

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



PUCP

**“ESTIMACIÓN DE LA CONFIABILIDAD DE
EDIFICACIONES ESCOLARES TÍPICAS CON
REFORZAMIENTO INCREMENTAL CONSIDERANDO
DAÑO SÍSMICO ACUMULADO”**

**Tesis para optar el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil con mención en
Estructuras Sismorresistentes**

Presentado por:

Juana Eva Gresia Munayco

Asesora:

Dr. Sandra Cecilia Santa Cruz Hidalgo

Lima - Perú

2020

Resumen

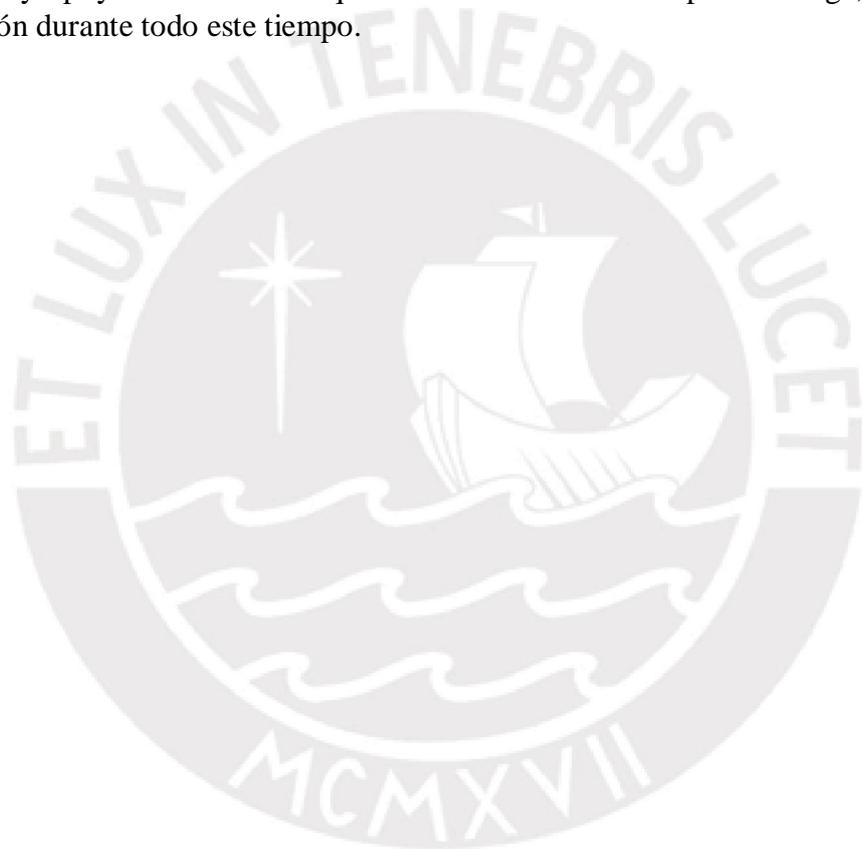
El reforzamiento incremental consiste en dos o más etapas de reforzamiento programado durante la vida útil de la edificación con la finalidad de disminuir los costos iniciales y evitar la interrupción prolongada de las actividades. El objetivo de este trabajo es evaluar la confiabilidad de las edificaciones con reforzamiento incremental en zonas sísmicas considerando los daños acumulados con un método probabilístico simplificado. Así mismo, se considera que el daño estructural se acumula en una serie de movimientos sísmicos hasta que se alcanza o supera un nivel de daño. El método propuesto consta de ocho pasos:

- (1) Definición de los estados de daño global (GDS) que resultan de la sectorización de la curva de capacidad de la edificación en un estado sin daños, obtenida a través de un análisis estático no lineal (Análisis Pushover) según Vision2000 (SEAOC, 1995).
- (2) Estimación de las curvas de momento-rotación modificadas de cada elemento dañado de la edificación asociada a cada GDS definido con un enfoque aproximado. Este método se basa en la evaluación de la rotación de las rótulas plásticas mediante la estimación de la curva de momento-rotación para cada elemento estructural.
- (3) Estimación de la curva de capacidad de la edificación para cada GDS considerando los elementos de daño a través de sus curvas de momento-rotación modificadas.
- (4) Elaboración de las curvas de fragilidad sísmica para cada GDS con el método de evaluación del espectro de capacidad utilizando el software FRACAS (Rossetto et al., 2016), que utiliza espectros de respuesta inelástica derivados de acelerogramas de movimiento sísmicos para construir las curvas de fragilidad.
- (5) Determinación de las matrices de probabilidad de transición de daño para diferentes intensidades sísmicas utilizando los valores obtenidos en el paso anterior.
- (6) Implementación de un modelo de Cadenas de Markov para obtener la función de distribución de probabilidad de cada GDS después de un número determinado de sismos.
- (7) Estimación de la confiabilidad teniendo en cuenta el proceso de acumulación de daños debido a futuros sismos probables asumiendo un proceso de Poisson.
- (8) Estimación de la confiabilidad considerando el reforzamiento incremental en dos etapas.

Esta metodología se aplica para determinar la confiabilidad de una edificación escolar con reforzamiento incremental. Se determina que la primera etapa se realiza a los 5 años y la segunda etapa a los 10 años. Además, para el estado de daño Funcional, se tiene que la confiabilidad de la edificación con reforzamiento incremental es 10% mayor que la edificación con reforzamiento convencional.

Dedicatoria

Dedico este trabajo a mis padres Gladys y Antonio, a mi hermano Antonio, por todo el cariño, motivación y apoyo incondicional que me han brindado siempre. A Jorge, por el cariño y comprensión durante todo este tiempo.



Agradecimientos

Esta investigación está financiada parcialmente por la Beca Ángel San Bartolomé, por lo cual quisiera agradecer a la Escuela de Posgrado y a la Maestría en Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Así mismo, agradezco en forma especial a la Dr. Sandra Cecilia Santa Cruz Hidalgo por su disponibilidad para el asesoramiento y supervisión de la presente tesis.

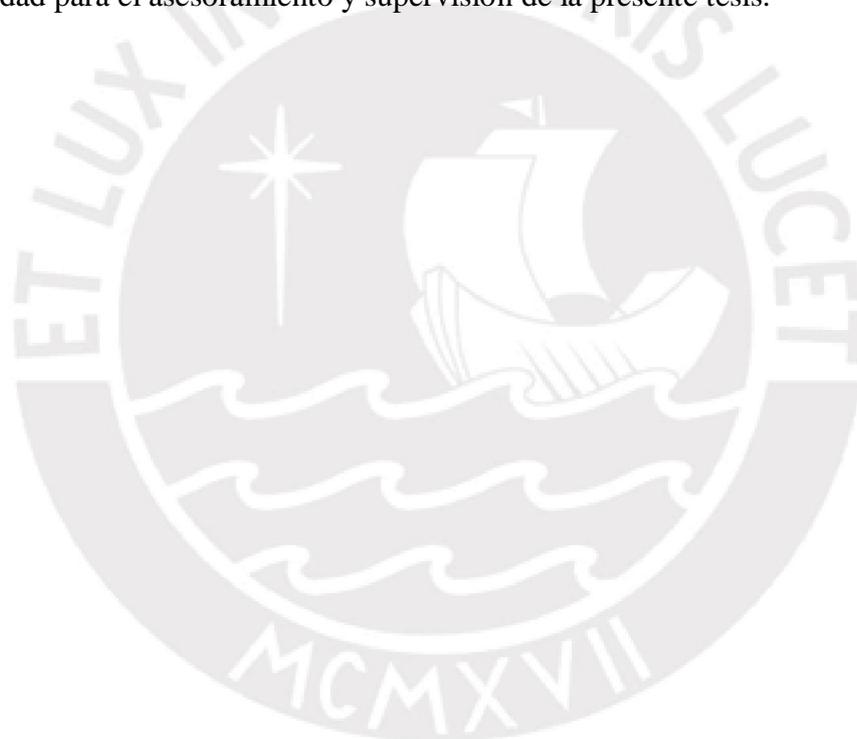


Tabla de Contenidos

Resumen	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Tabla de Contenidos	IV
Índice de Figuras	VII
Índice de Tablas	IX
I. Introducción	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Objetivos	2
1.2. Alcance	3
1.3. Hipótesis	3
1.4. Organización del Documento	3
II. Marco Teórico	5
2.1. Metodología del Reforzamiento Incremental	5
2.1.1. Técnicas de Reforzamiento Tradicional	5
2.1.2. Reforzamiento Incremental	6
2.2. Capacidad Estructural	7
2.2.1. Análisis Estático No Lineal	7
2.2.2. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad	8
2.2.3. Sectorización de la Curva de Capacidad	8
2.2.4. Espectro de Capacidad	9
2.3. Metodología del Daño Acumulado en los Elementos Estructurales	10
2.3.1. Curva de Momento-Rotación del Elemento Estructural	10
2.3.2. Cuantificación de Daños en los Elementos Estructurales	11
2.4. Metodología de Evaluación del Espectro de Capacidad	13
2.4.1. Espectro de Demanda	13

2.4.2.	Punto de Desempeño	14
2.4.3.	Curva de Fragilidad	16
2.5.	Metodología Probabilística para determinar la Confiabilidad Estructural.....	17
2.5.1.	Cadenas de Markov	17
2.5.2.	Confiabilidad Estructural para N eventos	18
2.5.3.	Confiabilidad Estructural para Eventos Aleatorios	20
2.5.4.	Confiabilidad Estructural con Reforzamiento Incremental	21
III. Descripción de la Edificación Escolar y la Técnica de Reforzamiento Incremental		23
3.1.	Características de la Edificación Escolar 780 PRE	23
3.1.1.	Elementos Estructurales	24
3.1.2.	Materiales	25
3.2.	Fallas de las Edificaciones 780 PRE en Sismos Pasados.....	26
3.3.	Técnicas para el Reforzamiento Incremental.....	26
3.3.1.	Reforzamiento con la Adición de Marcos de Acero con Arriostres Concéntricos (ACMAC)	27
IV. Capacidad de las Edificaciones		29
4.1.	Modelo Inelástico de los Materiales	29
4.1.1.	Concreto	29
4.1.2.	Acero de Refuerzo.....	30
4.2.	Modelo Inelástico de los Elementos.....	30
4.3.	Curva de Capacidad de las Edificaciones	32
4.3.1.	Modelos de las Edificaciones para el Análisis	32
4.3.2.	Análisis Estático No Lineal de las Edificaciones	33
V. Daño Acumulado en los Elementos y la Capacidad de las Edificaciones para cada Estado de Daño (GDS)		38
5.1.	Daño Acumulado en los Elementos	38
5.2.	Capacidad de las Edificaciones para cada Estado de Daño Global (GDS).....	41
VI. Curvas de Fragilidad Sísmica		43
6.1.	Demanda Sísmica	43
6.2.	Aplicación del Método de Evaluación del Espectro de Capacidad	46
6.2.1.	Consideraciones para las Curvas de Capacidad	46
6.2.2.	Consideraciones para los Espectros de Demanda	46
6.3.	Puntos de Desempeño.....	46
6.4.	Intensidad (IM) vs. Parámetro de Demanda (EDP).....	49
6.5.	Curvas de Fragilidad.....	52
6.6.	Matrices de Probabilidad de Transición de Daños	55

VII. Confiabilidad de las Edificaciones	60
7.1. Tasa de Excedencia de Aceleraciones	60
7.2. Confiabilidad de las Edificaciones para N eventos	61
7.3. Confiabilidad de las Edificaciones para Eventos Aleatorios	65
7.4. Confiabilidad de la Edificación con Reforzamiento Incremental	71
Conclusiones	74
Recomendaciones	76
Bibliografía	77
Anexo	79



Índice de Figuras

2.1.	Opciones de reducción del riesgo sísmico	6
2.2.	Curva de capacidad de una estructura	7
2.3.	Representación bilineal de la curva de capacidad	8
2.4.	Sectorización de la curva de capacidad	9
2.5.	Modelos del comportamiento de un elemento estructural.....	11
2.6.	Curva modificada de momento–rotación de un elemento estructural.....	12
2.7.	Espectro de demanda elástico.....	14
2.8.	Espectro de demanda inelástico.....	14
2.9.	Esquema del cálculo del punto de desempeño.....	15
2.10.	Conversión del punto de desempeño a EDP.....	15
2.11.	Gráfica IM vs. EDP de los puntos de desempeño.....	16
2.12.	Curvas de fragilidad.....	17
2.13.	Estados de daño de una estructura.....	18
3.1.	Edificación escolar típica 780 PRE.....	24
3.2.	Configuración en planta de la edificación escolar 780 PRE.....	24
3.3.	Esquema de la edificación con reforzamiento ACMAC.....	28
4.1.	Diagrama de esfuerzo–deformación del concreto para la columna C30x45.....	29
4.2.	Diagrama de esfuerzo–deformación del acero de refuerzo.....	30
4.3.	Diagrama de momento–rotación de la viga V25x45.....	31
4.4.	Diagrama de momento–rotación de la columna C30x45.....	31
4.5.	Modelo de la edificación 780 PRE.....	32
4.6.	Modelo de la edificación ACMAC-F1.....	33
4.7.	Modelo de la edificación ACMAC-F2.....	33
4.8.	Mecanismo de colapso de la edificación 780 PRE.....	34
4.9.	Mecanismo de colapso de la edificación ACMAC-F1.....	34
4.10.	Mecanismo de colapso de la edificación ACMAC-F2.....	35
4.11.	Curva de capacidad de la edificación 780 PRE.....	35
4.12.	Curva de capacidad de la edificación ACMAC-F1.....	36
4.13.	Curva de capacidad de la edificación ACMAC-F2.....	36
4.14.	Comparación de las curvas de capacidad de las edificaciones.....	37

5.1.	Curva momento–rotación de la viga V25x45	39
5.2.	Curvas modificadas de momento–rotación de la viga V25x45 paracada GDS .	40
5.3.	Curvas de capacidad de la edificación 780 PRE para cada GDS.....	41
5.4.	Curvas de capacidad de la edificación ACMAC-F1 para cada GDS.....	42
5.5.	Curvas de capacidad de la edificación ACMAC-F2 para cada GDS.....	42
6.1.	Espectro de diseño de la norma peruana E.030.....	44
6.2.	Registros sísmicos peruanos y chilenos.....	45
6.3.	Puntos de desempeño para la edificación 780 PRE, ED2	47
6.4.	Puntos de desempeño para la edificación ACMAC-F1, ED2	47
6.5.	Puntos de desempeño para la edificación ACMAC-F2, ED2	48
6.6.	Total de puntos de desempeño para la edificación 780 PRE, ED2	48
6.7.	Total de puntos de desempeño para la edificación ACMAC-F1, ED2	49
6.8.	Total de puntos de desempeño para la edificación ACMAC-F2, ED2	49
6.9.	Gráfica IM vs EDP para la edificación 780 PRE, ED2	51
6.10.	Gráfica IM vs EDP para la edificación ACMAC-F1, ED2.....	51
6.11.	Gráfica IM vs EDP para la edificación ACMAC-F2, ED2.....	52
6.12.	Curvas de fragilidad de la edificación 780 PRE	53
6.13.	Curvas de fragilidad de la edificación ACMAC-F1	54
6.14.	Curvas de fragilidad de la edificación ACMAC-F2	55
7.1.	Tasa de excedencia de aceleraciones para la costa peruana.....	61
7.2.	Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación 780 PRE.....	62
7.3.	Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación ACMAC-F1	62
7.4.	Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación ACMAC-F2	63
7.5.	Probabilidades de daño final para la edificación 780 PRE.....	65
7.6.	Probabilidades de daño final para la edificación ACMAC-F1	66
7.7.	Probabilidades de daño final para la edificación ACMAC-F2	66
7.8.	Confiabilidad de las edificaciones para ED2 - Funcional.....	68
7.9.	Confiabilidad de las edificaciones para ED3 - Resguardo de Vida.....	69
7.10.	Confiabilidad de las edificaciones para ED4 - Cerca del Colapso	69
7.11.	Confiabilidad de las edificaciones para ED5 - Colapso	70
7.12.	Confiabilidad de la edificación 780 PRE con reforzamiento incremental, ED2 .	72

Índice de Tablas

5.1. Momento modificado $M_{i\mu}$ positivo para cada GDS - viga V25x45	39
5.2. Momento modificado $M_{i\mu}$ negativo para cada GDS - viga V25x45.....	40
6.1. Registros sísmicos peruanos y chilenos.....	44
6.2. Valores de EDP para la edificación 780 PRE.....	50
6.3. Valores de EDP para la edificación ACMAC-F1.....	50
6.4. Valores de EDP para la edificación ACMAC-F2.....	50
6.5. Matrices de probabilidad de transición de daños - edificación 780 PRE.....	56
6.6. Matrices de probabilidad de transición de daños -edificación ACMAC-F1	57
6.7. Matrices de probabilidad de transición de daños -edificación ACMAC-F2	58
7.1. Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación 780 PRE.....	63
7.2. Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación ACMAC-F1.....	64
7.3. Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación ACMAC-F2.....	64
7.4. Probabilidades de daño de las edificaciones para 10 años.....	67
7.5. Probabilidades de daño de las edificaciones para 25 años.....	67
7.6. Probabilidades de daño de las edificaciones para 50 años.....	67
7.7. Confiabilidad de las edificaciones	70
7.8. Confiabilidad de la edificación 780 PRE con reforzamiento incremental, ED2 .	73

Capítulo I

Introducción

1.1. Generalidades

En el 2014, el Ministerio de Educación (MINEDU) y el Banco Mundial iniciaron un proyecto a nivel nacional para reforzar las edificaciones escolares 780 PRE, empleando técnicas de reforzamiento incremental, con la finalidad de disminuir el riesgo sísmico. (World Bank, 2016). Estas edificaciones, los cuales representan aproximadamente la cuarta parte del total de colegios del Perú, han presentado grandes daños en terremotos pasados debido a la excesiva flexibilidad en su eje longitudinal, ya que han sido construidos con la Norma de Diseño Sismorresistente de 1977, la cual no consideraba una adecuada restricción de los desplazamientos laterales.

La Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), entidades a cargo del proyecto, plantearon tres técnicas de reforzamiento incremental con el objetivo de llevar a la estructura al mismo nivel de desempeño sísmico de una edificación esencial. Se determinó mediante análisis estático no lineal (análisis Pushover) y análisis no lineal tiempo-historia (IDA) la respuesta estructural y los estados de daño de las estructuras sin reforzamiento y reforzadas ante un sismo ocasional y un sismo raro. En estudios recientes realizados por Loa (2017), se obtuvo que con cualquier tipo de reforzamiento la estructura alcanzaría un estado de daño operacional y funcional para el sismo ocasional y raro,

respectivamente.

El presente trabajo de investigación evaluará la confiabilidad de dos edificaciones escolares con un tipo de reforzamiento incremental, uno con objetivo de rendimiento parcial y el otro con objetivo de rendimiento completo, considerando la acumulación de daños por sismo con un método probabilístico simplificado, con la finalidad de determinar el estado de daño de las edificaciones debido al efecto de la ocurrencia de sismos probables a lo largo de su vida útil.

1.1.1. Objetivos

Objetivo General

El objetivo general del proyecto es determinar la confiabilidad de edificaciones escolares con reforzamiento incremental considerando daños sísmicos acumulados, mediante un análisis probabilístico basado en el desempeño.

Objetivos Específicos

- Determinar la capacidad estructural de la edificación sin reforzar, reforzada de manera convencional y reforzada de manera incremental mediante el análisis estático no lineal, considerando el daño acumulado en los elementos.
- Elaborar las curvas de fragilidad sísmica para cada curva de capacidad obtenida, haciendo uso del método de evaluación del espectro de capacidad.
- Determinar las matrices de probabilidad de transición de daño para diferentes intensidades sísmicas.
- Estimación de la confiabilidad estructural mediante la implementación de un modelo de Cadenas de Markov y un proceso Poisson que considere la acumulación de daños debido a futuros sismos probables.

1.2. Alcance

Se empleará el método de análisis estático no lineal (análisis Pushover) a fin de determinar la capacidad de la estructura sin reforzar, reforzada de manera convencional y reforzada de manera incremental, en un estado sin daño. Con la sectorización propuesta por Vision2000 (SEAOC, 1995) se definen los estados de daño globales (GDS). Para cada GDS se determina el daño de los elementos haciendo uso de un método propuesto el cual se basa en la evaluación de las rótulas plásticas mediante la estimación de la curva de momento-rotación para cada elemento estructural. Se elaboran las curvas de fragilidad sísmica para cada GDS con el método de evaluación del espectro de capacidad utilizando el software FRACAS (Rossetto et al., 2016), con lo cual se determinan las matrices de probabilidad de transición de daño para diferentes intensidades sísmicas. Se implementa un modelo de Cadenas de Markov para obtener la función de distribución de probabilidad después de un número determinado de sismos. Se estima la confiabilidad estructural teniendo en cuenta el proceso de acumulación de daños debido a futuros sismos probables asumiendo un proceso de Poisson.

1.3. Hipótesis

Con el método propuesto en el presente trabajo, se espera obtener una mayor confiabilidad estructural en la edificación con reforzamiento incremental en comparación de la edificación con reforzamiento convencional.

1.4. Organización del Documento

En el segundo capítulo se presenta el marco teórico y se explica la metodología de la investigación:

- Reforzamiento incremental
- Capacidad estructural
- Daño acumulado en elementos estructurales
- Método de evaluación del espectro de capacidad
- Método probabilístico para determinar la confiabilidad estructural

En el tercer capítulo se presenta las características de la estructura escolar 780 PRE y el tipo de reforzamiento incremental para el análisis.

En el cuarto capítulo se presenta las curvas de capacidad y la definición de los estados de daño global (GDS) para la estructura sin reforzamiento, la estructura con reforzamiento convencional y con reforzamiento incremental.

En el quinto capítulo se presenta el daño acumulado en los elementos estructurales mediante las curvas de momento-rotación modificadas. Además, se estima la curva de capacidad de las edificaciones para cada GDS.

En el sexto capítulo se presenta las curvas de fragilidad sísmica para cada GDS haciendo uso del software FRACAS (Rossetto et al., 2016). Así mismo, se determina las matrices de probabilidad de transición de daño para diferentes intensidades sísmicas.

En el séptimo capítulo se presenta la confiabilidad de las edificaciones obtenidas con el modelo probabilístico.

