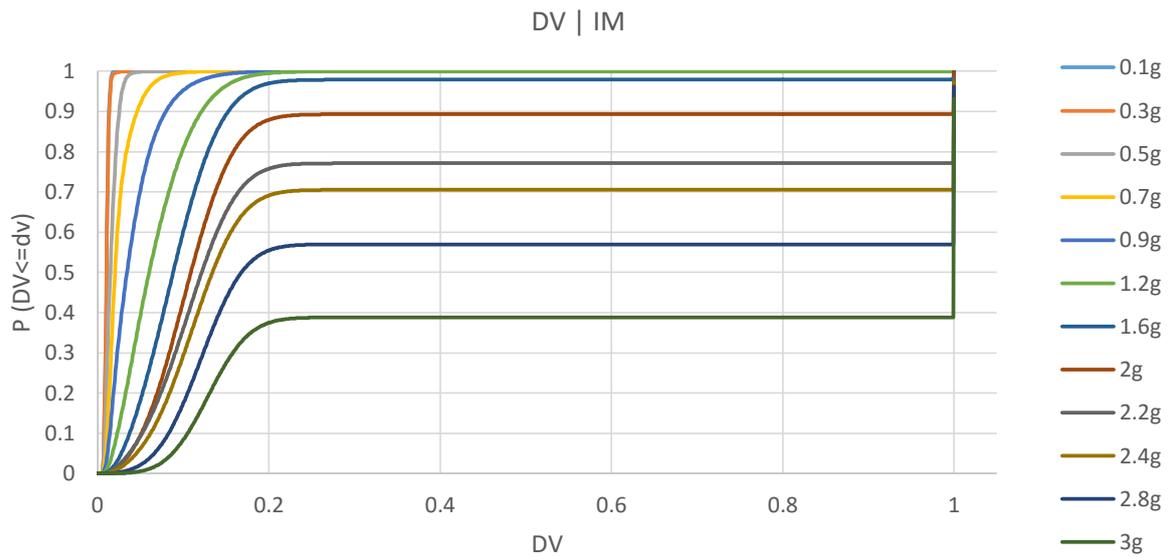


Figura 5.20 Funciones de distribución DV|IM del colegio de 2 niveles

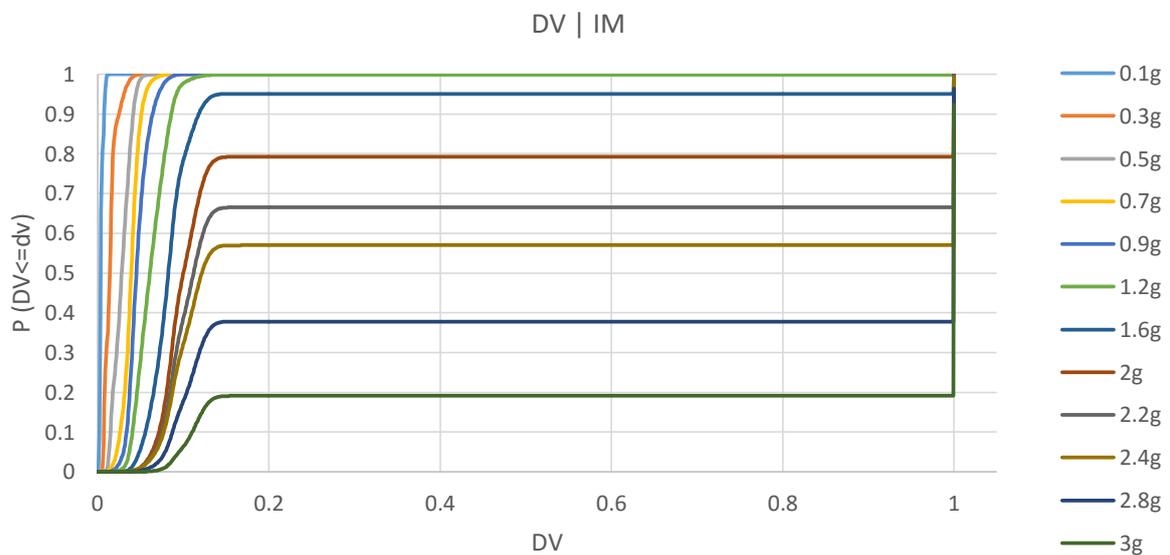


Figura 5.21 Funciones de distribución DV|IM del colegio de 3 niveles

En las figuras 5.22 y 5.23 se muestran las funciones de densidad de las funciones de distribución DV|IM. En estas funciones se puede observar que para intensidades bajas no existen concentraciones de frecuencia en la abscisa 1. Para intensidades a partir de 1.2g como se explicó en la sección 5.7 empiezan a existir funciones de distribución mixtas con concentraciones de frecuencias en la abscisa 1. A medida que la intensidad es mayor, también será mayor la concentración de frecuencia en este punto, la cual representa el costo de reposición 100% de pérdida.

