

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL



**Estudio analítico de vulnerabilidad sísmica de Edificios de Muros de
Ductilidad Limitada (EMDL) en la costa central del Perú**

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil

Presentado por:

Cesar Abraham Reyes Virhuez

Dirigido por:

Dra. Sandra Cecilia Santa Cruz Hidalgo

Lima, Abril de 2017

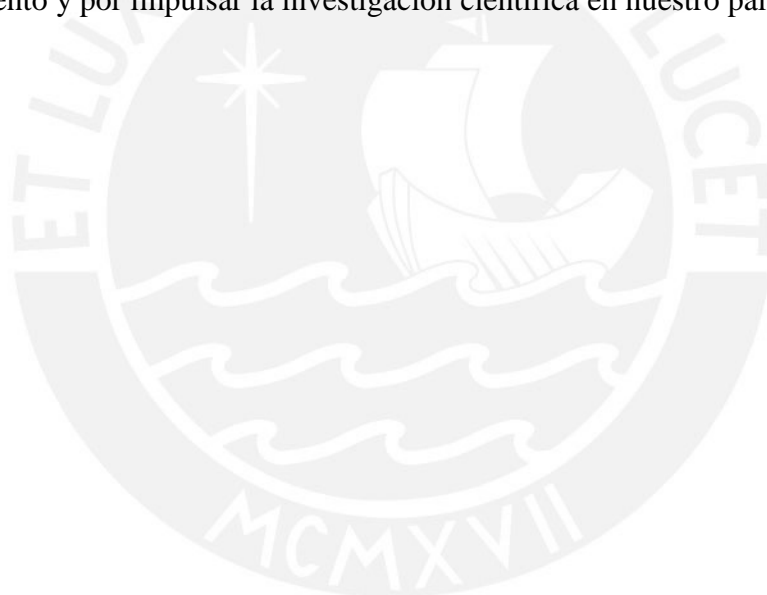
Resumen

En los últimos años, se ha intensificado la construcción de edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) por poseer un menor costo de construcción con relación a edificios tradicionales, enfocado para sectores emergentes. Sin embargo, aún no se tienen registros de su comportamiento ante eventos sísmicos por ser construcciones nuevas. Las investigaciones que se han realizado evaluaron el desempeño sísmico solamente para el estado límite de colapso [1] o está basado en la opinión de expertos [2].

El objetivo del proyecto es contribuir a mejorar la seguridad de las viviendas peruanas mediante el estudio analítico de la vulnerabilidad sísmica de edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) ante diversas intensidades sísmicas para la costa central del Perú. Para ello, primero se caracterizó la tipología a través de un modelo representativo y se evaluaron las respuestas sísmicas de la estructura mediante un Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés) [3]. Luego, se obtuvieron curvas de fragilidad para cada demanda sísmica, que mide su probabilidad de excedencia. Finalmente, se obtuvo el desempeño sísmico a través de curvas de vulnerabilidad que estiman el costo de reparación esperado, basado en el reporte FEMA 58 [4]. Los resultados obtenidos permitirán evaluar las pérdidas económicas de la tipología de vivienda EMDL y posibilitarán la elaboración de planes de reparación después de un evento sísmico.