Capítulo II

Marco Teórico

2.1. Metodología del Reforzamiento Incremental

El principal objetivo de reforzar las edificaciones es disminuir el riesgo sísmico, con la finalidad de prevenir o minimizar incidentes. Para el caso de edificaciones escolares, estas fatalidades pueden ser: muerte y lesiones de los alumnos, docentes y demás personal; daño o colapso de la edificación; daño y pérdida de mobiliario e interrupción de programas educativos. (Loa, 2017)

2.1.1. Técnicas de Reforzamiento Tradicional

En el Perú, ante la ocurrencia de sismos importantes, se implementan proyectos de reforzamiento y rehabilitación de estructuras. Para los cuales, se emplean técnicas convencionales de reforzamiento, principalmente para estructuras de concreto armado. (Muñoz et al., 2007)

Estas técnicas consisten en separar los elementos estructurales de los no estructurales (tabiquería) mediante una junta sísmica. Así mismo, se agregan elementos a fin de rigidizar la estructura. Estas técnicas tienen como objetivo eliminar la falla por columna corta, aumentar la resistencia y rigidez en el sentido longitudinal de la estructura. (Loa, 2017)

2.1.2. Reforzamiento Incremental

El reforzamiento incremental es una solución para intervenir edificaciones con alto riesgo sísmico. A continuación, se muestran las posibles soluciones para la mitigación de riesgo.

- No hacer nada: Es la solución más simple, no representa costo alguno y se prosigue con el alto riesgo sísmico.
- Reemplazar: Se reemplaza toda la estructura, teniendo en cuenta que la nueva estructura presente un sistema sismorresistente adecuado. Esta solución reduciría el riesgo, sin embargo, tendría un alto costo, y debido al tiempo de ejecución de la obra, se perdería la continuidad de uso de la estructura.
- Reforzar: Se refuerza la estructura teniendo dos opciones:
 - Reforzamiento simple: Es la típica técnica empleada, implica altos costos, además de la discontinuidad del uso de la estructura durante el tiempo de ejecución.
 - Reforzamiento incremental: Es la técnica con la cual se reducen o eliminan los gastos debido a la paralización de funciones y/o actividades, siendo esta la mejor solución para el reforzamiento de edificaciones escolares.

En la Figura 2.1 se muestra el esquema propuesto por FEMA 395 (Kringgold et al., 2003) para la reducción del riesgo sísmico de una edificación.



Figura 2.1: Opciones de reducción del riesgo sísmico
Fuente: (Kringgold et al., 2003)

2.2. Capacidad Estructural

En la ingeniería sísmica, la capacidad de una estructura se obtiene mediante la relación entre la fuerza cortante basal sobre la estructura y el desplazamiento horizontal obtenido en la parte superior de la estructura; esta relación se suele representar mediante una curva.

2.2.1. Análisis Estático No Lineal

El procedimiento del análisis estático no lineal (análisis Pushover), consiste en: (1) representar la estructura mediante un modelo matemático, teniendo en cuenta las condiciones iniciales de los elementos, (2) aplicar fuerzas laterales en cada nivel, hasta que los elementos empiecen a incursionar en el rango plástico, (3) representar estos elementos mediante rótulas plásticas, (4) modificar la rigidez global de la estructura, (5) aplicar nuevamente las fuerzas laterales en cada nivel, hasta que los demás elementos incursionen en el rango plástico. Se continúa con el proceso hasta que la estructura sea inestable o hasta que se alcance un límite predeterminado. En la Figura 2.2 se muestra la curva de capacidad de una estructura.

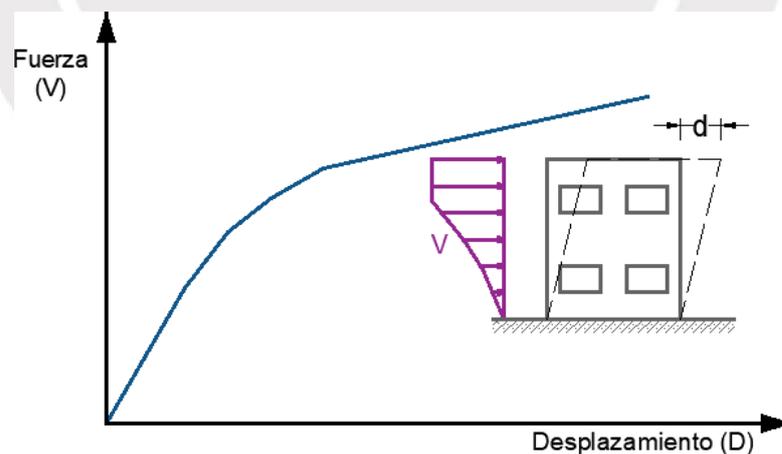


Figura 2.2: Curva de capacidad de una estructura
Fuente: (Applied Technology Council, 1996)

2.2.2. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Para representar bilinealmente la curva de capacidad, es necesario definir el punto de fluencia y el punto último de la capacidad de la estructura. El modelo más usado para determinar estos dos puntos es el Criterio de las Áreas Iguales, el cual consiste en que la energía disipada por la estructura dada por el área bajo la curva sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico.

El método propuesto por ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) consiste en: trazar desde el origen una recta con una pendiente igual a la rigidez inicial de la edificación, seguido de una segunda recta desde el punto último (v_u, d_u) hasta interceptar la primera recta en el punto (v_y, d_y) con una pendiente tal que el área (A_1) sea aproximadamente igual al área (A_2). (Applied Technology Council, 1996). En la Figura 2.3 se muestra la gráfica del procedimiento descrito.

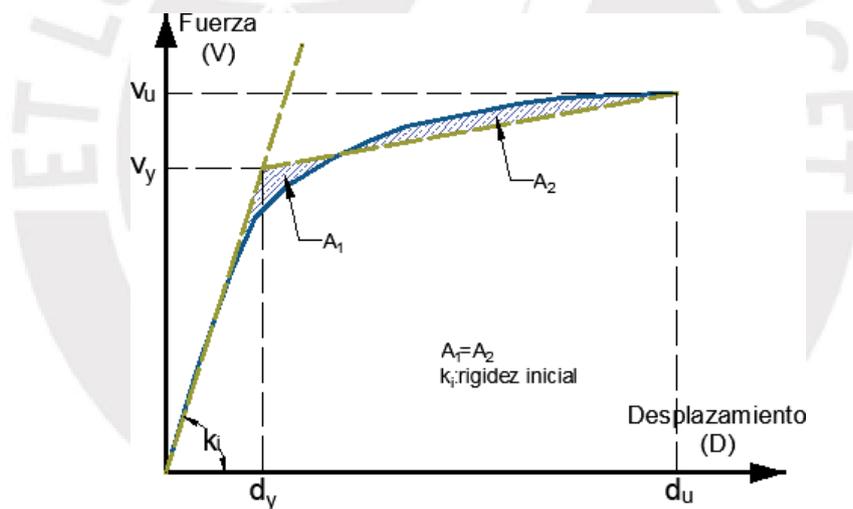


Figura 2.3: Representación bilineal de la curva de capacidad
Fuente: (Applied Technology Council, 1996)

2.2.3. Sectorización de la Curva de Capacidad

Para la sectorización de la curva de capacidad, como primer paso, se define el desplazamiento

de fluencia (Δ_e) y el desplazamiento inelástico (Δ_p). El desplazamiento lateral desde el origen hasta el punto de fluencia corresponde al desplazamiento de fluencia (Δ_e), y desde el punto de fluencia hasta el punto último o de colapso, corresponde al desplazamiento inelástico (Δ_p). El estado de daño Operacional está asociado al desplazamiento de fluencia (Δ_e), y los demás estados de daño, que van desde Funcional a Colapso, se definen dividiendo el desplazamiento inelástico (Δ_p) en cuatro sectores, tal como se muestra en la Figura 2.4. (SEAOC, 1995)

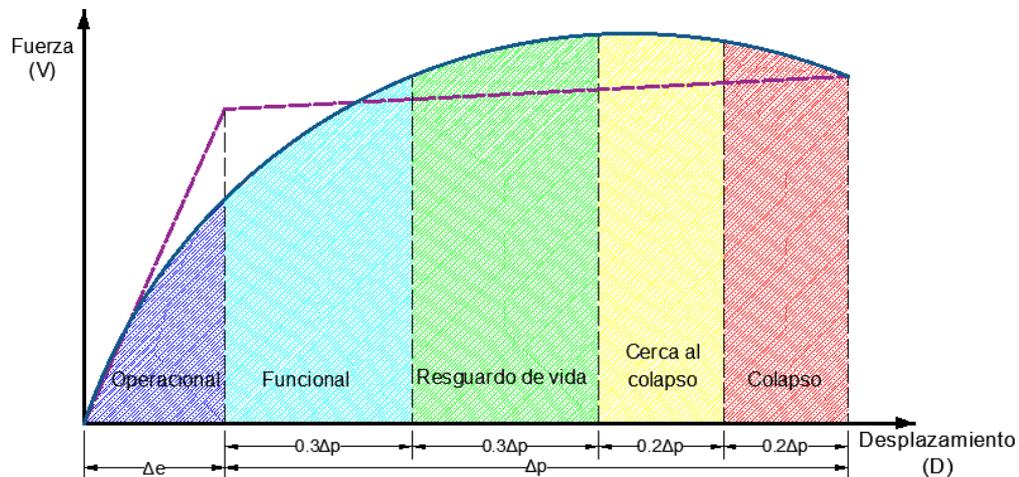


Figura 2.4: Sectorización de la curva de capacidad
Fuente: (SEAOC, 1995)

2.2.4. Espectro de Capacidad

La curva de capacidad se transforma en espectro de capacidad, de manera que la fuerza cortante basal (V) se convierte en aceleración espectral (S_a) y el desplazamiento en el último nivel (Δ) en desplazamiento espectral (S_d). El procedimiento consiste en: (1) calcular el factor de participación modal (PF_1) para el modo fundamental de la estructura, haciendo uso de la expresión 2.1, (2) calcular el coeficiente de masa efectiva (α_1) para el modo fundamental de la estructura, haciendo uso de la expresión 2.2, (3) calcular los puntos (S_d, S_a) asociados a cada punto de la curva de capacidad (Δ, V), haciendo uso de las expresiones 2.3 y 2.4. (Applied

Technology Council, 1996)

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (\frac{\omega_i}{g}) \cdot \Phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N (\frac{\omega_i}{g}) \cdot \Phi_{i,1}^2} \quad (2.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\frac{\omega_i}{g}) \cdot \Phi_{i,1}]^2}{[\sum_{i=1}^N (\frac{\omega_i}{g})] \cdot [\sum_{i=1}^N (\frac{\omega_i}{g}) \cdot \Phi_{i,1}^2]} \quad (2.2)$$

$$Sa_i = \frac{V_i}{\alpha_1 \cdot W} \quad (2.3)$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_i}{PF_1 \cdot \Phi_1} \quad (2.4)$$

donde $\Phi_{i,1}$ es la amplitud del modo 1 en el nivel “i”, N es el número de niveles de la estructura, ω_i es el peso asignado al nivel “i” y W es la carga muerta de la estructura más un porcentaje de la carga viva.

2.3. Metodología del Daño Acumulado en los Elementos Estructurales

2.3.1. Curva de Momento-Rotación del Elemento Estructural

El comportamiento de los elementos estructurales se representa mediante relaciones de momento–curvatura, lo cual permite comparar e identificar las diferentes etapas que sufrirá la sección del elemento hasta la falla, incluyendo la sobrerresistencia y la ductilidad. En la Figura 2.5 se muestra el diagrama de momento–curvatura, en el cual se indican los puntos de fluencia (ϕ_Y, M_Y) y de falla (ϕ_F, M_F). Esta curva simplificada de momento–curvatura se transforma a la curva de momento–rotación, mediante las siguientes expresiones:

$$\theta = l_p \cdot (\phi - \phi_Y) \quad \phi_Y \leq \phi \leq \phi_F \quad (2.5)$$

$$\theta_F = l_p \cdot (\phi_F - \phi_Y) \quad (2.6)$$

donde ϕ_Y y ϕ_F son las curvaturas de fluencia y de falla, respectivamente; l_p es la longitud de rótula plástica que se considera constante en cada instante y θ_F es la rotación plástica de falla. Así mismo, en el modelo no se tiene en cuenta el daño para el rango elástico de las deformaciones, tal como se muestra en la Figura 2.5b.

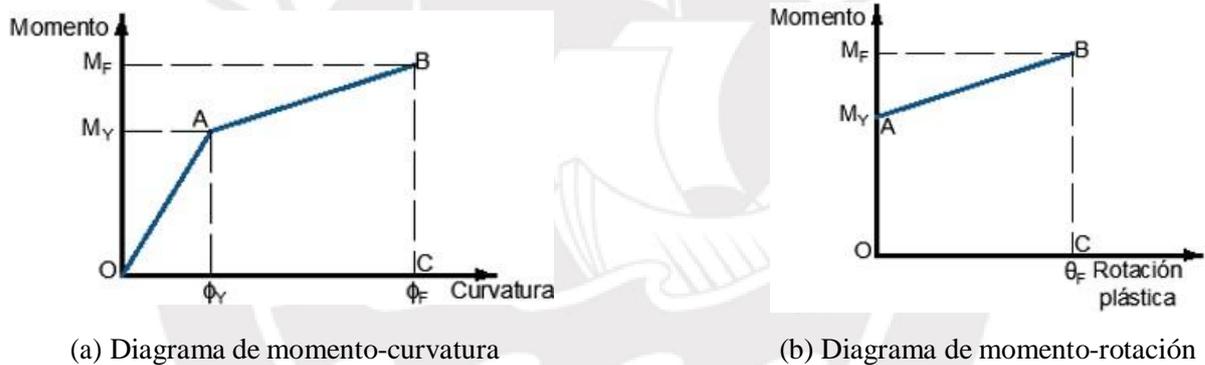


Figura 2.5: Modelos del comportamiento de un elemento estructural
Fuente: (Campos-Arias y Esteva, 1997)

2.3.2. Cuantificación de Daños en los Elementos Estructurales

El daño en los elementos estructurales se presenta como una reducción de la rigidez y de la capacidad resistente del elemento, apreciándose una progresiva formación de rótula plástica en los extremos del elemento. Este modelo simplificado está basado en el modelo histerético propuesto por Campos-Arias y Esteva (1997), en el cual cada ciclo de carga y descarga está asociado a la formación de rotación plástica en el elemento.

El modelo propuesto consiste en que dada una formación de rotación plástica θ_i asociada a un momento M_i , según la curva de momento–rotación, se define el momento M_{ij} , el cual está asociado a la pérdida por daño mediante la siguiente expresión:

$$M_{ij} = (1 - \varepsilon \cdot D_i) \cdot M_i \quad (2.7)$$

De manera que D es el parámetro de daño acumulado y ε es el índice de daño, definidos con las siguientes expresiones:

$$D_i = \frac{\theta_i}{\theta_F} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha \cdot D_i} \quad (2.9)$$

donde α es una constante de ajustes, la cual debido a diversos ensayos realizados por Campos-Arias y Esteva (1997), se considera un valor de $\alpha = 0.0671$.

La curva de momento–rotación modificada queda definida por la curva $O'B'B$, tal como se muestra en la Figura 2.6.

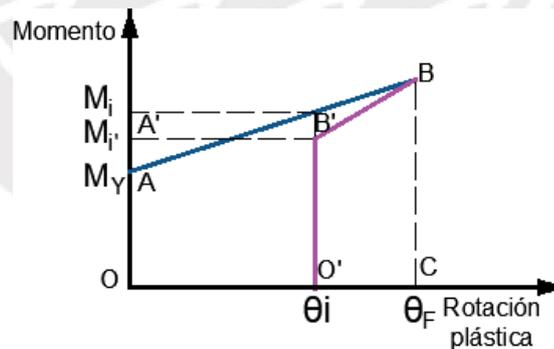


Figura 2.6: Curva modificada de momento–rotación de un elemento estructural
Fuente: (Elaboración propia)

2.4. Metodología de Evaluación del Espectro de Capacidad

La metodología de evaluación del espectro de capacidad, desarrollada por primera vez por Rossetto y Elnashai (2005) permite la generación de curvas de fragilidad empleando directamente los registros sísmicos, a partir de los cuales se calculan los espectros de demanda elásticos e inelásticos a fin de encontrar el punto de desempeño.

El enfoque propuesto es altamente eficiente y permite que las curvas de fragilidad se deriven del análisis de una estructura sometida a una serie de registros sísmicos con características distintas. De esta manera, el método puede explicar el efecto de la variabilidad en la demanda sísmica y las características estructurales sobre las estadísticas de daños simuladas para el tipo de estructura, y evaluar la incertidumbre asociada en la predicción de fragilidad.

Rossetto et al. (2016) desarrollan el software FRACAS (FRAGility through CAPacity Spectrum assessment) con base en la metodología descrita, el cual permite idealizaciones de curvas de capacidad sofisticadas, el uso de varios modelos histéricos para sistemas de un grado de libertad en el cálculo inelástico de la demanda y la construcción de funciones de fragilidad mediante diversas técnicas de ajuste de modelos estadísticos.

2.4.1. Espectro de Demanda

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual representa la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad como una función de sus periodos, tal como se muestra en la Figura 2.7a y Figura 2.7b. Por lo que, el espectro de demanda es la representación de la relación entre la pseudoaceleración máxima (S_a) y el desplazamiento relativo máximo (S_d) de un sistema de un grado de libertad sometido a un movimiento en su base, tal como se muestra en la Figura 2.8.

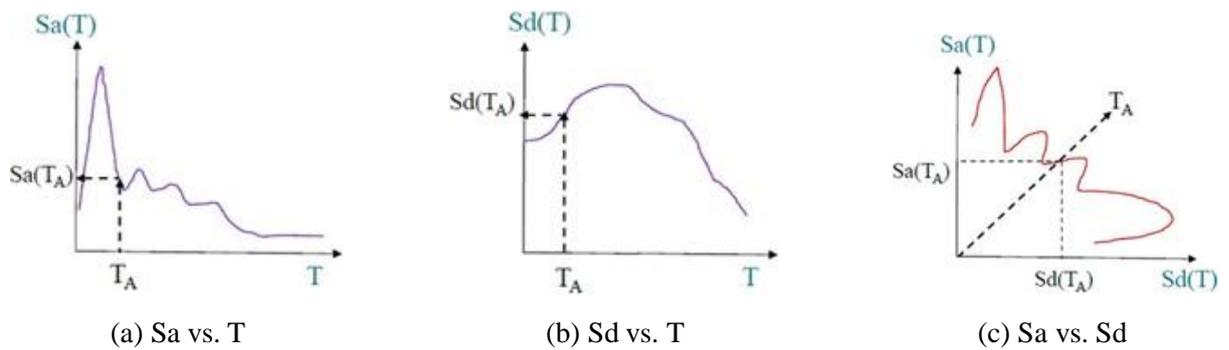


Figura 2.7: Espectro de demanda elástico
Fuente: (Rossetto et al., 2016)

En el rango elástico y tal como se muestra en la Figura 2.7c, las líneas que parten desde el origen tienen un periodo constante.

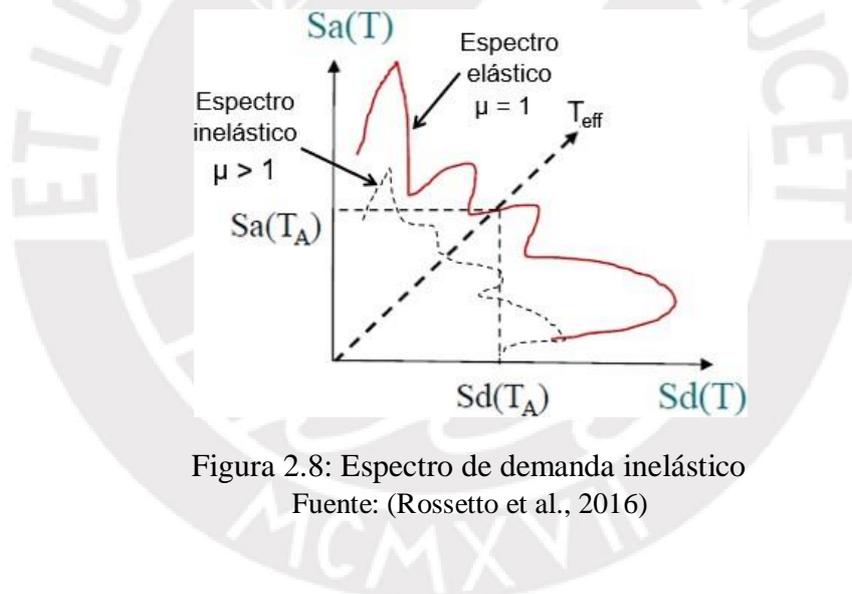


Figura 2.8: Espectro de demanda inelástico
Fuente: (Rossetto et al., 2016)

2.4.2. Punto de Desempeño

Definidos el espectro de capacidad (ítem 2.2.4) y el espectro de demanda sísmica (ítem 2.4.1), se procede a encontrar el punto de desempeño. Se obtiene el espectro de demanda inelástico asociado a una ductilidad μ , tal que intercepta al espectro de capacidad en un punto con

desplazamiento S_{dPP} de manera que la ductilidad de la capacidad es: $\frac{S_{dPP}}{S_{dY}} = \mu$, por lo cual el punto de intersección es el punto de desempeño, tal como se muestra en la Figura 2.9.

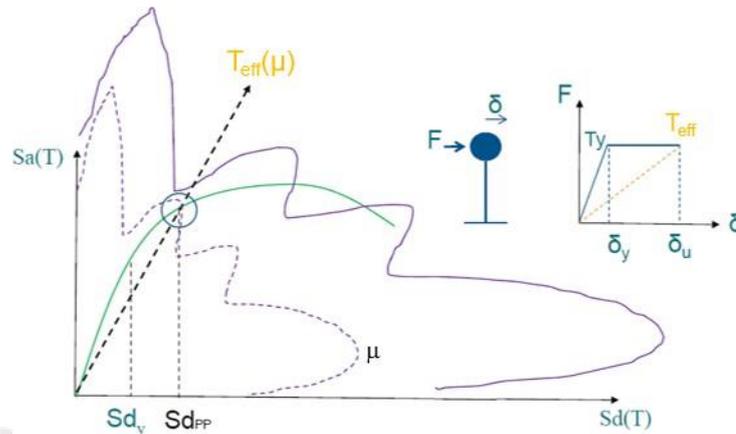


Figura 2.9: Esquema del cálculo del punto de desempeño
Fuente: (Rossetto et al., 2016)

La coordenada del punto de desempeño obtenida en el sistema espectral se convierte a la coordenada asociada a la curva de capacidad para determinar los parámetros de respuesta asociados (EDP). Así mismo, se calcula la intensidad (IM) asociada con la aceleración empleada en la evaluación, tal como se muestra en la Figura 2.10.

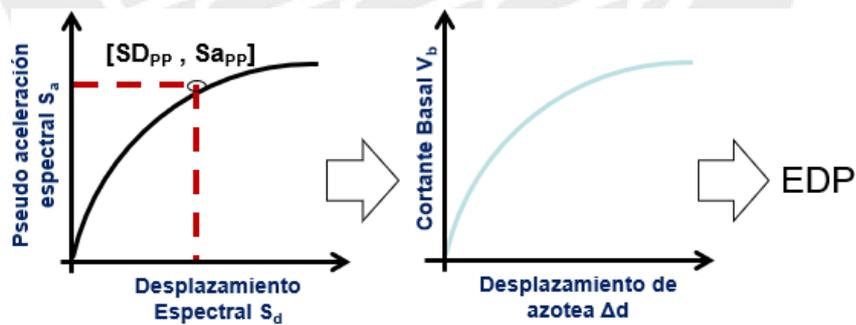


Figura 2.10: Conversión del punto de desempeño a EDP
Fuente: (Rossetto et al., 2016)

2.4.3. Curva de Fragilidad

Para obtener las curvas de fragilidad, es necesario calcular la respuesta no lineal de la estructura sometida a varios niveles de intensidad sísmica, a fin de obtener puntos de desempeño con intensidades (IM) y parámetros de demanda (EDP) asociados, tal como se muestra en la Figura 2.11.