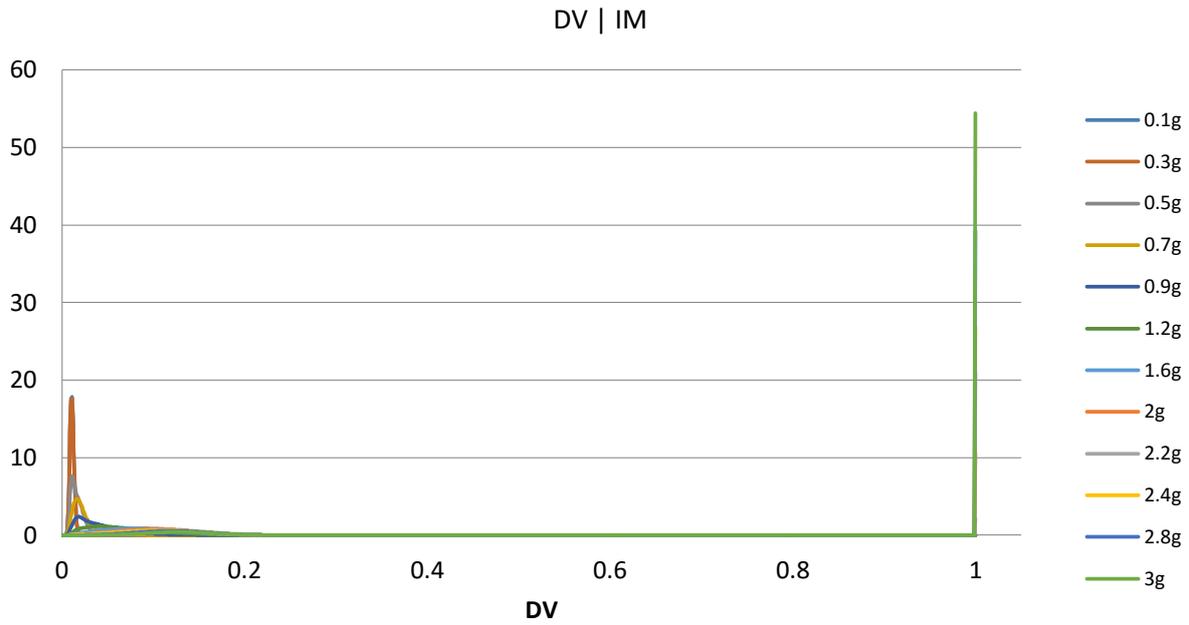


Figura 5.22 Funciones de densidad DV|IM del colegio de 2 niveles

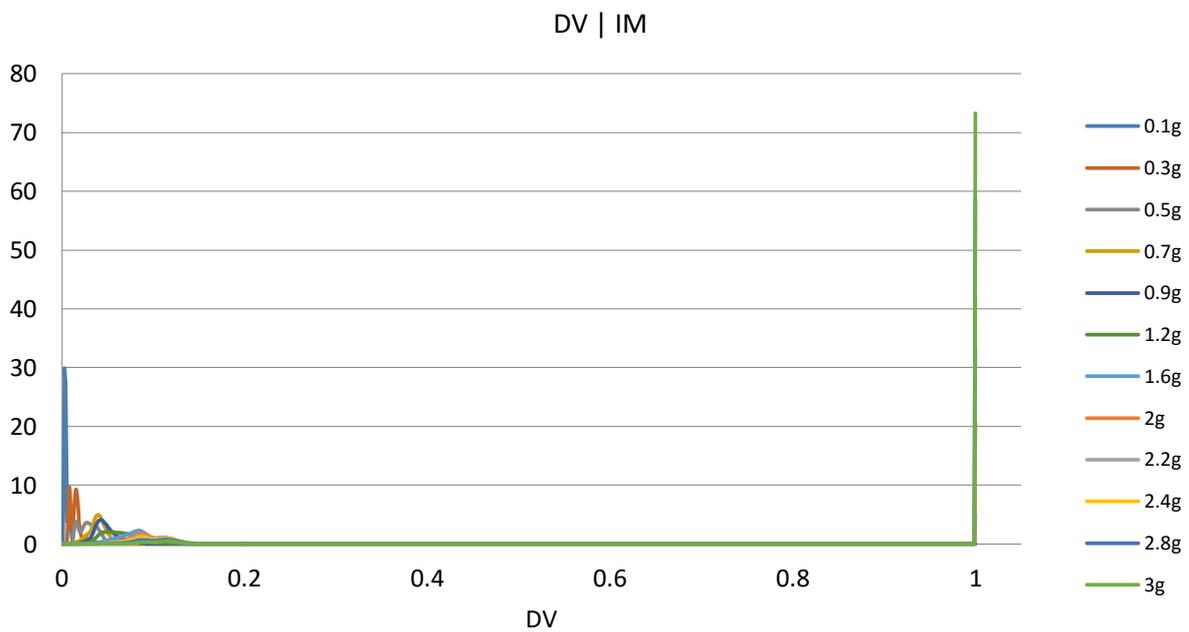


Figura 5.23 Funciones de densidad DV|IM del colegio de 3 niveles

Los valores esperados de las funciones de distribución DV|IM representan los puntos para poder determinar la función de vulnerabilidad en términos del costo de reparación.

