

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**ESCUELA DE POSGRADO**



**CONSTRUCCIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA  
VIVIENDAS UNIFAMILIARES DE MUROS DE DUCTILIDAD  
LIMITADA**

**Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil**

**AUTORES:**

**Stewart Yaroshenko Lopez Otiniano**

**Carlos Alberto Rodriguez Reyna**

**ASESOR:**

**Mg. José Acero Martínez**

**LIMA – PERÚ**

**2018**

## Resumen

El Perú es un país de alta sismicidad debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico. El análisis de los registros históricos, así como el estudio del desempeño de los sistemas estructurales, han servido de base para el desarrollo de disposiciones normativas de diseño sísmico. El objetivo principal de estas disposiciones es reducir el riesgo sísmico. El déficit de viviendas en el Perú y el crecimiento de la población son la razón de la demanda permanente. Las viviendas de muros de concreto de ductilidad limitada (VMDL) son preferidas por los promotores inmobiliarios. Esto se debe a que esta tipología estructural resulta muy productiva en términos de tiempo de ejecución, simplificación de los procedimientos de construcción y reducción de los costos de construcción.

La ausencia de sismos de gran magnitud durante 271 años en la costa centro del Perú, hacen que las viviendas y edificios de paredes delgadas no hayan sido sometidas a fuertes aceleraciones aún. Por lo tanto, no se cuenta con información de campo sobre su desempeño. Algunas pruebas de laboratorio se han llevado a cabo para evaluar el desempeño de muros individuales a escala natural. En dichas pruebas se han seguido los protocolos y provisiones de FEMA 461.

El presente trabajo se centra principalmente en el desarrollo de curvas de fragilidad para viviendas de muros de concreto de ductilidad limitada (VMDL) edificadas sobre un perfil de suelo tipo S2. Estas funciones pueden obtenerse mediante opinión de expertos, pruebas de laboratorio, recopilación de información de campo y técnicas de simulación. En esta investigación, las curvas de fragilidad son generadas por una técnica de simulación de Montecarlo. Se generan curvas de fragilidad para viviendas unifamiliares típicas de 2 y 3 pisos que han sido diseñadas siguiendo los lineamientos de la normativa peruana vigente. El modelo de 2 pisos consiste en 3 viviendas que forman un solo bloque y comparten muros medianeros, en tanto que el modelo de 3 pisos es un bloque independiente. Estos dos modelos son representativos de la oferta actual de vivienda que se viene construyendo desde los años 90.

La contribución más importante es el enfoque probabilístico que toma en cuenta la aleatoriedad de las propiedades mecánicas de los materiales involucrados, tales como la resistencia a la compresión del concreto y el límite de fluencia del acero de refuerzo, así

como la incertidumbre de la demanda sísmica mediante la generación de señales sintéticas compatibles con el espectro normativo.

Los resultados muestran un buen desempeño sísmico para ambas tipologías. Para sismo severo (PGA=0.45g) la probabilidad de presentar daño leve es del 1% o menos.



## **AGRADECIMIENTOS**

Nuestro agradecimiento a los docentes del Magíster en Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú por los conocimientos impartidos, por su dedicación, por su ejemplo y por su exigencia.

Asimismo queremos expresar nuestro agradecimiento a todas las personas que nos apoyaron en la realización de esta investigación, en especial a nuestros profesores Mg. José Acero y Mg. José Velásquez por el tiempo dedicado, por su paciencia y el soporte brindado.

Finalmente agradecemos a nuestro compañero Mg. César Reyes por facilitarnos material de consulta.

## **DEDICATORIA**

A Dios de Israel, por guiar siempre mi camino.  
A mis padres Carlos y Lorena, las personas que siempre estarán  
para apoyarme y darme su afecto en todo momento.  
A mis hermanos Carlos y Franklin compañeros de toda mi vida.  
A mi familia por sus consejos y apoyo en todo momento.

*Stewart Yaroshenko Lopez Otiniano*

A Dios Uno y Trino, por mostrarme su Amor Infinito.  
A Rosario, mi esposa; por su amor incondicional.  
A Mateo, María Fe y Gabriel, quienes son mi esperanza.  
A mis padres y hermanos, porque siempre puedo contar con ellos.

*Carlos Alberto Rodriguez Reyna*

# CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivo general.....	3
1.2.2. Objetivos específicos.....	4
1.3. Alcance.....	4
1.4. Hipótesis.....	4
1.5. Antecedentes.....	4
<b>2. MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>11</b>
2.1 Introducción.....	11
2.2 Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo sísmico.....	11
2.3 Curvas de fragilidad.....	12
2.3.1 Formas comunes de una función de fragilidad.....	13
2.3.2 Funciones de fragilidad según el método usado para crearlas.....	14
2.3.3 Estados de daño.....	15
2.3.4 Estimación de la demanda sísmica.....	15
2.4 Conceptos básicos de estadística y probabilidades.....	18
2.4.1 Distribución de probabilidades.....	18
2.4.2 Distribuciones de probabilidad.....	19
2.4.3 Simulación Montecarlo y Muestreo por Hipercubo Latino.....	21
<b>3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN</b> .....	<b>22</b>
3.1 Determinación de las características de las viviendas en estudio.....	22
3.2 Metodología propuesta para la generación de curvas de fragilidad en VMDL.....	22
3.2.1 Estimación de acelerogramas sintéticos.....	23
3.2.2 Generación de los parámetros estructurales.....	23
3.2.3 Simulación de Montecarlo.....	24
3.2.4 Estados de daño.....	24
3.2.5 Evaluación de la respuesta mediante análisis dinámico no-lineal.....	25
3.3 Estimación de las funciones de distribución de probabilidad del daño.....	25
3.4 Generación de las curvas de fragilidad.....	26

<b>4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA.....</b>	<b>28</b>
4.1 Caracterización de las viviendas en estudio .....	28
4.1.1 Características arquitectónicas.....	28
4.1.2 Tipologías propuestas .....	28
4.2 Desarrollo de la metodología propuesta para la generación de curvas de fragilidad en VMDL .....	30
4.2.1 Estimación de acelerogramas sintéticos .....	30
4.2.2 Generación de los parámetros estructurales.....	31
4.2.3 Simulación de Montecarlo .....	32
4.2.4 Estados de daño .....	33
4.2.5 Evaluación de la respuesta mediante análisis dinámico no-lineal .....	33
4.3 Estimación de las funciones de distribución de probabilidad de daño .....	44
4.4 Generación de las curvas de fragilidad .....	45
4.5 Interpretación de resultados .....	46
<b>5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>48</b>
<b>6. REFERENCIAS .....</b>	<b>50</b>
<b>7. ANEXOS .....</b>	<b>53</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Curvas de fragilidad para el edificio del colegio 780 nuevo (Velásquez,J., 2006).....	13
Figura 2.2. Envolvente de intensidades (Carr, 2007) .....	16
Figura 2.3. Mapa de isoaceleraciones en el Perú. Considerando 10% de excedencia y 50 años de exposición (Castillo y Alva 1993).....	17
Figura 2.4. Función de densidad de probabilidad gaussiana (izquierda). Función de distribución acumulativa gaussiana (derecha). .....	20
Figura 3.1. Metodología para generar curvas de fragilidad (adaptada de Bonnet 2003)	23
Figura 3.2. Histogramas de distorsiones de entrepiso de una estructura hipotética para a) PGA=0.4g. b) PGA=0.5 g.....	25
Figura 3.3. Procedimiento para la generación de curvas de fragilidad a partir de las funciones de distribución de probabilidad acumulada (fdp) para tres niveles de intensidad sísmica.....	26
Figura 4.1. Esquema de la primera, segunda y tercera planta de la vivienda unifamiliar de muros de ductilidad limitada, primera tipología.....	29
Figura 4.2. Esquema de la planta típica de tres viviendas unifamiliares adosadas de muros de ductilidad limitada de dos niveles, segunda tipología. ....	30
Figura 4.3. Señales sintéticas típicas para una aceleración máxima en la roca (PGA) de 0.45g. ....	30
Figura 4.4. Espectros de respuestas generadas en SIMQKE para señales sintéticas para una aceleración máxima en la roca (PGA) de 0.45g. ....	31
Figura 4.5. Función de distribución de probabilidad para la resistencia a compresión del concreto .....	31
Figura 4.6. Función de distribución de probabilidad para el esfuerzo de fluencia del acero .....	32
Figura 4.7. Simulación de Montecarlo aplicado a la segunda tipología para un valor de PGA de 0.6 g .....	32
Figura 4.8. Modelado de la primera tipología en el programa PERFORM-3D .....	33
Figura 4.9. Modelado de la segunda tipología en el programa PERFORM-3D.....	34
Figura 4.10. Modelo de fibras para muros con una y dos capas de refuerzo.....	34
Figura 4.11. Modelo de fibras de a) verticales, b) horizontales y c) de cortante .....	35



Figura 4.12. (a) Generación de rótula plástica en todo el piso inferior y (b) formación de rótula plástica en la mitad inferior del primer piso PERFORM-3D (2006).....	35
Figura 4.13. Parámetros para concreto sin confinar para elementos fibra en PERFORM-3D .....	36
Figura 4.14. Parámetros para acero de refuerzo para elementos fibra en PERFORM-3D .....	37
Figura 4.15. Relación esfuerzo- deformación por corte en PERFORM-3D .....	38
Figura 4.16. Diafragmas rígidos y masas en nudos maestros en PERFORM-3 para la segunda tipología.....	39
Figura 4.17. Amortiguamiento de Rayleigh en PERFORM-3D .....	40
Figura 4.18. Dimensiones y características de los muros ensayados .....	41
Figura 4.19. Modelo en PERFORM-3D, del muro a calibrar .....	42
Figura 4.20. Calibración de respuesta histerética del muro con carga de gravedad.....	42
Figura 4.21. Calibración de respuesta histerética del muro sin carga de gravedad.....	43
Figura 4.22. Historia de distorsiones de entrepiso en el segundo nivel, estimadas mediante PERFORM- 3D .....	43
Figura 4.23. Histograma de las distorsiones máximas de entrepiso en el segundo nivel de la segunda tipología para un PGA= 1.20g.....	44
Figura 4.24. Función de distribución de probabilidad acumulada (fdp) de las distorsiones máximas de entrepiso para una vivienda unifamiliar de MDL de tres pisos.....	44
Figura 4.25. Curvas de fragilidad para la vivienda unifamiliar de muros de ductilidad limitada de 3 pisos (tipología 1) .....	45
Figura 4.26. Curvas de fragilidad para la vivienda unifamiliar de muros de ductilidad limitada de 2 pisos (tipología 2) .....	45

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Sismos de diseño, periodos de retorno y aceleraciones en la roca para la costa del Perú ( <i>Adaptado de Muñoz, A. et al, 2001</i> ).....	16
Tabla 3.1. Estados de daño para viviendas de muros de ductilidad limitada .....	24
Tabla 4.1. Estados de daño seleccionados para la metodología en estudio.....	33



# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Planteamiento del problema

El Perú es un país de alta actividad sísmica debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico. El estudio de los registros históricos e instrumentales de dicha actividad, así como del desempeño de ciertos sistemas estructurales durante eventos sísmicos, han servido como base para plantear las actuales normas de diseño sismo resistente y de concreto armado que tienen por objetivo común el buen comportamiento de las edificaciones, con lo que se espera mitigar el riesgo sísmico.

La demanda de vivienda en el Perú no es atendida adecuadamente. Sólo en Lima Metropolitana (conformada por 43 distritos) el déficit habitacional al 2016 fue de 612 464 unidades de vivienda (HGP Grupo Consultor, 2017). Las viviendas de Muros de Ductilidad Limitada se han convertido en la alternativa preferida por los promotores inmobiliarios cuando construyen complejos habitacionales debido al alto nivel de productividad que se puede alcanzar y debido a la reducción en tiempos de ejecución, eliminación o simplificación de algunas partidas arquitectónicas y estructurales, y reducción de costos de construcción. Muestra de ello lo constituyen los complejos habitacionales ejecutados en el Perú en los últimos 15 años, algunos de ellos financiados por el Fondo mi Vivienda, o créditos hipotecarios.

A finales de la década de 1990 se propuso desarrollar viviendas seguras y económicas en concreto armado con sistemas estructurales con base en muros de espesor reducido y con una densidad adecuada en planta. Las primeras construcciones de muros delgados correspondieron a viviendas de un piso en la zona de reconstrucción de Ica debido al fenómeno del Niño de 1998. Entonces se emplearon cuantías de refuerzo inferiores a las normativas, así como concreto de baja resistencia. En 1999 se diseñó y construyó el primer edificio multifamiliar en Miraflores con este sistema (Gálvez, 2010). El sistema tal como se planteó en sus inicios, ha experimentado modificaciones debido a exigencias y restricciones normativas

Actualmente, las viviendas de muros de ductilidad limitada se caracterizan por contar con muros de 10 cm de espesor y en ellos se emplea concreto de resistencia cilíndrica a la compresión  $f'_c = 17$  MPa con un slump de 8". El refuerzo de estos muros consiste en una malla horizontal y vertical (por lo general  $\varnothing 8\text{mm} @ 0.20\text{m}$  o  $3/8" @ 0.25\text{m}$ ) de acero corrugado ASTM A615 o ASTM A706 con límite de fluencia 420 MPa, agregando algunas barras de refuerzo concentrado en sus extremos (generalmente barras de 12mm ó 1/2" de diámetro) sin confinamiento. El refuerzo vertical se empalma por traslape en cada piso por encima del nivel superior de cada losa.

En las viviendas de muros de ductilidad limitada, la arquitectura y la estructura se ajustan de tal forma que permiten dotar de suficiente resistencia y rigidez lateral al sistema, prescindiendo de columnas y de vigas. Los sistemas de piso consisten en losas macizas planas de 12 cm a 17cm de espesor y las alturas libres van de 2.35m a 2.45m.

Las características descritas, hacen que los muros posean poca ductilidad en comparación con sistemas que incluyen un detallado de refuerzo más exigente, y por ello la norma de diseño sismorresistente le asigna un factor de reducción de fuerzas igual a 4.

En 1998 se inició la investigación sobre este sistema constructivo, por entonces no contemplado en la normatividad peruana (Gálvez, 2010). Los estudios posteriores (San Bartolomé y Muñoz, 2003) dieron más luces sobre el comportamiento de este sistema, lo que dio lugar a cambios tanto en el aspecto de diseño como en el constructivo, lo que significó la incorporación de anexos a las Normas E.030 y E.060 en el año 2004.

Los estudios analíticos y experimentales que se realizaron posteriormente (San Bartolomé y otros, 2005) (San Bartolomé, 2006) (Gálvez, 2008) han permitido introducir mejoras en los lineamientos de diseño para las viviendas y edificaciones de estructuras de muros de ductilidad limitada, los mismos que se han visto reflejados en las posteriores versiones de las normas de estructuras.

El sistema de Muros de Ductilidad Limitada, es relativamente reciente, pues tiene menos de 20 años en nuestro país. Debido a que la franja costera ubicada entre

Chimbote y Pisco presenta un silencio sísmico de 271 años, el desempeño de las viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada ante sismos es incierto y no es posible brindar lineamientos para mitigar el riesgo o realizar cambios normativos con base en la experiencia o resultados empíricos.

A lo anterior se suma que, en nuestro país no existe una metodología estándar para evaluar la vulnerabilidad teórica o para la estimación de pérdidas probables ante eventos sísmicos.

Recientemente se han realizado estudios para estimar la vulnerabilidad sísmica de edificios multifamiliares de muros de ductilidad limitada siguiendo el Método Delphi (Muñoz y otros, 2006) y la metodología propuesta en FEMA P-58 (Reyes, 2017). La aplicación del método Delphi se realiza cuando no se cuenta con resultados de ensayos, ni información de campo luego de un sismo importante y por ello se recurre a la opinión de expertos. La metodología del FEMA P-58 ha sido aplicada mediante un Análisis Dinámico Incremental con once acelerogramas escalados y modelando las características de los muros en base a resultados de ensayos de nueve muros de ductilidad limitada a escala natural (Acero, 2016).

Al no disponerse de estudios que evalúen la vulnerabilidad de las viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada, se hace necesario desarrollar una metodología, con un enfoque probabilista, que considere la incertidumbre de la demanda sísmica y tome en cuenta resultados experimentales de muros que nos permitan obtener resultados más confiables. El resultado de este estudio servirá como base para estudios posteriores de riesgo sísmico, estimación de pérdidas y posibles cambios normativos.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo general**

El objetivo principal es contribuir a la reducción del riesgo sísmico de viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Desarrollar una metodología analítica para la construcción de curvas de fragilidad de viviendas de estructuras con muros de ductilidad limitada.
- Aplicar la metodología a dos viviendas de esta tipología estructural ubicadas en la ciudad de Lima sobre un perfil de suelo intermedio.

### **1.3. Alcance**

El presente trabajo de investigación desarrolla y aplica una metodología analítica probabilista para la construcción de curvas de fragilidad de viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada reforzados con acero corrugado, ubicadas en el departamento de Lima, Zona Sísmica 4, sobre un perfil de suelo intermedio.

Esta metodología considera la aleatoriedad de los parámetros estructurales correspondientes a la resistencia a la compresión del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, además de la incertidumbre en la determinación de la demanda sísmica para lo cual se construyen acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro normativo.

### **1.4. Hipótesis**

Las viviendas unifamiliares de muros de ductilidad construidas en la zona sísmica 4, tendrán un buen desempeño estructural frente a un evento sísmico severo.

### **1.5. Antecedentes**

El sistema estructural de muros de ductilidad limitada tiene características propias en nuestro país, aunque posee algunas características comunes con el sistema tipo túnel muy empleado en países como Venezuela, México y Colombia.

Las primeras construcciones de muros de ductilidad limitada en nuestro país se ejecutaron en 1998 junto con los primeros estudios experimentales a escala natural orientados a evaluar el comportamiento de muros individuales en ensayos monotónicos para diferentes resistencias a la compresión del concreto que culminaron con un ensayo de un módulo de vivienda de un piso empleando concreto  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  y malla de alambre trefilado de diámetro 1/4". Los resultados determinaron una resistencia superior a 6 veces lo exigido normativamente (Gálvez, 2010) y se encontró como límite elástico una distorsión de 0.0008 con un rango amplio de disipación de energía hasta alcanzar una distorsión de 0.0040 siendo el modo de falla por cizallamiento (Zavala, 2004).

En 1999, se ensayaron con carga lateral monotónica, un total de 14 muros de 2.50m de altura (variando las cuantías de refuerzo) y un módulo de vivienda de dos niveles. En los muros individuales, la máxima distorsión alcanzada fue de 0.0048, en tanto que el módulo mostró un comportamiento elástico hasta una distorsión de 0.0020 y se alcanzó una distorsión máxima de 0.0075 lo que se consideró satisfactorio, surgiendo la recomendación de aislar los alfeizares para evitar agrietamiento en las esquinas de ventanas a distorsiones tan bajas como 0.00029 (Gálvez, 2010).

De los ensayos arriba descritos, no se dispone información sobre las cuantías empleadas y otras características relevantes que permitirían un análisis crítico de los resultados.

Debido a que el sistema de muros de ductilidad limitada ya se había implantado con diferentes características en nuestro país, fue necesario especificar un valor para el coeficiente de reducción de fuerzas, el cual fue establecido en 4 y se especificó una distorsión límite de 0.007 ante sismo de diseño (SENCICO, 2003).

Los estudios experimentales continuaron con ensayos de tres muros de ductilidad limitada de 10cm de espesor, 2.4m de altura, 2.0m de longitud, concreto  $f'c$  entre 198  $\text{kg/cm}^2$  y 219  $\text{kg/cm}^2$ , con variación en el tipo de refuerzo empleado, pero manteniendo la misma cuantía, llegándose a proponer una distorsión límite de 0.005 y un valor de 3 para el factor de reducción de fuerzas sísmicas, sin llegar a

establecer diferencias en el comportamiento de los muros reforzados con malla electrosoldada o acero convencional, aunque reconociendo las limitaciones del estudio debido al reducido número de especímenes (San Bartolomé y otros, 2003).

A falta de metodologías normativas y criterios unificados para el análisis y diseño del sistema de muros de ductilidad limitada, fueron incorporadas especificaciones a las normas E.030 y E.060 en las que, entre otras cosas, se estableció una distorsión máxima de 0.005, se definieron cuantías mínimas de refuerzo, se delimitó el empleo de malla electrosoldada y se estableció 7 pisos como límite de altura para este sistema (CIP-SENCICO, 2004).

Las investigación continuó y se realizaron ensayos a dos prismas y a otros tres muros a escala natural empleando concreto  $f'_c=230$  kg/cm<sup>2</sup> y malla electrosoldada Q257 con 3 barras de acero convencional concentradas en cada extremo, variando el tipo de espigas y el tratamiento de la junta en la base; recomendando que el factor de reducción de fuerzas adopte un valor de  $R=3$  cuando se emplean mallas en el alma y refuerzo dúctil en los extremos, limitando la distorsión a 0.005; y un valor de 4 cuando se emplean espigas (dowells) de acero dúctil para evitar la falla por deslizamiento en la base de los muros, limitando la distorsión a 0.007 (San Bartolomé et al, 2004).

La necesidad de complementar o contrastar los resultados de estudios previos, motivó el ensayo de siete muros a escala natural con altura de 2.4m, longitud de 2.65m y espesor de 10cm, y de un módulo de un piso con área en planta de 18.13m<sup>2</sup>, construidos con concreto  $f'_c=175$  kg/cm<sup>2</sup> y reforzado con mallas electrosoldadas y refuerzo corrugado en los extremos variando las cuantías. Para el módulo se concluye que al limitar la distorsión a 1/200, el valor correspondiente de R es 2.69; y para una distorsión de 1/100, el valor de R es 3.66. Para los muros se obtienen resistencias experimentales superiores a las teóricas hasta en un 10%, y los desplazamientos experimentales resultan alrededor del doble de los teóricos (Medina, 2005).