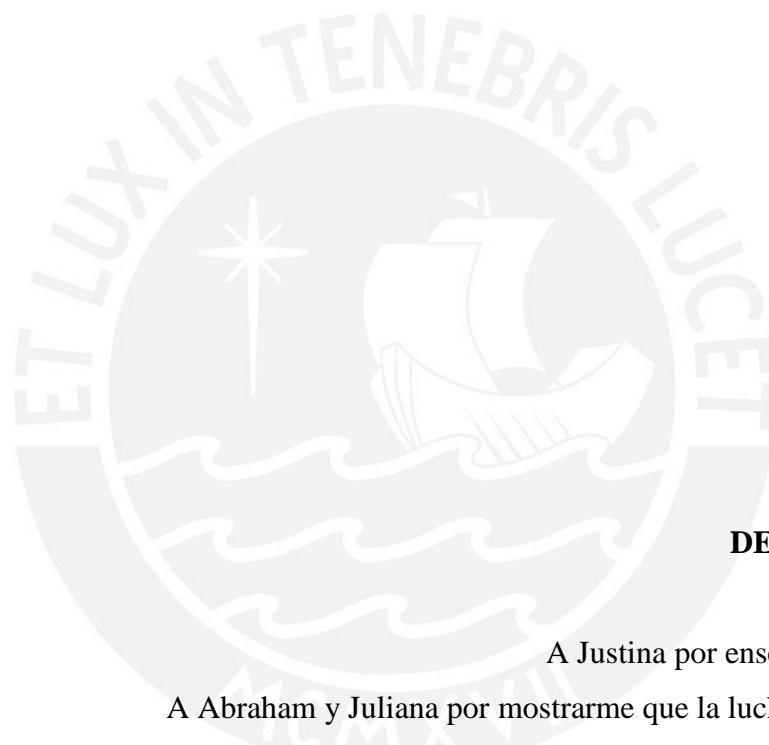
AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer de manera especial a la Dra. Sandra Santa Cruz por su guía, apoyo y paciencia en el desarrollo de la investigación. A los jurados Mg. José Acero y Mg. Alejandro Muñoz por sus aportes y comentarios finales. A CONCYTEC y la PUCP por el financiamiento y por impulsar la investigación científica en nuestro país.



“[...] te vuelvo a repetir lo que dice Pascal. Hay razones del corazón y razones de la cabeza [...] Las razones de la cabeza sirven para la ciencia pero las razones del corazón sirven para las otras cosas fundamentales de la existencia humana [...]” *

Ernesto Sábato



DEDICATORIA

A Justina por enseñarme a soñar
A Abraham y Juliana por mostrarme que la lucha es constante
A Silvia, Manuel y Alfredo por mantenerme conectado a tierra
A Ernesto Sábato, gracias maestro por mostrarme el camino.

*Entrevista a Ernesto Sábato en el programa Hora Clave conducido por Mariano Grondona

<https://www.youtube.com/watch?v=H4A2wfaMZN0>

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	11
1.1. Planteamiento del problema.....	11
1.2. Objetivos.....	12
1.2.1. Objetivo general.....	12
1.2.2. Objetivos específicos.....	12
1.3. Alcance.....	13
1.4. Hipótesis.....	13
1.5. Antecedentes.....	13
1.5.1. La vivienda social en el Perú.....	13
1.5.1. Estudios del comportamiento de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) 16	
2. MARCO TEÓRICO	20
2.1. Análisis Dinámico Incremental.....	20
2.2. Evaluación sísmica de edificios basada en el análisis por desempeño.....	21
2.3. Estudios Previos.....	24
3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	27
3.1. Tipología característica.....	27
3.2. Curvas de fragilidad.....	27
3.2.1. Selección de demandas sísmicas.....	27
3.2.2. Modelado de la tipología.....	29
3.2.3 Análisis dinámico incremental.....	29
3.2.4. Curvas de fragilidad global de la estructura.....	30
3.2.5. Curvas de fragilidad de irreparabilidad de la estructura.....	31
3.2.6. Curvas de fragilidad y funciones de consecuencia de los elementos.....	32
3.3. Curva de Vulnerabilidad.....	33
4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA	36
4.1 Caracterización de la tipología.....	36
4.1.1 Características estructurales.....	37
4.1.2 Características arquitectónicas.....	38
4.1.3 Características constructivas.....	41