### 5.8. Funciones de vulnerabilidad en términos de costo de reparación

Para construir la función de vulnerabilidad se debe de obtener la media de estas curvas mediante la ecuación (3.10). En la figura 5.24 y 5.25 se muestran las funciones de vulnerabilidad en términos de costo de reparación de los colegios de dos y tres niveles respectivamente.

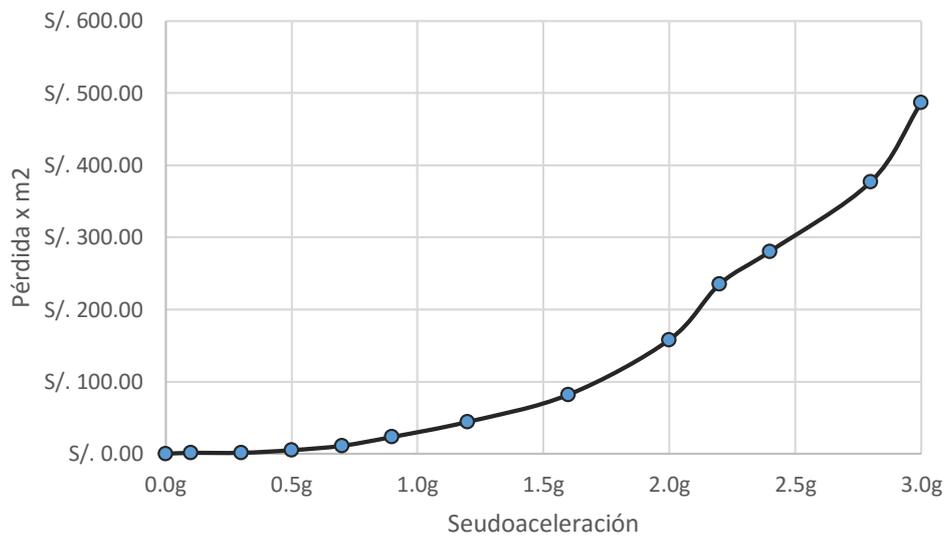


Figura 5.24 Funciones de vulnerabilidad en términos de costos de reparación del colegio de dos niveles