En el año 2006 se realiza el primer estudio de vulnerabilidad en edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada ante diferentes escenarios de peligro. El estudio se realizó en base a la opinión de expertos siguiendo los lineamientos del método Delphi enmarcado en el ATC-13. Esta metodología es apropiada cuando no se disponen de datos históricos y sigue un tratamiento de la información que lo hace confiable al obtener un consenso. Se encontró que las edificaciones de entre 5 y 7 niveles presentarían un factor de daño superior al 60% para intensidades iguales o mayores a IX MM, en tanto que ante sismos raros el factor de daño estaría entre 45% y 55% para 5 y 7 niveles respectivamente, mientras que para sismos frecuentes el daño sería reparable con un daño cercano al 11% en edificios de 5 niveles y 15% en edificios de 7 niveles (Muñoz y otros, 2006)

Los estudios continuaron, esta vez para determinar el factor de reducción de fuerzas (mediante la metodología del ATC-63) para sistemas de muros de ductilidad limitada con espesor mayor o igual a 100mm y en los que se emplea mallas electrosoldadas como refuerzo distribuido y barras corrugadas como refuerzo en sus extremos manteniendo continuidad vertical de un alto porcentaje de muros. Se definió el peligro y desarrolló un análisis no lineal considerando las propiedades constitutivas de los materiales y modelos histeréticos que representan la respuesta al corte, calibrados en base a resultados de ensayos. El estudio incluyó edificaciones de 5 y 8 niveles con densidades de muros mayores o iguales a 2.5% en su dirección más débil, y edificaciones de 12 niveles con 3% de densidad o más en su dirección más débil. El estudio concluye que es adecuado el empleo de un factor  $R=4$  y considera que se pueden alcanzar distorsiones superiores al 1% sin que se produzca el colapso (Gálvez, 2008).

El interés por evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios de muros delgados en nuestro país, dio lugar al estudio de siete edificios existentes en Lima y Chiclayo de hasta 5 plantas, sin presencia de sótanos, con refuerzo de una malla electrosoldada y barras corrugadas de 12mm en sus extremos y con densidades en planta que varían entre el 2% y 5%. El modelado de los muros se realizó mediante fibras y se llevaron a cabo análisis pushover y análisis dinámico no lineal con registros peruanos escalados, sismos sintéticos de 35s de duración, registros

impulsivos y registros chilenos. Los estados de límite de daño se definieron en base a resultados experimentales disponibles. Los resultados muestran que un alto porcentaje de los edificios podrían experimentar daños graves, pues su resistencia sísmica es insuficiente. También se concluye que la limitación normativa de las distorsiones a 0.005, no garantiza que el alargamiento del acero en tracción no exceda el valor de 1% (González, 2010).

En México se propone un modelo basado en desempeño (capacidad de resistencia y desplazamiento), para viviendas de uno y dos pisos en base a muros de concreto de espesor reducido, relación de aspecto menor o igual que 2.0 y cuantías por debajo de las mínimas reglamentarias de dicho país. Se caracterizaron estados límite de agrietamiento, resistencia máxima y capacidad última. Se propusieron ecuaciones de carácter determinista que buscan capturar la respuesta promedio de una base de datos para la determinación de su resistencia máxima al corte. Así mismo se propusieron indicadores de niveles de desempeño para los casos de refuerzo con malla, refuerzo corrugado y sin refuerzo (Carrillo y Alcócer, 2011).

En Perú, otra corriente de investigación se orientó a la reducción del espesor de los muros de ductilidad limitada en edificios de hasta cinco niveles y para ello se ensayó cuatro muros a escala natural con longitud de 2.4m, altura de 2.3m y espesor de 8cm con mallas electrosoldadas variando las cuantías de 0.0012 a 0.0025 y empleando concreto de edad 70 días con resistencia superior a 350 kg/cm<sup>2</sup> al momento del ensayo de los muros. Los resultados muestran que la resistencia experimental a fuerza cortante es menor a la esperada; se proponen distorsiones de 1/1500 para el límite elástico y 1/400 para condiciones de diseño, en tanto que se propone un factor de reducción de fuerzas igual a 3 (Quintana, 2013).

Otro estudio de interés tuvo por objetivo la evaluación del desempeño de edificios peruanos de concreto armado de 10 pisos en base a muros delgados de 12 cm de espesor y malla electrosoldada, empleando funciones numéricas de fragilidad. El estudio consideró el empleo de 10 registros artificiales y se desarrollaron modelos para el análisis dinámico no lineal tiempo historia para valores fijos de parámetros

estructurales ( $f'_c$ ,  $f_y$ ) y características histeréticas calibradas a partir de ensayos experimentales desarrollados por Zavala (2004) y Gálvez (2008). Se estudiaron dos edificios con distinta arquitectura. Los resultados muestran que ante sismos ocasionales no se esperan daños o estos serían leves; ante sismos raros se espera daño moderado, daño leve e incluso ningún daño y la probabilidad de colapso es de 2.6% (Quiroz y Maruyama, 2014).

En la misma línea de evaluación del desempeño sismorresistente, en Venezuela se lleva a cabo un estudio de tres edificaciones existentes de muros de ductilidad limitada de 12cm de espesor y cuatro niveles, reforzados con doble malla electrosoldada: la primera, con  $f'_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> y muros en una sola dirección; la segunda, con  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup> y muros en las dos direcciones, y la tercera corresponde al primer edificio reforzado. Se realiza un análisis no lineal bajo los espectros de la norma sísmica de Venezuela y se concluye que la demanda sísmica llega hasta 4.7 veces la capacidad a flexocompresión para el edificio con muros en una dirección. Para el edificio con muros en ambas direcciones se espera una falla a corte y la máxima relación demanda/capacidad es de 1.07. El procedimiento incluye la calibración de modelos en base a resultados de ensayos experimentales, el análisis pushover, curvas de capacidad, selección de estados de daño, obtención de curvas de capacidad y curvas de pérdidas esperadas para cinco escenarios sísmicos. Los resultados indican que las pérdidas esperadas para el edificio con muros en una dirección sobre suelo intermedio, superan el 50% (Rengel, 2016).

Con el fin de ampliar la base de resultados experimentales, se ensayaron nueve muros de concreto de ductilidad limitada, de 2.0m de longitud, 2.40m de altura y 0.10m de espesor, con concreto  $f'_c=175$  kg/cm<sup>2</sup> y con una malla de refuerzo dúctil de diámetro 3/8" espaciado cada 0.25m y 3 barras de diámetro 1/2" concentradas en cada extremo. Se definieron tres estados de daño asociados a: 1. aparición de la primera fisura por flexión en los talones, 2. desarrollo de la máxima resistencia del muro y 3. Desarrollo de la resistencia última. Se determinaron curvas de fragilidad para muros con carga axial y para muros sin carga axial. Los resultados muestran que para muros con o sin carga axial, a una distorsión de 0.010, poco

menos del 20% de muros habría colapsado; para una distorsión de 0.007, un 2% de muros habrían colapsado; y para una distorsión de 0.005, se tendría menos del 1% en el estado de daño 2 y el 99% en el estado límite 1.

El estudio analítico más reciente sobre la vulnerabilidad sísmica de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL) en la costa central del Perú, consistió en la caracterización de la tipología y la evaluación de su respuesta mediante un Análisis Dinámico Incremental para luego obtener curvas de fragilidad para diferentes niveles de demanda sísmica y finalmente obtener el desempeño sísmico mediante curvas de vulnerabilidad. El estudio concluye que la probabilidad de colapso está asociada a pseudoaceleraciones superiores a 3.0g habiendo sobreestimado esta capacidad debido a que no se tomó en cuenta la posibilidad de pandeo (Reyes, 2017).

La mayoría de estudios revisados, muestran resultados alentadores aunque dispersos, y aún son pocos los ensayos que los respaldan, sin embargo no se han llevado a cabo estudios específicos para evaluar la fragilidad de viviendas de muros de concreto de ductilidad limitada de dos y tres niveles.

## 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Introducción

En el presente capítulo se presenta el marco teórico de la investigación, que tiene por objetivo describir conceptos de riesgo sísmico, estados de daño y acelerogramas sintéticos. Se explican términos relacionados a las Curvas de fragilidad y conceptos de estadística y probabilidad.

### 2.2 Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo sísmico

La severidad de los efectos sísmicos que se podrían presentar en un lugar determinado, se denomina **Peligro Sísmico**. El peligro sísmico depende exclusivamente del panorama sísmo tectónico del lugar en estudio, así como de las características del suelo y la topografía local. Aún en lugares sin obras civiles puede establecerse el peligro sísmico. El peligro sísmico suele expresarse por medio del valor máximo que podría alcanzar en el sitio, un determinado parámetro indicador de daño (Muñoz, 2002).

La **Vulnerabilidad Sísmica** de una edificación es el grado de daño que puede sufrir esta, durante un sismo. “La vulnerabilidad refleja la falta de resistencia de un edificio frente a las solicitaciones sísmicas” (Bommer et al, 1998,p.5). También “puede entenderse como la predisposición intrínseca de un elemento o grupo de elementos expuesto, a ser afectado o ser susceptible a sufrir daño, ante la ocurrencia de un evento sísmico determinado” (Safina, 2002,p.38).

Al grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica se denomina **Riesgo Sísmico** (Bonett, 2003), y depende tanto del peligro sísmico en el sitio de la obra, como de la vulnerabilidad de la construcción misma. En términos de probabilidades, podemos determinar el Riesgo como el producto del Peligro y la Vulnerabilidad (Muñoz, 2002).

### **2.3 Curvas de fragilidad**

Una definición no técnica de fragilidad es “la calidad de ser fácilmente roto o dañado”. El concepto de una función de fragilidad en la ingeniería sísmica data al menos de Kennedy et al. (1980), que definieron una función de fragilidad como una relación probabilística entre la frecuencia de falla de un componente de una planta de energía nuclear y la aceleración máxima del suelo en un terremoto. En términos más generales, se puede definir una función de fragilidad como una función matemática que expresa la probabilidad de que se produzca algún suceso indeseable en función de alguna medida de la excitación ambiental (Porter, 2017).

Las curvas de fragilidad, denominadas también “funciones de vulnerabilidad”, representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. En otras palabras, puede decirse que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas (Bonnet, 2003)

En las curvas de fragilidad elaboradas por Velázquez, J. (2006) para edificaciones educativas peruanas denominadas 780 nuevo, que se muestran en la figura 2.1, se ha definido como parámetro indicador de la intensidad sísmica, la aceleración máxima en la roca (PGA). Las curvas muestran que para una aceleración de 0.7g (“g” es la aceleración de la gravedad), la probabilidad de colapso es de 5%; en tanto que para la misma aceleración, la probabilidad de daño severo alcanza el 10%, el daño moderado llega al 50% y el daño leve a 35%.

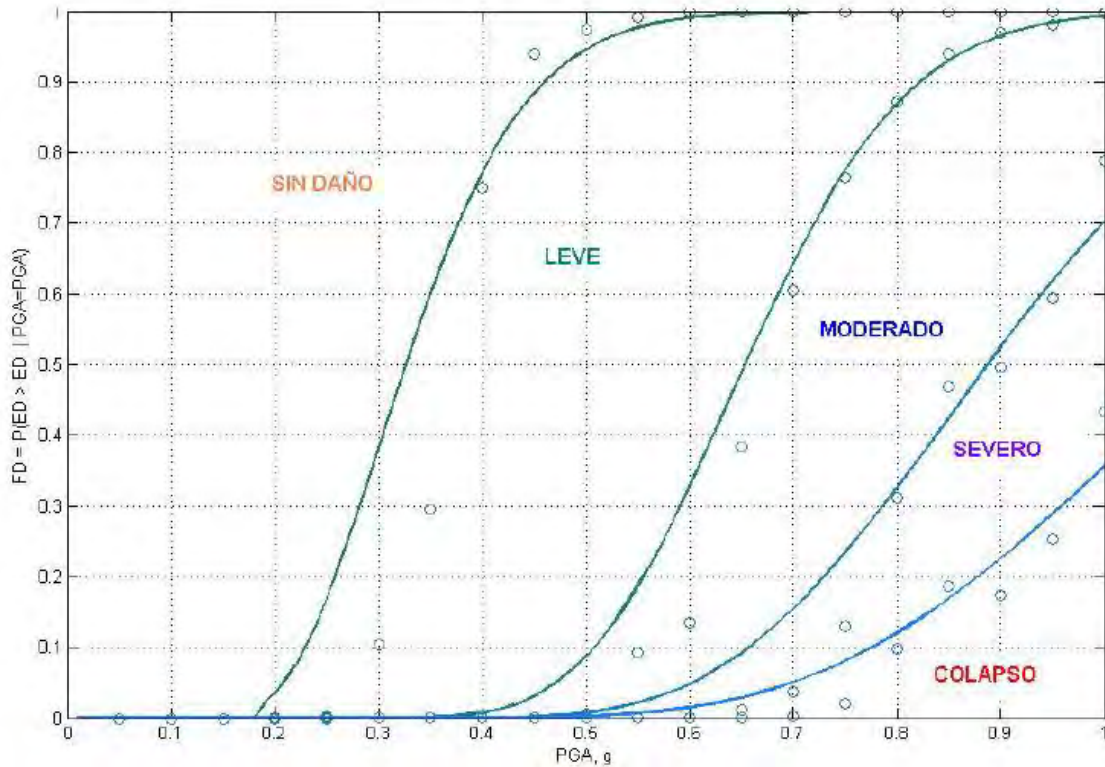


Figura 2.1. Curvas de fragilidad para el edificio del colegio 780 nuevo ( Velásquez, J., 2006)

### 2.3.1 Formas comunes de una función de fragilidad

La forma más común de una función de fragilidad sísmica es la función de distribución acumulada lognormal (CDF). Es de la forma (Porter, 2017):

$$F_d(x) = P[D \geq d/X] \quad d \in \{1,2,3 \dots N_D\}$$

$$= \Phi \left( \frac{\ln(\frac{x}{\theta_d})}{\beta_d} \right)$$

Donde:

$P[A / B]$  = probabilidad de que A sea verdadero dado que B es verdadero

$D$ = estado de daño incierto de un componente particular. Puede tomar un valor en  $\{0,1,\dots,n_D\}$ , donde  $D=0$  indica el estado sin daño,  $D=1$  denota el primer estado de daño, etc.

$d$ = un valor particular de  $D$ , es decir, sin incertidumbre.

$n_D$ = número de posibles estados de daños  $n_D \in \{1,2,3 \dots\}$

$X$ = intensidad de la excitación incierta, por ejemplo, la aceleración pico para periodo cero en la base del edificio en estudio.

Aquí la excitación se llama parámetro de demanda (DP).

$x$ = un valor particular de  $X$ , es decir, sin incertidumbre.

$F_d(x)$ = una función de fragilidad para el estado de daño  $d$  evaluada en  $x$ .

$\Phi(s)$  = función normal de distribución acumulada (Gaussiana) evaluada en  $s$

$\theta(d)$  = mediana de la capacidad del edificio para resistir el daño  $d$ , en las mismas unidades que  $X$ .

$\beta_d$ = la desviación estándar del logaritmo natural de la capacidad del edificio para resistir un estado de daño.

### **2.3.2 Funciones de fragilidad según el método usado para crearlas**

Podemos distinguir tres:

- a) Empírica: una función de fragilidad empírica es aquella que se crea mediante el ajuste de una función para aproximar datos observados en laboratorio o del mundo real. Las funciones empíricas de fragilidad se han utilizado en la ingeniería por lo menos desde Kustu et al. (1982). Merz en 1991 utilizó esta metodología para crear funciones de fragilidad para equipos de plantas de energía ante eventos sísmicos (Porter, 2017).
- b) Opinión de expertos o basado en el juicio: una función de fragilidad de opinión de expertos es la creada por encuestar a una o más personas que tienen experiencia con la clase de activo en cuestión, donde los expertos conjeturan o juzgan la probabilidad de falla como una función de la excitación ambiental (Porter, 2017).
- c) Analítico: una función de fragilidad analítica se emplea cuando no se dispone de observaciones de daños debidos a sismos, ni de suficientes ensayos de laboratorio. Para el análisis de las edificaciones se emplean métodos numéricos y sus resultados suelen ser sensibles a los modelos elegidos (Bonnet, 2003). Uno de los primeros estudios en que se emplea el análisis estructural para construir funciones de fragilidad de componentes de construcciones, fue realizado por Czarnecki (1973).

Estas funciones de fragilidad son especialmente útiles cuando no se disponen de datos de campo para las estructuras en estudio, ni se cuenta con suficiente cantidad de resultados experimentales; de esta forma se pueden llevar a cabo estudios de riesgo sísmico que luego permiten implementar medidas para su reducción.



### 2.3.3 Estados de daño

Los estados de daño representan condiciones límites en relación a los daños físicos sobre un elemento estructural o una edificación y se relacionan con diferentes niveles de desempeño esperados que buscan la continuidad funcional de una edificación, salvaguardar la vida de sus ocupantes o prevenir el colapso.

Existen diversas propuestas para establecer los niveles de daño de elementos estructurales o edificaciones, en función de parámetros como anchos de fisuras, distorsión de entrepiso, rotación en la base, etc. (FEMA 356,2000) (ASCE 41-06, 2007 ) (ATC, 1985) (Medina, 2005).

### 2.3.4 Estimación de la demanda sísmica

La definición de la demanda sísmica depende del tipo de análisis estructural que aplique a la estructura en estudio; así, cuando sea pertinente un análisis lineal, la demanda sísmica puede quedar definida por espectros de respuesta; mientras que para un análisis no lineal es necesario el empleo de algún método de integración paso a paso previa definición de la demanda sísmica por medio de acelerogramas (Barbat, H. et al., 2005).

En muchos casos no se cuenta con la cantidad apropiada de acelerogramas reales, por lo que se hace necesario generarlos artificialmente mediante métodos deterministas o métodos estocásticos buscando que los espectros de respuesta de los acelerogramas obtenidos resulten compatibles con el espectro de diseño.

En los métodos deterministas se toma en consideración las características de la fuente sismogénica y la ubicación del área en estudio respecto a la fuente.

En el caso de los métodos estocásticos nos centraremos en el propuesto por Gasparini y Vanmarcke (1976) en su programa SIMQKE que considera a una función periódica como una superposición de ondas sinusoidales, que debido a su carácter transitorio, es normalizada por una función de intensidad envolvente  $I(t)$  que define la forma del acelerograma, considerando así el carácter transitorio de éste .

$$\ddot{X}_{(t)} = I(t) \sum_{k=1}^n A_k \text{sen}(w_k t + \phi_k) \dots \dots \dots (2.1)$$

Donde  $A_k$  son las amplitudes,  $w_k$  son las frecuencias angulares y  $\phi_k$  son los ángulos de fase, todos los cuales son generados de forma aleatoria.

Aunque las funciones de intensidad pueden tomar formas diversas, las más empleadas se muestran en la figura 2.2.

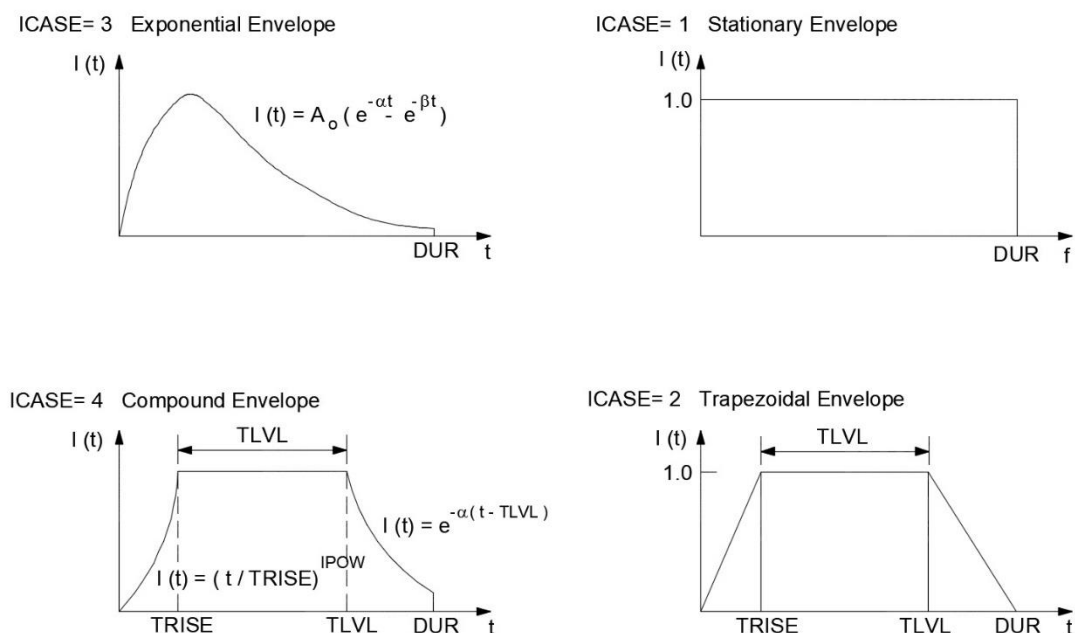


Figura 2.2. Envoltente de intensidades (Carr, 2007)

De esta forma se puede contar con un conjunto de acelerogramas que corresponden a diferentes niveles de amenaza, variando la aceleración pico del terreno (PGA). El rango de aceleraciones pico debe abarcar desde sismos frecuentes hasta sismos muy raros. La Tabla 2.1 muestra los periodos de retorno y las aceleraciones asociadas a los sismos de diseño en la costa del Perú (Muñoz, A. et al, 2001).

Tabla 2.1. Sismos de diseño, periodos de retorno y aceleraciones en la roca para la costa del Perú (Adaptado de Muñoz, A. et al, 2001)

Sismo de diseño (SEAOC)	Período de retorno	Acel. Max. en roca (g)
Frecuente	45 años	0.20
Ocasional	75 años	0.25
Raro	500 años	0.40
Muy Raro	1000 años	0.50

Las características de la estratigrafía y topografía local, modifican las aceleraciones a nivel de terreno, y los mapas de isoaceleraciones como el mostrado en la Figura 2.3.,



El mapa de isoaceleraciones mostrado en la figura anterior contiene curvas que representan un valor de aceleración determinado, denominadas curvas de isoaceleración. A cada ubicación geográfica le corresponde un valor de aceleración representado por un punto de la curva de isoaceleración que coincide con dicha ubicación.

## **2.4 Conceptos básicos de estadística y probabilidades**

“La estadística tiene que ver con la determinación de algunas medidas de incertidumbre a partir de experimentos realizados en objetos reales, la probabilidad estudia modelos matemáticos ideales que pueden aplicarse al estudio de la aleatoriedad” (Velásquez, 2004,p.7).

Cuando se estudia un sistema estructural, es necesario tomar en cuenta que los parámetros estructurales involucrados son de naturaleza aleatoria, por lo tanto deberán ser descritos estocásticamente. Considerando además que, los parámetros sísmicos son aleatorios y la muestra a manejar es elevada, los métodos convencionales de probabilidad no resultan aplicables. “El método de Montecarlo es una herramienta general que salva esa dificultad y puede aplicarse a casos más complejos. Consiste en la generación de estadísticas artificiales de las respuestas por medio de modelos probabilistas de los parámetros” (Velásquez, 2004,p.8).