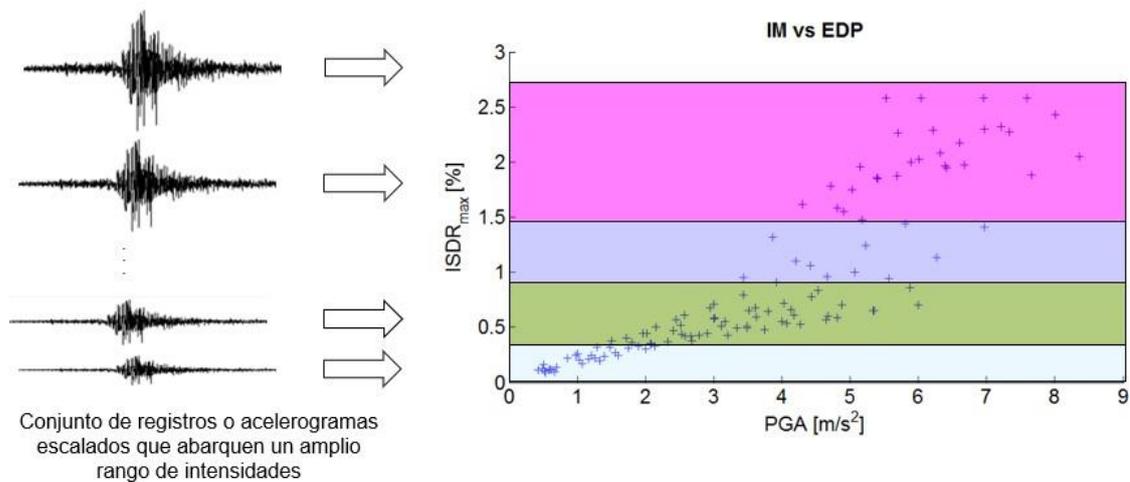


Figura 2.11: Gráfica IM vs. EDP de los puntos de desempeño
Fuente: (Rossetto et al., 2016)

Las curvas de fragilidad se construyen a partir del conjunto de pares de intensidad (IM) y parámetros de demanda (EDP) a través de un enfoque de ajuste de curva estadística apropiado. La curva de fragilidad se define como la probabilidad de excedencia de un estado de daño, dado un nivel de intensidad sísmica (IM). Así mismo, es común suponer que el daño tiene una distribución log normal. Por lo que, las curvas de fragilidad tal como se muestran en la Figura 2.12 se calculan con la siguiente expresión:

$$P(ds \geq DS_i | IM) = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \mu}{\sigma}\right) \quad (2.10)$$

donde μ es la media (valor esperado) y σ es la desviación estándar.

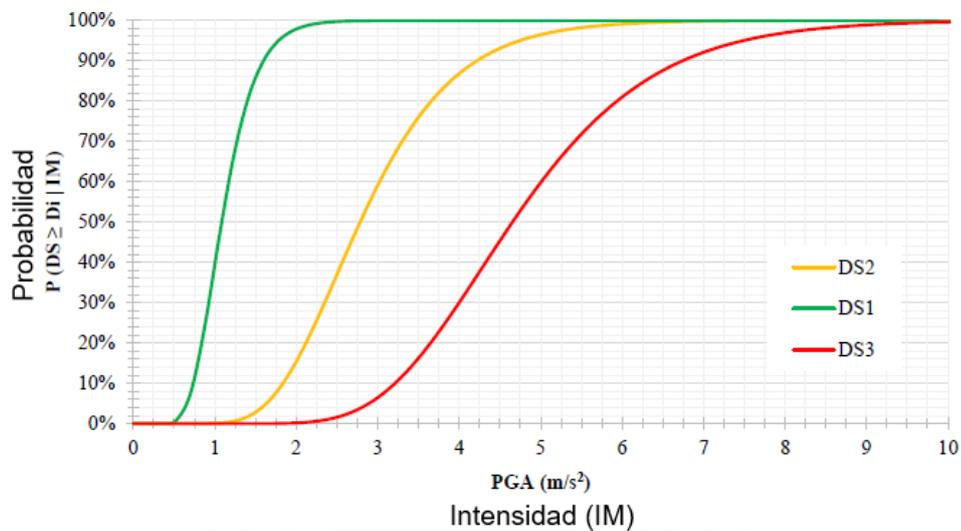


Figura 2.12: Curvas de fragilidad
Fuente: (Rossetto et al., 2016)

2.5. Metodología Probabilística para determinar la Confiabilidad Estructural

2.5.1. Cadenas de Markov

Las cadenas de Markov se emplean para analizar el comportamiento de ciertos tipos de procesos que evolucionan a través del tiempo en torno a un grupo de estados. Por lo tanto, representa un sistema en el que su estado va cambiando a lo largo del tiempo, siendo cada variación una transición del sistema. Dichos cambios no están predeterminados, aunque la probabilidad de cada estado está en función del estado inmediato precedente y no de cualquier estado previo. (Santa-Cruz y Heredia-Zavoni, 2005)

2.5.2. Confiabilidad Estructural para N eventos

La falla de una estructura ocurre en el instante en el que esta pasa de un estado “operativo” a un estado “no operativo”. Suponiendo que el daño acumulado por sismo se puede modelar como un proceso de Markov y que la estructura presente “n” estados de daño. El estado de daño 1 (ED1) es aquel en el que el daño es nulo y el n-ésimo estado de daño (EDn) es la falla, es decir, cuando la estructura deja de operar, tal como se muestra en la Figura 2.13.

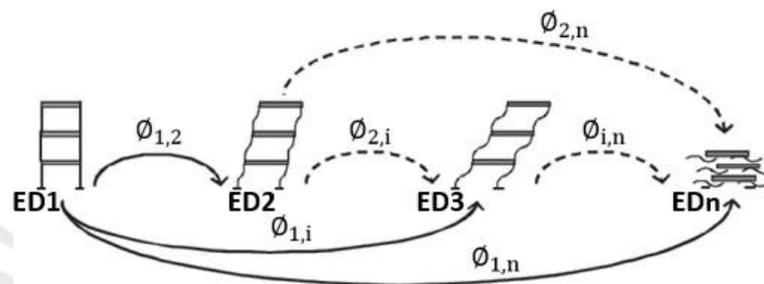


Figura 2.13: Estados de daño de una estructura
Fuente: (Elaboración propia)

Así mismo, la función de confiabilidad puede encontrarse a partir de la distribución de probabilidad de daño. Heredia-Zavoni et al. (2000) proponen un modelo de daño que depende del estado de daño antes de un evento y de la máxima deformación inelástica alcanzada en los semiciclos de respuesta inelástica. Posteriormente, Santa-Cruz y Heredia-Zavoni (2005) utilizan dicho modelo de daño y acelerogramas simulados para encontrar la probabilidad condicional de que la estructura alcance el estado de daño d_j después del evento de intensidad $A = a$ a dado que el estado de daño antes del evento era d_i , de modo que:

$$\phi_{i,j}^a = P[D^a = d_j | D^0 = d_i] \quad (2.11)$$

Sea ϕ^k la matriz de transición del proceso de acumulación de daño para el k-ésimo evento de intensidad “a”:

$$\phi^k(a) = \phi^k = \{\phi_{i,j}^k\} \quad i, j : 1, 2, \dots, n \quad (2.12)$$

Siendo v_0 el número total de eventos considerados en el análisis por unidad de tiempo y $v(a)$ la tasa de excedencia de aceleraciones del sitio. La función de densidad de probabilidad de la intensidad de un evento cualquiera $f_A(a)$ se define como:

$$f_A(a) = -\frac{1}{v_0} \cdot \frac{dv(a)}{da} \quad (2.13)$$

Además:

$$Prob(a_m) = f_A(a) \cdot \Delta a \quad (2.14)$$

Considerando “na” número de aceleraciones en el análisis:

$$E[\phi] = \sum_{m=1}^{na} \phi(a_m) \cdot Prob(a_m) \quad (2.15)$$

La matriz de transición para N eventos es:

$$\Psi^N : \phi^1 \cdot \phi^2 \cdot \dots \cdot \phi^N \quad (2.16)$$

El término $\Psi_{i,j}^N$ de la matriz de transición Ψ es la probabilidad condicional de que el N-ésimo evento ocasione un daño d_j , dado que el estado antes del primer evento era d_i .

Sea V_0 el vector de probabilidades iniciales del estado de daño:

$$V_0 = \{Prob(D(t_0) = d_1), Prob(D(t_0) = d_2), \dots, Prob(D(t_0) = d_n)\} \quad (2.17)$$

Y V_N el vector de probabilidades al final de N-ésimo evento:

$$V_N = \{Prob(D(t_N) = d_1), Prob(D(t_N) = d_2), \dots, Prob(D(t_N) = d_n)\} \quad (2.18)$$

El vector de probabilidades al final del N-ésimo evento, resulta:

$$V_N = V_0 \cdot \Psi^N \quad (2.19)$$

2.5.3. Confiabilidad Estructural para Eventos Aleatorios

Supóngase que para un intervalo $[0,t]$, el número de eventos N es conocido y que la ocurrencia de un sismo es independiente del sismo anterior. Sin embargo, se desconoce las intensidades de los eventos sísmicos que van a suceder. Por lo tanto, la matriz Ψ es desconocida y el vector V_N es aleatorio:

$$E[V_N] = V_0 \cdot E[\Psi^N] = V_0 \cdot E[\phi^1] \cdot E[\phi^2] \cdot \dots \cdot E[\phi^N] \quad (2.20)$$

Por lo tanto:

$$E[V_N] = V_0 \left(\sum_{m=1}^{na} \phi(a_m) \cdot Prob(a_m) \right)^N \quad (2.21)$$

El i -ésimo término del vector V_N es la probabilidad de que el daño sea igual a d_i al final del N -ésimo evento. El n -ésimo término del vector V_N es la probabilidad de que la estructura falle en el tiempo t al final del N -ésimo evento. Finalmente, el valor esperado de V al final del intervalo $(0,t)$ es:

$$E[V] = \sum_{m=0}^{\infty} E[V_N] \cdot P(N = m) \quad (2.22)$$

$P(N = m)$ es la probabilidad de que el número de eventos sísmicos ocurridos en el lugar en el periodo $[0,t]$ sea m , considerando que la ocurrencia de los eventos sigue un proceso de tipo Poisson, resulta:

$$P(N = m) = \frac{(v_0 \cdot t)^m \cdot \exp(-v_0 \cdot t)}{m!} \quad (2.23)$$

La confiabilidad de la estructura $R(t)$ resulta:

$$R(t) = 1 - V_n \quad (2.24)$$

donde V_n es el n-ésimo término del vector $E[V]$.

2.5.4. Confiabilidad Estructural con Reforzamiento Incremental

Sea la tasa de peligro (λ) la densidad de probabilidad condicional de que una estructura falle en el tiempo t dado que no ha fallado en $[0,t]$, y la confiabilidad (R) la probabilidad de que la estructura no falle. Se tiene que, de acuerdo a lo propuesto por Santa-Cruz (2008), la confiabilidad en términos de la tasa de peligro se expresa de la siguiente manera:

$$R(t) = \exp\left\{-\int_0^t \lambda(x) dx\right\} \quad (2.25)$$

Dada una edificación (F_0) a la cual a lo largo de su vida útil se le refuerza en dos etapas. En un tiempo T_1 se realiza la primera intervención, reforzando parcialmente la edificación (F_1). Luego, en un tiempo T_2 se realiza la segunda intervención, completando el reforzamiento de la edificación (F_2).

Con la finalidad de determinar la confiabilidad considerando las dos intervenciones (R^M). Como primer paso, se determina la confiabilidad de la edificación sin reforzar (F_0), la edificación con refuerzo parcial (F_1) y la edificación con refuerzo total (F_2) considerando que estas son independientes y se mantienen sin intervenciones en $[0,t]$. Con lo cual, según la expresión 2.25, la confiabilidad (R) para cada tipo de edificación es:

$$R_0(t) = \exp\left\{-\int_0^t \lambda_0(x) dx\right\} \quad (2.26)$$

$$R_1(t) = \exp\left\{-\int_0^t \lambda_1(x) dx\right\} \quad (2.27)$$

$$R_2(t) = \exp\left\{-\int_0^t \lambda_2(x)dx\right\} \quad (2.28)$$

Luego, con las expresiones anteriores, se determina la confiabilidad de la estructura para los intervalos de tiempo: $t < T_1$, $T_1 \leq t < T_2$ y $T_2 \leq t$, tal como se muestra en las expresiones 2.29, 2.30 y 2.31. Obteniendo así, la confiabilidad en el tiempo de la estructura con reforzamiento incremental.

Para $t < T_1$:

$$R^M(t) = e^{-\int_0^t \lambda_0(x)dx} = R_0(t) \quad (2.29)$$

Para $T_1 \leq t < T_2$:

$$R^M(t) = e^{-\left(\int_0^{T_1} \lambda_0(x)dx + \int_{T_1}^t \lambda_1(x-T_1)dx\right)} \quad (2.30)$$

$$R^M(t) = e^{-\int_0^{T_1} \lambda_0(x)dx} \cdot e^{-\int_0^{t-T_1} \lambda_1(x)dx} = R_0(T_1) \cdot R_1(t-T_1) \quad (2.31)$$

Para $T_2 \leq t$:

$$R^M(t) = e^{-\left(\int_0^{T_1} \lambda_0(x)dx + \int_{T_1}^{T_2} \lambda_1(x-T_1)dx + \int_{T_2}^t \lambda_2(x-T_2)dx\right)} \quad (2.32)$$

$$R^M(t) = e^{-\int_0^{T_1} \lambda_0(x)dx} \cdot e^{-\int_0^{T_2-T_1} \lambda_1(x)dx} \cdot e^{-\int_0^{t-T_2} \lambda_2(x)dx} = R_0(T_1) \cdot R_1(T_2-T_1) \cdot R_2(t-T_2) \quad (2.33)$$

Capítulo III

Descripción de la Edificación Escolar y la Técnica de Reforzamiento Incremental

3.1. Características de la Edificación Escolar 780 PRE

Las edificaciones escolares 780 PRE, son edificaciones típicas de dos niveles, las cuales en la dirección longitudinal presentan un sistema aporticado y de concreto armado; y en la dirección transversal presentan un sistema de muros de albañilería confinada con pórticos de concreto armado, tal como se muestra en la Figura 3.1.

La configuración en planta presenta seis paños de 3.90m en la dirección longitudinal y dos paños de 7.65m y 2.25m en la dirección transversal, tal como se muestra en la Figura 3.2. La altura típica de entrepiso es de 3.35m.



Figura 3.1: Edificación escolar típica 780 PRE
Fuente: (Muñoz et al., 2007)

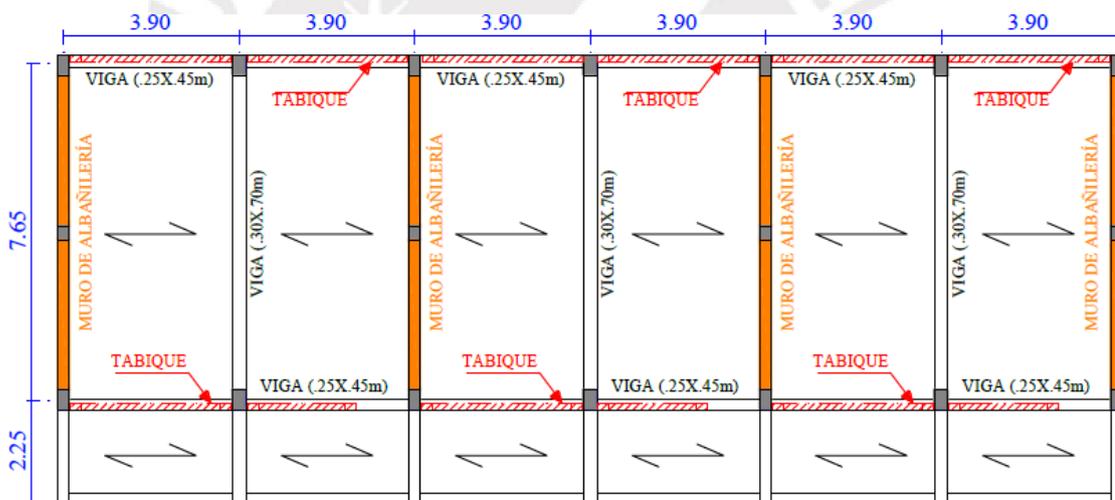


Figura 3.2: Configuración en planta de la edificación escolar 780 PRE
Fuente: (Loa, 2017)

3.1.1. Elementos Estructurales

Los principales elementos que forman parte del sistema estructural son:

- Losas: Son de tipo aligerada y tienen un espesor de 0.20m.

- Vigas: En la dirección longitudinal las vigas presentan una sección con peralte de 0.45m y en la dirección transversal presentan una sección de 0.30x0.70m.
- Columnas: En la dirección longitudinal las columnas presentan una sección de 0.45x0.30m y 0.45x0.25m, y en la dirección transversal presentan una sección de 0.30x0.45m.
- Muros: En la dirección transversal se presentan muros de albañilería confinada con un espesor de 0.25m.

3.1.2. Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales son:

- Concreto armado:
 - Resistencia a la compresión ($f'c$) 17.5 MPa
 - Módulo de elasticidad (E_c) 19843 MPa
- Acero de refuerzo:
 - Esfuerzo de fluencia (f_y) 420 MPa
 - Esfuerzo último (f_u) 700 MPa
 - Módulo de elasticidad (E_s) 200000 MPa
- Albañilería (tipo King Kong):
 - Resistencia a la compresión ($f'm$) 3.5 MPa
 - Resistencia al corte ($v'm$) 5.9 MPa
 - Módulo de elasticidad (E_m) 1800 MPa

3.2. Fallas de las Edificaciones 780 PRE en Sismos Pasados

Estas edificaciones han sido diseñadas y construidas antes de 1997, haciendo uso de la Norma de Diseño Sismorresistente de 1977. Así mismo, en estos últimos años, estas edificaciones han sufrido daños importantes ante la ocurrencia de sismos. Estos daños se deben a la poca rigidez lateral en el sentido longitudinal y al no presentar una junta adecuada entre las columnas y alfeizares. En el sismo de Nazca 1996, se obtuvo que los desplazamientos de diseño eran menores a los desplazamientos reales, y como consecuencia, se generaron interacciones entre elementos estructurales y no estructurales, provocando un daño concentrado en la zona libre de las columnas. Sin embargo, en el sentido transversal, el comportamiento ha sido aceptable, presentando algunos casos de falla, los cuales han sido reparados. (Loa, 2017)

3.3. Técnicas para el Reforzamiento Incremental

En el proyecto del Banco Mundial para el reforzamiento de edificaciones escolares 780 PRE se plantearon tres técnicas de reforzamiento incremental. Estas técnicas resultan de una evaluación de diversas propuestas de reforzamiento, las cuales han sido escogidas teniendo en cuenta diversos factores como: costos, facilidad de construcción y cambios arquitectónicos. Así mismo, estas técnicas han sido implementadas en las edificaciones escolares luego de eventos sísmicos, siguiendo las normas de reforzamiento incremental propuestas por FEMA. (Loa, 2017)

Las tres técnicas desarrolladas son:

- Reforzamiento usando muretes de albañilería reforzada con mallas (MARM)
- Reforzamiento incorporando muros acoplados de concreto armado (IMACA)
- Reforzamiento con la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC)

Estas técnicas de reforzamiento consisten en un reforzamiento incremental de dos fases en la dirección longitudinal, las cuales tienen como objetivo lograr que se alcance un buen desempeño

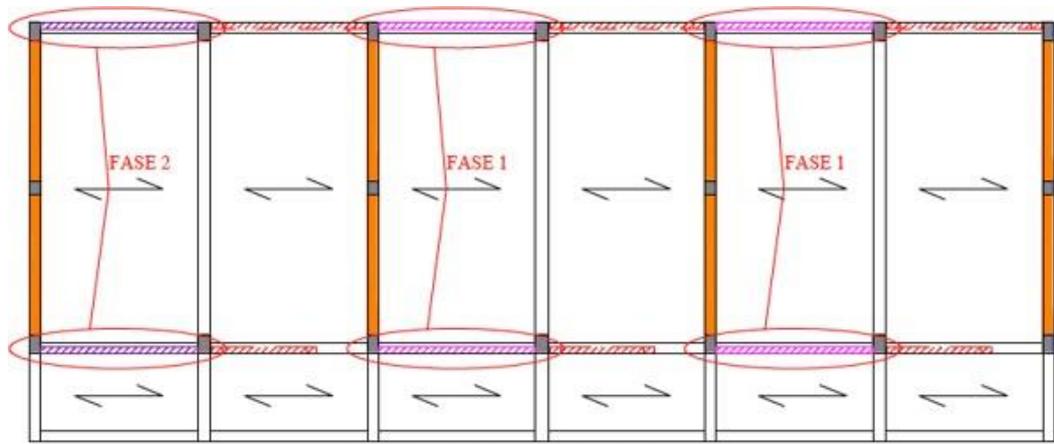
sísmico. Estas fases consisten en separar los elementos estructurales de los no estructurales con la finalidad de evitar la falla de columna corta.

En el presente trabajo, se empleará el tipo de reforzamiento con la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC), considerando dos fases en la dirección longitudinal, dado que es en esta dirección que las estructuras presentan fallas más significativas que en el sentido transversal, tal como se indica en el ítem 3.2.

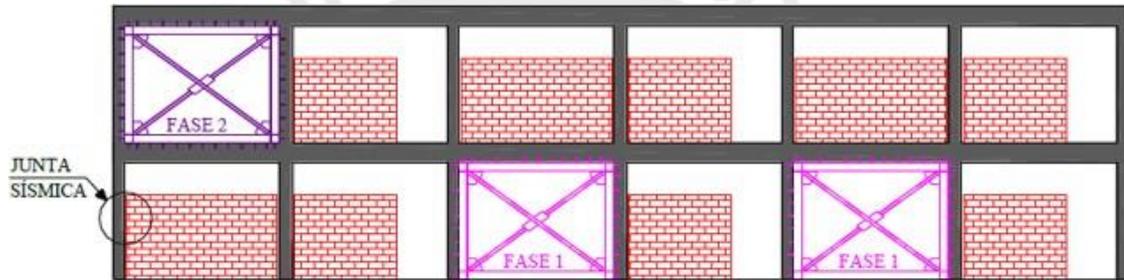
3.3.1. Reforzamiento con la Adición de Marcos de Acero con Arriostres Concéntricos (ACMAC)

Esta técnica consiste en incorporar marcos de acero con arriostres concéntricos dentro de ciertos pórticos de concreto armado. Los marcos metálicos (W8x18, ASTM A36) están constituidos de manera que los elementos están conectados al pórtico de concreto armado por medio de conectores de corte (Φ 1/2", ASTM A325). Los arriostres (HSS 2.5"x2.5"x3/16") apuntalan el pórtico metálico. Esta técnica disminuirá las fuerzas puntuales sobre el pórtico de concreto armado. (Loa, 2017)

En la Figura 3.3 se muestra la ubicación en planta y altura del reforzamiento ACMAC para cada fase.