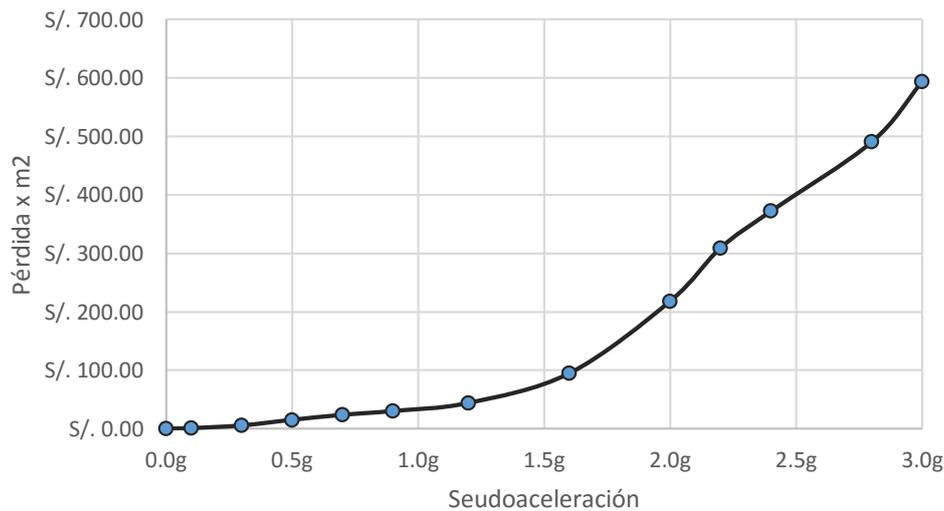


Figura 5.25 Funciones de vulnerabilidad en términos de costos de reparación del colegio de tres niveles

### 5.9. Comparación con otros estudios

Se hallaron otras funciones de vulnerabilidad para validar la metodología. Una función de vulnerabilidad se obtuvo a partir de la metodología según Martins et. al [12]. Asimismo, se

construyeron funciones de fragilidad según la metodología de Tehrany & Mitchel [13] y luego se obtuvieron funciones de vulnerabilidad utilizando la ecuación 2.1 y usando los índices de daño de las tablas 5.3 y 5.4. Por último, según Bocanegra & Martinez [8] para determinar las funciones de vulnerabilidad en término de costo de reparación se debe multiplicar las funciones de vulnerabilidad en función al daño por el costo de reposición de la estructura. La comparación de estas funciones se muestra en la figura 5.26 y figura 5.27.

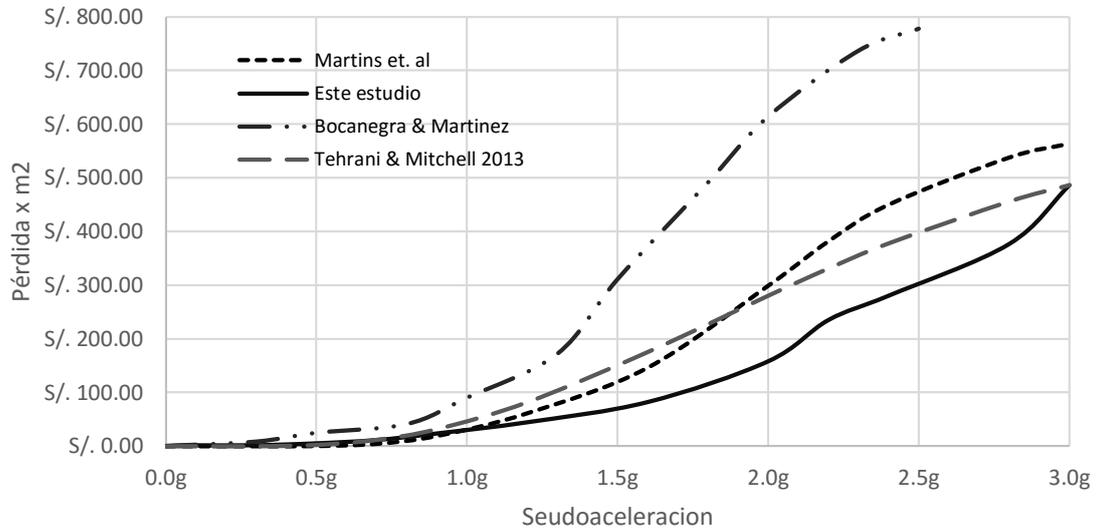


Figura 5.26 Funciones de vulnerabilidad en términos de costo de reparación para colegio de dos niveles