### **2.4.1 Distribución de probabilidades**

Las propiedades de los materiales, la demanda sísmica y otras variables que se emplean en la construcción de las curvas de fragilidad implican cantidades inciertas, llamadas variables aleatorias. Para las variables inciertas se usan mayúsculas mientras que para los valores particulares se usan minúsculas. La probabilidad se denota por  $P [ ]$  y la probabilidad condicional  $P [A/B]$ . Una variable aleatoria se caracteriza mediante distribuciones de probabilidades. Dentro de las funciones de probabilidad tenemos las funciones de densidad de probabilidad, funciones de masa de probabilidad y funciones de distribución acumulada (Porter,2017).

Las funciones de densidad de probabilidad aplicables a las cantidades pueden asumir un dominio continuo de valores, como la distorsión de entrepiso que experimenta un edificio sometido a un terremoto en particular. La función de densidad de probabilidad para una variable aleatoria escalar continua se puede trazar en un gráfico x-y, donde el eje “x” mide el valor posible que la variable puede asumir y el eje “y” mide la probabilidad por unidad de “x” de que la variable tome ese “x” particular valor. Denotaremos una función de densidad de probabilidad de “x” con  $f_x(x)$ . La minúscula f indica una densidad de

probabilidad, el subíndice  $x$  denota que es una función de densidad de la variable aleatoria  $x$ , y el argumento  $(x)$  indica que la función está siendo evaluada en el valor particular  $x$ . El área bajo la función de densidad de probabilidad entre dos valores cualquiera  $a$  y  $b$  da la probabilidad de que  $x$  tome un valor entre esos dos límites. Aquí usamos la convención de que el límite superior está incluido y el límite inferior no lo está (Porter,2017).

$$P[a < X \leq b] = \int_a^b f_x(x) dx \quad (2.4)$$

Si se integra la función de densidad de probabilidad de  $X$  desde  $-\infty$  a  $x$ , el valor de la integral es la probabilidad de que la variable aleatoria tome un valor menor o igual a  $x$ . Nos referimos al valor de esa integral como una función de  $x$  como la función de distribución acumulativa de  $X$ . Se denota aquí por  $F_x(x)$ .

$$P[X < x] = \int_{z=-\infty}^x f_x(z) dz \quad (2.5)$$

La ecuación (2.5) utiliza la variable de integración  $z$  porque el límite superior  $x$  aquí es un valor fijo, particular, el valor al que estamos evaluando la función de distribución acumulativa.

Algunas variables solo pueden tomar valores discretos, entonces:

$$P[X = x] = p_x(x) \quad (2.6)$$

Entonces podemos expresar la función de distribución acumulativa de una variable aleatoria discreta igual que una continua:

$$P[X \leq x] = \int_{z=-\infty}^x p_x(z) dz = \sum_{z=-\infty}^x p_x dz \quad (2.7)$$

### 2.4.2 Distribuciones de probabilidad

Las distribuciones normales y log normales son aplicadas a menudo en aplicaciones de fragilidad, vulnerabilidad y riesgo.

Si una cantidad  $X$  se distribuye normalmente con el valor medio  $\mu$  y una desviación estándar  $\sigma$ , puede asumir cualquier valor escalar en  $-\infty < X < \infty$ . Se debe tener en cuenta que cuanto mayor sea  $\sigma$ , más incierto es  $X$ . La función de densidad de probabilidad normal o Gaussiana se expresa como en la ecuación (2.8), y como se muestra aquí se expresa a veces en la forma normalizada mostrada en la segunda línea de la ecuación con la letra griega en minúscula  $\phi$  (Porter,2017).

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (2.8)$$

$$= \varphi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$$

La función de distribución acumulada (CDF) se puede expresar de la siguiente manera:

$$P[X \leq x] = F_x(x) \quad (2.9)$$

$$= \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(z-\mu)^2}{2\sigma^2}} dz$$

$$= \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$$

Donde  $\Phi$  denota comúnmente la función de distribución acumulativa normal estándar.

Se puede encontrar el valor  $x$  asociado con una probabilidad de no excedencia especificada,  $p$  invirtiendo la función de distribución acumulativa en  $p$ :

$$x_p = x: P[X \leq x_p] = p \quad (2.10)$$

$$x_p = F_x^{-1}(p)$$

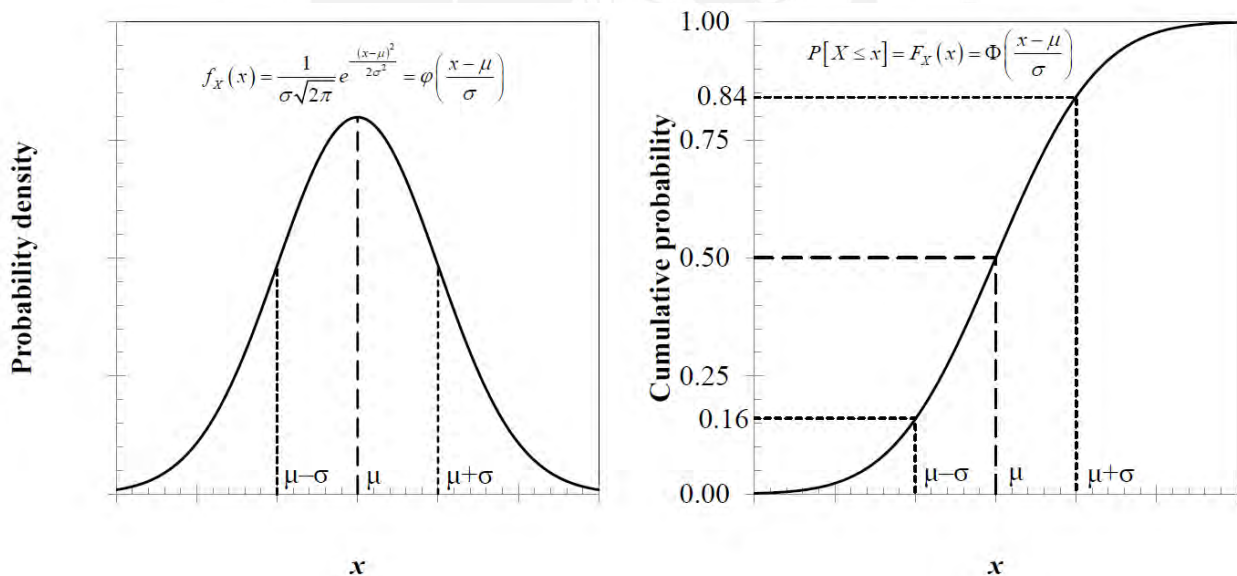


Figura 2.4: Función de densidad de probabilidad gaussiana (izquierda). Función de distribución acumulativa gaussiana (derecha).

### 2.4.3 Simulación Montecarlo y Muestreo por Hipercubo Latino

La simulación Montecarlo es una técnica de simulación que permite estudiar problemas complejos que requieren el manejo de gran cantidad de datos para diferentes variables de estudio. Para ello se requiere contar con muestras aleatorias de cada variable, obtenidas a partir de bases de datos confiables, o creadas para cumplir con una determinada distribución de probabilidad. Estas variables son combinadas aleatoriamente, verificando que en estos vectores no se presenten correlaciones y luego se ejecuta el modelo de análisis para cada vector. A mayor número de muestras, se obtiene mayor precisión de los resultados obtenidos.

Existen diversas técnicas de muestreo aplicables a diferentes tipos de fenómenos, Para fenómenos con muchas variables, un muestreo aleatorio simple no es confiable existiendo técnicas como la del Hipercubo Latino que si es aplicable.

La técnica de Muestreo del Hipercubo Latino (LHS) tiene los siguientes pasos:

- Selección de las variables a muestrear.
- Asignación de distribuciones de probabilidad a cada variable
- División de cada distribución de probabilidad acumulada (CDF) en un número de regiones igualmente particionadas con el objetivo de que la muestra tenga puntos en cada intervalo.
- Generación de una muestra aleatoria dentro de cada intervalo para cada variable
- Generación de pares aleatorios de muestras para contar con vectores de entrada (uno por cada intervalo).

Con cada par de valores de entrada, el modelo numérico es ejecutado una vez.

Para llevar a cabo el estudio de vulnerabilidad de una estructura, “se genera un conjunto de muestras de las variables que representan los parámetros sísmicos y estructurales. Los valores para cada parámetro se eligen en forma aleatoria a partir de su función de distribución de probabilidad” (Velásquez, 2006,p.22). Se ha encontrado “que el sesgo de las estimaciones obtenidas por el LHS es bastante pequeño para un número moderado de simulaciones” (Florian, A., 1992,p.132).

### **3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **3.1 Determinación de las características de las viviendas en estudio**

Se recopilaron planos arquitectónicos y estructurales de diferentes conjuntos habitacionales de viviendas de muros de ductilidad limitada ejecutados en la ciudad de Lima. Con base a esto se seleccionaron dos tipologías representativas en consideración a los siguientes parámetros:

- Características arquitectónicas: número de pisos, área de terreno y medida de la fachada.
- Características estructurales: área techada, densidad de muros, porcentaje de muros continuos desde el primer nivel.

#### **3.2 Metodología propuesta para la generación de curvas de fragilidad en VMDL**

Para la generación de curvas de fragilidad para viviendas de muros de ductilidad limitada, se propone seguir los lineamientos generales descritos por Velásquez (2006), realizando las adaptaciones pertinentes, atendiendo a las características de las tipologías en estudio. Para obtener resultados confiables para una tipología dada, se requiere calcular la respuesta de un gran número de modelos estructurales (variando sus propiedades mecánicas  $f'_c$  y  $f_y$ ), ante diversos escenarios de demanda sísmica. La respuesta de estos modelos quedará definida por el estado de daño alcanzado (denominado parámetro indicador del daño o PID), y se obtendrá mediante un análisis inelástico tridimensional. Los resultados obtenidos nos permiten trazar histogramas de frecuencia y distribuciones de probabilidad acumulada para finalmente obtener las funciones de fragilidad. Las etapas de esta metodología se muestran en la figura 3.1.



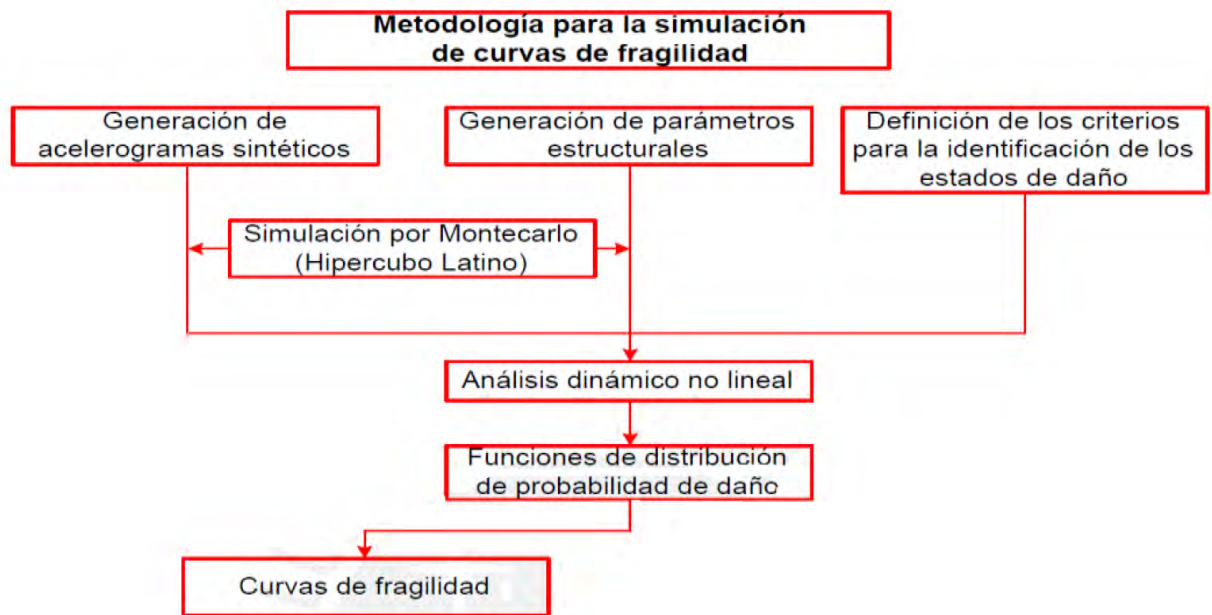


Figura 3.1 Metodología para generar curvas de fragilidad (adaptada de Bonnet, 2003)

### 3.2.1 Estimación de acelerogramas sintéticos

El método para la elaboración de las señales sintéticas se basa en un procedimiento iterativo en el que se construye las señales como la suma de armónicos, para los que se corrige las amplitudes del espectro de Fourier, de tal manera que sus amplitudes espectrales sean compatibles con el espectro base.

Se utilizó la función del tipo trapezoidal propuesta por Hou en 1968 para simular el carácter transitorio de los acelerogramas. Se generaron señales sintéticas con un tiempo de duración de 30 y 40 segundos.

El software que se utilizó para la elaboración de las señales sintéticas fue el SIMQKE (Gasparini y Vanmarcke, 1976).

### 3.2.2 Generación de los parámetros estructurales

Para las viviendas de muros de ductilidad limitada estudiada, los parámetros estructurales considerados fueron la resistencia a compresión del concreto  $f'_c$  y el esfuerzo de fluencia del acero  $f_y$ . De acuerdo a estudios experimentales actuales el  $f_y$  se ajusta mejor a una distribución normal. Para el  $f_y$  de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  se usó una media de  $4800 \text{ kg/cm}^2$  y con un coeficiente de variación del 5.5% (González et al, 2005). En el concreto, es típico

utilizar la distribución normal y para un concreto de  $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$  se adopta una media de  $225 \text{ kg/cm}^2$  y un coeficiente de variación del 15%.

### 3.2.3 Simulación de Montecarlo

Para obtener las curvas de fragilidad de las tipologías en estudio, previamente se generaron un conjunto de muestras de las variables que representan los parámetros sísmicos y estructurales. Los valores para cada parámetro fueron obtenidos de forma aleatoria a partir de sus funciones de distribución de probabilidad. Ya que se empleó la técnica de LHS, se procesaron 100 modelos estructurales debido a “que representan razonablemente bien las incertidumbres en las variables sísmicas y estructurales” (Velásquez, 2006, p.22).

### 3.2.4 Estados de daño

Los estados límites de daño se definen usando los documentos FEMA356, ASCE 41-06 u otros, y pueden ser complementados con resultados de investigaciones experimentales que reflejen las características del proceso constructivo, la calidad de la mano de obra empleada, las dimensiones típicas de los muros y otros factores representativos. En la Tabla 3.1 se presenta el planteamiento de Gonzales (2010), quien recoge los resultados obtenidos por Medina (2005) en donde se definen tres valores límite para cada parámetro de referencia para delimitar cuatro estados de daño.

Tabla 3.1. Estados de daño para viviendas de muros de ductilidad limitada

Número	Parámetro	Valores definidos para cada nivel de comportamiento		
		IO	LS	CP
1	Deformación cortante en vigas de acoplamiento	0.005	0.010	0.020
2	Rotación de la región de rótula plástica situada en la base de los muros (rad)	0.002	0.004	0.008
3	Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.25%	0.375%	0.50%

IO: Ocupación inmediata    LS: Seguridad de vida    CP: Prevención del colapso

### 3.2.5 Evaluación de la respuesta mediante análisis dinámico no-lineal

El comportamiento dinámico de los edificios representativos se describe por un modelo tridimensional de elementos finitos implementado en el programa PERFORM-3D (CSI, 2006). La herramienta usada en la presente investigación, permite la discretización mediante macro-elementos y la incorporación de modelos histeréticos de comportamiento para los muros estructurales así como la definición de las curvas esfuerzo-deformación; lo que complementado con el método de las fibras; permite predecir de una forma muy buena la respuesta de nuestro sistema estructural.

Con la finalidad de reducir la incertidumbre en la respuesta no lineal de las viviendas se utilizará los datos obtenidos en los ensayos de muros de ductilidad limitada del laboratorio de la PUCP (Acero, 2016) a fin de calibrar propiedades como rigidez elástica, la rigidez luego del agrietamiento, la resistencia última y desplazamientos asociados, así como la disipación de la energía.

### 3.3 Estimación de las funciones de distribución de probabilidad del daño

De las respuestas obtenidas del análisis dinámico no lineal (por ejemplo distorsiones máximas de entrepiso), se obtienen los histogramas de frecuencias para cada nivel de intensidad sísmica (PIS) como los mostrados en la figura 3.2. Cada histograma es acumulado para obtener las funciones de distribución de probabilidades condicional de la respuesta (distorsiones) como las mostradas en la figura 3.3.

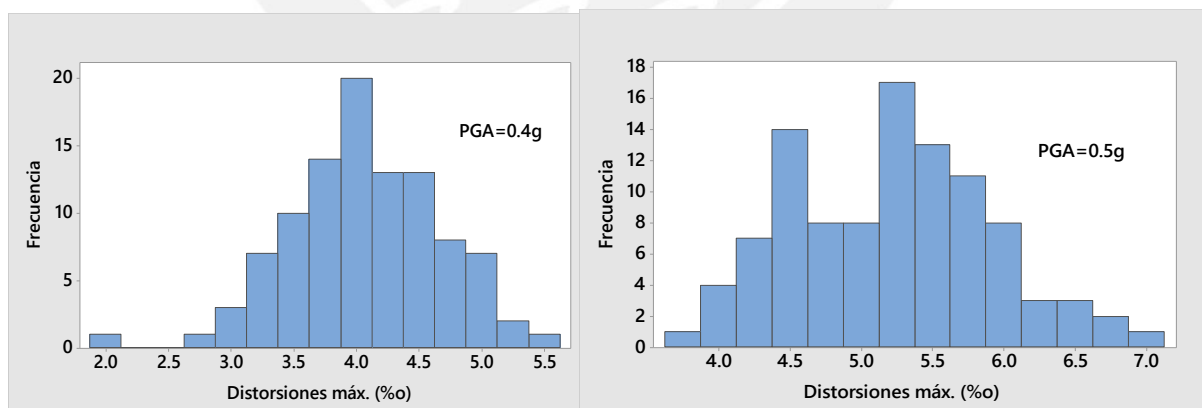


Figura 3.2. Histogramas de distorsiones de entrepiso de una estructura hipotética para  
a) PGA=0.4g. b) PGA=0.5 g

### 3.4 Generación de las curvas de fragilidad

En la figuras 3.3 se muestra el procedimiento para la generación de curvas de fragilidad de un sistema estructural hipotético. Contando con las funciones de distribución condicional de la respuesta estructural (para los diferentes niveles de intensidad) y

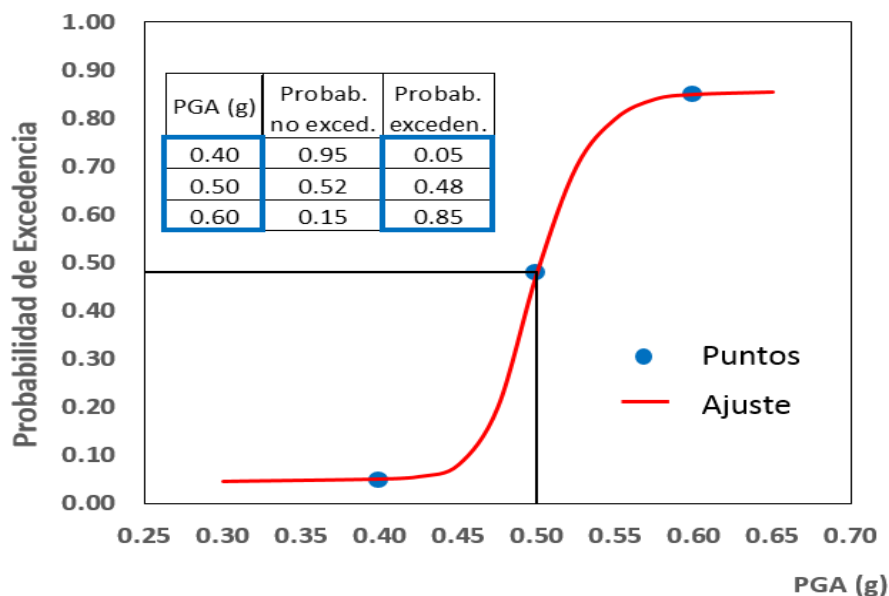
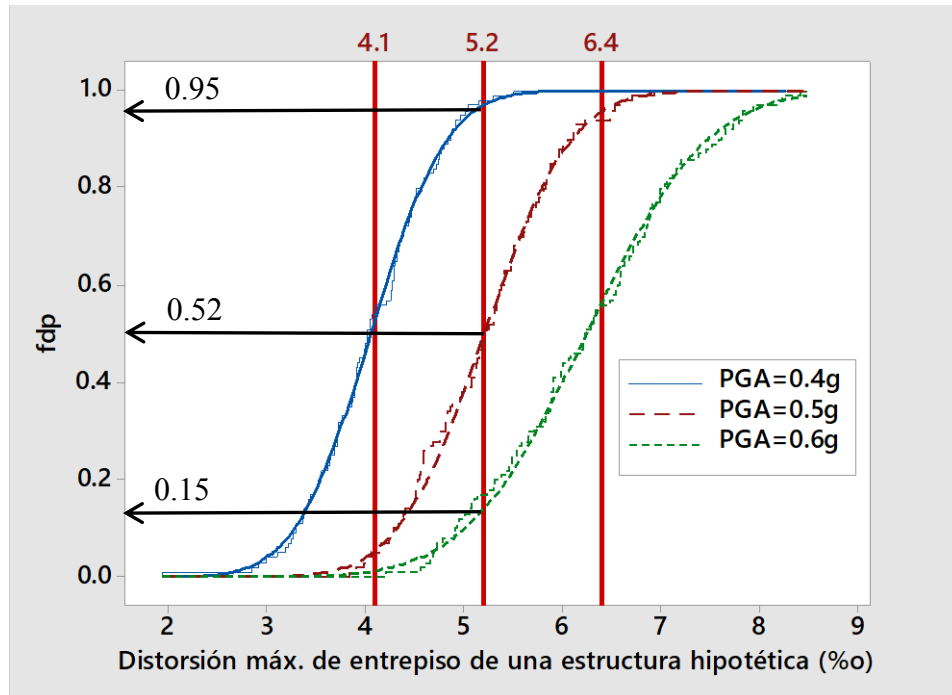


Figura 3.3. Procedimiento para la generación de curvas de fragilidad a partir de las funciones de distribución de probabilidad acumulada (fdp) para tres niveles de intensidad sísmica.

habiendo definido los umbrales de daño (por ejemplo, IO: 4.1 ‰, LS: 5.2 ‰ y CP: 6.5 ‰), se determinan las probabilidades de ocurrencia (no excedencia) de cada uno de ellos. Así para LS: 5.2 ‰; se obtiene probabilidades acumuladas de 0.15, 0.52 y 0.95 para 0.6g, 0.5g y 0.4g respectivamente.