(a) Esquema en planta



(b) Esquema en elevación

Figura 3.3: Esquema de la edificación con reforzamiento ACMAC

Fuente: (Loa, 2017)

Capítulo IV

Capacidad de las Edificaciones

4.1. Modelo Inelástico de los Materiales

4.1.1. Concreto

El comportamiento del concreto se representa mediante el modelo propuesto por Mander. Se considera una deformación máxima de 0.015. En la Figura 4.1 se muestra el diagrama de esfuerzo–deformación para la columna C30x45.

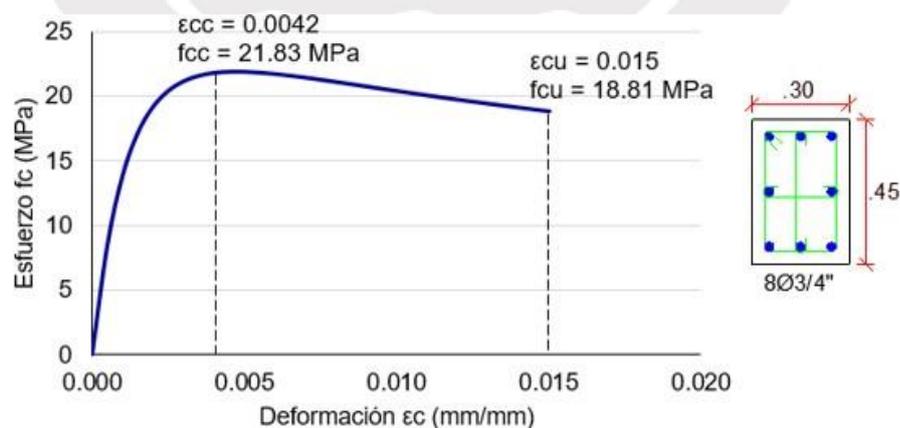


Figura 4.1: Diagrama de esfuerzo–deformación del concreto para la columna C30x45
Fuente: (Elaboración propia)

4.1.2. Acero de Refuerzo

El comportamiento del acero de refuerzo se representa mediante el modelo elastoplástico con endurecimiento curvo propuesto por Park & Pauley, tal como se muestra en la Figura 4.2. Así mismo, se considera una deformación unitaria máxima de 0.09.

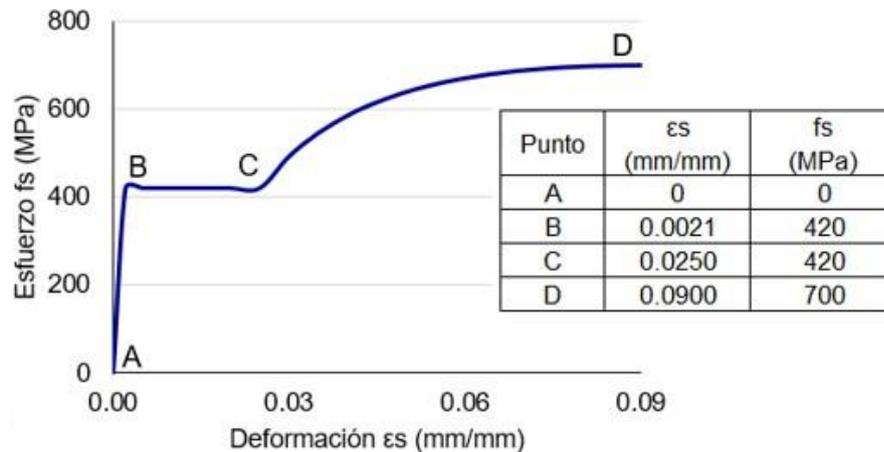


Figura 4.2: Diagrama de esfuerzo–deformación del acero de refuerzo
Fuente: (Elaboración propia)

4.2. Modelo Inelástico de los Elementos

El comportamiento inelástico de los elementos se representa mediante la asignación de rótulas plásticas. Estas rótulas se definen a través del diagrama momento–curvatura y la longitud de rótula plástica. Se obtiene el diagrama momento–curvatura mediante un análisis de la sección del elemento, teniendo en cuenta la relación de esfuerzo–deformación del concreto y del acero de refuerzo. En cambio, la longitud de rótula plástica se obtiene de suponer el daño concentrado en los elementos.

En la Figura 4.3 y Figura 4.4 se muestra el diagrama de momento–rotación de la viga V25x45 y de la columna C30x45 respectivamente.

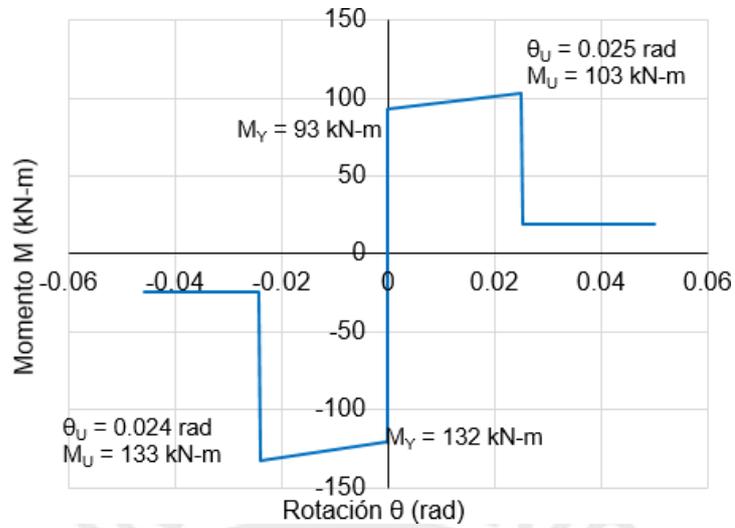


Figura 4.3: Diagrama de momento-rotación de la viga V25x45
Fuente: (Elaboración propia)

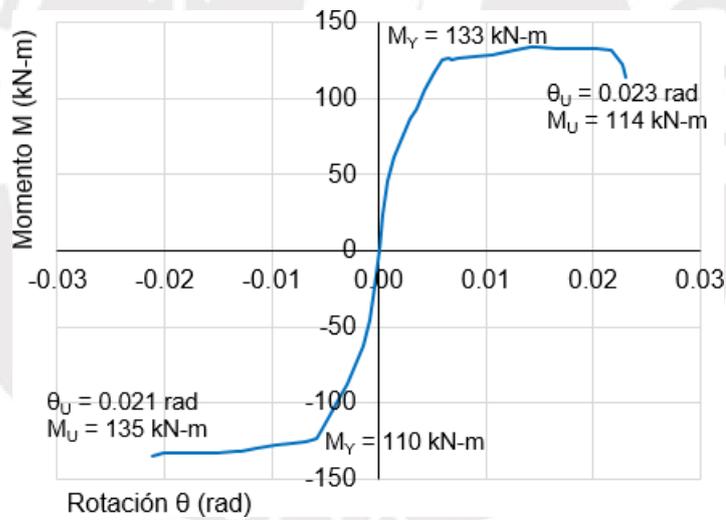


Figura 4.4: Diagrama de momento-rotación de la columna C30x45
Fuente: (Elaboración propia)

4.3. Curva de Capacidad de las Edificaciones

4.3.1. Modelos de las Edificaciones para el Análisis

El análisis se realiza para la dirección longitudinal de las edificaciones, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Edificación 780 PRE: No presenta reforzamiento, se considera una adecuada junta entre los elementos, a fin de evitar efectos de columna corta.
- Edificación ACMAC-F1: Presenta reforzamiento en el primer nivel (reforzamiento parcial).
- Edificación ACMAC-F2: Presenta reforzamiento en ambos niveles (reforzamiento total).

En la Figura 4.5, Figura 4.6 y Figura 4.7 se presentan los modelos realizados con el software SAP2000 (Computers and Structures Inc., 2018) para cada edificación, con la finalidad de estimar la capacidad estructural mediante un análisis estático no lineal.

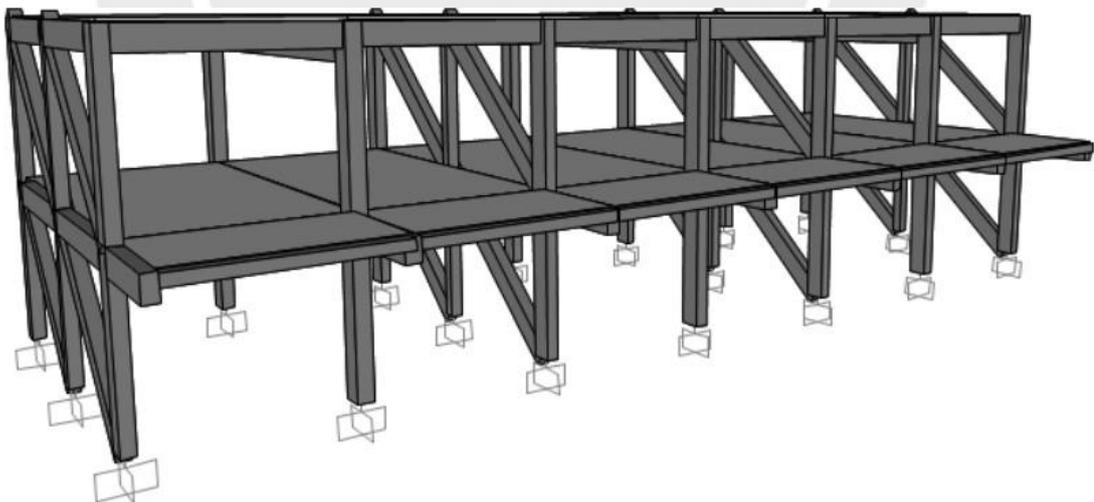


Figura 4.5: Modelo de la edificación 780 PRE
Fuente: (Computers and Structures Inc., 2018)

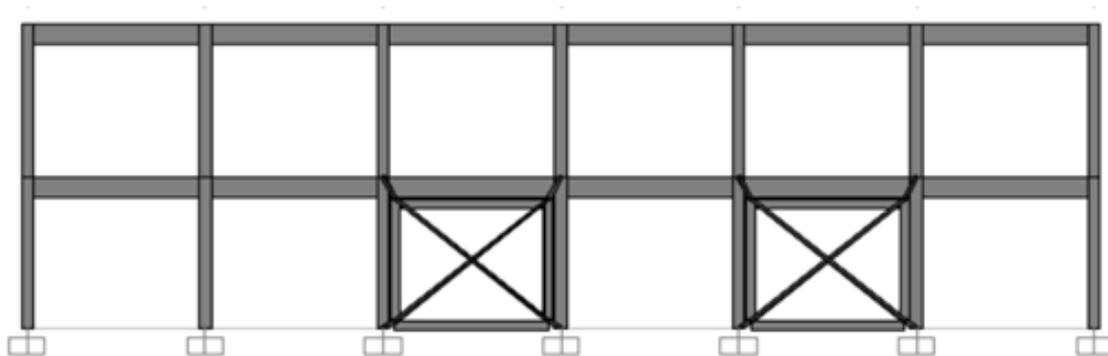


Figura 4.6: Modelo de la edificación ACMAC-F1
Fuente: (Computers and Structures Inc., 2018)

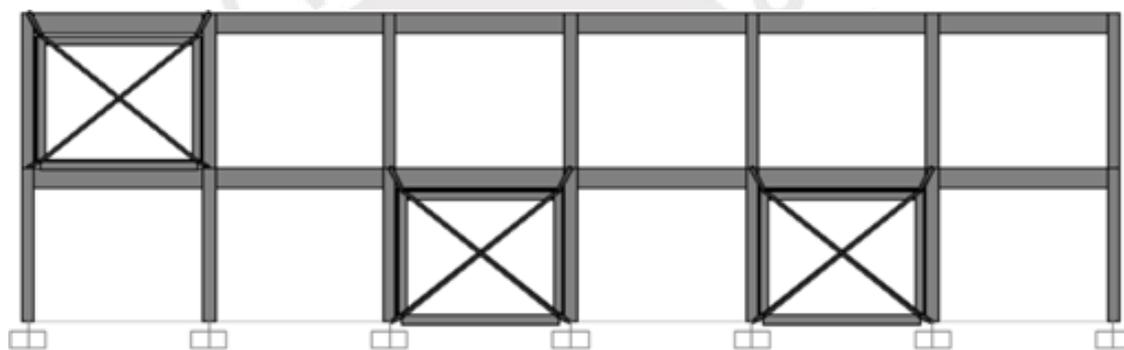


Figura 4.7: Modelo de la edificación ACMAC-F2
Fuente: (Computers and Structures Inc., 2018)

4.3.2. Análisis Estático No Lineal de las Edificaciones

Para el análisis estático no lineal, las vigas y columnas se modelan con rótulas plásticas en los extremos, siendo estas rótulas de flexión para las vigas y de flexo compresión para las columnas. Las diagonales del marco de acero se modelan con una rótula plástica axial en el centro. El análisis se realiza haciendo uso del software SAP2000 (Computers and Structures Inc., 2018). Se aplican cargas en cada nivel, las cuales están distribuidas linealmente desde la base hasta el último nivel. Estas cargas siguen la dirección de análisis y están ubicadas en el centro de

gravedad de cada nivel.

Así mismo, el análisis se realiza con un control de desplazamiento. Es decir, se van incrementando las cargas hasta alcanzar un desplazamiento preestablecido en el último nivel. En la Figura 4.8, Figura 4.9 y Figura 4.10 se muestran los mecanismos de colapso de las edificaciones en la dirección longitudinal.

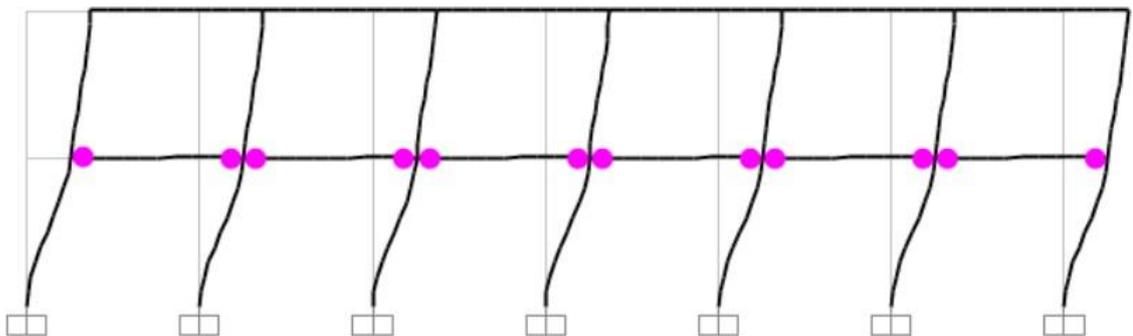


Figura 4.8: Mecanismo de colapso de la edificación 780 PRE
Fuente: (Computers and Structures Inc., 2018)

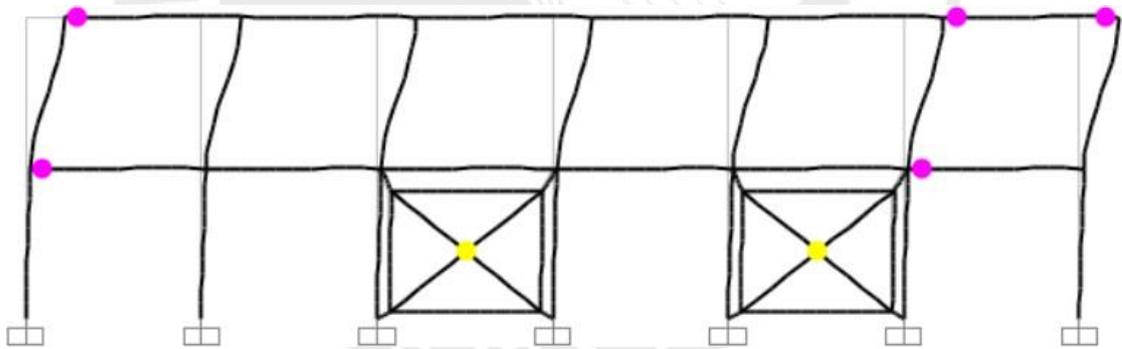


Figura 4.9: Mecanismo de colapso de la edificación ACMAC-F1
Fuente: (Computers and Structures Inc., 2018)

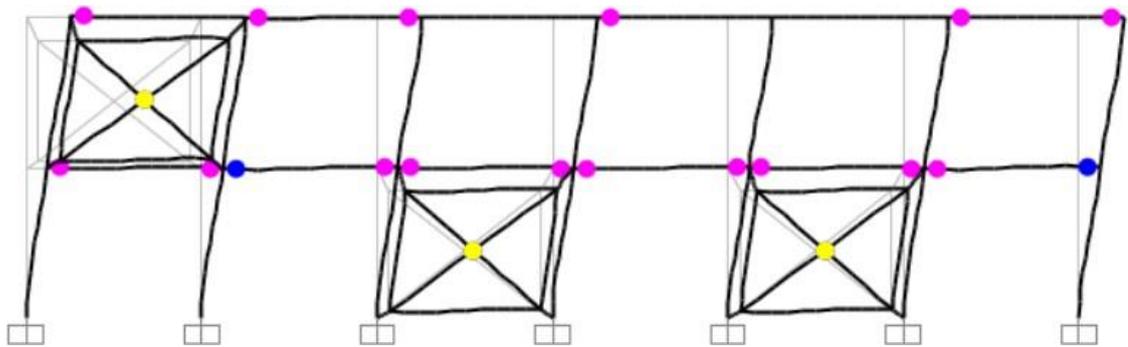


Figura 4.10: Mecanismo de colapso de la edificación ACMAC-F2
Fuente: (Computers and Structures Inc., 2018)

De los resultados del análisis estático no lineal de las edificaciones, vemos que de las tres edificaciones, la edificación 780 PRE presenta un sistema muy flexible para cargas laterales. Así mismo, de las edificaciones reforzadas, la edificación ACMAC-F1 presenta formación de rótulas en el segundo nivel, siendo este nivel el que presenta mayor flexibilidad. Por otra parte, la edificación ACMAC-F2 presenta formación de rótulas distribuidas en ambos niveles, esto es debido a que el reforzamiento se da para ambos niveles.

En la Figura 4.11, Figura 4.12 y Figura 4.13 se presentan las curvas de capacidad de las edificaciones. Así mismo, se presenta la sectorización de las curvas de capacidad según lo descrito en el ítem 2.2.3.

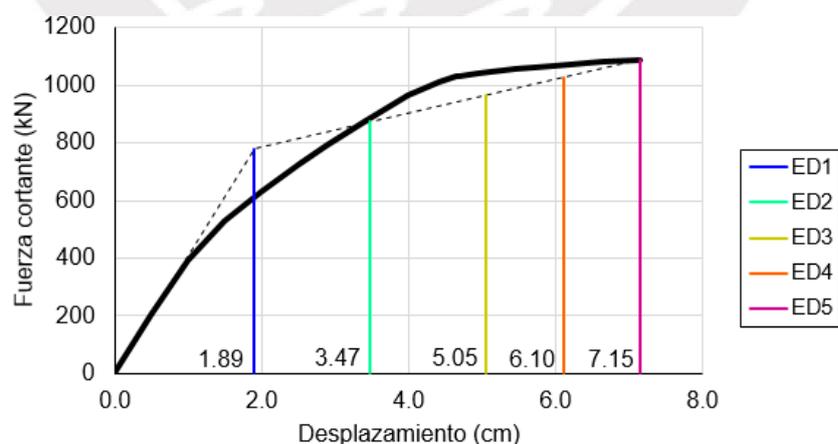


Figura 4.11: Curva de capacidad de la edificación 780 PRE
Fuente: (Elaboración propia)

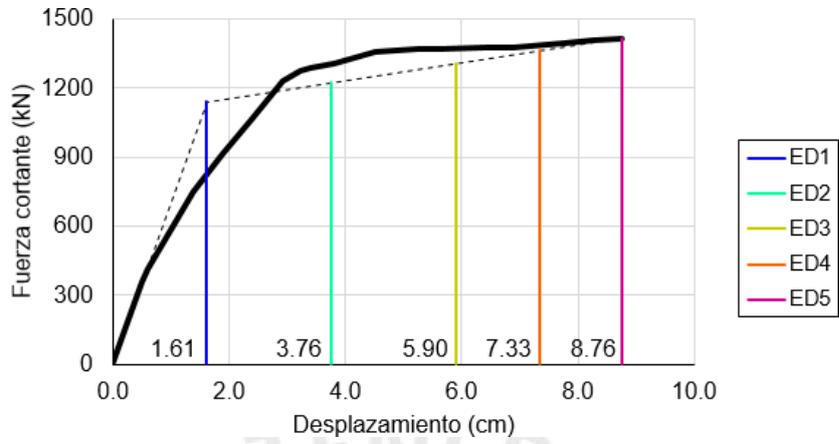


Figura 4.12: Curva de capacidad de la edificación ACMAC-F1
Fuente: (Elaboración propia)

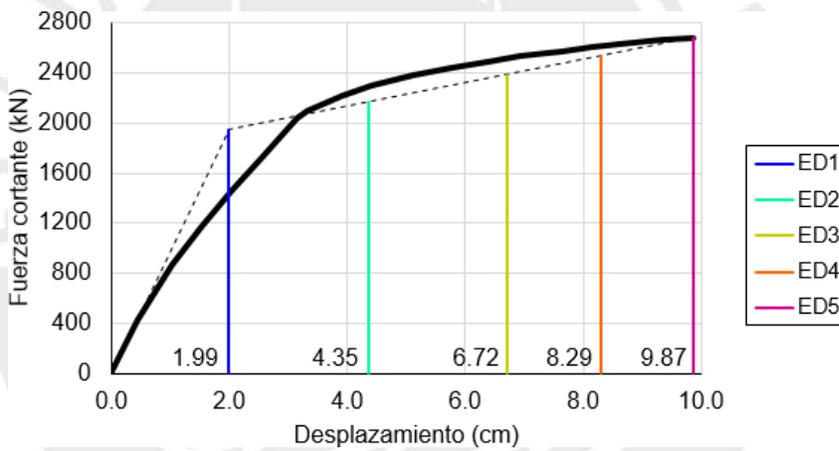


Figura 4.13: Curva de capacidad de la edificación ACMAC-F2
Fuente: (Elaboración propia)

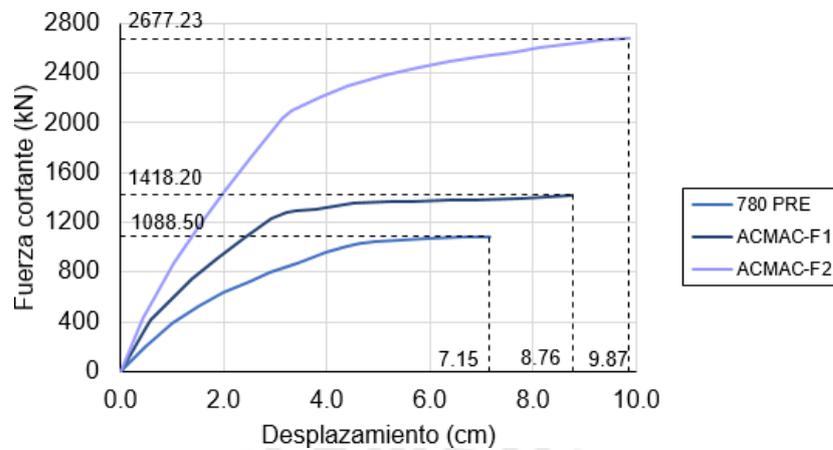


Figura 4.14: Comparación de las curvas de capacidad de las edificaciones
Fuente: (Elaboración propia)

En la Figura 4.14 se comparan las curvas de capacidad obtenidas para las edificaciones, con lo cual se observa que, con la técnica de reforzamiento empleada, hay un incremento de rigidez y resistencia de la estructura. Si bien la edificación ACMAC-F1 presenta un aumento de la capacidad, este no es tan significativo en comparación con la capacidad de la edificación ACMAC-F2. Esto es debido a que la edificación ACMAC-F1 solo presenta reforzamiento en el primer nivel, por lo cual, el segundo nivel sigue manteniendo su esencia de la estructura sin reforzamiento.