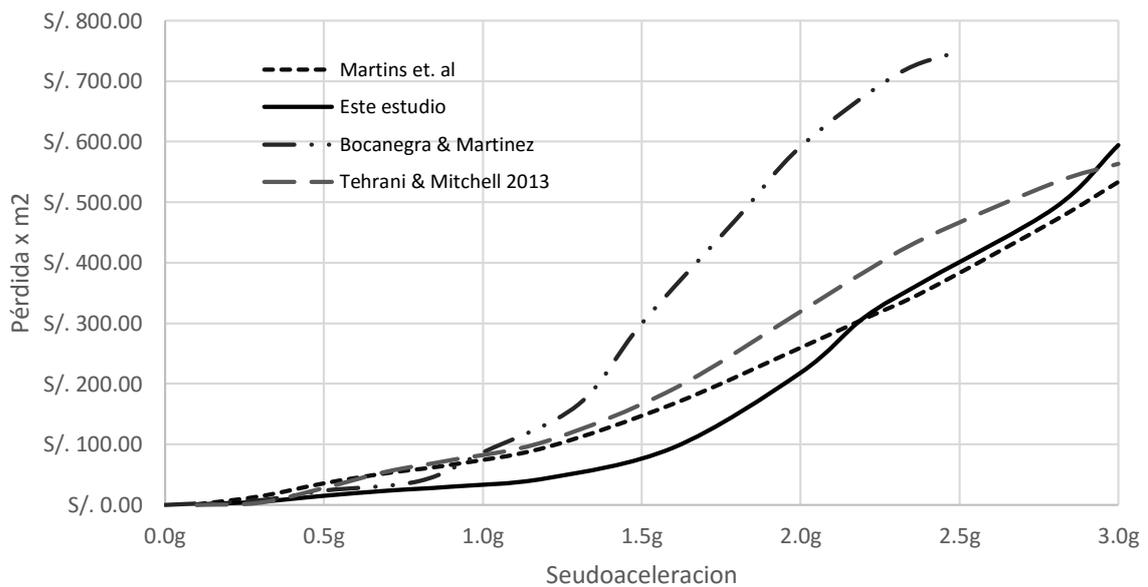


Figura 5.27 Funciones de vulnerabilidad en términos de costo de reparación para colegio de tres niveles

### 5.10. Discusión y comparación de resultados

- El edificio de dos niveles es más rígido que el edificio de tres niveles. Tanto las curvas IDA, las matrices de daño y la función de vulnerabilidad muestran que los daños son menores en el edificio de dos niveles.
- El mecanismo de falla en ambos edificios escolares es el de columna fuerte viga débil. Es decir, las rotulas plásticas se formar primero en las vigas y luego en las columnas.
- La deriva máxima de entrepiso (EDP) que se tomó como límite de reparabilidad es un valor que se debe de determinar mediante la observación del modelo, de las matrices de daño y de las curvas IDA. Este valor es muy importante en la metodología ya que es determinante en los resultados. (Ver sección 5.7)
- El uso del delta de Dirac introduce el costo de reposición en el análisis estocástico. Los costos de reparación de los elementos dañados no suman más del 25% del costo de reposición total del edificio. Es necesario introducir el costo de reposición en el análisis, debido al daño de elementos importantes del edificio, donde a partir de un EDP se tiene un estado de daño global donde el edificio es irreparable.
- Según las funciones de vulnerabilidad en términos de reparación por metro cuadrado, existen diferencias entre ambos colegios a partir de una intensidad de 1.5g. Los colegios de tres niveles tienen mayor costo de reparación por metro cuadrado debido a que existe mayor daño en estos colegios.
- La función de vulnerabilidad en términos de costo de reparación a partir de funciones de vulnerabilidad en función de daño multiplicando estas por el costo de reposición, es una manera adecuada siempre y cuando se utilice un análisis local de daño de los elementos.