A continuación se obtiene las probabilidades de excedencia ( $FD=1-fdp$ ) resultando 0.85, 0.48 y 0.05, que al graficarse nos dan la curva de fragilidad para el estado de daño LS.

Para efectos prácticos es necesario expresar la curva de fragilidad como una función y debido a que se trabaja con un número importante de simulaciones, es recomendable utilizar ajustes del tipo lognormal o polinómico.



## **4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA**

### **4.1 Caracterización de las viviendas en estudio**

Las características de las viviendas a analizar están enmarcadas dentro de las regulaciones normativas vigentes: Norma E.030 y Norma E.060. Estas viviendas disponen de suficiente densidad de muros delgados en ambas direcciones, que son los encargados de resistir las cargas de gravedad y las solicitaciones sísmicas.

Los muros tienen un espesor mínimo de 10 cm y una malla de refuerzo de acero corrugado ASTM grado 60 con acero concentrado en los bordes, pero sin confinamiento; por lo que la Norma E.030 afirma que no pueden desarrollar desplazamientos importantes debido a que tienen una ductilidad limitada.

#### **4.1.1 Características arquitectónicas**

Las viviendas unifamiliares materia de este estudio, tienen 2 y 3 niveles con áreas techadas totales menores a 100m<sup>2</sup>, lo que es consistente con la oferta inmobiliaria actual que en los últimos años continúa reduciendo el área techada de las viviendas ofertadas. Los módulos de vivienda que bordean los 25m<sup>2</sup> están dirigidos a los sectores socioeconómicos bajos, y las viviendas con áreas techadas de 45m<sup>2</sup> en promedio, están dirigidas a sectores socioeconómicos medios. En ambos casos, los proyectos se ofertan con posibilidad de ampliación a 2 ó 3 niveles.

#### **4.1.2 Tipologías propuestas**

A partir de las características analizadas, se seleccionó 2 viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada de 2 y 3 niveles.

En la primera tipología se considera un bloque independiente construido sobre un terreno de 54.75 m<sup>2</sup> con un área techada de 33.03 m<sup>2</sup> por planta. Esta tipología tiene una densidad de muros de 1.9% y 4.8% en las direcciones X e Y respectivamente. El ancho de fachada es 3.65 m; y en la dirección paralela a la fachada, el 84.4% de muros del primer nivel son continuos en los niveles segundo y tercero.

La segunda tipología consiste en 3 bloques de viviendas que comparten una pared divisoria. Se encuentra construida sobre un terreno de  $199\text{ m}^2$  con un área techada de  $145.68\text{ m}^2$  por planta. Esta tipología tiene una densidad de muros de 3.7% y 1.7% en las direcciones “fuerte” y “débil” respectivamente.

Para los muros de ambas tipologías se empleó la cuantía mínima normativa para el refuerzo distribuido, lo que satisface holgadamente los criterios de resistencia.

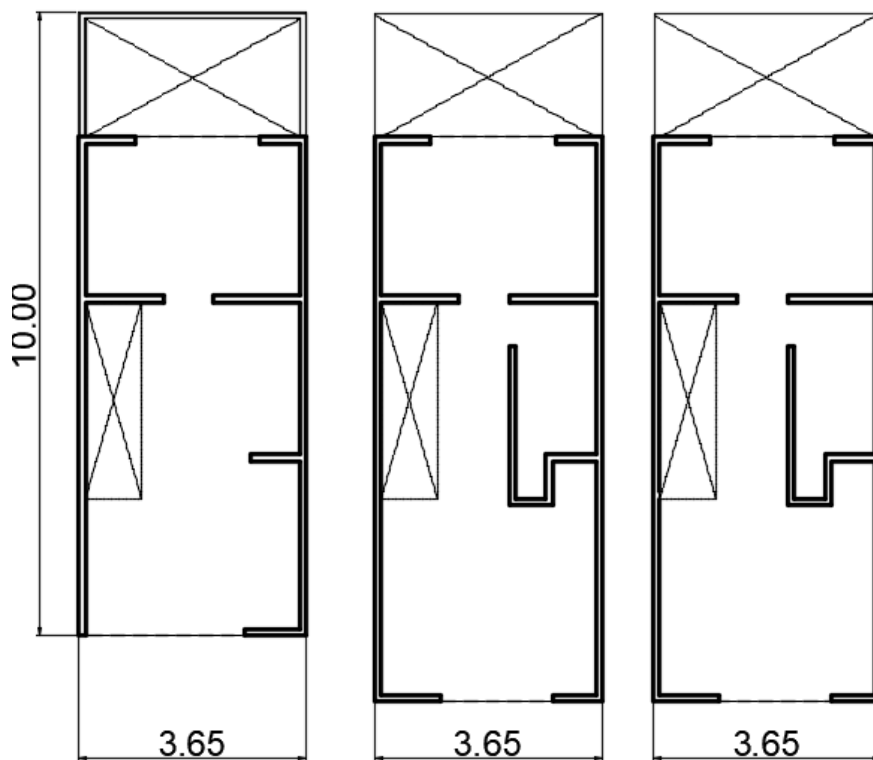


Figura 4.1. Esquema de la primera, segunda y tercera plantas de la vivienda unifamiliar de muros de ductilidad limitada, primera tipología.

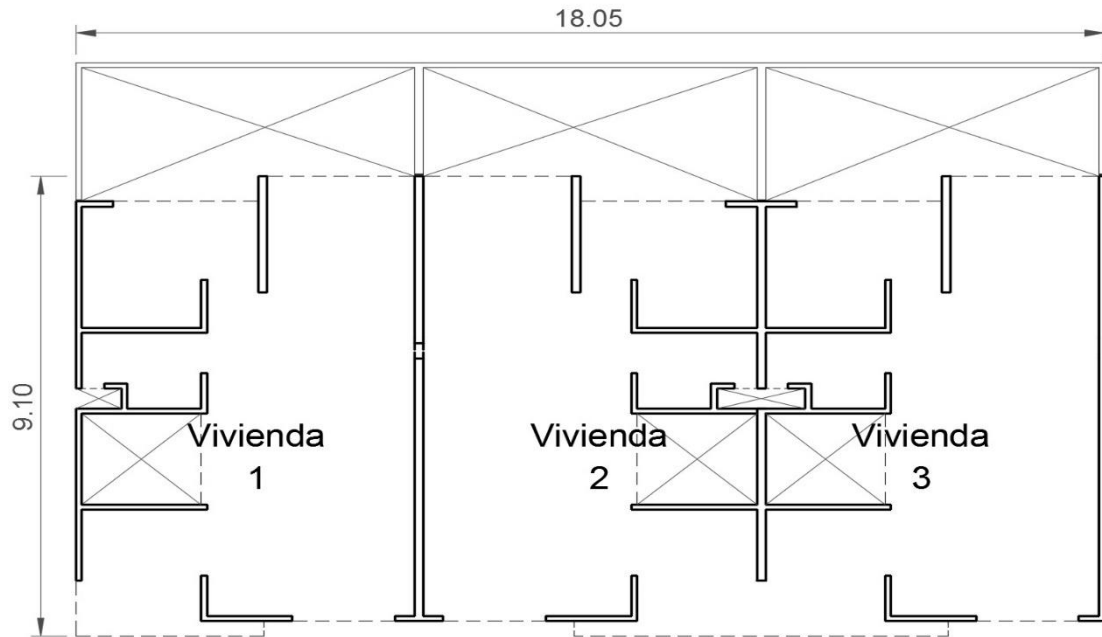


Figura 4.2. Esquema de la planta típica de tres viviendas unifamiliares adosadas de muros de ductilidad limitada, segunda tipología. Estas viviendas son de dos niveles.

## 4.2 Desarrollo de la metodología propuesta para la generación de curvas de fragilidad en VMDL

### 4.2.1 Estimación de acelerogramas sintéticos

Se generaron acelerogramas sintéticos para un suelo tipo S2 (intermedio) en la ciudad de Lima con PGAs entre 0.45g y 2.0 g en suelo rígido. Para cada PGA se generaron 100 acelerogramas sintéticos. En la figura 4.3 se muestra un ejemplo de dos acelerogramas para un PGA de 0.45g.

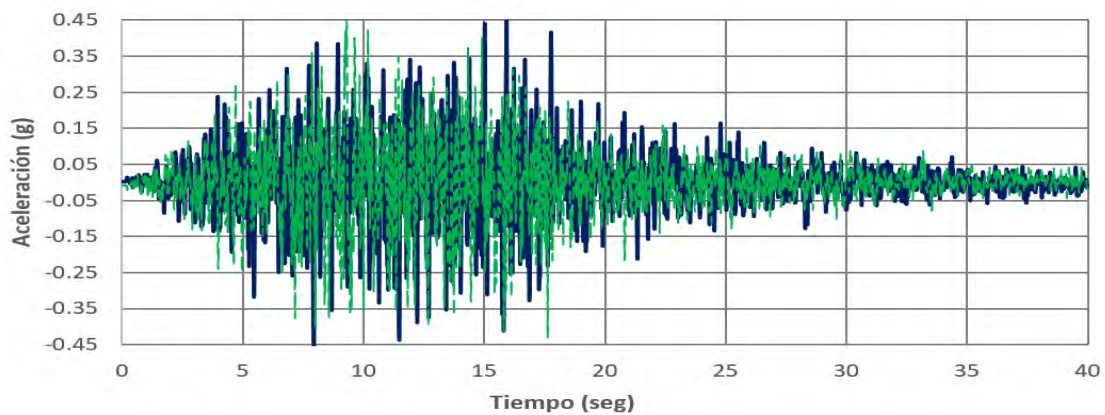


Figura 4.3. Señales sintéticas típicas para una aceleración máxima en la roca (PGA) de 0.45g



En la figura 4.4 se observa los espectros de respuesta de aceleraciones para las señales creadas y se verifican que sean compatibles con el espectro de diseño de la norma peruana de diseño sismorresistente.

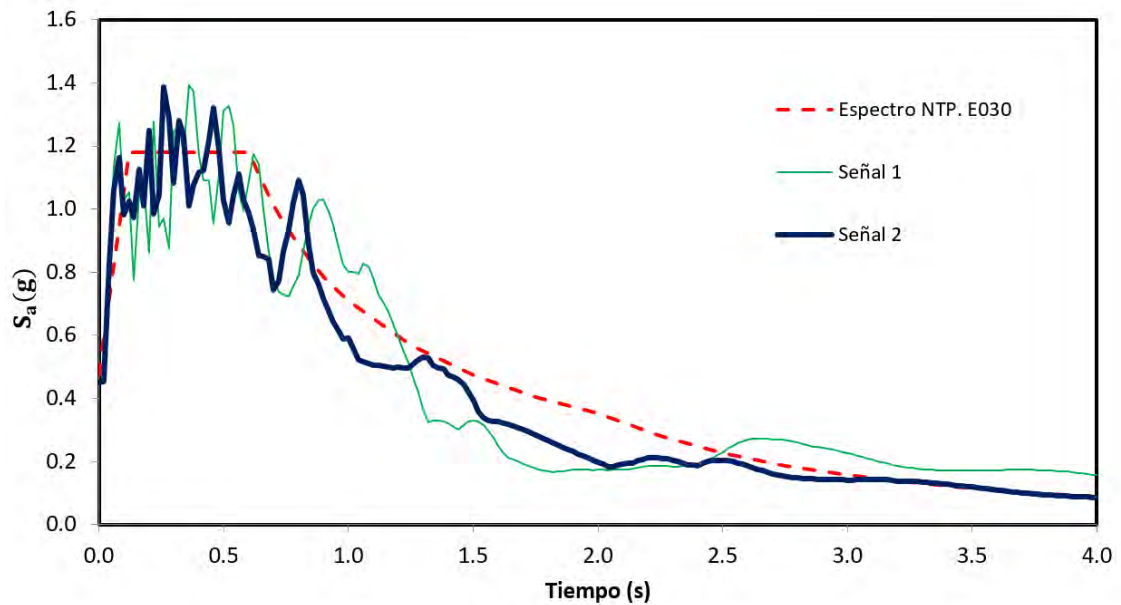


Figura 4.4. Espectros de respuestas generadas en SIMQKE para señales sintéticas con aceleración máxima en la roca (PGA) de 0.45g.

#### 4.2.2 Generación de los parámetros estructurales

Se generaron 100 datos de manera aleatoria para cada parámetro estructural a ser empleados en la simulación. Estos valores siguen una distribución de probabilidades del tipo normal.

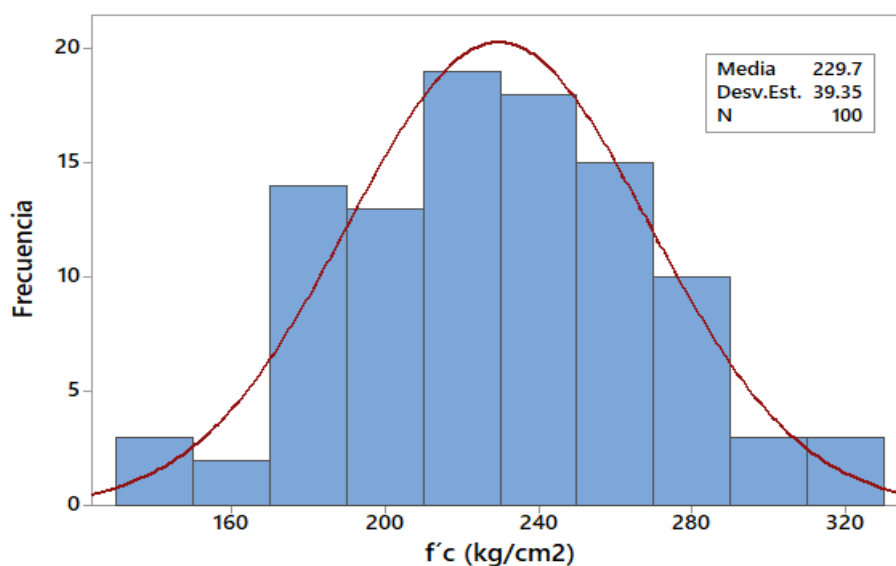


Figura 4.5. Función de distribución de probabilidad para la resistencia a compresión del concreto

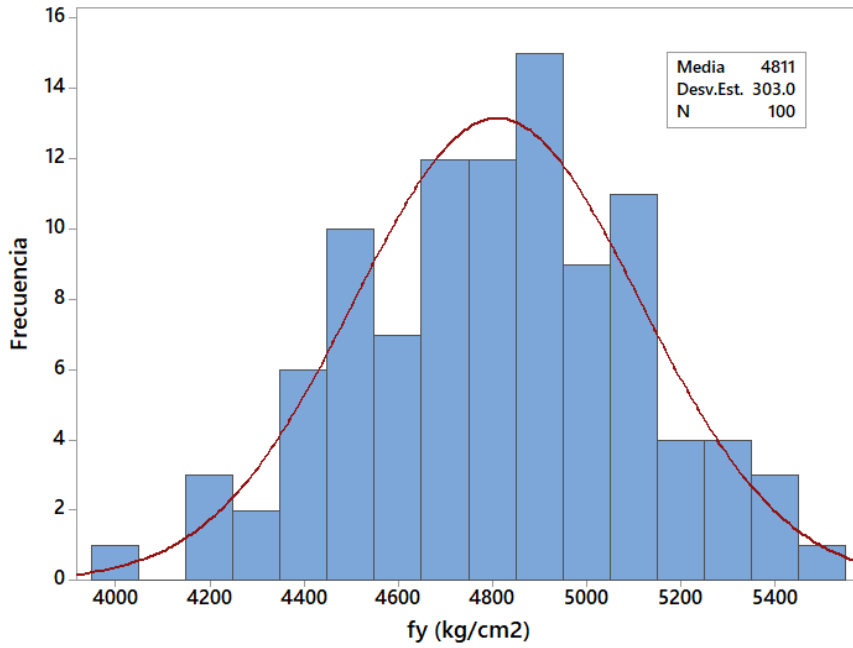


Figura 4.6. Función de distribución de probabilidad para el esfuerzo de fluencia del acero.

#### 4.2.3 Simulación de Montecarlo

Para cada nivel de intensidad sísmica se generaron 100 señales sintéticas, estas señales se aplican a 100 modelos estructurales que combinan diferentes pares de  $f'_c$  y  $f_y$ .

Estos muestreos se hicieron mediante la técnica del Hipercubo Latino a partir de la distribución de probabilidades de los parámetros estructurales (figuras 4.5 y 4.6).

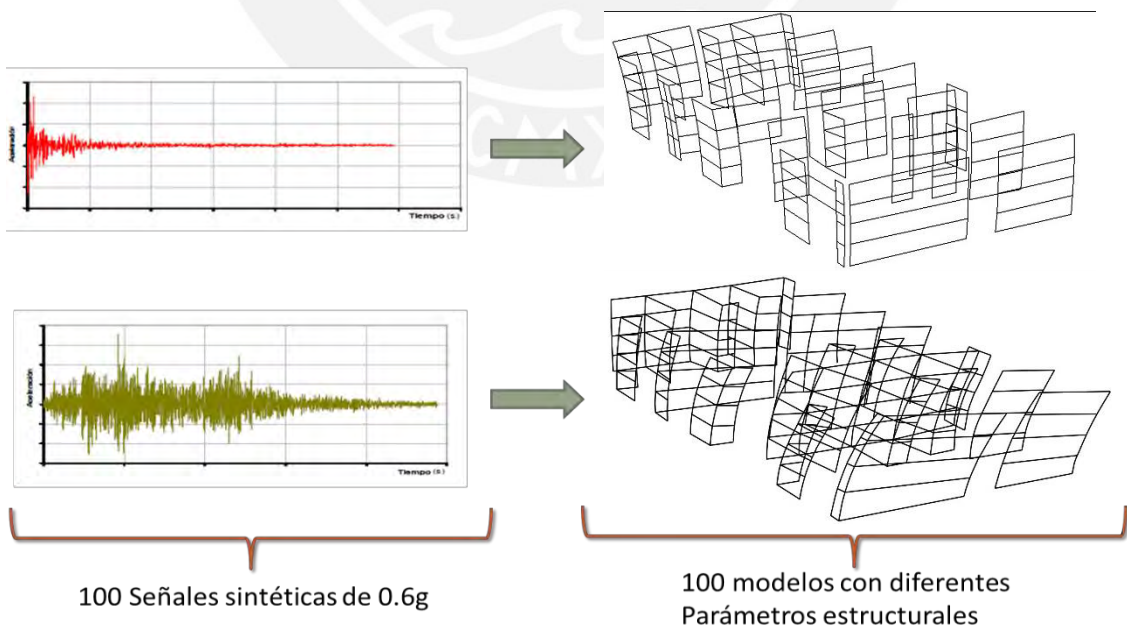


Figura 4.7. Simulación de Montecarlo aplicado a la segunda tipología para un valor de PGA de 0.6g

#### 4.2.4 Estados de daño

Debido a que los elementos estructurales y no estructurales son sensibles a los desplazamientos relativos de entrepiso, se propone en esta metodología usar la distorsión máxima de entrepiso  $\delta_{max}$ .

Tabla 4.1. Estados de daño seleccionados para la metodología en estudio

Parámetro	Valores definidos para cada nivel de comportamiento		
	IO	LS	CP
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.25%	0.375%	0.50%

#### 4.2.5 Evaluación de la respuesta mediante análisis dinámico no-lineal

##### 4.2.5.1 Modelo numérico de las tipologías

El comportamiento estructural dinámico de las dos viviendas de muros de ductilidad limitada representativas se describen por un modelo tridimensional conformado por macroelementos e implementado en el programa PERFORM-3D (CSI, 2006).

Los modelos están compuestos por muros resistentes a sismo unidos por diafragmas rígidos en cada nivel. El peso de las losas, vigas chatas y las cargas vivas fueron modeladas como cargas verticales puntuales distribuidas de acuerdo a su área tributaria.

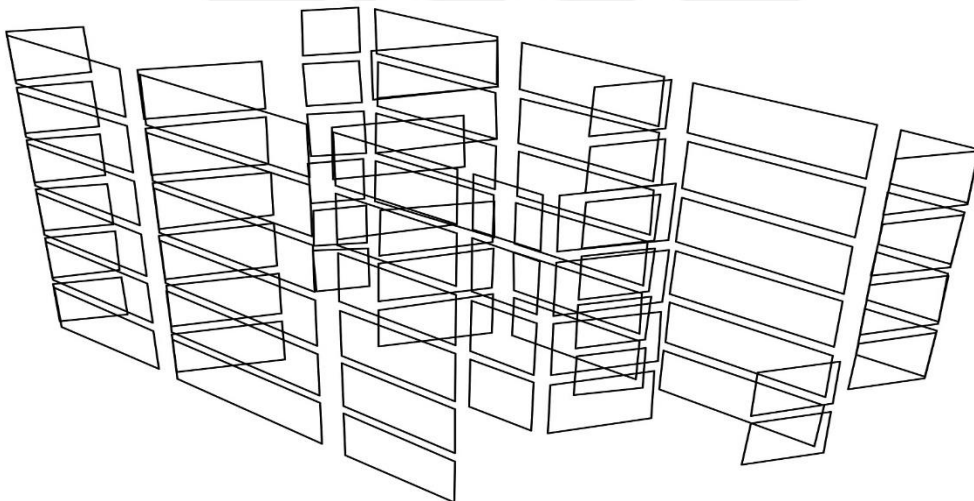


Figura 4.8. Modelado de la primera tipología en el programa PERFORM-3D

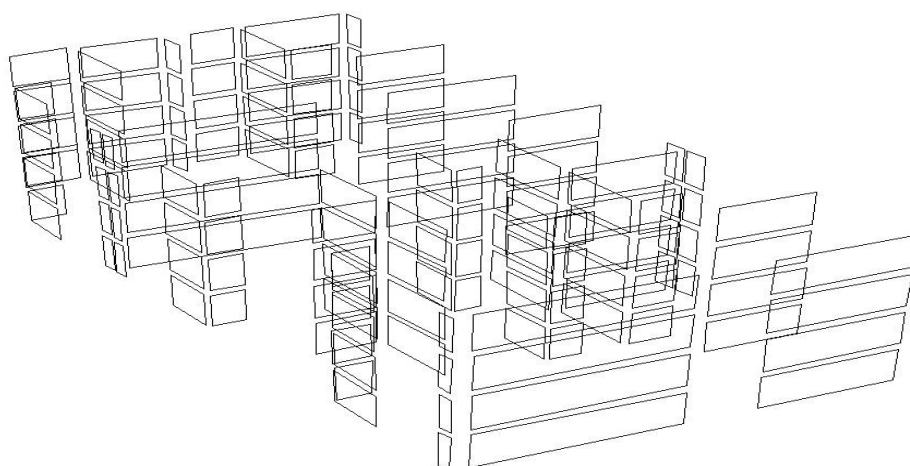


Figura 4.9. Modelado de la segunda tipología en el programa PERFORM-3D

#### 4.2.5.2 Modelamientos de los muros

Para modelar la repuesta no lineal de los muros de concreto reforzado, se empleó la técnica de macro elementos con ayuda del programa PERFORM-3D (2006) que dispone de elementos de fibras denominados “General Wall – Compound Component”. Este elemento permite modelar muros con geometría compleja y aberturas irregulares permitiendo capturar los efectos de carga axial, flexión (fibras verticales y horizontales de concreto y acero), la contribución del concreto a cortante (modelo de comportamiento a corte), y la compresión diagonal (de izquierda a derecha y de derecha a izquierda).