4.1.4	Tipología propuesta.....	42
4.2	Curvas de fragilidad.....	43
4.2.1	Demandas sísmicas.....	43
4.2.2	Modelo numérico de la tipología.....	45
4.2.3	Curvas de fragilidad de la tipología.....	52
4.3.	Curvas de Vulnerabilidad	62
4.3.1.	Intensidades sísmicas característicos en la región.....	63
4.3.2.	Simulación del desempeño de la estructura EMDL	63
4.4	Evaluación de Riesgo de Pandeo	67
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	71
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
7.	REFERENCIAS	76
	ANEXO A: Detalle estructural de la tipología.....	78
	ANEXO B: Respuesta estructural del modelo por dirección y nivel	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.5.1: Prototipo de propuesta de reconstrucción [11].	14
Figura 1.5.2: Ensayo de tracción de varillas de acero corrugado de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ (línea azul). Ensayo de malla electrosoldada de $f_y=5000\text{ kg/cm}^2$ (línea roja) [9].	15
Figura 1.5.3: Elementos estructurales típicos de EMDL [2].	15
Figura 1.5.4: Características comunes de las tres placas (izquierda) y refuerzo empleado en la placa P1 (derecha) usado en obra [9].	17
Figura 2.1.1: Ejemplo de curvas IDAs [3].	21
Figura 2.2.1: Flujograma del proceso de diseño basado en desempeño (Adaptado de [4]).	22
Figura 2.3.1: Curvas de Fragilidad para edificios de EMDL de 5 pisos [2].	24
Figura 2.3.2: Curvas de Fragilidad para edificios de EMDL de 7 pisos [2].	24
Figura 2.3.3: Factor de daño de E.M.D.L. de 5 y 7 pisos para diferentes escenarios de sismicidad [2].	25
Figura 2.3.4: Curva de Fragilidad para el estado de colapso para un E.M.D.L de 5 pisos [11].	26
Figura 3.2.1: Ejemplo de escaldo de 5 espectros sísmicos [4].	28
Figura 3.2.2: Resultados de análisis dinámico incremental (IDA) para el estado de daño de colapso de un edificio hipotético [4].	30
Figura 3.2.3: Ejemplo de Curva de fragilidad de un estado de daño de colapso [4].	31
Figura 3.2.4: Ejemplo de curva de fragilidad de irreparabilidad [4].	31
Figura 3.2.5: Ejemplo de curvas de fragilidad de un elemento estructural [4].	32
Figura 3.2.6: Ejemplo de función de consecuencia del costo de reparación [4].	33
Figura 3.3.1: Flujogram del proceso de estimación de costos de reparación (Adaptado de [4]).	34
Figura 3.3.2: Ejemplo de la correlación entre valores de demanda y parámetros de respuesta de la simulación de Monte Carlo [4].	34
Figura 4.1.1: Planta con ingreso central.	39
Figura 4.1.2: Planta con ingreso al costado.	39
Figura 4.1.3: Número de pisos de edificios de E.M.D.L.	40
Figura 4.1.4: Área de departamentos (m^2) por zonas de Lima (Adaptado de [21]).	41
Figura 4.1.5: Ejemplo de Tren de actividades en E.M.D.L.	41