Capítulo V

Daño Acumulado en los Elementos y la Capacidad de las Edificaciones para cada Estado de Daño (GDS)

5.1. Daño Acumulado en los Elementos

Para las edificaciones, se estiman los modelos de la curva momento–rotación modificada para los elementos estructurales, asociado a los estados de daño global (GDS): Operacional (estado de daño inicial), Funcional, Resguardo de Vida y Cerca al Colapso. Cabe indicar que se omite el estado de daño de Colapso, dado que este es el último estado de daño.

La estimación de los modelos de la curva momento–rotación se realiza siguiendo lo descrito en el ítem 2.3.2, para todos los elementos estructurales que presenten una rotación plástica θ , dado un desplazamiento global de la estructura asociado a un GDS. A modo de demostración, se presenta la aplicación del método para la viga V25x45.

En la Figura 5.1 se muestra la curva momento–rotación de la viga V25x45 en el estado de daño inicial.

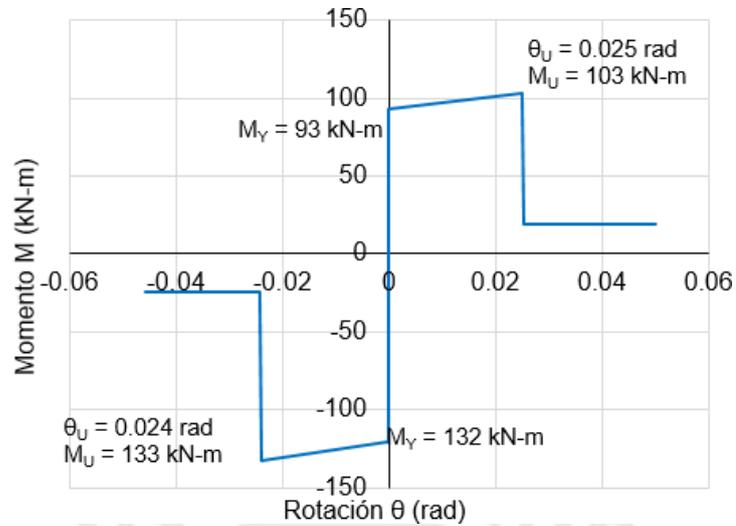


Figura 5.1: Curva momento-rotación de la viga V25x45
Fuente: (Elaboración propia)

En la Tabla 5.1 y Tabla 5.2 se muestra el procedimiento de cálculo del momento modificado M_{ij} asociado a la rotación θ_i para cada GDS, tanto para la parte positiva como negativa.

Tabla 5.1: Momento modificado M_{ij} positivo para cada GDS - viga V25x45

Estado de Daño Global (GDS)		θ_F (rad)	θ_i (rad)	D_i	ϵ	M_i (kN-m)	M_{ij} (kN-m)
ED1	Operacional	0.025	0	0	0	70.54	70.54
ED2	Funcional	0.025	0.0012	0.0464	0.0031	93.05	93.04
ED3	Resguardo de vida	0.025	0.0028	0.1134	0.0076	93.67	93.59
ED4	Cerca del colapso	0.025	0.0034	0.1350	0.0090	93.87	93.76

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 5.2: Momento modificado M_{ij} negativo para cada GDS - viga V25x45

Estado de Daño Global (GDS)		θ_F (rad)	θ_i (rad)	D_i	ϵ	M_i (kN-m)	M_{ij} (kN-m)
ED1	Operacional	-0.0239	0	0	0	-82.43	-82.43
ED2	Funcional	-0.0239	0	0	0	-120.20	-120.20
ED3	Resguardo de vida	-0.0239	-0.0013	0.0553	0.0037	-120.86	-120.84
ED4	Cerca del colapso	-0.0239	-0.0018	0.0774	0.0052	-121.13	-121.08

Fuente: (Elaboración propia)

Luego de calcular los valores del momento modificado M_{ij} , se grafican los puntos obtenidos (θ_i, M_{ij}) para cada GDS, generando las curvas de momento-rotación tal como se muestra en la Figura 5.2.

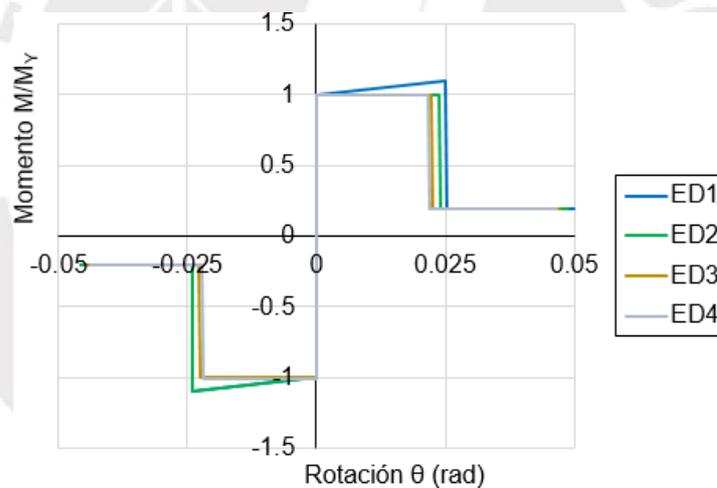


Figura 5.2: Curvas modificadas de momento-rotación de la viga V25x45 para cada GDS

Fuente: (Elaboración propia)

En la Figura 5.2, se puede observar que la viga V25x45 no falla en ninguno de los estados de daño (GDS). Es decir, la rotación θ_i es menor que la rotación de falla θ_F . Por lo cual, el elemento presenta un desarrollo de rótulas plásticas representado por los diagramas de momento-rotación.

5.2. Capacidad de las Edificaciones para cada Estado de Daño Global (GDS)

Habiendo cuantificado los daños de los elementos para cada estado de daño global (GDS), mediante la generación de los modelos modificados de la curva momento-rotación. Se definen las rótulas plásticas modificadas a los elementos para cada GDS. Luego, se obtienen las curvas de capacidad de las edificaciones para cada GDS, mediante un análisis estático no lineal, siguiendo lo descrito en el ítem 4.3.2. En la Figura 5.3, Figura 5.4 y Figura 5.5 se muestran las curvas de capacidad de las edificaciones para cada GDS.

De las curvas de capacidad obtenidas, se observa que, para la edificación 780 PRE y la edificación ACMAC-F2 hay una distribución entre las curvas de capacidad mayor a las obtenidas para la edificación ACMAC-F1.

Esto se debe a que la edificación ACMAC-F1 solo está reforzada en el primer, por lo que el daño se concentra en el segundo nivel. Generando así, que el daño no se distribuya en toda la edificación. Por lo cual, hay elementos que no presentan daños o estos daños son menores y consecuentemente no se puede cuantificar el daño de estos elementos mediante el diagrama de momento-rotación modificado.

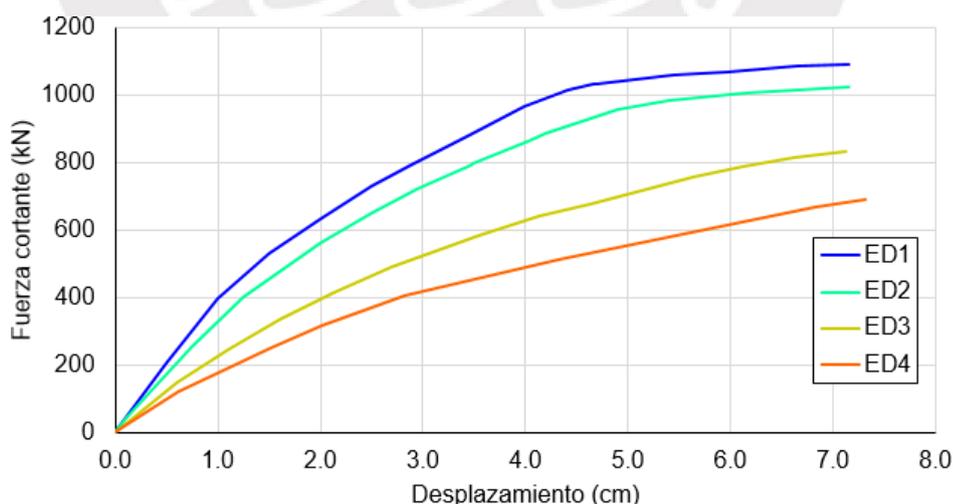


Figura 5.3: Curvas de capacidad de la edificación 780 PRE para cada GDS
Fuente: (Elaboración propia)

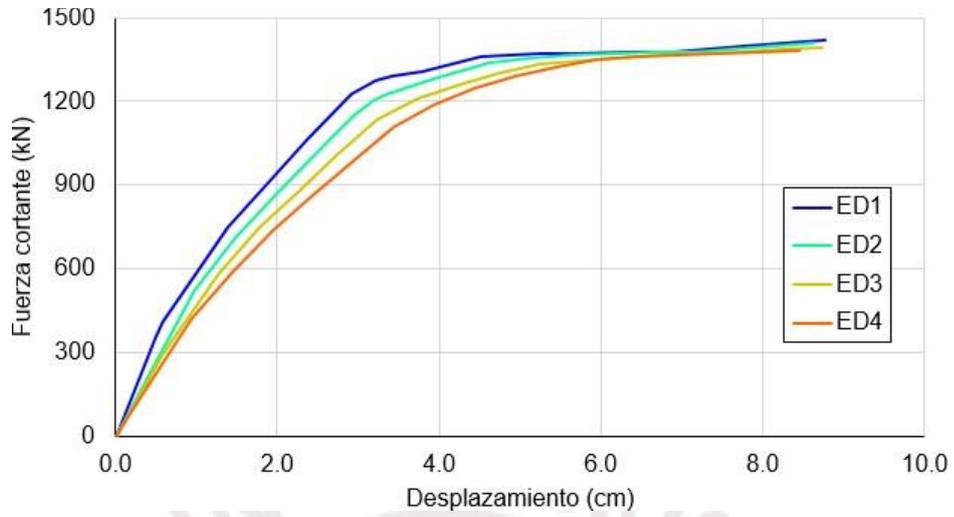


Figura 5.4: Curvas de capacidad de la edificación ACMAC-F1 para cada GDS
 Fuente: (Elaboración propia)

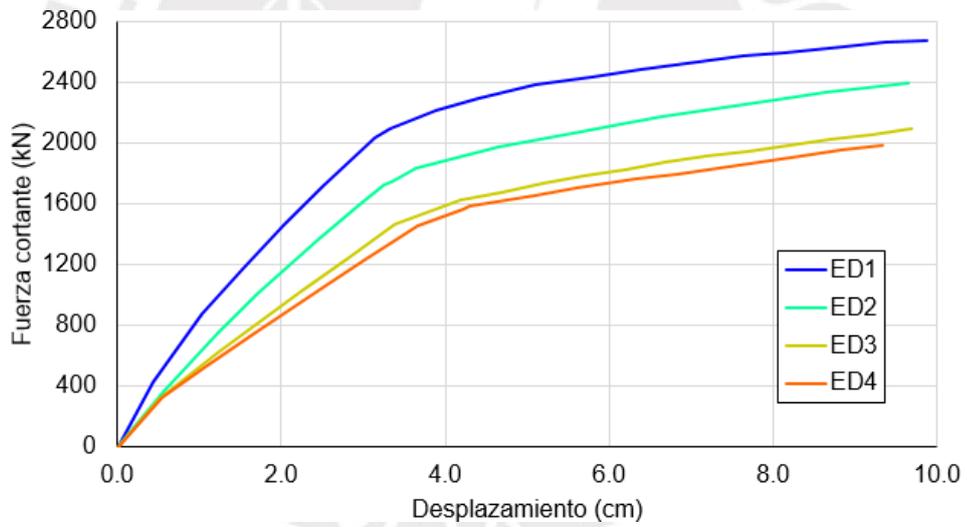


Figura 5.5: Curvas de capacidad de la edificación ACMAC-F2 para cada GDS
 Fuente: (Elaboración propia)

Capítulo VI

Curvas de Fragilidad Sísmica

Se determinan las curvas de fragilidad sísmica, aplicando el método de evaluación del espectro de capacidad descrito en el ítem 2.4, haciendo uso del software FRACAS (Rossetto et al., 2016).

6.1. Demanda Sísmica

Se utilizan registros peruanos y chilenos de los sismos ocurridos en los últimos 60 años en el litoral, estos se listan en la Tabla 6.1. Así mismo, en la Figura 6.2 se muestran las gráficas de los registros sísmicos seleccionados.

Los registros se escalan al espectro de diseño de la norma peruana E.030 (SENCICO, 2018), ver Figura 6.1, teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Factor de Zona: $Z = 0.45$ (Z4, Costa Peruana)
- Factor de Suelo: $S = 1.05$ (S2, Suelos Intermedios)
 - Periodo que define la plataforma del factor C: $T_P = 0.6$ seg
 - Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante:
 $T_L = 2.0$ seg

Tabla 6.1: Registros sísmicos peruanos y chilenos

Registro sísmico	Fecha	PGA (g) EW - NS	Magnitud	Profundidad focal (km)	Duración (seg.)
Huacho	17/10/1966	0.18 - 0.27	8.1	24	66
Huaraz	31/05/1970	0.11 - 0.10	6.6	64	45
Lima	03/10/1974	0.20 - 0.18	6.6	13	98
Arequipa	23/06/2001	0.30 - 0.22	6.9	33	199
Pisco	15/08/2007	0.28 - 0.34	7.0	40	218
Tarapacá	13/06/2005	0.73 - 0.54	7.9	111	252
Constitución	27/02/2010	0.54 - 0.35	8.8	30	180
Angol	27/02/2010	0.70 - 0.93	8.8	30	180

Fuente: (Elaboración propia)

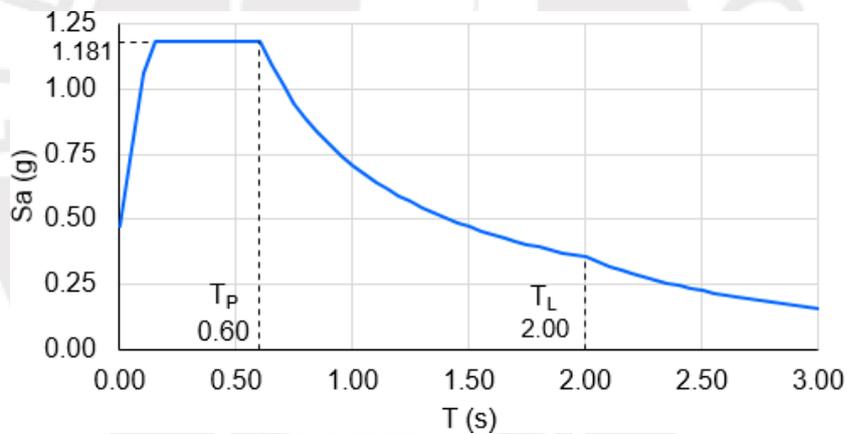


Figura 6.1: Espectro de diseño de la norma peruana E.030

Fuente: (Elaboración propia)

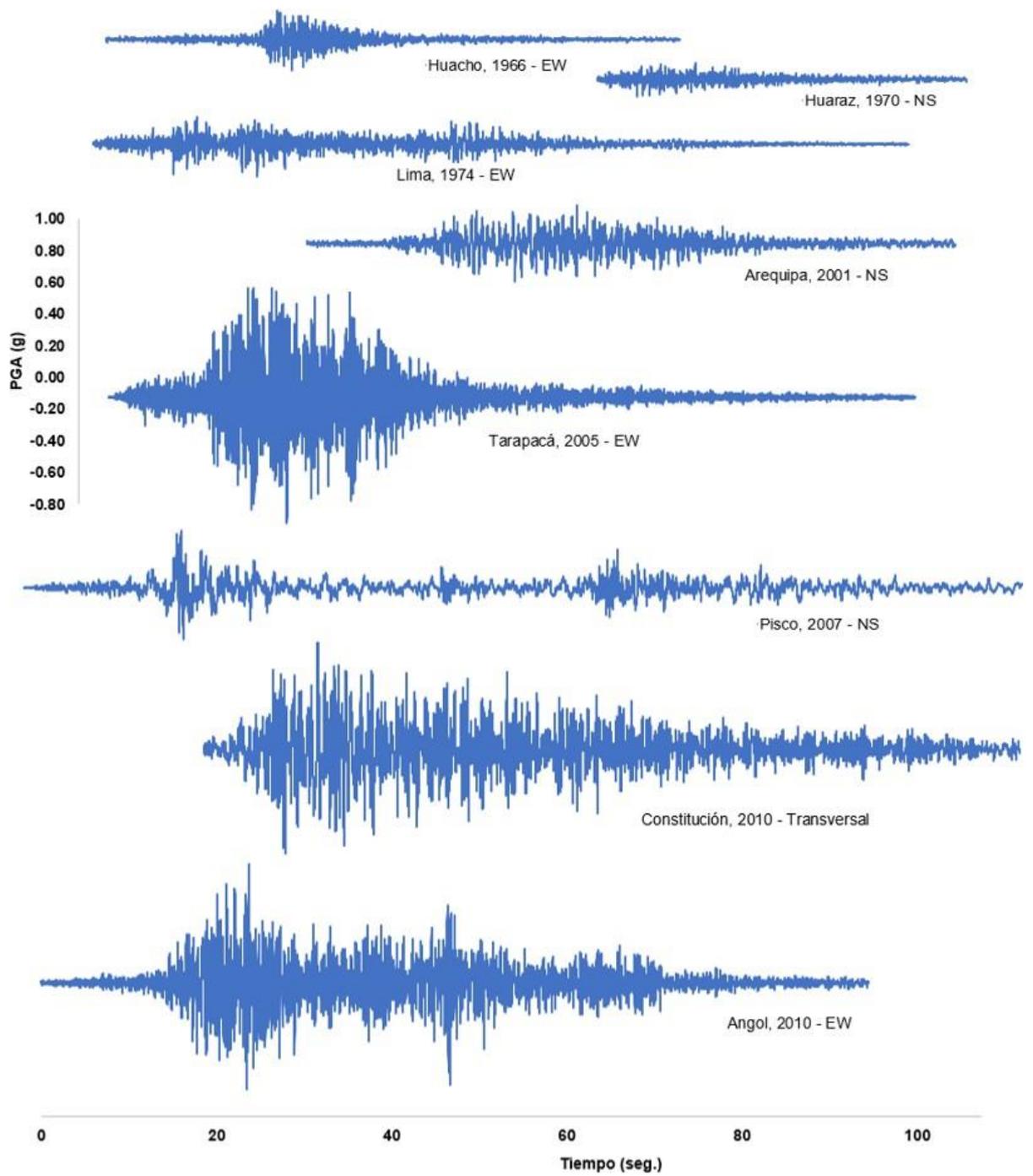


Figura 6.2: Registros sísmicos peruanos y chilenos
 Fuente: (Elaboración propia)

6.2. Aplicación del Método de Evaluación del Espectro de Capacidad

Se procede a aplicar el método de evaluación del espectro de capacidad con la data obtenida de la capacidad estructural y de la demanda sísmica. A continuación, se listan las definiciones y/o parámetros considerados en el software FRACAS (Rossetto et al., 2016) para la obtención de los puntos de desempeño.

6.2.1. Consideraciones para las Curvas de Capacidad

Se define el punto de fluencia (d_Y, V_Y) mediante la idealización elástica perfectamente plástica con ajuste de áreas, y el punto último (d_u, V_u) como el último punto de la curva de capacidad. Así mismo, se representa la curva de capacidad mediante un modelo elástico con endurecimiento por deformación. Se discretiza la curva de capacidad en una serie de puntos de cotejo asociados a distintos periodos, considerando 10 puntos de cotejo en la zona elástica y 25 puntos de cotejo en la zona inelástica.

6.2.2. Consideraciones para los Espectros de Demanda

Dado que los registros sísmicos son espectro compatibles con el espectro de diseño de la norma peruana E.030 (SENCICO, 2018). Estos se escalan a la vez para cada curva de capacidad, con un factor de amplificación que depende del punto último del espectro de capacidad.

6.3. Puntos de Desempeño

Para el análisis, se tienen 4 curvas de capacidad para cada edificación y 8 registros sísmicos, los

cuales se escalan aproximadamente 30 veces. Por lo que se obtiene para curva de capacidad un aproximado de 240 puntos de desempeño.

A continuación, y a modo de demostración, en la Figura 6.3, Figura 6.4 y Figura 6.5 se presentan los puntos de desempeño obtenidos para las edificaciones y para el estado de daño Funcional (ED2).