Un ejemplo del modelado de fibras se presenta en la figura 4.10 en la cual se ha discretizado el concreto y el refuerzo de acero en elementos más pequeños.

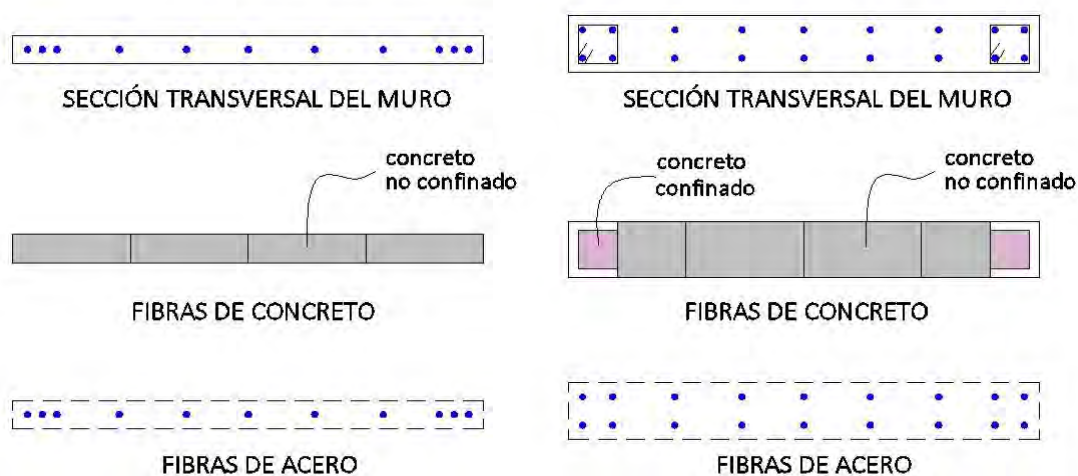


Figura 4.10. Modelo de fibras para muros con una y dos capas de refuerzo.

Ya que los muros de las tipologías en estudio no tienen agujeros, bastará con modelar las fibras vertiales, horizontales y el comportamiento a cortante como se muestra en la figura 4.11.

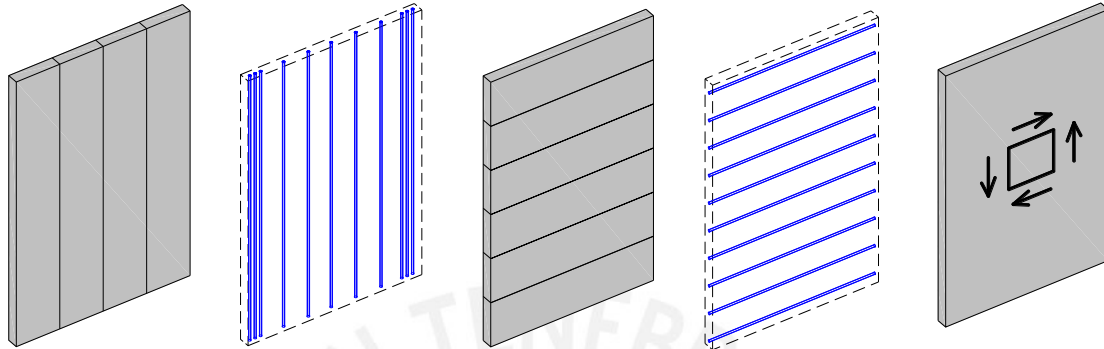


Figura 4.11. Modelo de fibras de a) verticales, b) horizontales y c) de cortante.

El comportamiento de cada material que forma las diferentes fibras se representa por sus relaciones constitutivas tanto para tracción como para copresión.

Según lo propuesto por Park y Priestley y FEMA356 los muros podrían experimentar la formación de la rótula plástica en la zona inferior del primero piso o todo en primer piso (Figura 4.12). En esta investigación se modeló el comportamiento inelástico en toda la altura de los muros de ambas tipologías.

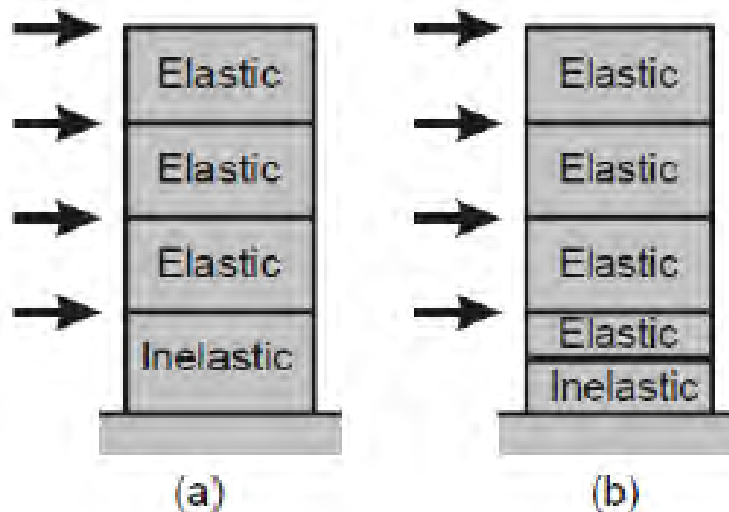


Figura 4.12. (a) Generación de rótula plástica en todo el piso inferior y (b) formación de rótula plástica en la mitad inferior del primer piso PERFORM-3D (2006).

### 4.2.5.3 Relaciones constitutivas de los materiales

En la definición del elemento fibra, tanto del concreto no confinado como del acero estructural, se debe ingresar las relaciones esfuerzo vs deformación de los materiales que conforman la sección.

#### a. Modelo constitutivo del concreto a compresión

Se utilizó el modelo de Hognestad por su simplicidad y por representar adecuadamente elementos no confinados como es el caso de los muros de ductilidad limitada. El modelo de Hognestad desprecia la resistencia a la tracción del concreto y está definido por una forma parabólica. Su resistencia máxima se obtiene para una deformación de 0.002 y su resistencia última para una deformación de 0.003. Se consideró la pérdida de resistencia y degradación cíclica YULRX.

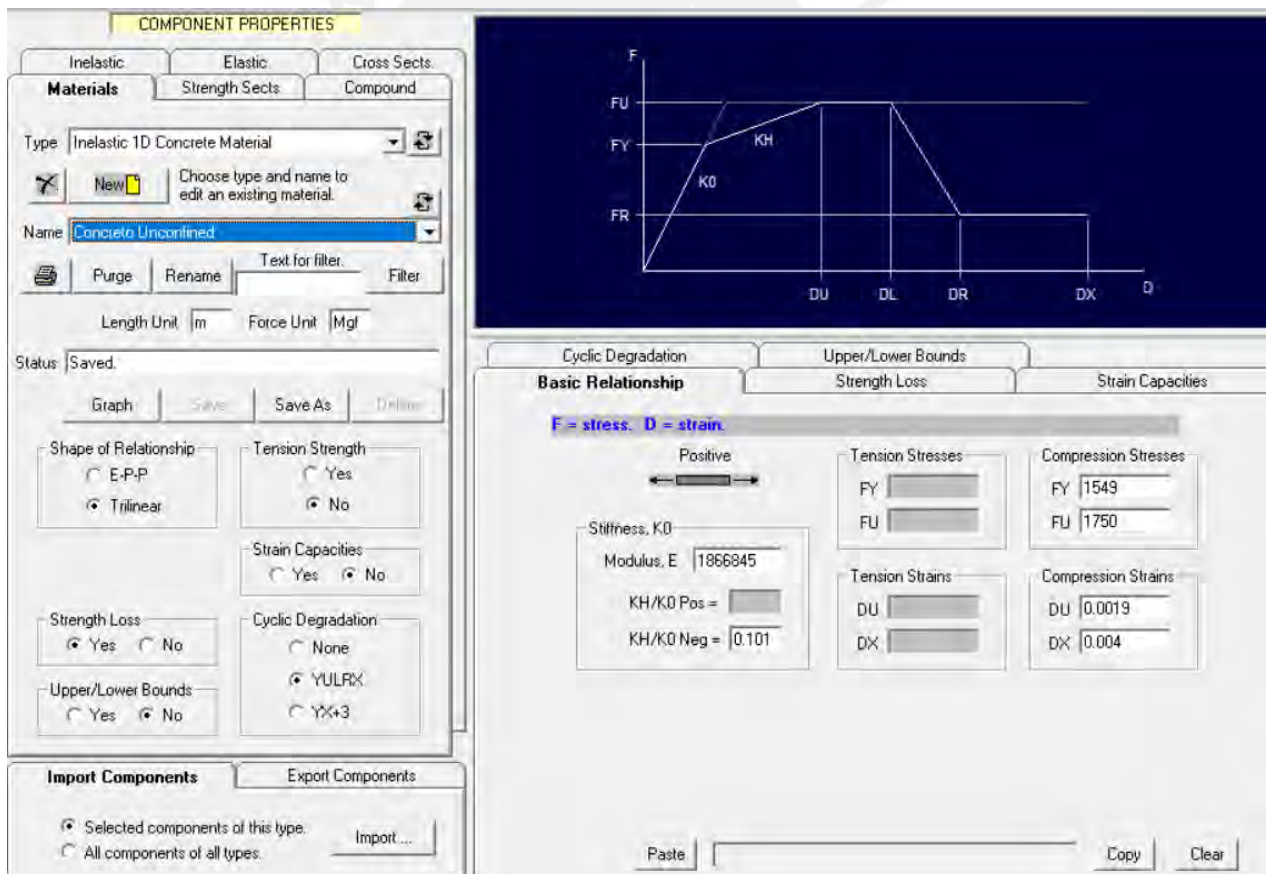


Figura 4.13. Parámetros para el concreto sin confinar para elementos fibra en PERFORM-3D



## b. Modelo constitutivo del acero

El comportamiento uniaxial del acero es descrito mediante curvas trilineales (Powell, 2007), en las cuales el comportamiento es el mismo para sollicitaciones a tracción y compresión. El primer tramo de estas curvas se puede atribuir un comportamiento lineal del material, mientras que el segundo tramo está relacionado con la incursión inelástica hasta alcanzar una tensión límite.

El modelo constitutivo del acero fue definido mediante el modelo de Kent y Park de 1985, se considera la pérdida de resistencia y la degradación cíclica YULRX.

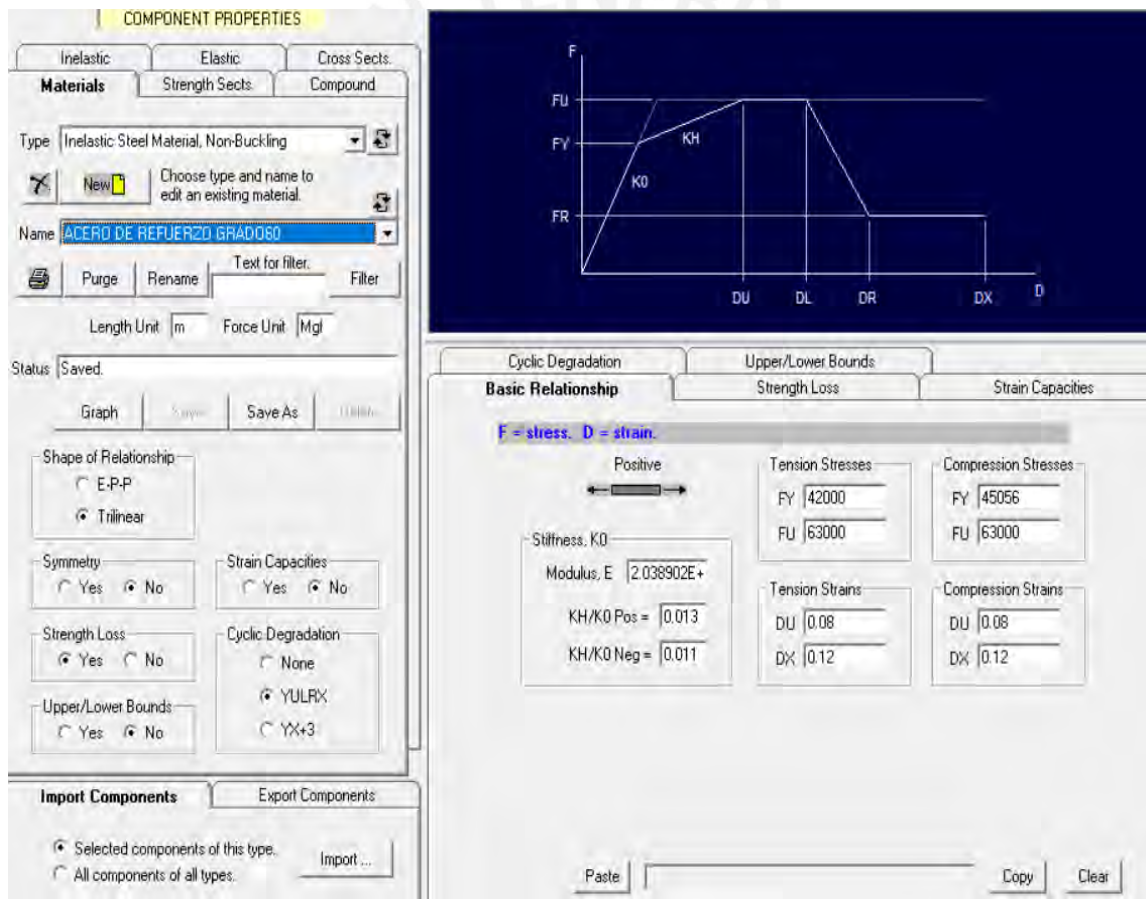


Figura 4.14. Parámetros para el acero de refuerzo para elementos fibra en PERFORM-3D

### c. Modelo constitutivo a corte

El comportamiento a cortante es considerado mediante una curva trilineal (Gérin y Adebar, 2004), tal como se muestra en la Figura 4.15. Esta curva se define por tres segmentos lineales, siendo el primero de ellos una recta inclinada que pasa por el origen hasta alcanzar la tensión máxima de fisuración. Mientras que la segunda recta es trazada hasta alcanzar la resistencia máxima a cortante del muro. La tercera recta es horizontal y se obtiene al alcanzar la resistencia máxima a cortante.

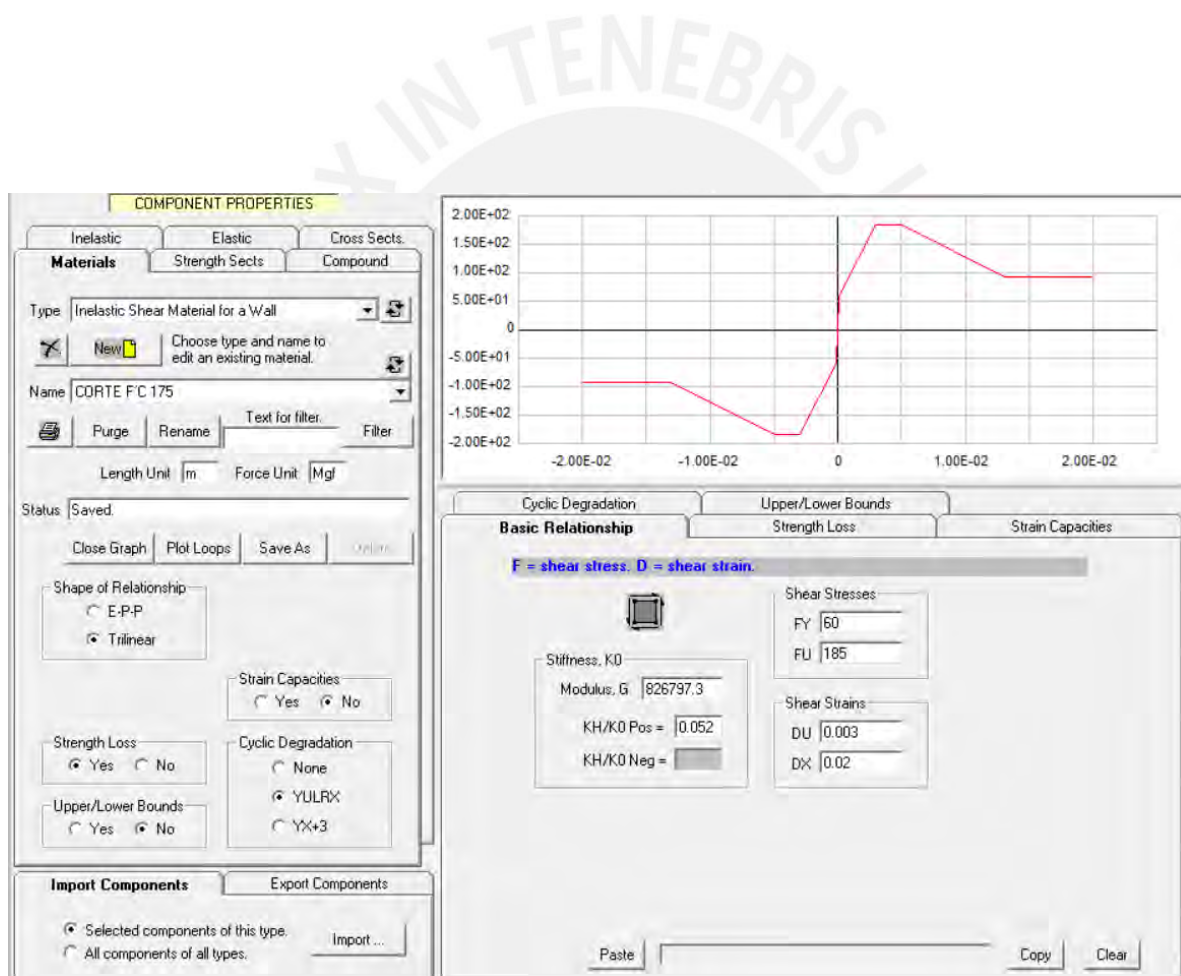


Figura 4.15. Relación esfuerzo- deformación por corte en PERFORM-3D



#### 4.2.5.4 Consideraciones para el análisis no lineal

Las losas son modeladas como diafragmas rígidos definiendo un “master joint” en la posición correspondiente al centro de masas de cada losa. Se considera dos masas inerciales traslacionales y una rotacional concentradas en cada “master joint” (tres grados de libertad por nivel). Por tratarse de edificaciones comunes, se considera el 100% de la masa proveniente de las cargas muertas y el 25% de la masa proveniente de las cargas vivas en cada nivel.

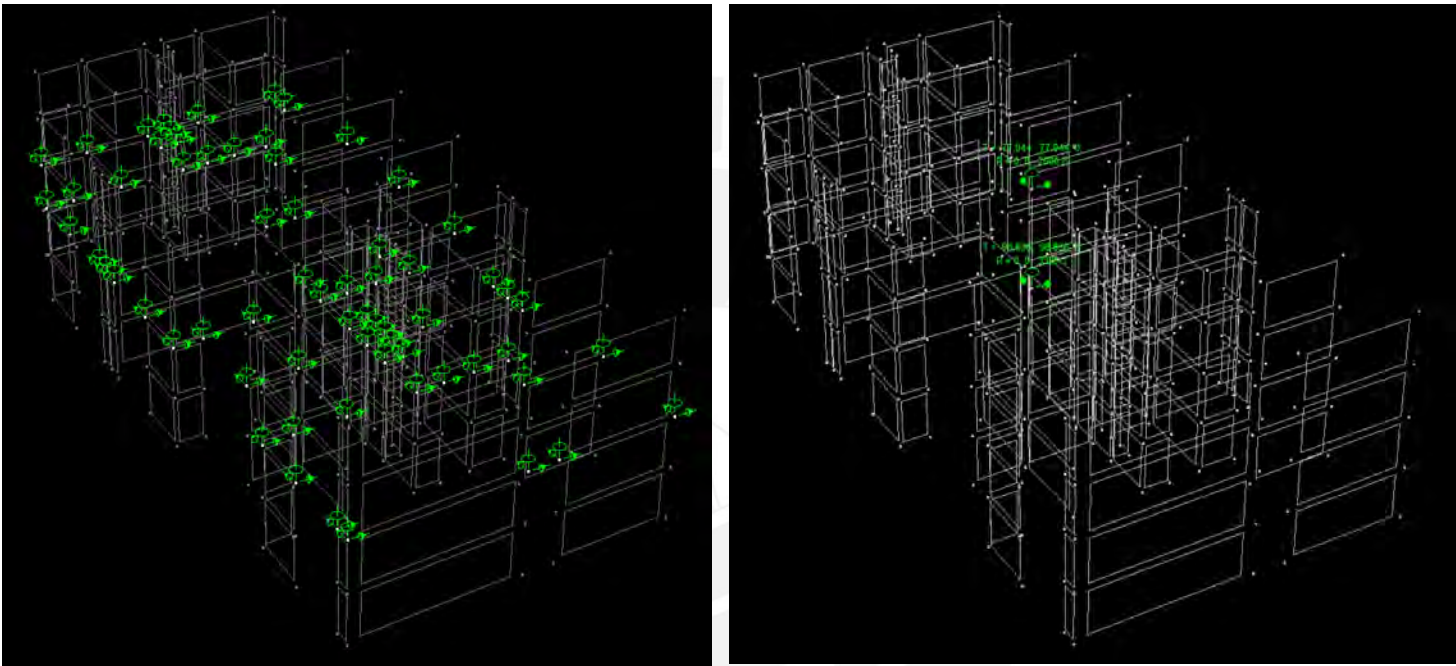


Figura 4.16. Diafragmas rígidos y masas en nudos maestros en PERFORM-3D para la segunda tipología

#### 4.2.5.5 Amortiguamiento estructural

El amortiguamiento actúa sobre las fuerzas proporcionales a la velocidad (amortiguamiento viscoso) y sobre las fuerzas proporcionales a los desplazamientos (amortiguamiento histerético). Para representar el amortiguamiento viscoso, se dispone dos opciones: Modal y Rayleigh. El amortiguamiento de Rayleigh se considera proporcional a la masa y a la rigidez en cada instante y además depende de la relación de amortiguamiento ( $\xi=2.5\%$ ) definida idéntica para los dos modos de vibración principales.