Figura 4.1.6: Planta típica representativa de un edificio de muros de ductilidad limitada (adaptado de [23]).	42
Figura 4.2.1: Media geométrica de los espectros de los registros horizontales del sismo Lima 1966.	44
Figura 4.2.2: Espectros de pseudo-aceleración de los 11 sismos seleccionados.	45
Figura 4.2.3: Modelado de la tipología compuesto de muros en el programa Perform 3D.	45
Figura 4.2.4: Relación esfuerzo- deformación del acero.	46
Figura 4.2.5: Relación esfuerzo- deformación del concreto.	47
Figura 4.2.6: Relación esfuerzo-deformación por corte [29].	48
Figura 4.2.7: Modelo de fibras para muros de ductilidad limitada [29].	48
Figura 4.2.8: (a) modelo de fibras de sección vertical, (b) modelo de fibras de sección longitudinal y (c) modelo de corte del muro [30].	49
Figura 4.2.9: (a) generación de rótula plástica en todo el piso inferior y (b) formación de rótula plástica a media altura [30].	49
Figura 4.2.10: (a) muro sin discretización y (b) muro con discretizado en 2 elementos [30].	50
Figura 4.2.11: Amortiguamiento de Rayleigh de la tipología.	51
Figura 4.2.12: Degradación cíclica para: (a) un muro sin carga de gravedad, (b) muro sometido a 30 toneladas de carga de gravedad.	52
Figura 4.2.13: Escalamiento del espectro del sismo Lima 1966 de $S_a(T)$ de 0.45g a 1.20g.	53
Figura 4.2.14: Escalamiento del registro del sismo Lima 1966 de $S_a(T)$ de 0.45g a 1.20g.	53
Figura 4.2.15: Respuesta del piso 5 del eje X para el sismo Lima 1966 de $S_a(T)$ de 0.45g a 1.20g.	54
Figura 4.2.16: Curvas IDAs de $S_a(g)$ versus Deriva global del edificio.	54
Figura 4.2.17: Curvas IDAs de $S_a(g)$ versus deriva de entrepiso	55
Figura 4.2.18: Curvas de fragilidad de EMDL.	56
Figura 4.2.19: Muro en estado de daño límite 1 [18].	57
Figura 4.2.20: Muro en estado de daño límite 2 [18].	58
Figura 4.2.21: Muro en estado de daño límite 3 [18].	58
Figura 4.2.22: (I) Curvas de fragilidad de MDL rectangulares ensayados.	59

Figura 4.2.23: (II) Curvas de fragilidad de muros con ensanche en los bordes.	59
Figura 4.2.24: (III) Curvas de fragilidad de muros con muros transversales en los bordes.	59
Figura 4.2.25: Técnica de reparación para estado de daño leve [18].....	60
Figura 4.2.26: Técnica de reparación para estado de daño leve [18].	61
Figura 4.2.27: Técnica de reparación para estado de daño leve [18].	61
Figura 4.2.28: Funciones de consecuencias de costos estructurales de reparación.....	62
Figura 4.3.1: Espectro de los sismos de diseño para el Perú.....	63
Figura 4.3.2: Curva de fragilidad de colapso de la estructura.....	64
Figura 4.3.3: Curva de fragilidad de irreparabilidad.....	64
Figura 4.3.4: Curva de fragilidad de estados de daño del muro M10.	65
Figura 4.3.5: Costos de reparación del muro M10.....	66
Figura 4.3.6: Probabilidad de excedencia de costos de reparación/reconstrucción.	66
Figura 4.4.1: (a) Muro sobretido a grandes esfuerzos de tensión. (b) Muro sometido a grandes esfuerzos de compresión [32].....	67
Figura 4.4.2: Modelado en SAP 2000 de los (a) muros M3 y (b) muro M7.....	68
Figura 4.4.3: Diagram de Interracción de muro M3.	69
Figura 4.4.4: Diagram de interacción de muro M7.....	69
Figura 5.1: Comparación de IDAs y Pushover.	71
Figura 5.2: Comparación de la curva de fragilidad de colapso con estudios previos. ..	71
Figura 5.3: Estado de daños de muros para diversos sismos.	72
Figura 5.4: Comparación de curva de vulnerabilidad con estudios previos.....	72
Figura A.1: Planta Típica de la tipología.	78
Figura A.2: Detalle estructural de los muros de ductilidad limitada.....	80
Figura B.1: Respuesta estructural de deriva de entrepiso para sismos frecuentes ($S_a=0.60g$).	81
Figura B.2: Respuesta estructural de deriva de entrepiso para sismos ocasionales ($S_a=0.75g$).	82
Figura B.3: Respuesta estructural de deriva de entrepiso para sismos raros ($S_a=1.20g$).	83
Figura B.4: Respuesta estructural de deriva de entrepiso para sismos muy raros ($S_a=1.50g$).	84