## **6. Conclusiones y recomendaciones**

- Los edificios escolares 780 post 97 de dos y tres niveles presentan pérdidas bajas hasta una intensidad de 1.5g de pseudoaceleración. Estos edificios entran en el rango de irreparabilidad aproximadamente en valores cercanos a 2.5g. Por lo tanto, se concluye que tienen un buen desempeño sísmico frente a sismos raros y cumplen satisfactoriamente la filosofía del diseño sísmorresistente según la norma E.030.
- El IDA es el método más adecuado para el análisis de respuesta puesto que brinda la cantidad de datos necesario para realizar un análisis probabilístico de las pérdidas en el edificio.
- El IDA permite tener un control directo de la respuesta sísmica ya que los datos de entrada son directamente las aceleraciones sísmicas a diferencia de métodos como el Push-over donde los datos de entrada son las fuerzas cortantes, que en realidad son respuestas y deben ser considerados como EDP.
- Los índices de daño global de la estructura son los siguientes: Inmediata ocupación (IO) 3%; Daño Controlado (DC) 15%; Seguridad de Vida (LS) 25%; Prevención de colapso de la estructura (CO) 100%. Estos valores pueden ser utilizados para determinar la función de vulnerabilidad a partir de funciones de fragilidad en estos edificios.
- La función de vulnerabilidad en términos de pérdidas económicas hallada multiplicando el porcentaje de daño por el costo de reposición sobreestima las pérdidas comparándola con las funciones de vulnerabilidad calculadas a partir del análisis de las pérdidas locales por grupos de elementos.
- Los estados de daños locales permiten determinar estados de daños globales bien definidos y cuantificados por GE. Esto permite tener mayor control del significado de los estados de daños globales en el edificio.
- El colegio de tres niveles tiene mayor costo de reparación por metro cuadrado a partir de una intensidad de 1.5g pues representa mayor daño en sus grupos de elementos.

- El método es adecuado para calcular directamente la función de vulnerabilidad en función a costos de reparación. Además, el método utilizado permite hacer un análisis de daño global en la estructura a partir de los daños locales.
- Se debe realizar ensayos para determinar los índices de daño, tener mejores descripciones de daño locales de los grupos de elementos. Se debe cuantificar los daños, realizar mediciones de las fisuras, volúmenes de concreto desprendido, longitud del acero a reemplazar, etc. Esto con el fin de mejorar las estimaciones de los daños y de las acciones de reparación necesarias.