Empleando la siguiente relación:

$$C = \alpha M + \beta K \dots \dots \dots (Ec. 4.1)$$

Los coeficientes  $\alpha, \beta$  están dados por las ecuaciones 4.2 y 4.3 (Chopra, 1995).

$$\alpha = \frac{\xi x 2 x \omega_i x \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \dots \dots \dots (Ec. 4.2)$$

$$\beta = \frac{2 x \xi}{\omega_i + \omega_j} \dots \dots \dots (Ec. 4.3)$$

Donde  $\omega_i$  y  $\omega_j$  son las frecuencias correspondientes a los dos modos principales.

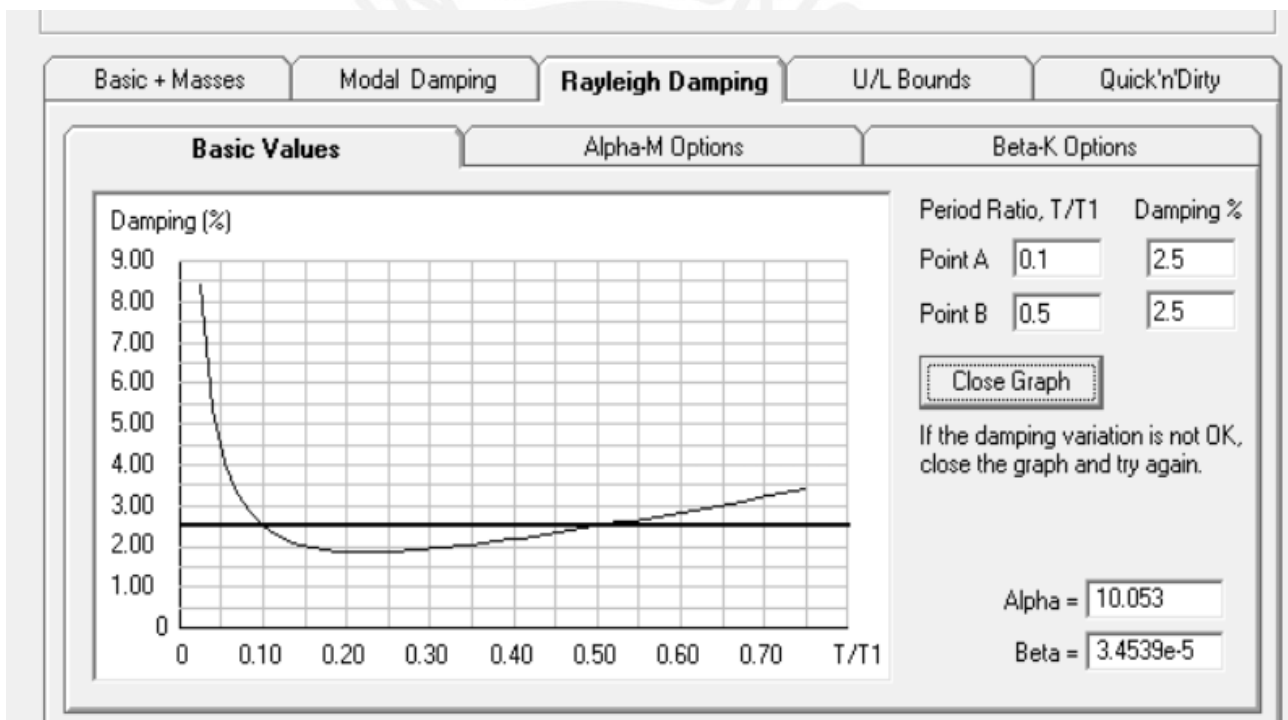


Figura 4.17. Amortiguamiento de Rayleigh en PERFORM-3D

#### 4.2.5.6 Calibración en base a ensayos

##### a. Descripción de los ensayos realizados

En el laboratorio de la Pontificia Universidad Católica del Perú se realizaron nueve ensayos de muros de ductilidad limitada a escala natural (2.00x0.10x2.40m) con

armadura convencional con la finalidad de estudiar su comportamiento (Acero, 2016). Los nueve ensayos se realizaron bajo los lineamientos del FEMA461.

Tres muros fueron ensayados a carga lateral cíclica hasta la rotura ( $\Delta_u$ ). La carga axial fue de 30 Ton. Otros tres muros fueron ensayados a carga lateral cíclica sin carga axial hasta la rotura ( $\Delta_u$ ).

Tres muros más fueron ensayados a carga cíclica sin carga axial hasta un nivel de daño asociado al límite de reparación ( $\Delta=1/200$ ).

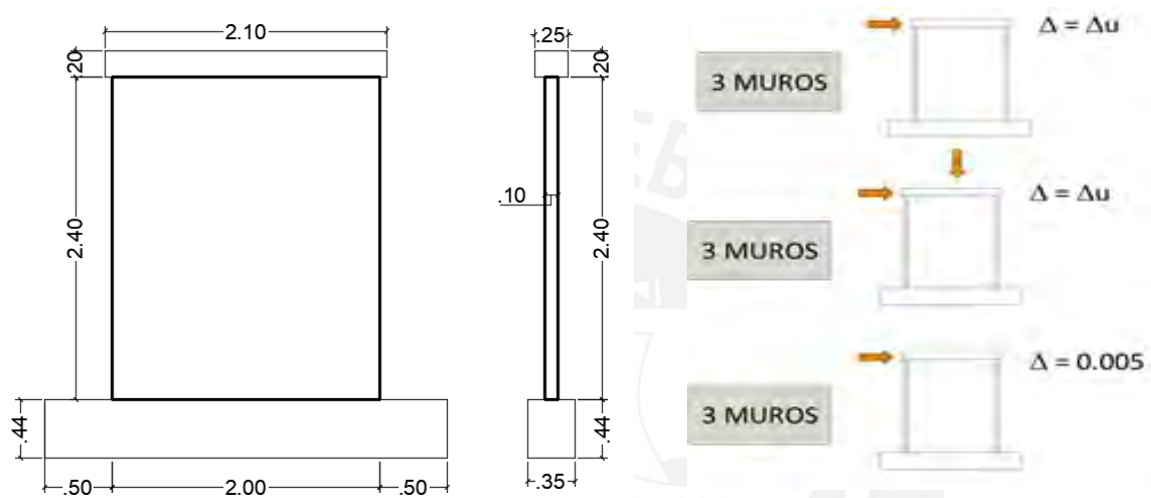


Figura 4.18. Dimensiones y características de los muros ensayados

## b. Calibración del modelo analítico

Representar adecuadamente el comportamiento cíclico de muros de concreto armado es en cierta manera una tarea compleja, debido a que intervienen una serie de factores como la pérdida de resistencia, degradación de rigidez y sobre todo de la cantidad de energía que se disipa en los diferentes ciclos de carga y descarga.

La resistencia característica del concreto es de  $f'_c=175$  kg/cm<sup>2</sup> y ha sido representada mediante el modelo de Hognestad que simula bien el comportamiento del concreto no confinado. Se ha utilizado un modelo de fibras basado en la geometría y las condiciones de carga del muro. El modelo de fibras consiste de 5 fibras de concreto y 11 fibras de acero.

El elemento finito considerado corresponde al elemento “General Wall, Inelastic Section” definido en el programa PERFORM -3D. Las propiedades de este elemento consideran el comportamiento a flexión, cortante y axial. Los dos primeros comportamientos son

definidos mediante la aplicación del método de las fibras, para el cual utiliza las leyes constitutivas uniaxiales de los materiales, previa discretización de la sección del muro en fibras de acero y fibras de hormigón. El comportamiento a corte es considerado a partir de la relación trilineal definida por Gérin y Adebar (2004).

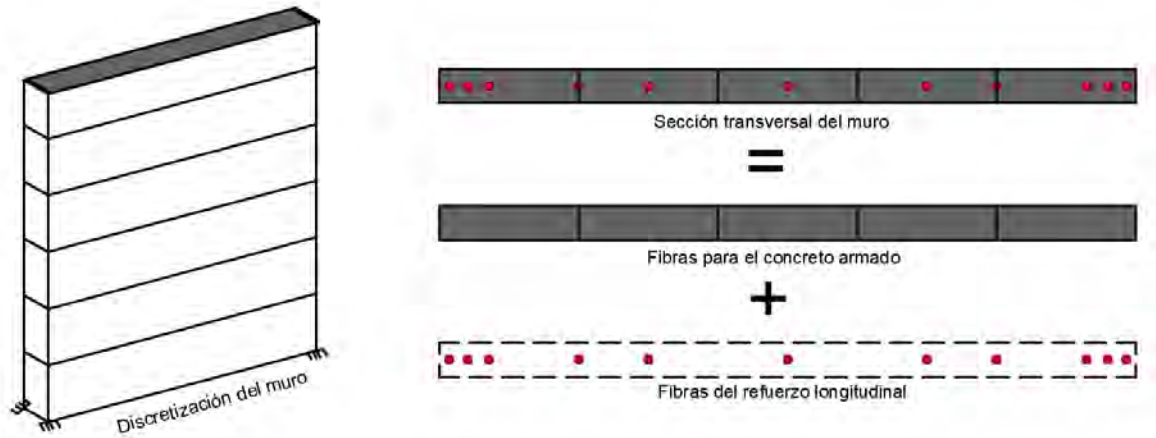


Figura 4.19. Modelo en PERFORM-3D, del muro a calibrar.

La geometría del modelo se ha definido para que coincida perfectamente con la del ensayo. Por otro lado, el muro se ha dividido a lo largo de su altura con la finalidad de tener buena exactitud en la determinación de los desplazamientos laterales. Los muros son definidos mediante elementos Shell de cuatro nudos cuyo comportamiento fuera del plano es considerado elástico y lineal. Una vez definido el modelo numérico se le aplica el mismo patrón de fuerzas laterales que el del ensayo real. Los resultados obtenidos servirán así para modificar las leyes de comportamiento histerético de los materiales.

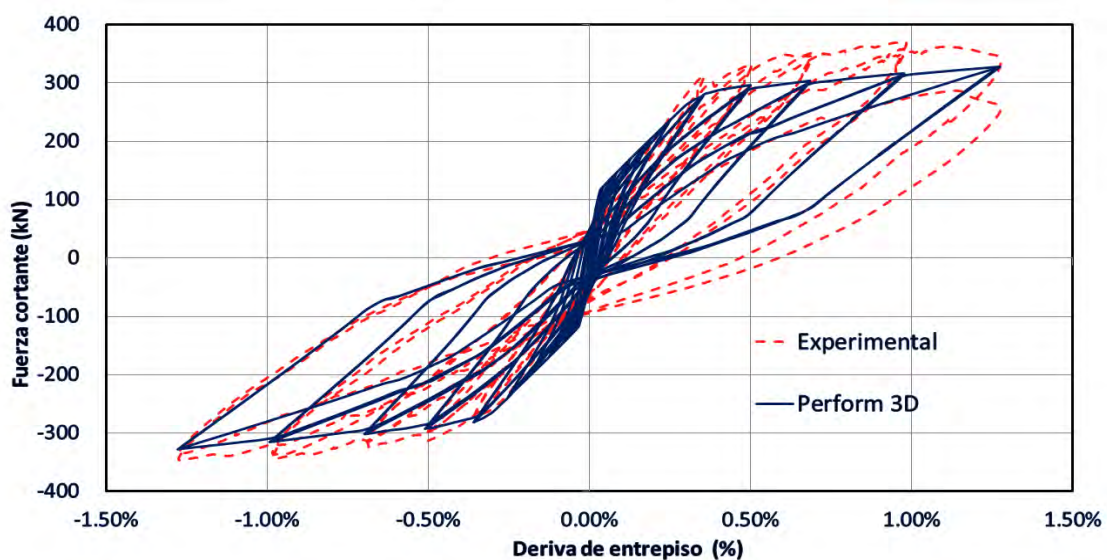


Figura 4.20. Calibración de respuesta histerética del muro con carga de gravedad.

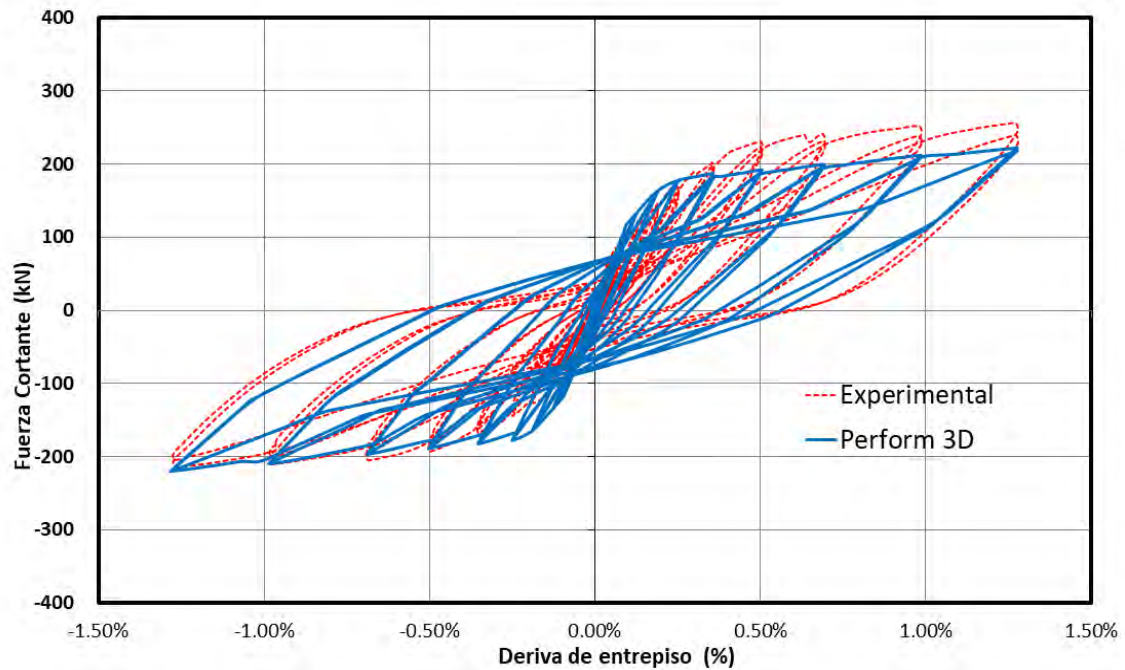


Figura 4.21. Calibración de respuesta histerética del muro sin carga de gravedad.

En este tipo de investigaciones es importante resaltar el valioso aporte que constituyen las bases de datos de los laboratorios de estructuras, pocas veces reconocido por la comunidad profesional (Galvez, 2009).

#### 4.2.5.7 Análisis dinámico tiempo-historia

Se realizaron 1300 simulaciones por cada tipología en las que se tuvo en cuenta la incertidumbre en la demanda sísmica y la variabilidad en los parámetros estructurales. Para cada simulación se obtuvo la distorsión de entrepiso máxima en la dirección más débil.

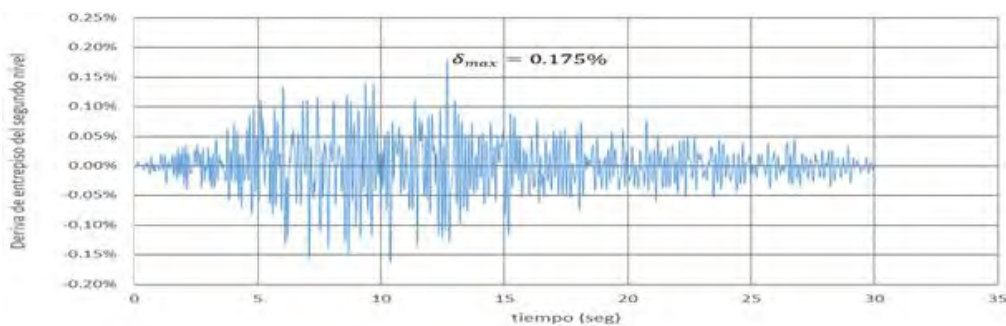


Figura 4.22. Historia de distorsiones de entrepiso en el Segundo nivel, estimadas mediante PERFORM- 3D

### 4.3 Estimación de las funciones de distribución de probabilidad de daño

A partir de los resultados obtenidos del proceso de simulación, se obtienen las funciones de distribución de probabilidad del PID para cada nivel de intensidad sísmica (PIS). La figura 4.23 muestra un ejemplo para las distorsiones máx. de entrepiso de una vivienda unifamiliar de muros de ductilidad limitada. Estas curvas fueron ajustadas mediante polinomios log normales (Hong y Lind 1996).

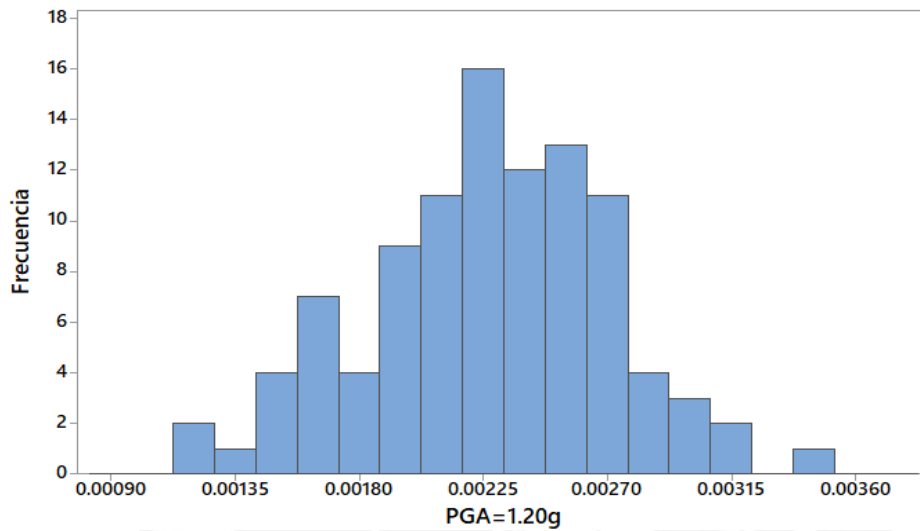


Figura 4.23. Histogramas de las distorsiones máximas de entrepiso en el segundo nivel de la segunda tipología para un PGA= 1.20g

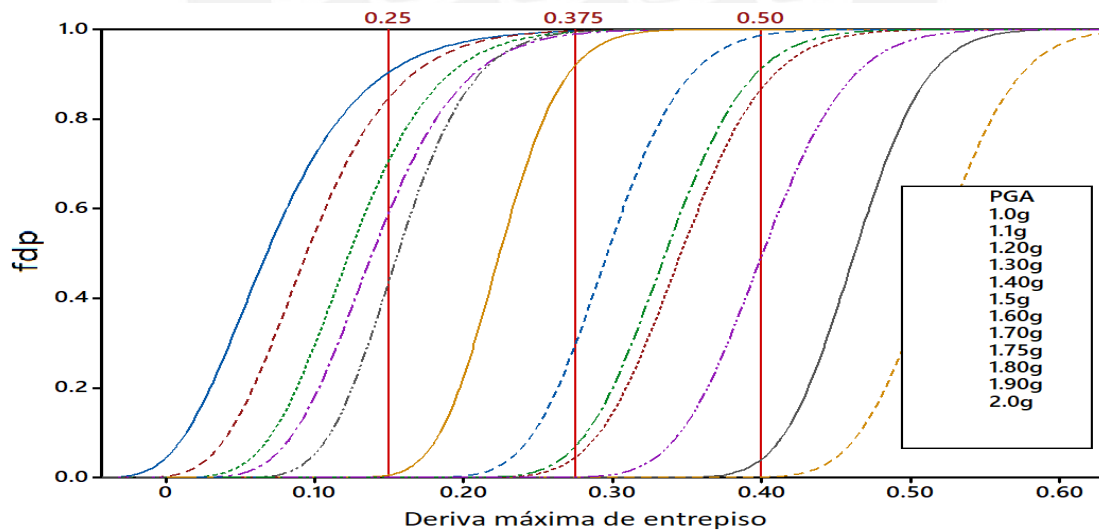


Figura 4.24. Función de distribución de probabilidad acumulada (fdp) de las distorsiones máximas para una vivienda unifamiliar de MDL de tres pisos.



#### 4.4 Generación de las curvas de fragilidad

A continuación se presentan las curvas de fragilidad resultantes (Probabilidad de excedencia vs Pseudoaceleración) para las dos tipologías estudiadas.

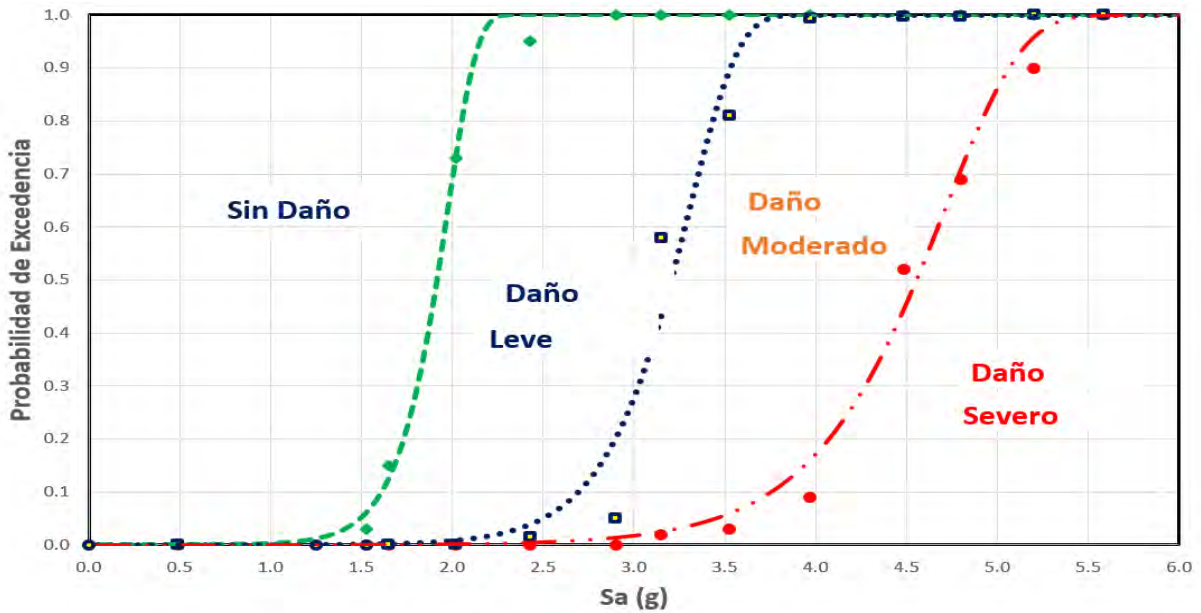


Figura 4.25. Curvas de fragilidad para la vivienda unifamiliar de muros de ductilidad limitada de 3 pisos (tipología 1).