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.5.1: Comparación de los primeros ensayos realizados de Muros de Ductilidad Limitada.....	16
Tabla 2.2.1: Comparación de estados de daños para diferentes investigaciones (adaptado de [16]).	23
Tabla 4.2.1: Registros sísmicos seleccionados.....	44
Tabla 4.2.2: Valores de Curva de fragilidad para diversos estados de daños en EMDL.	56



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

El déficit de viviendas en nuestro país ha impulsado el boom inmobiliario de construcción de edificios tradicionales de departamentos en los últimos años. Sin embargo, los sectores populares no tienen los recursos económicos suficientes para acceder a este tipo de vivienda. Para subsanar esta falencia, el estado ha impulsado programas sociales de viviendas mediante la construcción de edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) que poseen características que difieren de los edificios convencionales de concreto armado debido a su menor costo. A partir del 2001, se empezaron a construir EMDL de mediana altura, a pesar que aún no se tenía información sobre el comportamiento de este tipo de estructuras. Entonces, el estado impulsó investigaciones experimentales que se ven plasmadas en la norma del 2004 y en las adendas del 2006 de las Normas E.030 [5] y E.060 [6] del Reglamento Nacional de Edificaciones. Sin embargo, aún no se tienen evidencias del comportamiento que tendrán estas estructuras ante eventos sísmicos ni de las técnicas de reparación, pues existe un silencio sísmico de más de 45 años para la costa central del Perú. Entonces, es prioritario estimar su comportamiento sísmico y evaluar los criterios a seguir ante un evento sísmico.

Para el caso de edificaciones existentes, se realiza una evaluación estructural para estimar la vulnerabilidad de la estructura, que es la probabilidad de daño que ocasionarían los sismos. El propósito es poder tomar acciones correctivas de reforzamiento para alinear la vulnerabilidad sísmica con el desempeño que se requiere que tenga la estructura o estimar los criterios de reparación que se realizarán después de un sismo. La elección de reforzar las estructuras antes de un sismo o repararlas después dependerá de los recursos con los que se dispongan y del nivel de importancia de la edificación. Las viviendas diseñadas de acuerdo a la normativa son consideradas edificaciones comunes por lo que es conveniente repararlas después de un evento sísmico a diferencia de colegios, hospitales o viviendas informales que son prioritarios reforzarlos antes del evento por su importancia de uso o por poner en riesgo la vida de las personas.

Las 4 principales metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica que se conocen son: Las metodologías empíricas que se basan en observaciones de daños ocasionados por sismos pasados. Las metodologías basadas en criterios, en la que expertos son consultados para estimar el factor de daño para cada una intensidad sísmica. Los métodos analíticos, que se basan en modelos matemáticos simples o detallados de las estructuras para entender su comportamiento sísmico. Las metodologías híbridas, que combinan las observaciones de daños de terremotos con los daños simulados a través de modelos analíticos inelásticos [7]. Para el caso de EMDL, se han realizado ensayos experimentales de muros con refuerzo de malla electrosoldada sometidos a cargas laterales [8], [9]. Estos ensayos han permitido estimar el desempeño sísmico mediante el método analítico para el estado de colapso [1] y el nivel de daño ocasionado de EDML con refuerzo de malla electrosoldada basado en criterios de expertos [2]. El aporte de esta investigación es determinar las curvas de fragilidad para diversos estados de daño y estimar los costos de reparación de EMDL después de la ocurrencia de eventos sísmicos.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo general del proyecto es contribuir a mejorar la seguridad de las viviendas peruanas mediante el estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) en la costa central.

1.2.2. Objetivos específicos

- Caracterizar la tipología de edificios de muros de ductilidad limitada a través de un modelo representativo.
- Determinar curvas de fragilidad para diversos estados de daño globales de la tipología.
- Estimar los daños locales generados en la estructura ante eventos sísmicos
- Evaluar costos de reparación para la tipología ante sismos de diversas intensidades.