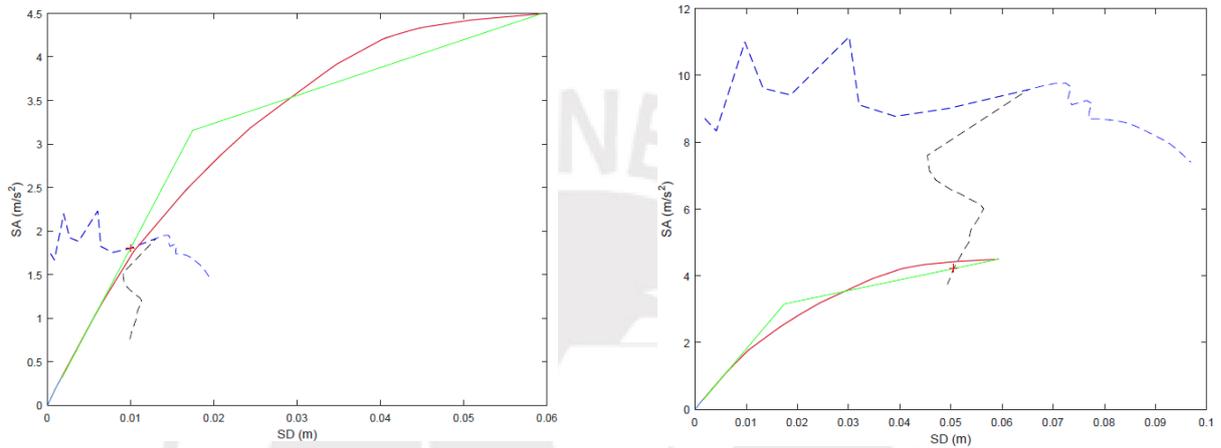


Figura 6.3: Puntos de desempeño para la edificación 780 PRE, ED2
Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

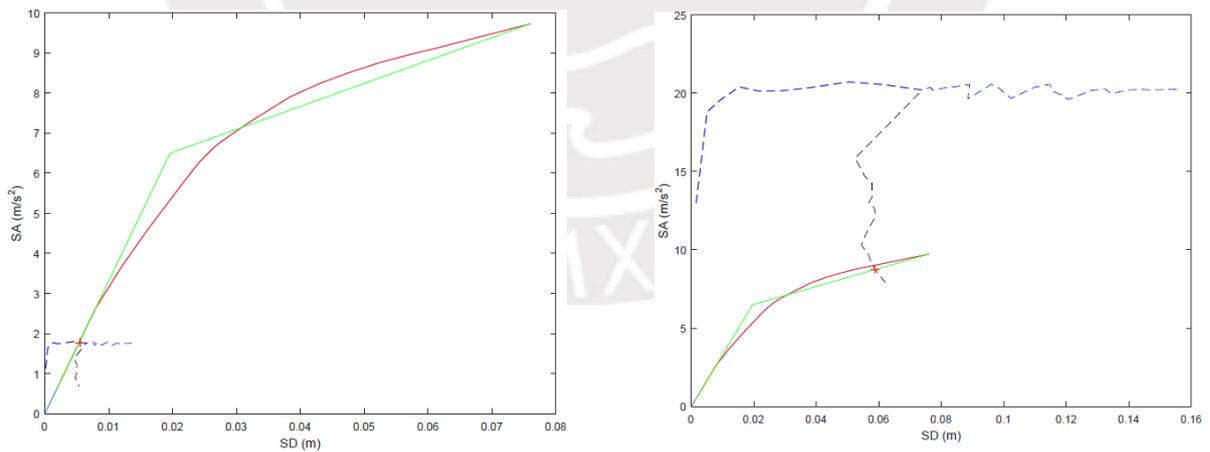


Figura 6.4: Puntos de desempeño para la edificación ACMAC-F1, ED2
Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

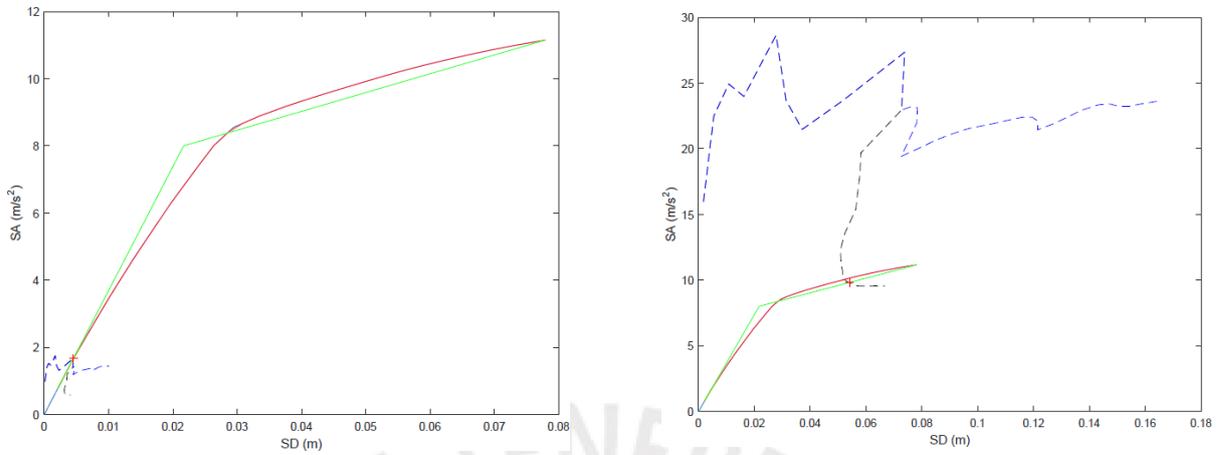


Figura 6.5: Puntos de desempeño para la edificación ACMAC-F2, ED2
 Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

En la Figura 6.6, Figura 6.7 y Figura 6.8 se muestran las gráficas de todos los puntos de desempeño obtenidos para los registros sísmicos escalados y para el estado de daño Funcional (ED2).

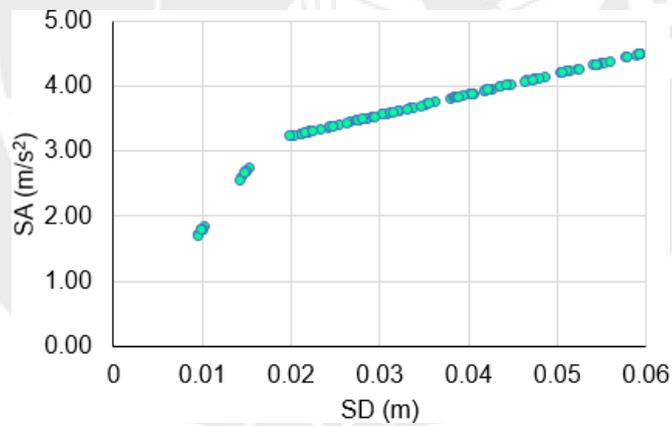


Figura 6.6: Total de puntos de desempeño para la edificación 780 PRE, ED2
 Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

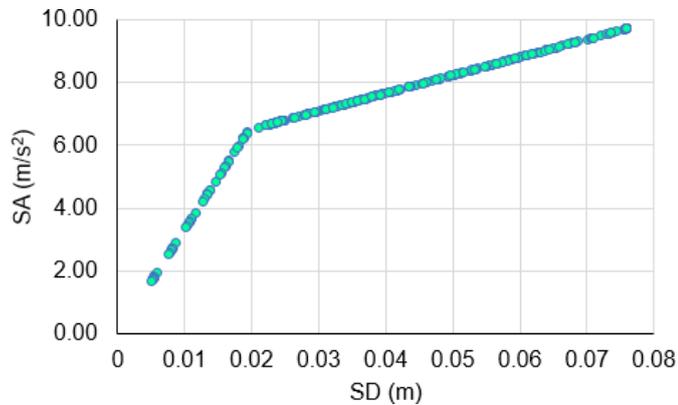


Figura 6.7: Total de puntos de desempeño para la edificación ACMAC-F1, ED2
Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

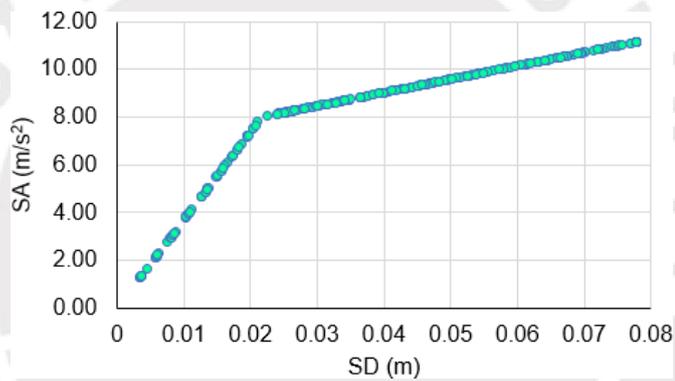


Figura 6.8: Total de puntos de desempeño para la edificación ACMAC-F2, ED2
Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

De las gráficas obtenidas, se observa que los puntos de desempeño obtenidos siguen la forma de la representación bilineal de las curvas de capacidad.

6.4. Intensidad (IM) vs. Parámetro de Demanda (EDP)

Se considera como medida de intensidad (IM) a la aceleración máxima del terreno (PGA) y como parámetro de demanda (EDP) se considera el desplazamiento máximo en el último nivel (Top Drift), tal como se indica en la Tabla 6.2, Tabla 6.3 y Tabla 6.4.

Tabla 6.2: Valores de EDP para la edificación 780 PRE

780 PRE	ED1 (%)	ED2 (%)	ED3 (%)	ED4 (%)	ED5 (%)
ED1	0.282	0.517	0.753	0.910	1.067
ED2	0.258	0.500	0.743	0.905	1.067
ED3	0.259	0.500	0.742	0.903	1.064
ED4	0.242	0.497	0.752	0.923	1.092

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 6.3: Valores de EDP para la edificación ACMAC-F1

ACMAC-F1	ED1 (%)	ED2 (%)	ED3 (%)	ED4 (%)	ED5 (%)
ED1	0.240	0.560	0.880	1.094	1.308
ED2	0.306	0.600	0.894	1.090	1.286
ED3	0.323	0.617	0.911	1.108	1.304
ED4	0.345	0.620	0.894	1.077	1.260

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 6.4: Valores de EDP para la edificación ACMAC-F2

ACMAC-F2	ED1 (%)	ED2 (%)	ED3 (%)	ED4 (%)	ED5 (%)
ED1	0.296	0.649	1.002	1.237	1.472
ED2	0.409	0.719	1.028	1.234	1.440
ED3	0.316	0.655	0.994	1.220	1.446
ED4	0.302	0.629	0.957	1.175	1.393

Fuente: (Elaboración propia)

Con los puntos de desempeño obtenidos, se transforman las coordenadas al tipo (Top Drift, PGA), tal como se indica en el ítem 2.4.2. Luego, se procede a realizar las gráficas Top Drift vs. PGA tal como se indica en el ítem 2.4.3 con la finalidad de generar las curvas de fragilidad.

A modo de demostración, en la Figura 6.9, Figura 6.10 y Figura 6.11 se muestran las gráficas IM vs. EDP para las edificaciones considerando un estado de daño Funcional (ED2).

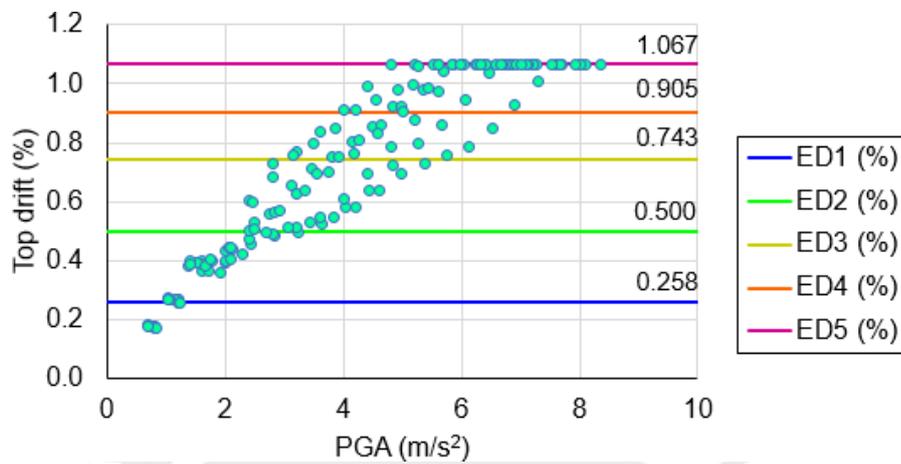


Figura 6.9: Gráfica IM vs EDP para la edificación 780 PRE, ED2
Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

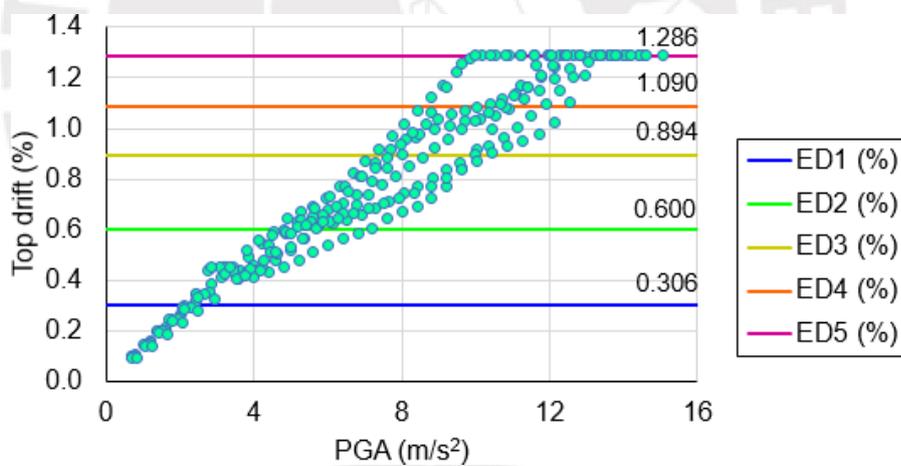


Figura 6.10: Gráfica IM vs EDP para la edificación ACMAC-F1, ED2
Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

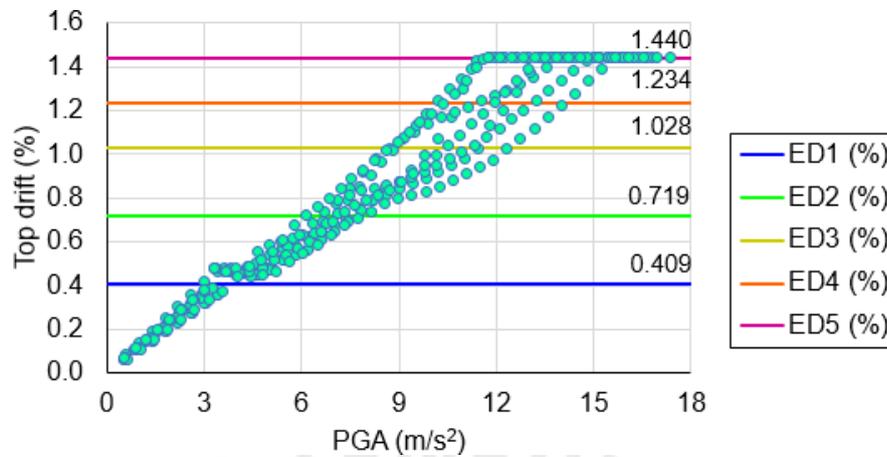
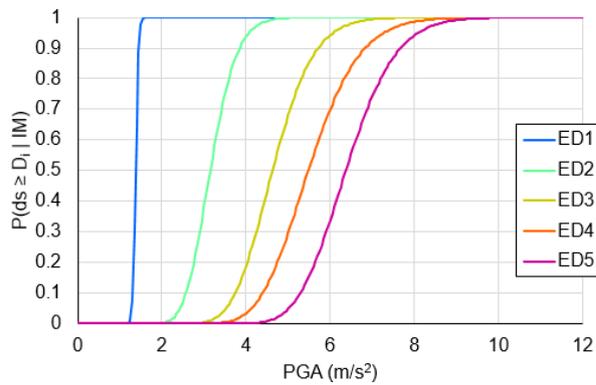


Figura 6.11: Gráfica IM vs EDP para la edificación ACMAC-F2, ED2
 Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

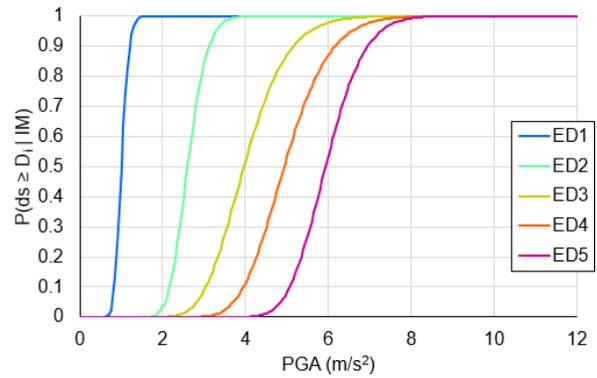
6.5. Curvas de Fragilidad

Con los puntos de desempeño en formato (Top Drift (EDP), PGA (IM)), se obtienen las curvas de fragilidad siguiendo el método probabilístico descrito en el ítem 2.4.3.

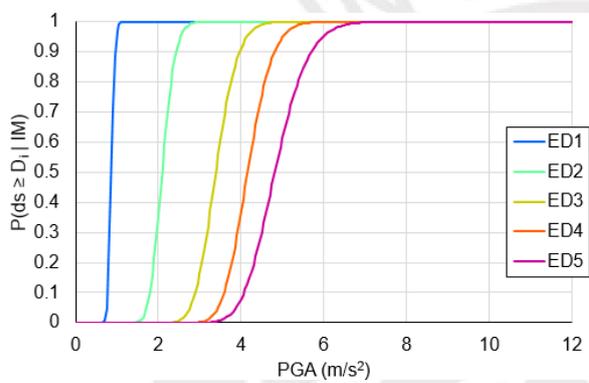
En la Figura 6.12, Figura 6.13 y Figura 6.14 se grafican las curvas de fragilidad de las edificaciones para cada estado de daño.



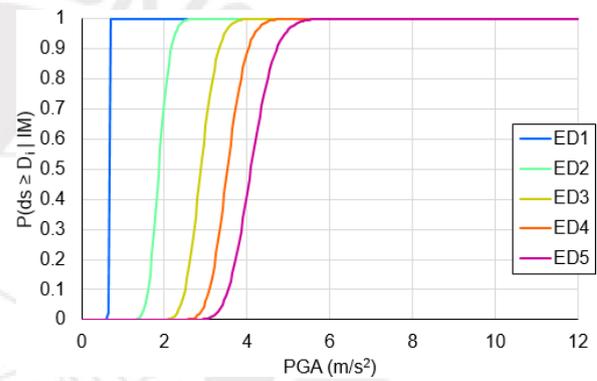
(a) Probabilidad vs. PGA, ED1



(b) Probabilidad vs. PGA, ED2

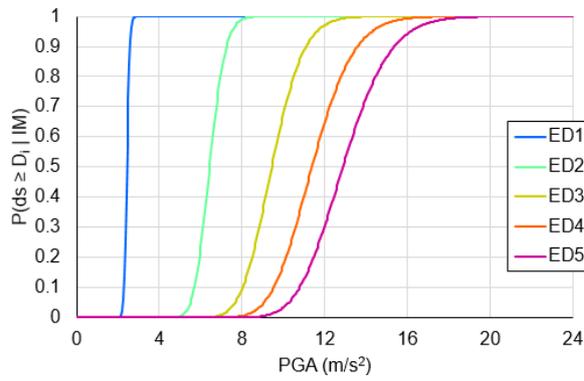


(c) Probabilidad vs. PGA, ED3

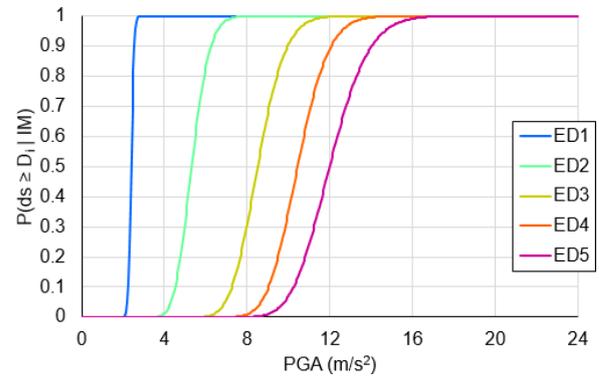


(d) Probabilidad vs. PGA, ED4

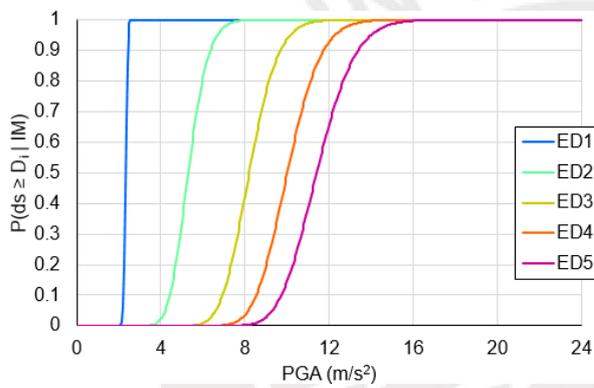
Figura 6.12: Curvas de fragilidad de la edificación 780 PRE
Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)



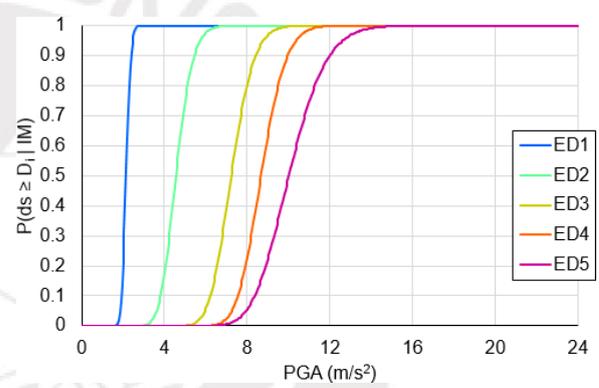
(a) Probabilidad vs. PGA, ED1



(b) Probabilidad vs. PGA, ED2



(c) Probabilidad vs. PGA, ED3



(d) Probabilidad vs. PGA, ED4

Figura 6.13: Curvas de fragilidad de la edificación ACMAC-F1
 Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

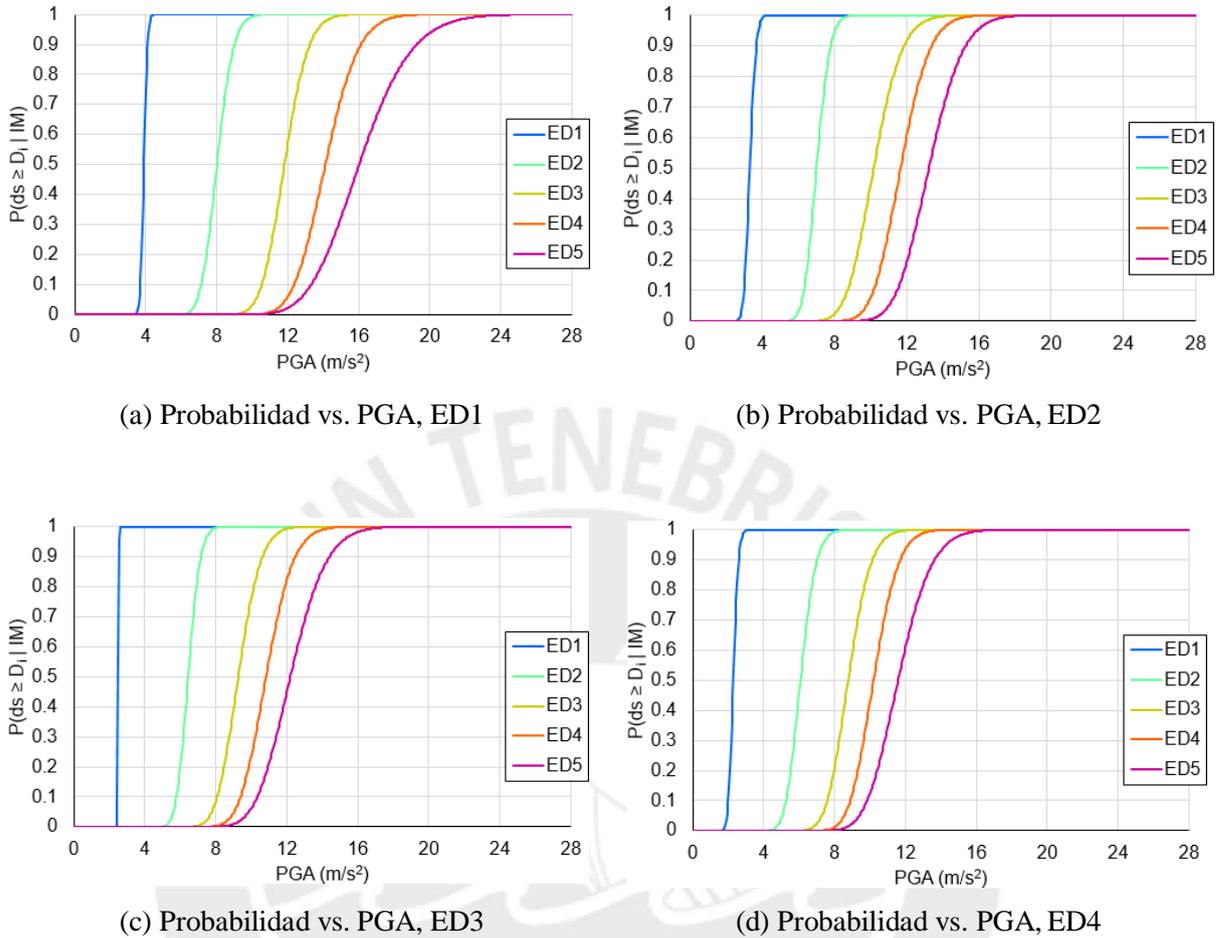


Figura 6.14: Curvas de fragilidad de la edificación ACMAC-F2
Fuente: (Elaboración propia, FRACAS)

6.6. Matrices de Probabilidad de Transición de Daños

Con las probabilidades obtenidas mediante las curvas de fragilidad, se reordena la data. De manera que, para una intensidad sísmica dada, se tenga una matriz con las probabilidades de daños asociada a cada GDS, tal como se define en las expresiones 2.11 y 2.12.