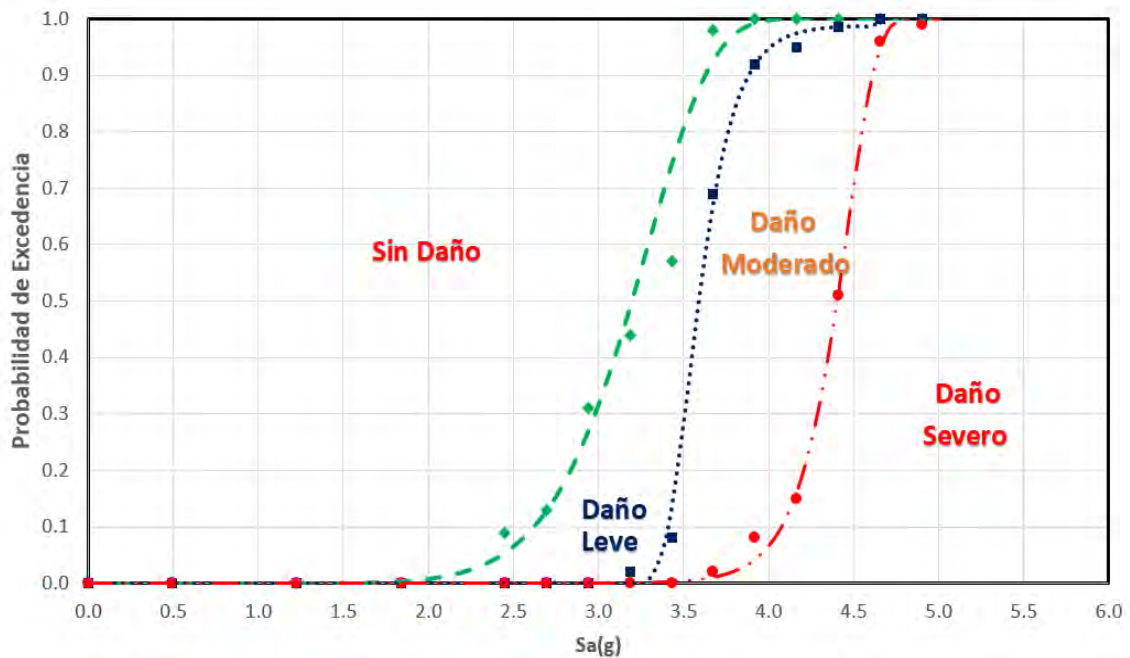


Figura 4.26. Curvas de fragilidad para la vivienda unifamiliar de muros de ductilidad limitada de 2 pisos (tipología 2)

## **4.5 Interpretación de resultados**

### **4.5.1 Tipología 1 (Vivienda independiente de tres niveles)**

Debido a la irregularidad de piso débil, en el proceso de diseño estructural se empleó un factor de reducción de fuerzas de  $R=3.0$ . La fuerza cortante basal de diseño fue de 30.4 Ton. En la dirección más vulnerable (paralela a la fachada), la resistencia de los muros del primer nivel fue de 85.60 Ton, es decir se proporcionó una resistencia de 2.8 veces la fuerza cortante de diseño, valor que es cercano al factor de reducción empleado, por lo que se espera que ante el sismo de diseño, la estructura se comporte elásticamente, no debiendo presentar daños.

Esto guarda relación con las curvas de fragilidad halladas (Figura 4.25), pues en esta tipología, para una pseudoaceleración de 1.125g ( $0.45g \times 2.5 = 1.125g$ ) solo existe una probabilidad de 1% que se presente daño leve.

Para un valor de PGA del orden de 0.8g (asociado a evento extremo con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años), se tiene una pseudoaceleración de 2.0 g, para la cual, las curvas de fragilidad muestran una probabilidad de 0.5% de daño moderado, 68% de daño leve y 31.5% sin daño. En tanto que para pseudoaceleraciones de 3.75g (PGA: 1.5g: 0.5% de probabilidad de excedencia en 50 años), la probabilidad de daño severo alcanza el 10%, la probabilidad de daño moderado alcanza el 89% y la probabilidad de daño leve es de 1%.

### **4.5.2 Tipología 2 ( Tres viviendas adosadas de 2 niveles)**

Para la segunda tipología debido a que no presenta irregularidades, se empleó un factor de reducción de fuerzas de  $R=4$ . La fuerza cortante basal de diseño para la segunda tipología fue de 83.86 Ton. En la dirección débil, la resistencia de los muros del primer nivel fue de 330 Ton, es decir se proporcionó una resistencia de 3.9 veces la fuerza cortante de diseño, valor que es cercano al factor de reducción empleado 4, por lo que se espera que ante el sismo de diseño, la estructura se comporte elásticamente, no debiendo presentar daños.

Esto guarda relación con las curvas de fragilidad halladas, pues en esta tipología, para una pseudoaceleración de 1.125g ( $0.45g \times 2.5 = 1.125g$ ) la probabilidad de que la estructura presente daños es nula.



Para una pseudoaceleración de 2.0g ( $0.8g \times 2.5 = 2.0g$ ) existe una probabilidad de 1% de presentar daño leve y 99% ningún daño.

Para una pseudoaceleración de 3.75g ( $1.5g \times 2.5 = 3.75g$ ) existe una probabilidad de 2% de presentar daño severo, 76% daño moderado, 18.5% daño leve y 3.5% sin daño.



## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La obtención de curvas de fragilidad mediante un método probabilístico constituye una herramienta útil para los estudios de riesgo sísmico ya que consideran la aleatoriedad de las propiedades mecánicas de los materiales y la incertidumbre en la demanda sísmica.
- Es posible modelar con suficiente precisión el comportamiento de muros de ductilidad limitada, empleando macro elementos (que incorporen fibras de concreto y acero, las relaciones constitutivas de los materiales ante carga axial y una ley de corte) previamente calibrados en base a ensayos de laboratorio.
- Las viviendas de muros de ductilidad limitada de 3 y 2 niveles, presentan baja vulnerabilidad para escenarios de peligro con aceleraciones en la base de hasta 1.0 g (pseudoaceleraciones del orden de 2.5 g).
- Las curvas de fragilidad de la tipología 1 (3 pisos), para una probabilidad de excedencia del 50%, muestran un amplio rango de pseudoaceleraciones entre el daño leve y el daño severo (de 1.9g a 4.6g). Además por tratarse de muros esbeltos (relación altura/longitud  $> 2$ ) es probable que se retarde el inicio de la falla por flexión.
- Las curvas de fragilidad de la tipología 2 (2 pisos de planta típica y 3 bloques unidos), para un 50% de probabilidad de excedencia, muestran un menor margen de pseudoaceleraciones entre el daño leve y el daño severo (3.2g a 4.4g).
- Los resultados favorables, permiten recomendar que se continúen estudios de vulnerabilidad y riesgo, pero dirigiendo los esfuerzos a:
  - Realizar ensayos que simulen relaciones de esbeltez mayores a 2, para estudiar el tipo de falla y la resistencia asociada.
  - Realizar ensayos de muros con vanos para estudiar su comportamiento, conocer los tipos de falla y resistencia asociadas.
  - Realizar ensayos experimentales que evalúen la influencia de variables como:
    - ✓ Fisuración que suelen presentar estas estructuras durante el proceso constructivo.
    - ✓ Presencia de cajas de pase, cajas para tomacorrientes, interruptores, puntos de cable, teléfono e internet, así como presencia de tuberías.

- Se recomienda que la técnica desarrollada para obtener curvas de fragilidad, sea aplicada también a viviendas de muros de ductilidad limitada reforzados con mallas electrosoldadas.
- Se recomienda que la técnica desarrollada para obtener las curvas de fragilidad, sea implementada en estudios de vulnerabilidad de otras tipologías pudiendo ser ampliada a un determinado entorno urbano.
- En futuros estudios se recomienda incluir sismos de mayor duración y estudiar la fragilidad de viviendas sobre otros perfiles de suelo (S1, S3).
- Para los casos de muros que “arrancan” en losas, es recomendable incorporar el comportamiento de las losas en los modelos de análisis.



## 6. REFERENCIAS

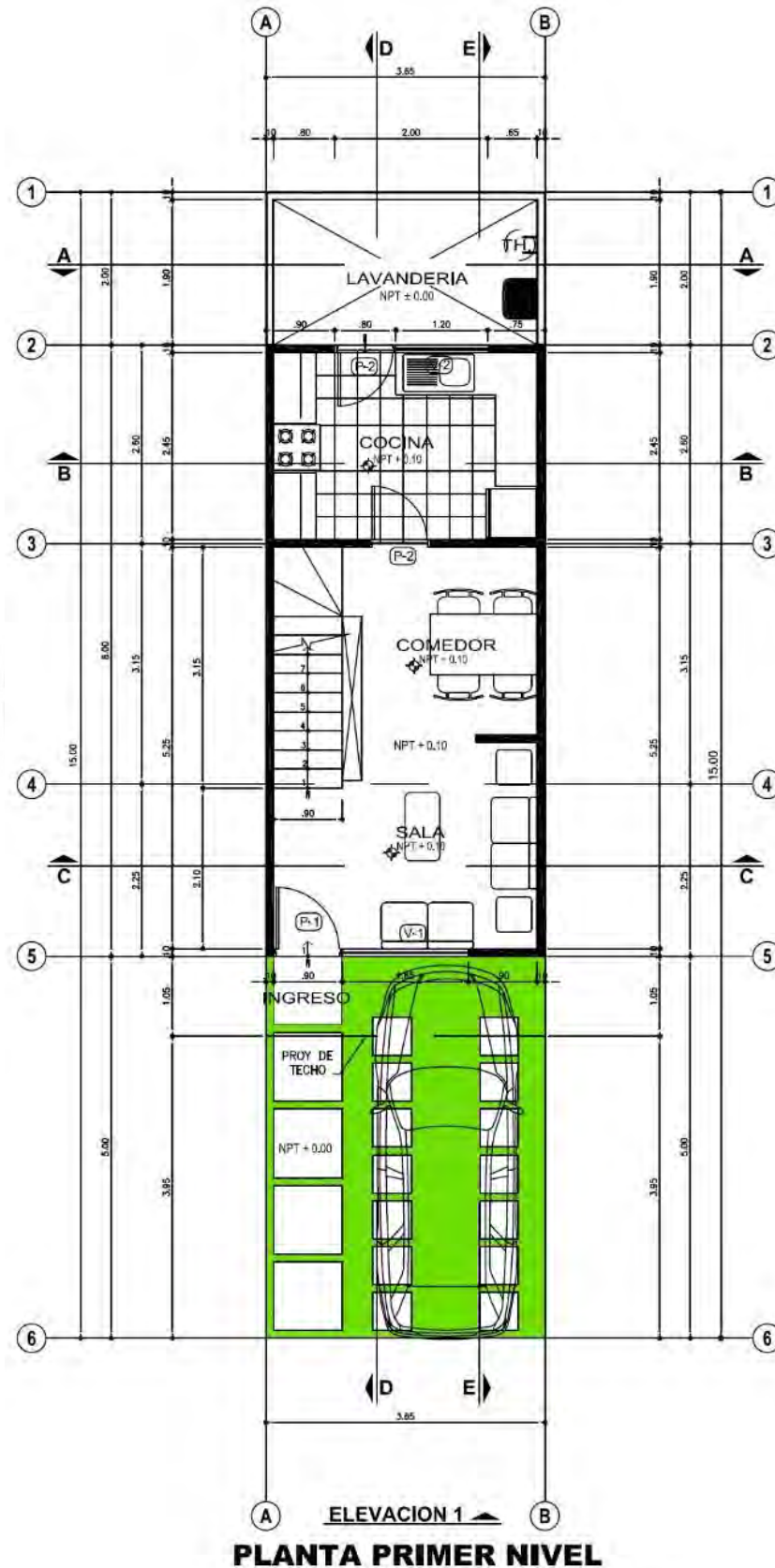
- [1] *Acero, J. (2016). Estudio para determinar pérdidas por sismo. Cuarta Fase. SENCICO. Lima, Perú.*
- [2] *ASCE 41-06 (2007). Seismic rehabilitation of existing buildings. ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.*
- [3] *Barbat, H. et al. (2005). Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02. Barcelona, España*
- [4] *Bonnet, R. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.*
- [5] *Boomer et al (1998). Riesgo sísmico en la Región Metropolitana de San Salvador, Programa Salvadoreño de Investigación sobre Desarrollo y Medio Ambiente. San Salvador.*
- [6] *Carr, A. (2007). Ruamoko Manual. User Guide to Associated Programs (Vol. 4).*
- [7] *Carrillo, J., & Alcocer, S. (2011). Comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda. Revista de Ingeniería Sísmica, (85), 103-126*
- [8] *Castillo, J., Alva, J. (1993). "Peligro Sísmico en el Perú" Memorias del VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima, Perú.*
- [9] *CIP-SENCICO (2004). Especificaciones Normativas para Diseño Sismorresistente en el caso de edificaciones de muros de ductilidad limitada (EMDL)*
- [10] *CSI (2006). Perform Components And Elements For Perform-3d And Perform Collapse Version 4.*
- [11] *CSI (2006). Perform-3D. Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures. Version 6.*
- [12] *Chopra A. (2014). Dinámica de estructuras. Cuarta edición. Pearson Education. Ciudad de México, México.*
- [13] *Erberik, M., and Elnashai, A. (2004). Vulnerability Analysis of Flat Slab Structures. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 3102. Vancouver, August, 2004.*
- [14] *FEMA (2012). Seismic Performance Assessment of Buildings. FEMA P-58*
- [15] *FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), Washington, D.C.*
- [16] *FEMA 461 (2007). Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components.*
- [17] *Florian, A. (1992). An efficient sampling scheme: Updated Latin Hypercube Sampling. Probabilistic Engineering Mechanics, 7, 123-130.*
- [18] *Gálvez A, (2010). Viviendas económicas de concreto con mallas electrosoldadas. Presentación al concurso: Premio Graña y Montero.*
- [19] *Gálvez A. (2008) Propuesta del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electro soldadas. Universidad Nacional de Ingeniería.*
- [20] *Gálvez, A. (2009). El análisis no lineal dinámico y sus aplicaciones en la simulación de respuestas estructurales.*

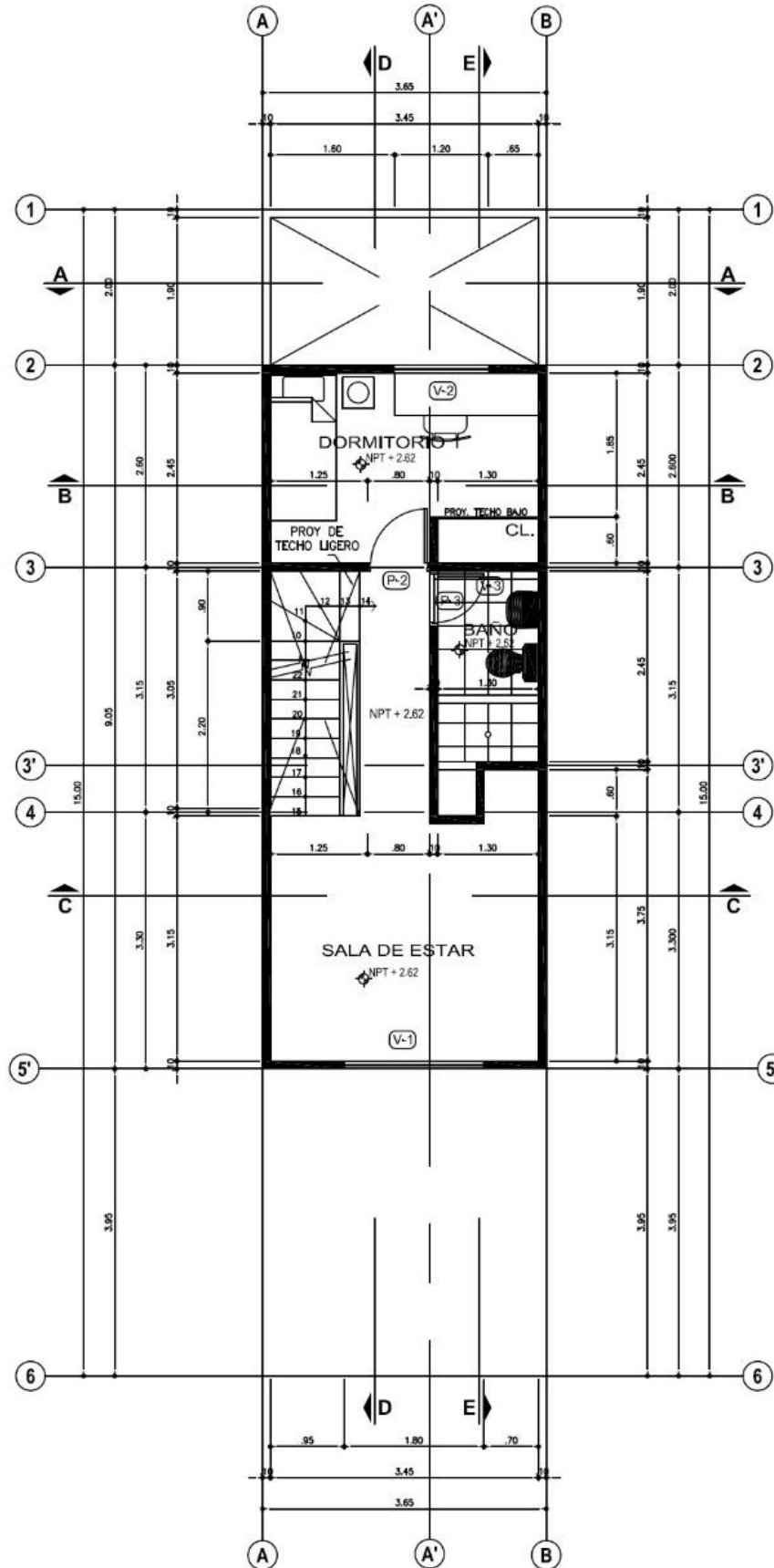
- [21] Gasparini, D.A., Vanmarcke, E. (1976). *SIMQKE: A Program for artificial motion generation. User's Manual and Documentation. Department of Civil Engineering, MIT, USA.*
- [22] Gérin, M. y Adebar, P. (2004). *Accounting for shear in seismic analysis of concrete structure. 13th World Conf. on Earthquake Eng., Vancouver, CD Rom Paper No. 939, 15 pp.*
- [23] Gonzales, H. (2010). *Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de hormigón. Aplicación a zonas de alta sismicidad de Perú. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.*
- [24] Gonzáles, V. y otros (2005). *Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia.*
- [25] HGP Grupo Consultor (2017). *Déficit habitacional en Lima Metropolitana en el año 2016.*
- [26] Hong, H. P., and Lind, N. C. (1996). *Approximate reliability analysis using normal polynomial and simulation results. Structural Safety, 18(4), 329—339.*
- [27] Jalayer (2003). *Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments*
- [28] Kennedy, R.P. et al (1980). *Probabilistic Seismic Safety Study On An Existing Nuclear Power Plant*
- [29] Kustu, O. et al. (1982). *Development of Damage Functions for Highrise Building Components*
- [30] MathWorks Inc. (2002). *MATLAB. The Language of Technical Computing.*
- [31] Medina, G. (2005); *Estudio Del Comportamiento Experimental A Escala Natural De Muros Y Modulo De Concreto Reforzados Con Malla Electrosoldada. Tesis de grado, Facultad De Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.*
- [32] Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificación E.060 concreto armado.*
- [33] Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2009). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.*
- [34] Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2010). *Norma Técnica de Edificación A.010 Diseño arquitectura.*
- [35] Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2016). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.*
- [36] Minitab18 Inc.(2015). *Statistical Software*
- [37] Muñoz, A. (2002). *“Ingeniería Sismorresistente”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.*
- [38] Muñoz, A. et al (2001). *Riesgo sísmico de edificios peruanos.*
- [39] Muñoz, A., et al (2006). *Desempeño Sismorresistente de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada.*
- [40] Paulay y Priestley (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building. John Wiley and Sons. USA.*
- [41] Porter, K. (2017). *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. University of Colorado Boulder.*
- [42] Quintana, J. (2012). *Estudio del comportamiento sismorresistente de muros de ductilidad limitada de ocho centímetros de espesor.*
- [43] Quintana, J. (2013). *Estudio del Comportamiento Sismorresistente de Muros de Ductilidad Limitada de Ocho Centímetros de Espesor (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.*
- [44] Quiroz, L. & Maruyama, Y. (2014). *Assessment of performance of Peruvian high-rise thin RC wall buildings using numerical fragility functions.*

- [45] Rengel, J. (2016). *Desempeño Sismorresistente de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (tesis de maestría)*. Universidad Central de Venezuela.
- [46] *Resolución Ministerial N° 315-2004- Vivienda. Incorporan anexos complementarios a las Normas Técnicas de Edificación E.060 Concreto Armado y E.030 Diseño Sismorresistente*
- [47] Reyes, C. (2017). *Estudio analítico de vulnerabilidad sísmica de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL) en la costa central del Perú (tesis de maestría)*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [48] Safina, S. (2002). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales, análisis de su contribución al riesgo sísmico (Tesis doctoral)*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- [49] San Bartolomé, A. (2006) *Comportamiento a carga lateral de muros delgados de Concreto reforzados con malla electrosoldada y acero dúctil*.
- [50] San Bartolomé, A. y Muñoz, A. (2003). *Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas. Informe final del proyecto SENCICO-PUCP*.
- [51] San Bartolomé, A. y otros (2006). *Comportamiento a fuerza cortante de muretes de concreto reforzados con malla electrosoldada, acero dúctil y fibra metálica*
- [52] San Bartolomé, A., Muñoz A, Madueño, G. y Cavero, R. (2005). *Control de falla por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas, Proyecto SENCICO – PUCP*.
- [53] SENCICO (2003). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*
- [54] Velásquez, J. (2006). *Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas (Tesis de maestría)*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- [55] Zavala, C. (2004). *Estudio experimental del comportamiento de muros de concreto de baja resistencia*.