1.3. Alcance

Se evaluó el desempeño sísmico de la tipología representativa a viviendas de edificios de muros de ductilidad limitada típicos con refuerzos de acero corrugado ASTM grado 60 de la ciudad de Lima sin considerar daños iniciales a causa de otros sismos. Para el cálculo de las curvas de fragilidad se propone utilizar el modelo de Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés) [3] y para obtener las curvas de fragilidad y de vulnerabilidad el reporte FEMA 58 [4].

1.4. Hipótesis

Los edificios de muros de ductilidad limitada en la costa central tienen adecuado desempeño sísmico.

1.5. Antecedentes

1.5.1. La vivienda social en el Perú

Nuestro país ha sufrido a partir de la década del 40 el fenómeno de migración del campo a las ciudades, principalmente costeras, en busca de mejores oportunidades. Estas poblaciones se asentaron en las zonas periféricas de las ciudades y se fueron consolidando a través de los años formando los distritos populares en la ciudad de Lima. La escasez de recursos promovió la construcción precaria e informal de viviendas. Por ello, a partir de la década del 60, se realizaron los primeros programas estatales de vivienda social para mejorar el nivel de calidad de vida con el Proyecto Experimental de Vivienda (PREVI) [10], pero no tuvieron el éxito esperado.

El problema de las viviendas populares en las ciudades costeras del Perú es que son vulnerables ante 2 tipos de eventos naturales: sismos y huaycos. El Perú es un país altamente sísmico, y se tiene incertidumbre del comportamiento de las viviendas de autoconstrucción ante estos eventos. Por otro lado, muchas de estas viviendas se encuentran en los cauces de los ríos o en quebradas estando expuestas a huaycos e

inundaciones en las épocas del Fenómeno del Niño. Después de la ocurrencia de estos eventos, el panorama es devastador y se generan grandes pérdidas materiales y humanas.

Es por ello que en 1998, el CISMID-UNI realiza investigaciones de módulos de viviendas de concreto armado, denominados sistemas constructivos AGV, con requerimientos mínimos con la finalidad de encontrar alternativas de viviendas unifamiliares de menor costo y mayor seguridad con relación a las viviendas tradicionales de albañilería confinada [11]. Luego, con el apoyo del estado, la idea se expande a viviendas regulares de 2 pisos [12]. El objetivo de estas investigaciones fue obtener prototipos de viviendas económicas y seguras como alternativa de construcción para viviendas populares o de reconstrucción post eventos naturales. Por ejemplo, en la figura 1.5.1 se muestra la construcción de un prototipo de vivienda con prototipo AGV en la ciudad de Ica después del Fenómeno del Niño de 1998.



Figura 1.5.1: Prototipo de propuesta de reconstrucción [11].

En la última década, el crecimiento económico impulsó el boom inmobiliario para cubrir el nivel de déficit de vivienda, sin embargo, el costo de construcción de las edificaciones convencionales no permite el acceso a todos los sectores de la población. Ante esta deficiencia, el estado impulsó programas sociales de vivienda, tomando como base el caso chileno impulsado desde el 2002, que luego fue replicado en toda Latinoamérica [13]. Es en estas circunstancias que se extrapola la idea de utilizar muros de concreto armado delgados de malla electrosoldada, que poseen menor ductilidad que las barras de acero corrugados convencionales (figura 1.5.2), a edificios medianos he irregulares [12]. A partir de entonces, la controversia del comportamiento de este tipo de estructuras

impulsa investigaciones experimentales [8], [9] que se ven materializadas en las adendas del 2006 de las Normas E.030 [5] y E.060 [6] del Reglamento Nacional de Edificaciones.