Para el análisis, se consideran intensidades sísmicas desde 0.50m/s^2 hasta 20m/s^2 . A modo de

demostración, en la Tabla 6.5, Tabla 6.6 y Tabla 6.7 se presentan las matrices de probabilidad de transición de daños para las aceleraciones de 5m/s^2 , 10m/s^2 y 15m/s^2 .

Tabla 6.5: Matrices de probabilidad de transición de daños - edificación 780 PRE

a = 5m/s^2					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	0.002	0.318	0.384	0.296
DS2	0	0	0.130	0.340	0.530
DS3	0	0	0.001	0.052	0.947
DS4	0	0	0	0	1
DS5	0	0	0	0	1
a = 10m/s^2					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	0	0	0	1
DS2	0	0	0	0	1
DS3	0	0	0	0	1
DS4	0	0	0	0	1
DS5	0	0	0	0	1
a = 15m/s^2					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	0	0	0	1
DS2	0	0	0	0	1
DS3	0	0	0	0	1
DS4	0	0	0	0	1
DS5	0	0	0	0	1

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 6.6: Matrices de probabilidad de transición de daños - edificación ACMAC-F1

a = 5m/s ²					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	0.996	0.004	0	0
DS2	0	0.687	0.313	0	0
DS3	0	0	1	0	0
DS4	0	0	0	1	0
DS5	0	0	0	0	1
a = 10m/s ²					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	0	0.324	0.501	0.175
DS2	0	0	0.095	0.554	0.351
DS3	0	0	0.064	0.440	0.497
DS4	0	0	0	0.094	0.906
DS5	0	0	0	0	1
a = 15m/s ²					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	0	0	0.023	0.977
DS2	0	0	0	0.001	0.999
DS3	0	0	0	0.001	0.999
DS4	0	0	0	0	1
DS5	0	0	0	0	1

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 6.7: Matrices de probabilidad de transición de daños - edificación ACMAC-F2

a = 5m/s ²					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	1	0	0	0
DS2	0	1	0	0	0
DS3	0	0	1	0	0
DS4	0	0	0	1	0
DS5	0	0	0	0	1
a = 10m/s ²					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	0.007	0.962	0.031	0
DS2	0	0	0.556	0.367	0.077
DS3	0	0	0.239	0.525	0.236
DS4	0	0	0	0.573	0.427
DS5	0	0	0	0	1
a = 15m/s ²					
GDS	DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
DS1	0	0	0.004	0.276	0.720
DS2	0	0	0.001	0.009	0.990
DS3	0	0	0	0.002	0.998
DS4	0	0	0	0	1
DS5	0	0	0	0	1

Fuente: (Elaboración propia)

De las matrices de transición de probabilidad de daños, se observa lo siguiente:

- La edificación 780 PRE incursiona más rápido en los últimos estados de daño (ED4, ED5) en comparación de las edificaciones reforzadas.
- Tomando como referencia las matrices obtenidas para una aceleración de 10m/s², se tiene:
 - La edificación 780 PRE presenta una probabilidad de daño de 1.0 en el ED5, es

decir que, para esta intensidad, la edificación habrá colapsado.

- La edificación ACMAC-F1 presenta una distribución de probabilidades entre los estados de daño ED3, ED4 y ED5.
- la edificación ACMAC-F2 presenta una distribución de probabilidades entre los estados de daño ED2, ED3, ED4 y ED5, lo cual reafirma que esta última edificación presenta más resistencia que las otras edificaciones.



Capítulo VII

Confiabilidad de las Edificaciones

Se determina la confiabilidad de las edificaciones para los estados de daño: ED2 - Funcional, ED3 - Resguardo de Vida, ED4 - Cerca al Colapso, y ED5 - Colapso, siguiendo la metodología descrita en el ítem 2.5.

7.1. Tasa de Excedencia de Aceleraciones

Se determina la tasa de excedencia de aceleraciones para la costa peruana, dado que es en esta zona donde se presenta la mayor ocurrencia de sismos y de grandes intensidades. Por ende, el peligro sísmico es mayor en esta zona. En la Figura 7.1 se muestra la gráfica de la tasa de excedencia de aceleraciones, obtenida de la evaluación del peligro sísmico haciendo uso del software CRISIS (Ordaz et al., 2007).

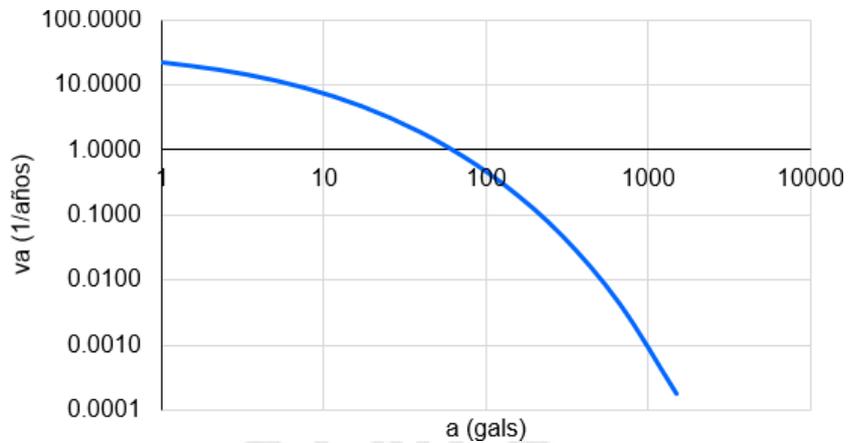


Figura 7.1: Tasa de excedencia de aceleraciones para la costa peruana
Fuente: (Elaboración propia, CRISIS)

7.2. Confiabilidad de las Edificaciones para N eventos

Para determinar de la confiabilidad estructural de las edificaciones se definen las siguientes condiciones iniciales:

- Número de aceleraciones (n_a) = 40
- Número de estados de daño (n) = 5
- Número de eventos (N) = 100
- Vida útil de la edificación (t) = 50 años
- Vector de probabilidades iniciales del estado de daño: $V_0 = \{1,0,0,0,0\}$

Así mismo, y dado que el daño para el estado de daño ED1 es nulo y para el estado de daño ED5 es la falla o colapso. Entonces, haciendo una correlación numérica se tiene que el daño para cada GDS es:

$$ED1 = 0 \quad ED2 = 0.25 \quad ED3 = 0.5 \quad ED4 = 0.75 \quad ED5 = 1$$

Habiendo definido las condiciones iniciales, se calcula el vector de probabilidades al final del N-ésimo evento, aplicando el método descrito en el ítem 2.5.2.

En la Figura 7.2, Figura 7.3 y Figura 7.4 se muestran las probabilidades de daño de las edificaciones, aplicando la expresión 2.21, para la ocurrencia de 0, 1, 25, 50, 75 y 100 eventos.

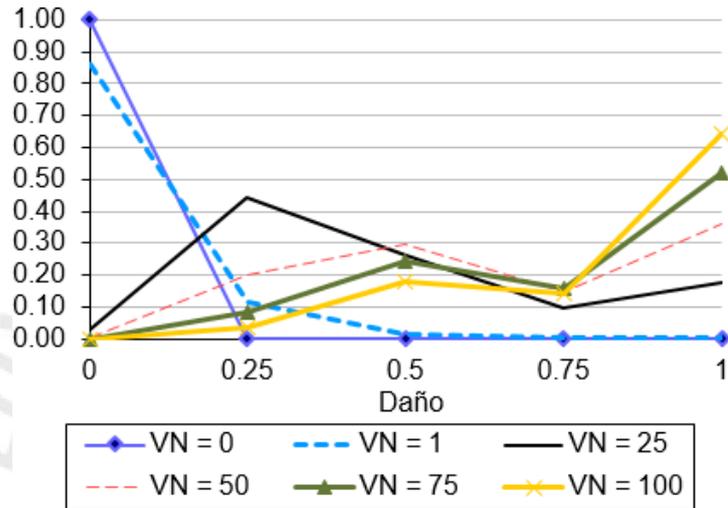


Figura 7.2: Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación 780 PRE
Fuente: (Elaboración propia)

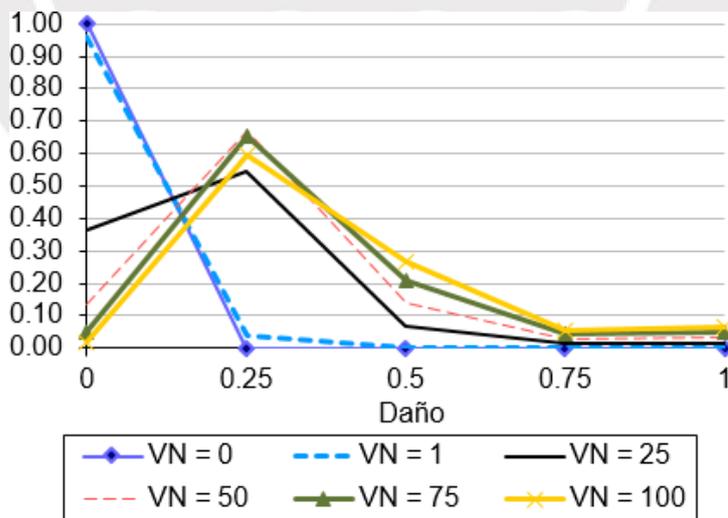


Figura 7.3: Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación ACMAC-F1
Fuente: (Elaboración propia)

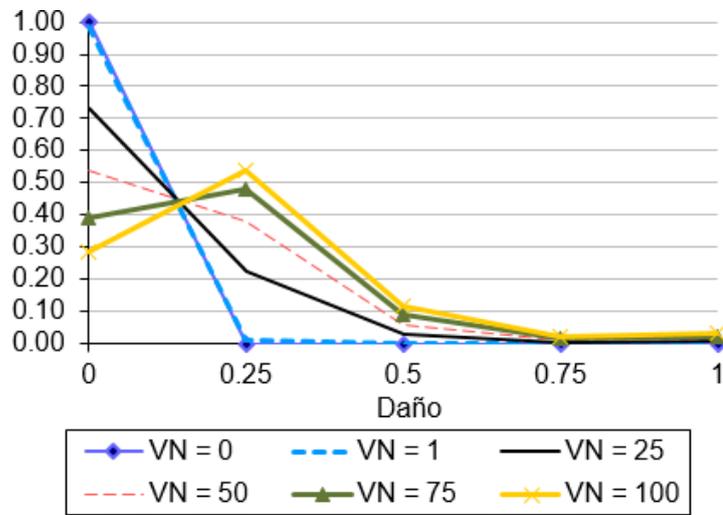


Figura 7.4: Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación ACMAC-F2
Fuente: (Elaboración propia)

Así mismo, en la Tabla 7.1, Tabla 7.2 y Tabla 7.3 se muestran las probabilidades de daño de las edificaciones para la ocurrencia de 0, 1, 25, 50, 75 y 100 eventos.

Tabla 7.1: Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación 780 PRE

780 PRE	ED1	ED2	ED3	ED4	ED5
VN = 0	1	0	0	0	0
VN = 1	0.86	0.11	0.01	0	0.01
VN = 25	0.03	0.44	0.26	0.10	0.17
VN = 50	0	0.20	0.30	0.15	0.36
VN = 75	0	0.08	0.24	0.16	0.52
VN = 100	0	0.04	0.18	0.14	0.64

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 7.2: Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación ACMAC-F1

ACMAC-F1	ED1	ED2	ED3	ED4	ED5
VN = 0	1	0	0	0	0
VN = 1	0.96	0.04	0	0	0
VN = 25	0.36	0.54	0.07	0.01	0.01
VN = 50	0.13	0.67	0.14	0.03	0.03
VN = 75	0.05	0.66	0.21	0.04	0.05
VN = 100	0.02	0.60	0.27	0.06	0.07

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 7.3: Probabilidades de daño luego de N eventos para la edificación ACMAC-F2

ACMAC-F2	ED1	ED2	ED3	ED4	ED5
VN = 0	1	0	0	0	0
VN = 1	0.99	0.01	0	0	0
VN = 25	0.73	0.23	0.03	0.01	0.01
VN = 50	0.54	0.38	0.06	0.01	0.01
VN = 75	0.39	0.48	0.09	0.02	0.02
VN = 100	0.29	0.54	0.12	0.02	0.03

Fuente: (Elaboración propia)

De los resultados obtenidos de las probabilidades de daño de las edificaciones para la ocurrencia de diferentes eventos. Se observa lo siguiente:

- Para la edificación 780 PRE, a medida que aumenta la ocurrencia de eventos, la probabilidad de daño es mayor para el estado de daño de Colapso (ED5). variando desde 17% hasta 64%.
- Para la edificación ACMAC-F1, la probabilidad de daño presenta una tendencia para los estados de daño Funcional (ED2) y Resguardo de Vida (ED3). Siendo predominante el estado de daño ED2.

- Para la edificación ACMAC-F2, la probabilidad de daño presenta una tendencia para los estados de daño Operacional (ED1) y Funcional (ED2). Siendo predominante el estado de daño ED2.
- Para las edificaciones reforzadas ACMAC-F1 y ACMAC-F2, la probabilidad de daño para los estados de daño Cerca del Colapso (ED4) y Colapso (ED5), son menores al 10% y 5% respectivamente, independientemente del número de eventos.

7.3. Confiabilidad de las Edificaciones para Eventos Aleatorios

Se calcula la confiabilidad de las edificaciones considerando que la ocurrencia de eventos es aleatorio. Por lo cual, se aplica el método descrito en el ítem 2.5.3.

Aplicando la expresión 2.22, se obtienen las variaciones del vector de probabilidades final respecto al tiempo, los cuales se muestran en la Figura 7.5, Figura 7.6 y Figura 7.7.

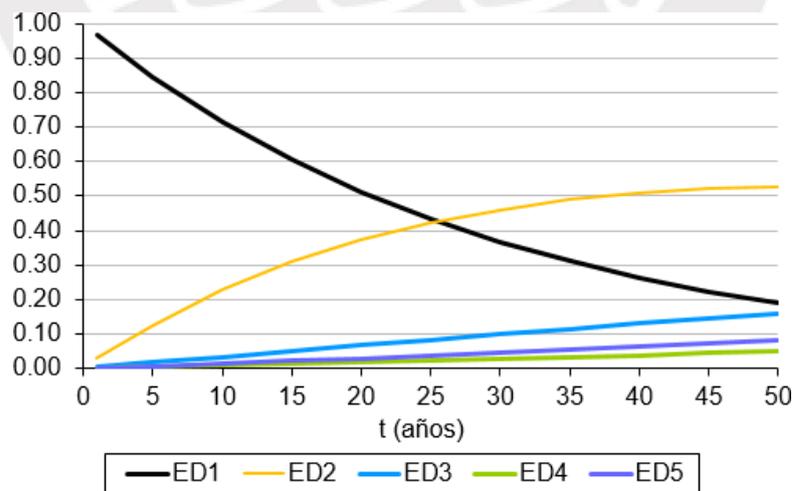


Figura 7.5: Probabilidades de daño final para la edificación 780 PRE
Fuente: (Elaboración propia)

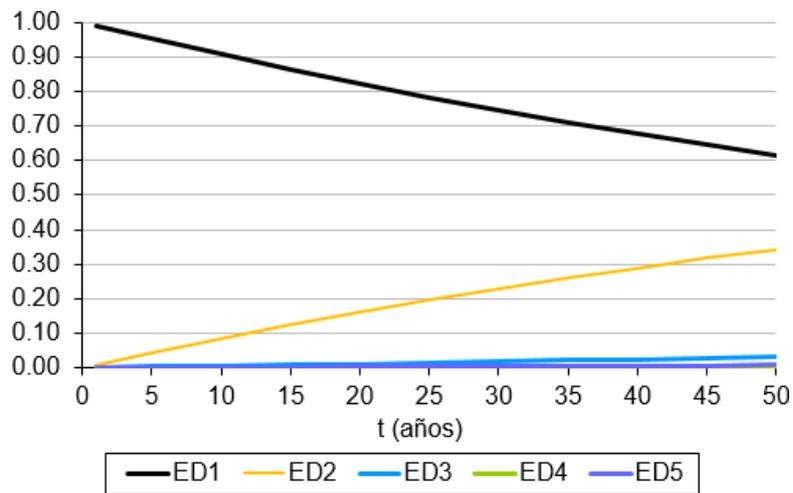


Figura 7.6: Probabilidades de daño final para la edificación ACMAC-F1
Fuente: (Elaboración propia)

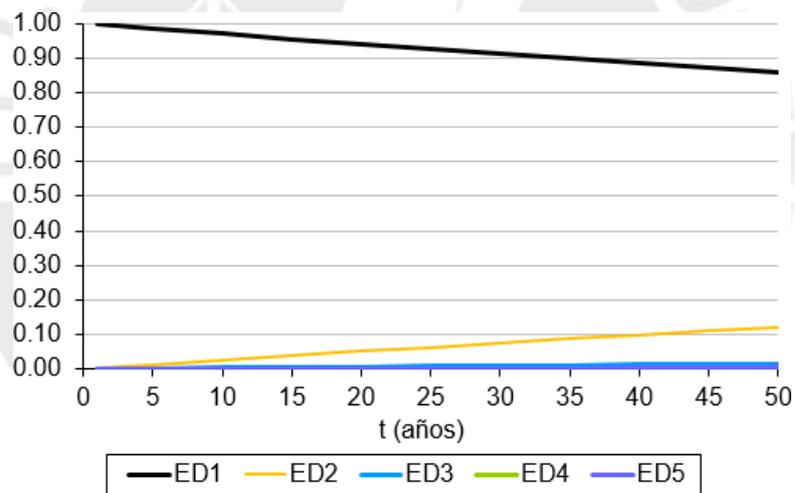


Figura 7.7: Probabilidades de daño final para la edificación ACMAC-F2
Fuente: (Elaboración propia)

En la Tabla 7.4, Tabla 7.5 y Tabla 7.6 se muestran las probabilidades de daño de las edificaciones para el transcurso de 10 años, 25 años y 50 años (vida útil).

Tabla 7.4: Probabilidades de daño de las edificaciones para 10 años

Edificación	Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca del Colapso	Colapso
	ED1 = 0 %	ED2 = 25 %	ED3 = 50 %	ED4 = 75 %	ED5 = 100 %
780 PRE	0.72	0.23	0.03	0.01	0.01
ACMAC-F1	0.91	0.08	0.01	0.00	0.00
ACMAC-F2	0.97	0.03	0.00	0.00	0.00

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 7.5: Probabilidades de daño de las edificaciones para 25 años

Edificación	Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca del Colapso	Colapso
	ED1 = 0 %	ED2 = 25 %	ED3 = 50 %	ED4 = 75 %	ED5 = 100 %
780 PRE	0.43	0.42	0.08	0.02	0.04
ACMAC-F1	0.78	0.20	0.01	0.00	0.00
ACMAC-F2	0.93	0.06	0.01	0.00	0.00

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 7.6: Probabilidades de daño de las edificaciones para 50 años

Edificación	Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca del Colapso	Colapso
	ED1 = 0 %	ED2 = 25 %	ED3 = 50 %	ED4 = 75 %	ED5 = 100 %
780 PRE	0.19	0.53	0.16	0.05	0.08
ACMAC-F1	0.61	0.34	0.03	0.01	0.01
ACMAC-F2	0.86	0.12	0.01	0.00	0.00

Fuente: (Elaboración propia)

De los resultados obtenidos de las probabilidades de daño de las edificaciones, considerando eventos aleatorios. Se observa lo siguiente:

- Para la edificación 780 PRE, en el transcurso de 10 años, presenta una probabilidad de daño del 72 % para el estado de daño Operacional (ED1), la cual disminuye al pasar los años. Así mismo, en el transcurso de su vida útil (50 años), presenta una probabilidad de daño del 53 % para el estado de daño Funcional (ED2).
- Para las edificaciones reforzadas ACMAC-F1 y ACMAC-F2, en el transcurso de sus vidas útiles (50 años), presentan una probabilidad de daño del 61 % y 86 % para el estado de daño Operacional (ED1).
- Para las edificaciones, la probabilidad de daño para los estados de daño Cerca al Colapso (ED4) y Colapso (ED5), son menores al 10 %.