## 7. Referencias

1. Moehle, J. and G.G. Deierlein. *A framework methodology for performance-based earthquake engineering*. in *13th world conference on earthquake engineering*. 2004.
2. Yang, T., *Assessing seismic risks for new and existing buildings using performance-based earthquake engineering (PBEE) methodology*, in *Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems*, S. Tesfamariam and K. Goda, Editors. 2013, Elsevier. p. 307-333.
3. Vamvatsikos, D. and C.A. Cornell, *Incremental dynamic analysis*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002. **31**(3): p. 491-514.
4. Calvi, G., et al., *Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years*. *ISET journal of Earthquake Technology*, 2006. **43**(3): p. 75-104.
5. Pitilakis, K., H. Crowley, and A. Kaynia, *SYNER-G: typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk*. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 2014. **27**.
6. CAPRA, *Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-5 Vulnerabilidad de edificaciones e infraestructura*. 2009.
7. Astorga, M. and R. Aguilar, *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas*. 2006, PUCP.
8. Martínez, C. and N. Bocanegra, *Cálculo de pérdidas probables por sismo para colegios modernos del INFES*. 2011, PUCP.
9. Miranda, E., *Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings*. *Journal of Structural Engineering*, 1999. **125**(4): p. 417-425.
10. SHCP, *Secretaría de Hacienda y Crédito Público. Seguro de terremoto y/o erupción volcánica. México DF, Comisión Nacional de Seguros Y Finanzas, circular S-10.4.1 S.d.H.y.C. Público, Editor*. 2000.
11. Velásquez, J., *Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas* 2006, PUCP.
12. Martins, L., et al., *Evaluation of analytical fragility and damage to loss models for reinforced concrete buildings*. *Second european conference on earthquake engineering and seismology, Istanbul Aug. 25-29, 2014*.
13. Tehrani, P. and D. Mitchell, *Incremental dynamic analysis (IDA) applied to seismic risk assessment of bridges*, in *Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems*, S. Tesfamariam and K. Goda, Editors. 2013, Elsevier. p. 561-596.
14. RNE, *Reglamento Nacional de Edificaciones*, in *ININVI*. 2014.
15. D'Ayala, D., et al., *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of low-mid-rise Buildings—Methodology, Vulnerability Global Component project*. 2014.
16. Bozorgnia, Y. and V.V. Bertero, *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. 2004: CRC press.
17. DeGroot, M.H. and M.J. Schervish, *Probability and statistics*. 2002.
18. Yang, T.Y., et al., *Performance evaluation of structural systems: theory and implementation*. *Journal of Structural Engineering*, 2009. **ASCE**. **135**(10): p. 1146-1154.
19. Vamvatsikos, D. and C.A. Cornell, *Applied incremental dynamic analysis*. *Earthquake Spectra*, 2004. **20**(2): p. 523-553.
20. ASCE, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13)*. 2013, American Society of Civil Engineers Reston, Virginia.
21. Williams, M.S. and R.G. Sexsmith, *Seismic damage indices for concrete structures: a state of the art review*. *Earthquake spectra*, 1995. **11**(2): p. 319-349.
22. CSI, *SAP2000*, in *Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA*. 2014.

23. CSI, *Perform-3D*, in *Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA*. 2011.
24. Park, R., M. Priestley, and W.D. Gill, *Ductility of square-confined concrete columns*. Journal of the structural division, 1982. **108**(4): p. 929-950.
25. Park, R. and T. Paulay, *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley and Sons, New York, 1975.
26. FEMA, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA-356*. 2000, Federal Emergency Management Agency Washington.
27. San Bartolomé, A., *Comportamiento sísmico de muros de albañilería confinada reforzados con canastillas ductiles y electrosoldadas*. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2007.
28. UChile. <http://terremotos.ing.uchile.cl/2010>. 2010.
29. CISMID. [http://www.cismid-uni.org/redacis/b\\_usqs.php](http://www.cismid-uni.org/redacis/b_usqs.php). 2007.
30. Hinojosa, O., *Dinámica v3.1.*, in *Instituto de Ingenieria UNAM*. 2009.
31. Jiang, H., L. Chen, and Q. Chen, *Seismic damage assessment and performance levels of reinforced concrete members*. Procedia Engineering, 2011. **14**: p. 939-945.
32. Sharifi, A., M.-R. Banan, and M.-R. Banan, *A strain-consistent approach for determination of bounds of ductility damage index for different performance levels for seismic design of RC frame members*. Engineering Structures, 2012. **37**: p. 143-151.
33. Tu, Y.-H., et al., *Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames*. Engineering Structures, 2010. **32**(12): p. 3925-3935.
34. Petrone, C., G. Magliulo, and G. Manfredi, *Shake table tests for the seismic assessment of hollow brick internal partitions*. Engineering Structures, 2014. **72**: p. 203-214.
35. Vision, S., *Performance based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California, Sacramento, Calif, 1995.
36. ATC, *40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City, 1996.
37. MacGregor, J.G. and J.K. Wight, *Reinforced concrete: mechanics and design*. 6 ed. 2012: Prentice Hall Upper Saddle River, NJ.
38. Mahdi, T. and V. Bahreini, *Seismic Response of Asymmetrical Infilled Concrete Frames*. Procedia Engineering, 2013. **54**: p. 341-352.
39. Paulay, T. and M. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. ISBN-10, 1992. **471549150**.
40. Walpole, R.E., et al., *Probability and statistics for engineers and scientists*. Vol. 5. 1993: Macmillan New York.
41. Kreyszig, E., *Advanced engineering mathematics*. 2011: Wiley.