## 7. ANEXOS

### A. PLANOS DE DISTRIBUCIÓN DE VIVIENDA - TIPOLOGÍA 1 (3 PISOS)

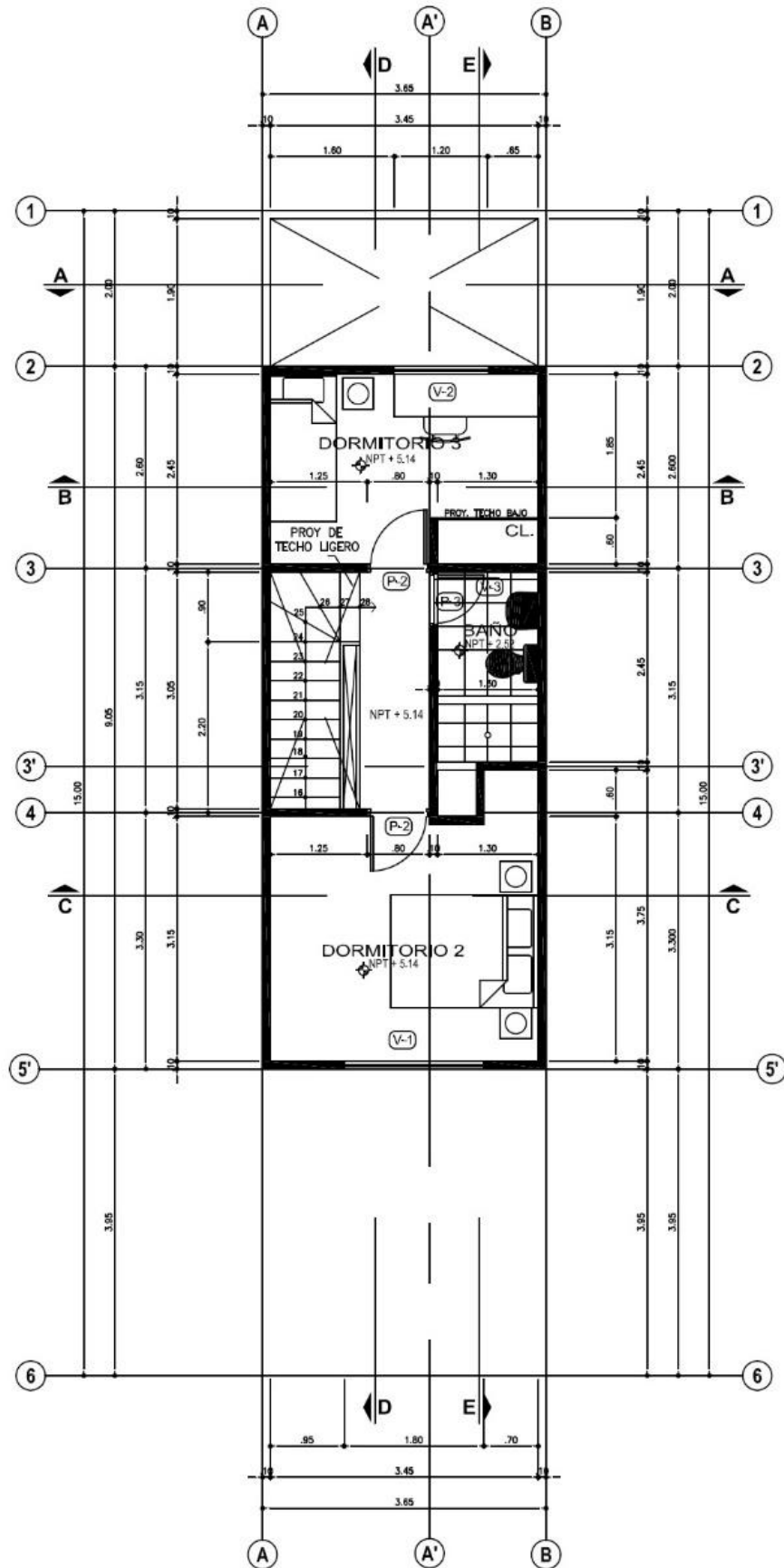




ELEVACION 1

**PLANTA SEGUNDO NIVEL**

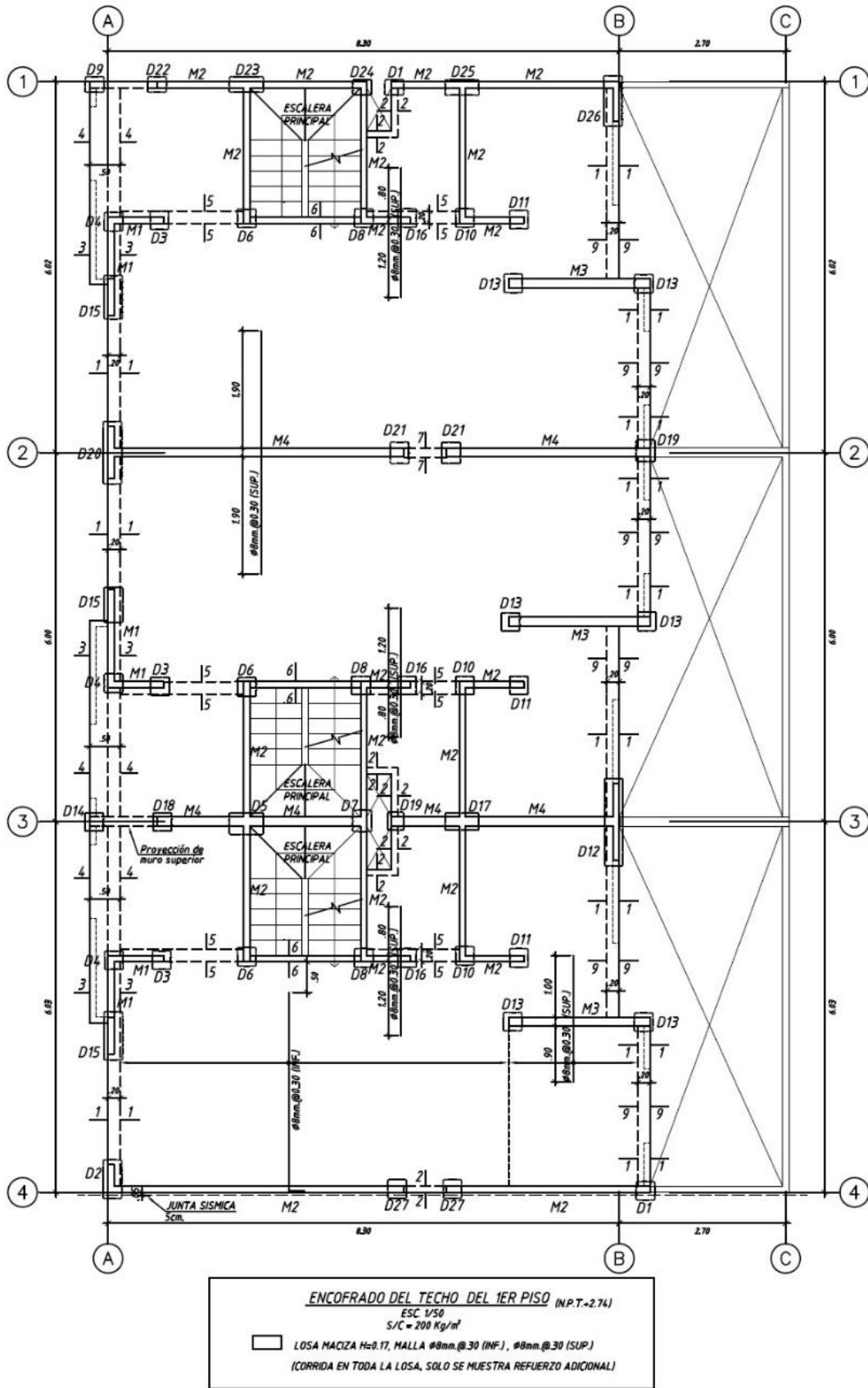


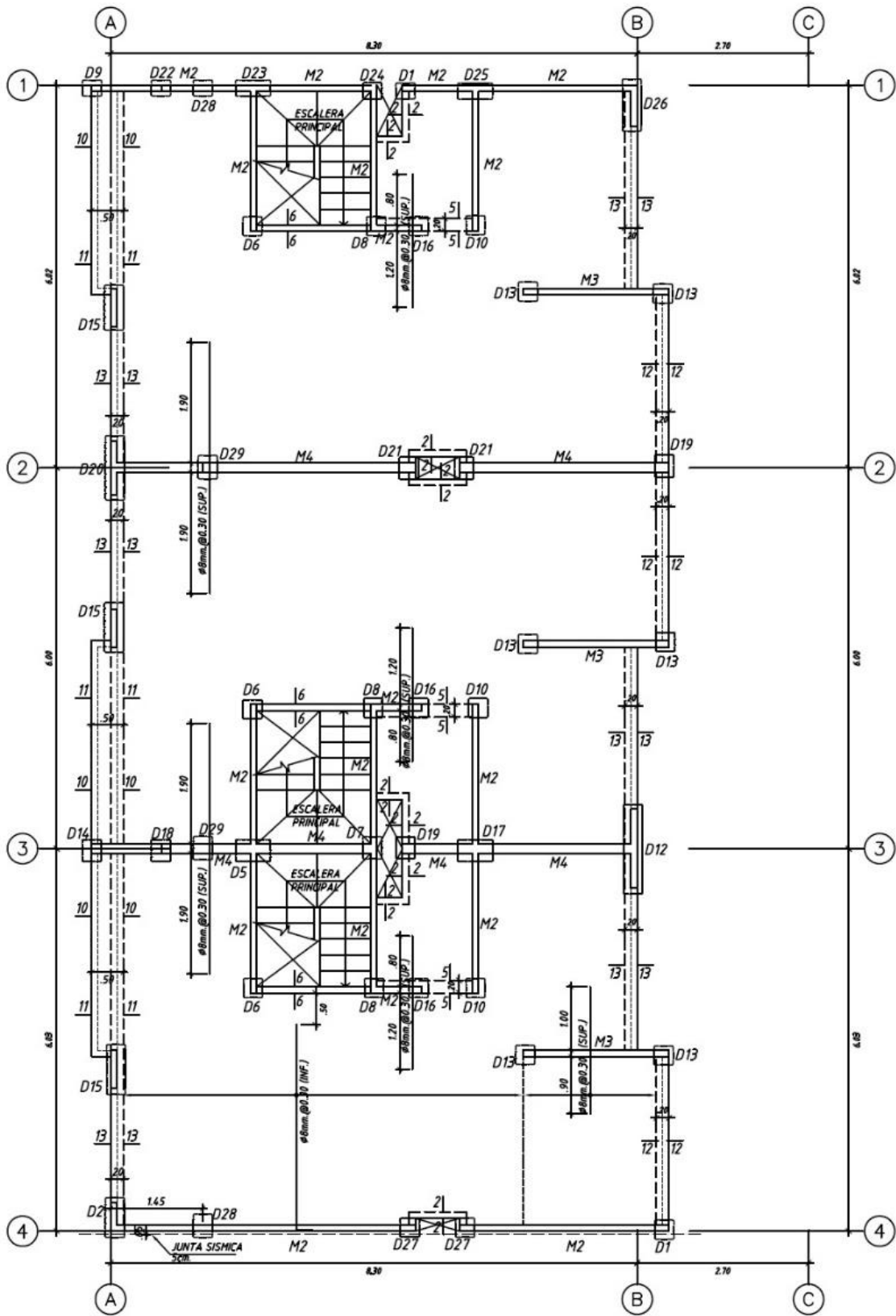


ELEVACION 1

**PLANTA TERCER NIVEL**

**B. DETALLES ESTRUCTURALES DE 03 VIVIENDAS ADOSADAS -  
TIPOLOGÍA 2 (2 PISOS)**





**ENCOFRADO DEL TECHO DEL 2DO PISO (N.P.T.-535)**  
 ESC. 1/50  
 S/C = 200 Kg/m<sup>2</sup>

LOSA MACIZA H=0.17, MALLA #8mm @ 30 (INF.), #8mm @ 30 (SUP.)  
 (CORRIDA EN TODA LA LOSA, SOLO SE MUESTRA REFUERZO ADICIONAL)

CUADRO DE MUROS

PISO	MURO M1		MURO M2		MURO M3		MURO M4	
	Vert.	Horizon.	Vert.	Horizon.	Vert.	Horizon.	Vert.	Horizon.
1er PISO e= 0.10m.	Malla Simple Ø 8mm@ 0.20	Malla Simple Ø 8mm@ 0.20	Malla Simple Ø 8mm@ 0.20	Malla Simple Ø 8mm@ 0.20	Malla Doble Ø 8mm@ 0.25	Malla Doble Ø 8mm@ 0.25	Malla Doble Ø 8mm@ 0.20	Malla Doble Ø 8mm@ 0.20
2do Y 3er PISO e= 0.10m.	---	---	Malla Simple Ø 8mm@ 0.25	Malla Simple Ø 8mm@ 0.25	Malla Simple Ø 8mm@ 0.25	Malla Simple Ø 8mm@ 0.25	Malla Simple Ø 8mm@ 0.25	Malla Simple Ø 8mm@ 0.25

### **C. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE AGUJEROS PARA INSTALACIONES EN EL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

En nuestro medio y en este sistema estructural de muros de ductilidad limitada, las tuberías y cajas para instalaciones de comunicaciones, eléctricas y sanitarias, se empotran en la estructura.

En las viviendas estudiadas, cada muro de la dirección más “débil” tiene una caja rectangular (ya sea para interruptor, para tomacorriente, punto de internet o de teléfono).

Debido al ritmo acelerado de este tipo de construcción, es común que algunas cajas no se alcancen a colocar antes del vaciado del concreto y por ello, se suele dejar un bloque de poliestireno expandido en la futura ubicación de la caja rectangular. Esto hace que muchas veces el agujero sea de mayor tamaño que el de la caja rectangular.

En otros casos, la presencia de la caja y el alambre de amarre, además de una mala vibración, originan cangrejeras, porosidades o segregación alrededor de estas cajas rectangulares.

Otras veces, las cajas son desplazadas debido a una mala fijación o se requiere realizar picados para su correcta ubicación una vez fraguado el concreto.

Debido a que no se dispone de ensayos que tomen en cuenta la influencia de los agujeros para instalaciones o pases que son comunes en esta tipología estructural; en el presente anexo se evalúa la influencia de agujeros de 16cm x 16cm.

Se tomó como comportamiento patrón, los lazos histeréticos del muro calibrado en este documento; y como objeto de estudio se consideró un agujero que represente el espacio ocupado por caja rectangular para tomacorriente, teléfono o internet (considerando los problemas de mayores dimensiones antes descrito).

Se empleó el software PERFORM-3D con macroelementos que consideran fibras horizontales y verticales así como un elemento que represente el comportamiento a corte, siguiendo los lineamientos descritos en el Capítulo 4. Se crearon 4 tipos de elementos de fibra vertical y 3 tipos de fibra horizontal. Con esto se conformaron once (11) componentes compuestos.

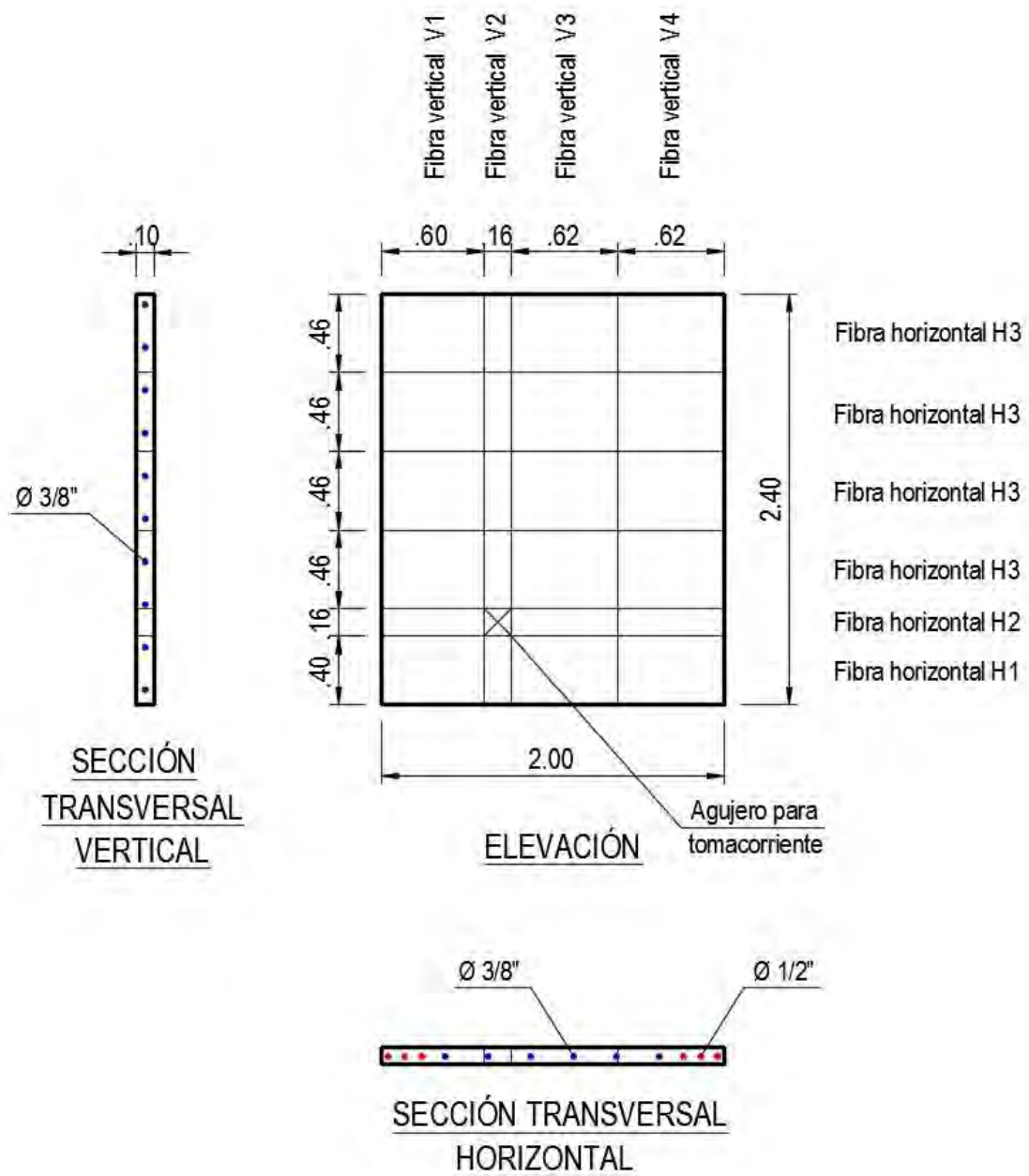
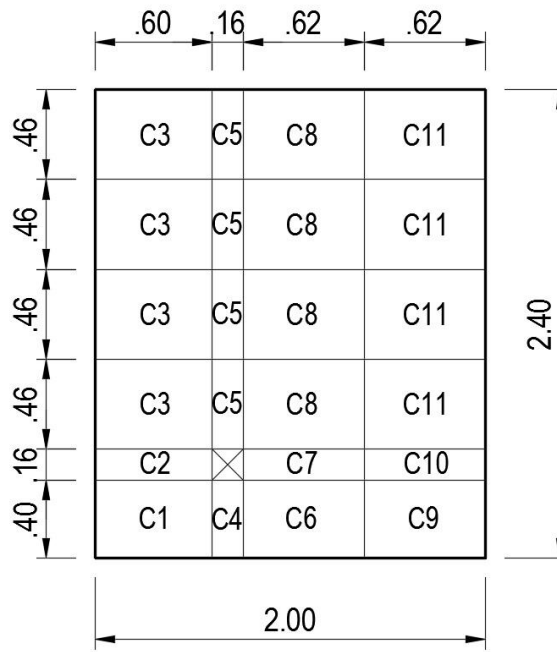


Figura A.1. Características del muro con agujero a analizar. Tipos de fibras empleadas.



**ELEVACIÓN**

Componentes compuestos requeridos para el modelo

Figura A.2. Componentes que conforman el modelo del muro.

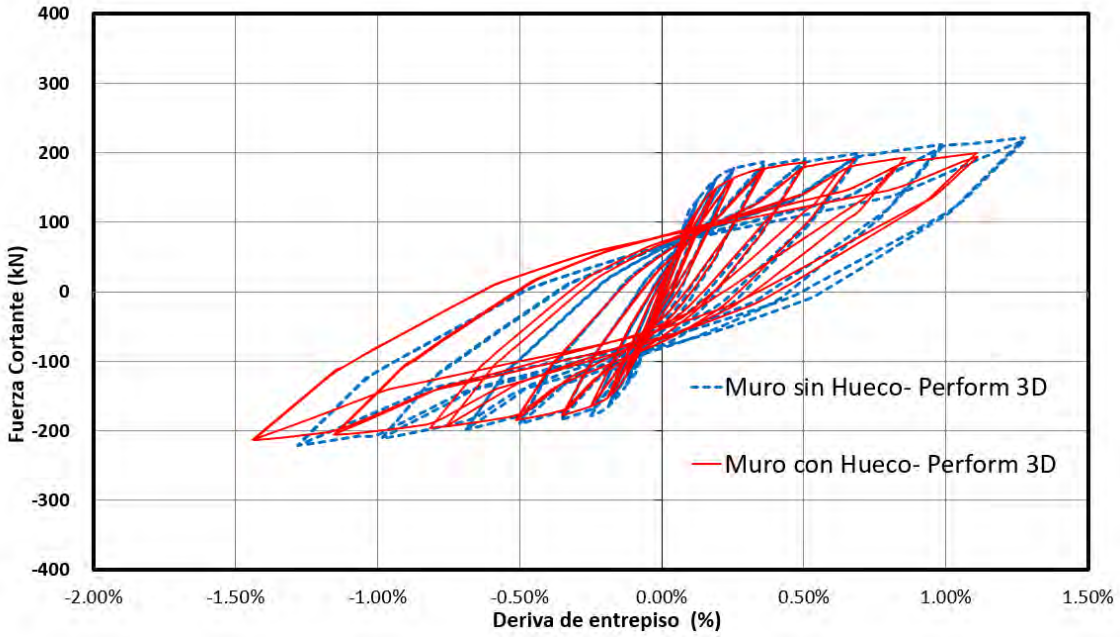


Figura A.3. Diagramas de histéresis de Muro Patrón y de Muro con Agujero, obtenidos mediante simulación en PERFORM-3D.

En la Figura A.3 se aprecia que tanto la resistencia como la rigidez iniciales son ligeramente menores al muro patrón. Respecto al comportamiento histerético, los resultados muestran que en esencia las características del muro con el agujero se mantienen.