Aplicando la expresión 2.24, se obtiene la confiabilidad estructural de las edificaciones para los estados de daño: Funcional (ED2), Resguardo de Vida (ED3), Cerca del Colapso (ED4) y Colapso (ED5). Los cuales se muestran en la Figura 7.8, Figura 7.9, Figura 7.10 y Figura 7.11.

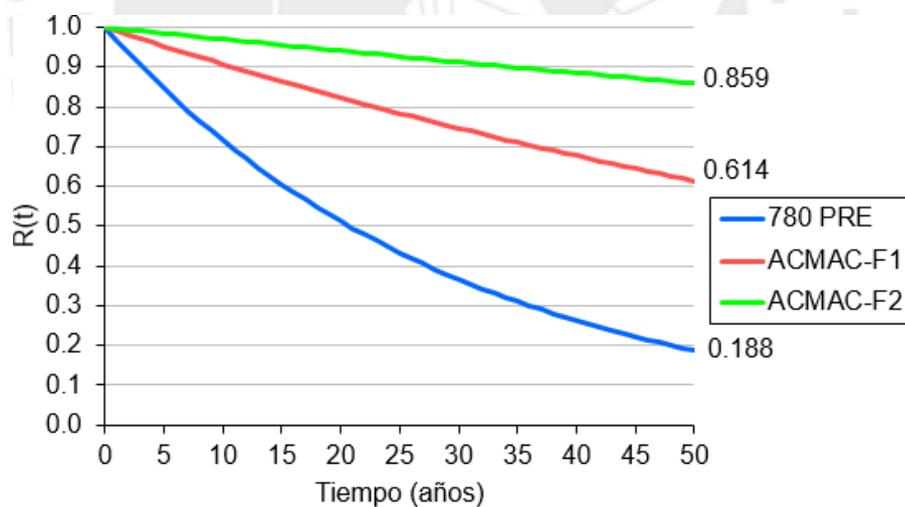


Figura 7.8: Confiabilidad de las edificaciones para ED2 - Funcional
Fuente: (Elaboración propia)

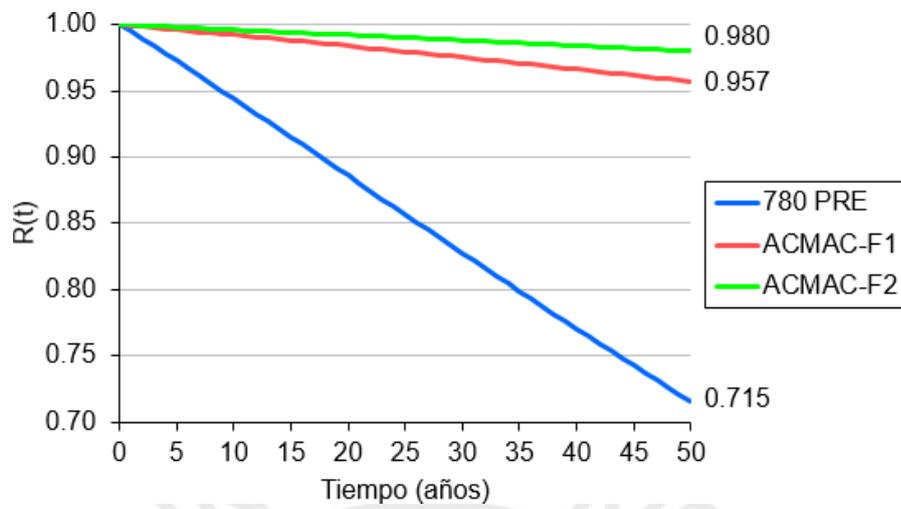


Figura 7.9: Confiabilidad de las edificaciones para ED3 - Resguardo de Vida
Fuente: (Elaboración propia)

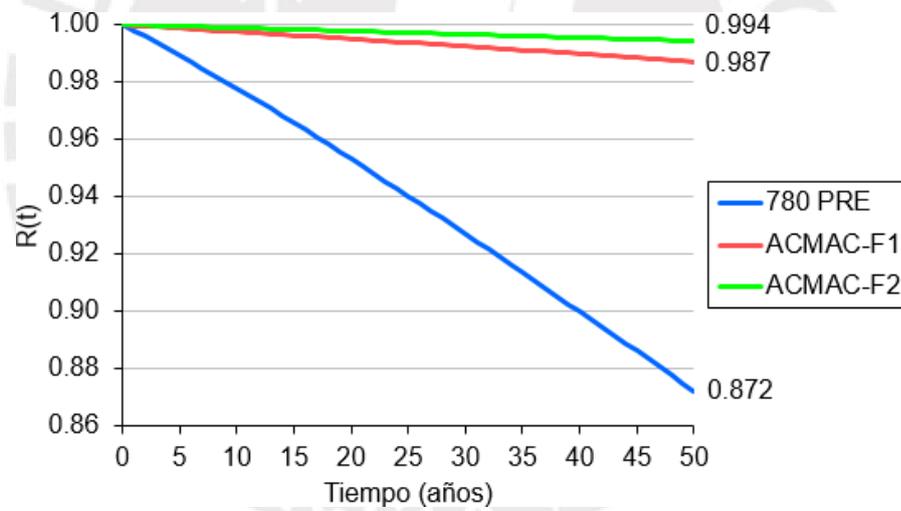


Figura 7.10: Confiabilidad de las edificaciones para ED4 - Cerca del Colapso
Fuente: (Elaboración propia)

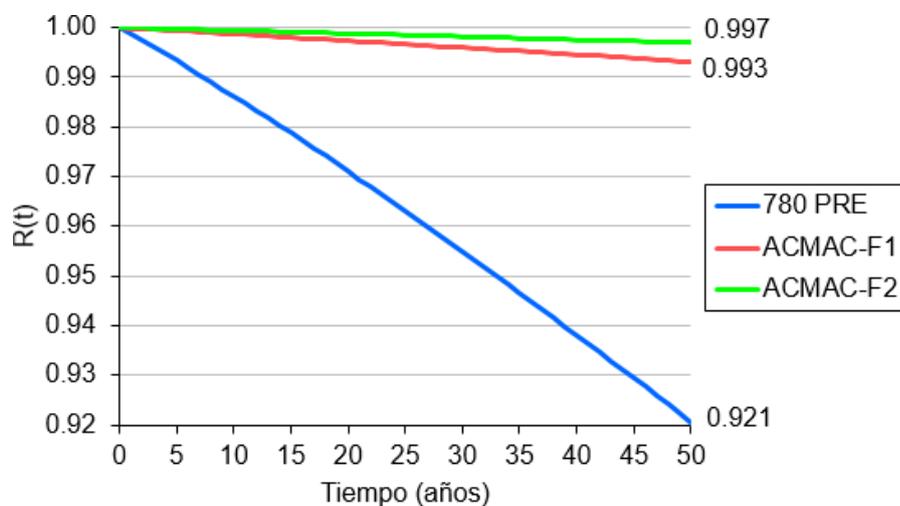


Figura 7.11: Confiabilidad de las edificaciones para ED5 - Colapso
Fuente: (Elaboración propia)

En la Tabla 7.7 se muestran los valores de confiabilidad de las edificaciones para cada estado de daño, indicando además el incremento de la confiabilidad de las edificaciones con reforzamiento ACMAC-F1 y ACMAC-F2, respecto a la edificación sin reforzamiento 780 PRE.

Tabla 7.7: Confiabilidad de las edificaciones

Estados de Daño		780 PRE	(F1) - (F0)	ACMAC-F1	(F2) - (F0)	ACMAC-F2
		(F0)		(F1)		(F2)
ED2	Funcional	0.188	0.427	0.614	0.671	0.859
ED3	Resguardo de Vida	0.715	0.242	0.957	0.265	0.980
ED4	Cerca del Colapso	0.872	0.115	0.987	0.122	0.994
ED5	Colapso	0.921	0.072	0.993	0.076	0.997

Fuente: (Elaboración propia)

De los resultados obtenidos de la confiabilidad de las edificaciones. Se observa lo siguiente:

- La edificación 780 PRE presenta una confiabilidad de 19 % para el estado de daño Funcional (ED2), lo cual indica que la edificación es más probable de incursionar en

este estado de daño en el transcurso de su vida útil. Por otra parte, la edificación presenta una confiabilidad de 87 % y 92 % para los estados de daño de Cerca al Colapso (ED4) y Colapso (ED5), lo cual representa que es poco probable que la edificación incurra en estos estados de daño.

- Las edificaciones reforzadas ACMAC-F1 y ACMAC-F2 presentan una confiabilidad de 61 % y 86 % respectivamente, para el estado de daño Funcional (ED2). Lo cual indica que las edificaciones son más probables de incursionar en este estado de daño, o incluso, incursionar en el estado de daño Operacional (ED1) en el transcurso de su vida útil, dado que estas probabilidades son mayores del 50 %. Por otra parte, las edificaciones presentan confiabilidades mayores al 90 % en los demás estados de daño (ED3, ED4 y ED5), lo cual representa que es poco probable que las edificaciones reforzadas incurran en estos estados de daño.

7.4. Confiabilidad de la Edificación con Reforzamiento Incremental

Dado que las edificaciones escolares son de categoría esencial. Se calcula y analiza la confiabilidad de la edificación con reforzamiento incremental, aplicando el método descrito en el ítem 2.5.4, para el estado de daño Funcional (ED2).

Aplicando las expresiones 2.29, 2.31 y 2.33, se determina la confiabilidad de la edificación 780 PRE con reforzamiento incremental en dos etapas, la primera intervención en el tiempo T_1 y la segunda intervención en el tiempo T_2 .

En la Figura 7.12 se muestran las gráficas de confiabilidad para tres casos de tiempo T_1 y T_2 :

- Caso 1: Se considera que T_1 y T_2 son años consecutivos, con los cuales se obtiene la máxima confiabilidad. Es decir, una confiabilidad igual a la obtenida para la edificación

ACMAC-F2.

- Caso 2: Se considera que T_1 y T_2 son años consecutivos, con los cuales se obtiene la mínima confiabilidad. Es decir, una confiabilidad igual a la obtenida para la edificación ACMAC-F1. Esto se debe a que el desempeño del reforzamiento incremental debe ser como mínimo igual al desempeño de un reforzamiento convencional.
- Caso 3: Se considera un intervalo de tiempo entre T_1 y T_2 , obteniendo una confiabilidad intermedia entre las calculadas para el Caso 1 y Caso 2.

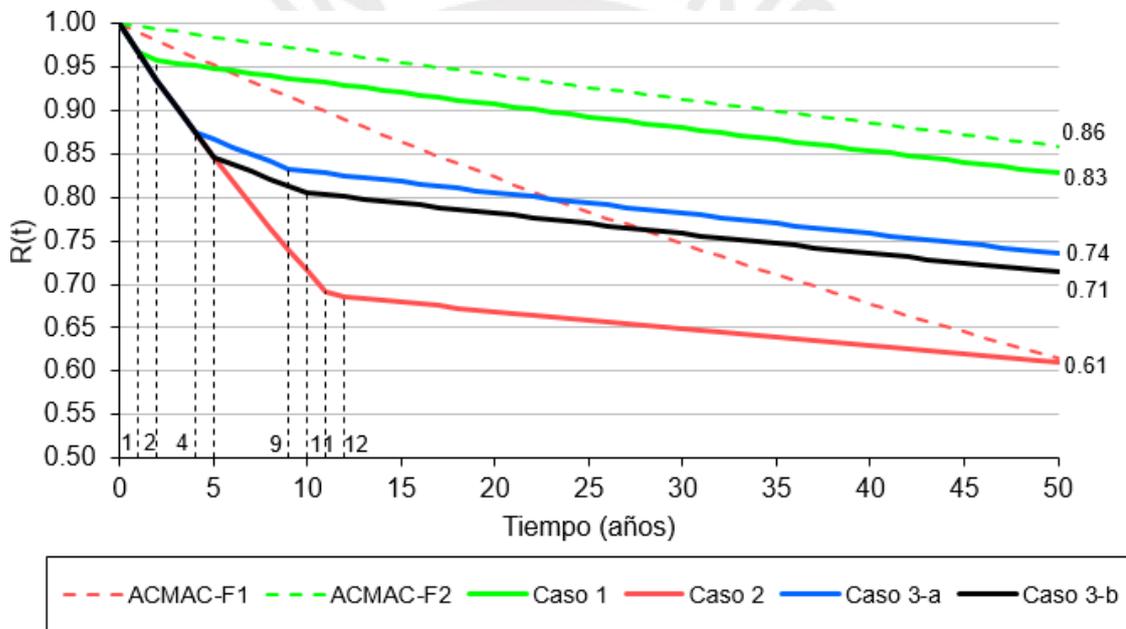


Figura 7.12: Confiabilidad de la edificación 780 PRE con reforzamiento incremental, ED2
Fuente: (Elaboración propia)

De los resultados obtenidos para los tres casos de tiempo T_1 y T_2 , se tiene:

- Para el Caso 1: $T_1 = 1$ año y $T_2 = 2$ años, con lo cual se obtiene una confiabilidad de 83 %.
- Para el Caso 2: $T_1 = 11$ años y $T_2 = 12$ años, con lo cual se obtiene una confiabilidad de 61 %.

- Para el Caso 3: Se consideran dos escenarios, ambos con un intervalo de tiempo de 5 años. En el primer escenario, se considera $T_1 = 4$ años y $T_2 = 9$ años, con lo cual se obtiene una confiabilidad de 74%. En el segundo escenario, se considera $T_1 = 5$ años y $T_2 = 10$ años, con lo cual se obtiene una confiabilidad de 71%.

En la Tabla 7.8 se muestran los valores de confiabilidad de la edificación con reforzamiento incremental, indicando además la variación de la confiabilidad con respecto a las edificaciones 780 PRE, ACMAC-F1 y ACMAC-F2.

Tabla 7.8: Confiabilidad de la edificación 780 PRE con reforzamiento incremental, ED2

ED2 - Funcional		780 PRE	ACMAC-F1	ACMAC-F2
			0.19	0.61
Caso 1	0.83	0.64	0.21	-0.03
Caso 2	0.61	0.42	0.00	-0.25
Caso 3-a	0.74	0.55	0.12	-0.12
Caso 3-b	0.71	0.53	0.10	-0.15

Fuente: (Elaboración propia)

Conclusiones

- En la presente tesis, se propone y desarrolla un método simplificado, el cual tiene como finalidad la determinación de la confiabilidad estructural considerando el daño debido a la ocurrencia de sismos probables durante la vida útil de una edificación. Así mismo, se calcula la confiabilidad para edificaciones con reforzamiento incremental en dos etapas. Como caso de estudio, se analiza una edificación escolar y una técnica de reforzamiento incremental, la cual consta de dos etapas (reforzamiento en el primer nivel y reforzamiento en ambos niveles).
- De los resultados, se obtiene que la edificación 780 PRE, presenta una confiabilidad de 19% para el estado de daño Funcional (ED2). Por lo cual, se concluye que la edificación 780-PRE requiere de reforzamiento en el transcurso de su vida útil. Dado que al ser una edificación escolar (esencial), se debe garantizar que su desempeño se encuentre en el estado de daño Funcional (ED2).
- Para los estados de daño de Resguardo de Vida (ED3), Cerca al Colapso (ED4) y Colapso (ED5), se obtiene que la confiabilidad de la edificación 780 PRE es mayor al 70%, lo cual significa que es poco probable que la edificación se encuentre en estos estados de daño en el transcurso de su vida útil.
- Se determina que la técnica de reforzamiento incremental (ACMAC) debe ser

implementada a los 5 años para la primera fase y a los 10 años para la segunda fase. Con lo cual, se obtiene que, la confiabilidad de la edificación 780 PRE aumenta a 71% ($\Delta = 53\%$) en el estado de daño Funcional (ED2). Así mismo, la confiabilidad es mayor que la obtenida para la edificación ACMAC-F1 en 10%. Lo cual garantiza que la edificación presentará un desempeño mayor al de una edificación con reforzamiento convencional.



Recomendaciones

- El análisis se realizó en el sentido longitudinal de las edificaciones, dado que es en este sentido donde se concentran las fallas. A diferencia del sentido transversal, en el cual las fallas han sido reportadas como pocas y no han generado gran impacto. Sin embargo, se recomienda realizar el análisis y determinar si es que hay alguna variación con los resultados obtenidos.
- Con la metodología propuesta y los datos obtenidos, se recomienda continuar con el cálculo de la función de disponibilidad para estimar los costos de reparación para cada fase. Con la finalidad de realizar un análisis costo–beneficio de las edificaciones. Estimando además los tiempos óptimos entre las intervenciones del reforzamiento incremental.

Bibliografía

- Applied Technology Council. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: ATC-40. *California Seismic Safety Commission. California.*
- Campos-Arias, D., y Esteva, L. (1997). Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado. *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Veracruz, México.*
- Computers and Structures Inc. (2018). SAP2000: Structural Analysis Program. *Berkeley, California.*
- Heredia-Zavoni, E., Zeballos, A., y Esteva, L. (2000). Theoretical models and recorded response in the estimation of cumulative seismic damage on non-linear structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 1779–1796.
- Kringgold, F., Green, M., y Hattis, D. (2003). Incremental Seismic Rehabilitation of School Buildings (K-12). *Federal Emergency Management Agency - FEMA 395. Estados Unidos.*
- Loa, G. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997. *Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.*
- Muñoz, A., Jurado, C., y Navarro, L. (2007). Técnicas de Reforzamiento de Bajo Costo para Edificios Escolares Peruanos. *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México.*

- Ordaz, M., Aguilar, A., y Arboleda, J. (2007). CRISIS2007: Program for Computing Seismic Hazard. *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México, DF.*
- Rossetto, T., y Elnashai, A. (2005). A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*, 27, 397–409.
- Rossetto, T., Gehl, P., Minas, S., Galasso, C., Duffour, P., Douglas, J., y Cook, O. (2016). FRACAS: A capacity spectrum approach for seismic fragility assessment including record-to-record variability. *Engineering Structures*, 125, 337–348.
- Santa-Cruz, S. (2008). Modelos de opciones reales para toma de decisiones: Aplicación a problemas de mantenimiento y abandono en plataformas marinas de producción de hidrocarburos. *Tesis para optar el grado de Doctor en Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. México, DF.*
- Santa-Cruz, S., y Heredia-Zavoni, E. (2005). Modelo de opciones reales para toma de decisiones en proyectos de infraestructura industrial sometida a sismo. *XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México, DF.*
- SEAOC. (1995). A framework of performance-based seismic engineering of buildings. *Structural Engineers Association of California. Sacramento, California.*
- SENCICO. (2018). Norma Técnica Peruana E.030 – Diseño Sismorresistente. *Lima, Perú.*
- The MathWorks Inc. (2017). MATLAB (R2017b). *Massachusetts.*
- World Bank. (2016). Proposed update of the National Building Regulations to incorporate the incremental reinforcement in type 780 school buildings built before 1997. *Lima, Perú.*

Anexo

Se presenta el código en MATLAB (The MathWorks Inc., 2017) para el cálculo de la confiabilidad estructural, siguiendo la metodología descrita en el ítem 2.5.

```
%% Script for generation of reliability curves

clc; clear; close all;

%% Import data from Excel

AERfile = xlsread('Exceedance Ratio.xlsx','Sheet 1'); %
Acceleration exceedanca ratios
MDSF0file = xlsread('MKV_F0.xlsx','Data'); %
Matrices of damage states - F0
MDSF1file = xlsread('MKV_F1.xlsx','Data'); %
Matrices of damage states - F1
MDSF2file = xlsread('MKV_F2.xlsx','Data'); %
Matrices of damage states - F2

%% Initial data

ne = 5; % Number of damage states
na = 70; % Number of accelerations
N = 100; % Number of events
T = 50; % Lifetime

%% Acceleration exceedance ratios

[a,va,Tr,Prob] = funct_Acc_Excd_R(AERfile,MDSF0file,na);

%% Initial probability vector

for i = 1:ne
    VoF0(i) = MDSF0file(1+i,4);
    VoF1(i) = MDSF1file(1+i,4);
    VoF2(i) = MDSF2file(1+i,4);
end
```

```

%% Damage probability transition matrices

for i = 1:na
    sheet = 1+i;
    DPTMF0(:, :, i) = xlsread('MKV_F0.xlsx', sheet);
    DPTMF1(:, :, i) = xlsread('MKV_F1.xlsx', sheet);
    DPTMF2(:, :, i) = xlsread('MKV_F2.xlsx', sheet);
end

%% Probability of each matrix

for i = 1:na
    Pr_MtxF0(:, :, i) = Prob(i)*DPTMF0(:, :, i);
    Pr_MtxF1(:, :, i) = Prob(i)*DPTMF1(:, :, i);
    Pr_MtxF2(:, :, i) = Prob(i)*DPTMF2(:, :, i);
end

%% Expected value of damage matrix per event

[EVMF0] = funct_Exp_Val_N(ne, na, N, Pr_MtxF0);
[EVMF1] = funct_Exp_Val_N(ne, na, N, Pr_MtxF1);
[EVMF2] = funct_Exp_Val_N(ne, na, N, Pr_MtxF2);

%% Final probability vector

% Probability vector when VN = 0
FPVF0(:, 1) = VoF0;
FPVF1(:, 1) = VoF1;
FPVF2(:, 1) = VoF2;

% Considering VN variable from 1 to N
for i = 2:N+1
    FPVF0(:, i) = VoF0*EVMF0(:, :, i-1);
    FPVF1(:, i) = VoF0*EVMF1(:, :, i-1);
    FPVF2(:, i) = VoF0*EVMF2(:, :, i-1);
end

```

```

%% Probability of N

t = 100; % Considering 100 years

for j = 1:t
    for i = 1:N+1
        ProbN(i,j) = ((j*va(1))^(i-1)) * exp(-j*va(1)) / factorial(i-1);
    end
end

%% Final probability vector for N variable

for j = 1:t
    for i = 1:N+1
        VNF0(:,i,j) = ProbN(i,j) * FPVF0(:,i);
        VNF1(:,i,j) = ProbN(i,j) * FPVF1(:,i);
        VNF2(:,i,j) = ProbN(i,j) * FPVF2(:,i);
    end
end

%% Reliability

[RDS2F0] = funct_Reliability(ne,t,N,VNF0,T);
[RDS2F1] = funct_Reliability(ne,t,N,VNF1,T);
[RDS2F2] = funct_Reliability(ne,t,N,VNF2,T);

%% Function of reliability considering incremental retrofitting

function [RM] = funct_reliability_incr_retrof(T,T1,T2,RF0,RF1,RF2)

for i = 1:T+1
    if i-1 < T1
        RM(i) = RF0(i);
    else
        if i-1 < T2
            RM(i) = RF0(T1+1) * RF1(i-T1);
        else
            RM(i) = RF0(T1+1) * RF1(T2-T1+1) * RF2(i-T2);
        end
    end
end
end

```