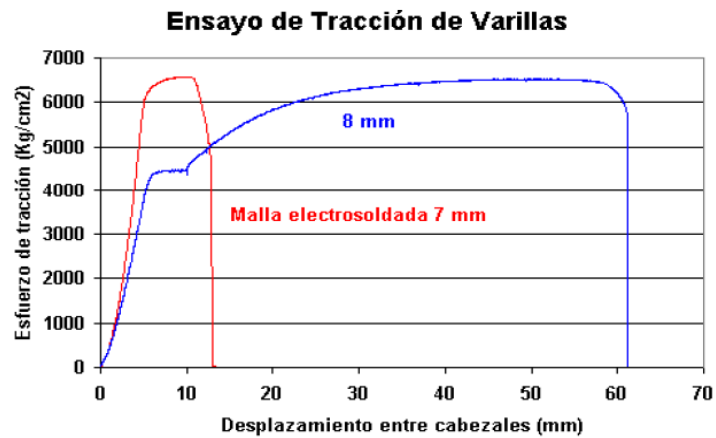


Figura 1.5.2: Ensayo de tracción de varillas de acero corrugado de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ (línea azul). Ensayo de malla electrosoldada de $f_y=5000\text{ kg/cm}^2$ (línea roja) [9].

Basados en las investigaciones realizadas, en la actualidad, los programas de vivienda sociales predominantes en nuestro país son: Techo Propio, que por lo general son condominios de casas unifamiliares enfocadas a sectores emergentes de escasos recursos y el Nuevo Programa Mi Vivienda, que son condominios formados por edificios de departamentos para vivienda multifamiliar. La principal característica de estas estructuras es que son completamente de muros de concreto armado delgados (figura 1.5.3), ello permite la disminución de espesores de los elementos estructurales y una mejor eficiencia en la construcción, logrando un menor costo respecto a las edificaciones convencionales.

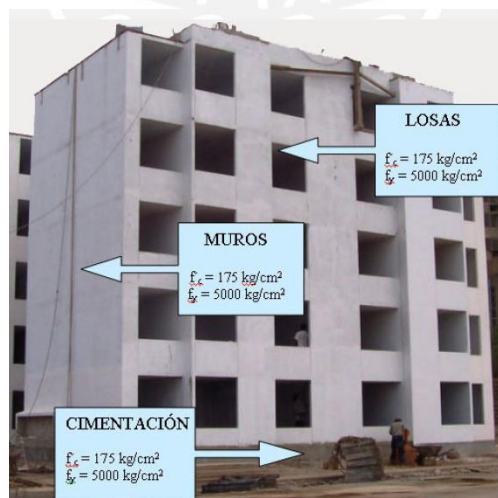


Figura 1.5.3: Elementos estructurales típicos de EMDL [2].

1.5.1. Estudios del comportamiento de Muros de Ductilidad Limitada (MDL)

A partir del 2001, en nuestro país se empezaron a construir edificios de muros de ductilidad limitada de mediana altura a pesar que no se tenía información clara sobre el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. Entonces, el estado impulsó investigaciones experimentales que se ven plasmadas en las adendas del 2006 de las Normas E.030 [5] y E.060 [6] del Reglamento Nacional de Edificaciones.

En una primera investigación [14] para entender el comportamiento de los E.M.D.L. se ensayó un muro convencional de 10 cm de espesor reforzado con malla electrosoldada en el centro y refuerzo de acero corrugado en los bordes (P1) como se realizaba en obra. Con la final de comparar el comportamiento del espécimen y obtener posibles alternativas se probaron 2 muros adicionales. Se ensayó un segundo muro de malla convencional de acero corrugado (P2) para comparar el comportamiento de este material y la malla electrosoldada. Finalmente, se ensayó un tercer muro con doble malla electrosoldada y confinamiento en los bordes (P3), para comparar las diferencias del comportamiento entre un muro confinado y otro no confinado.

Tabla 1.5.1: Comparación de los primeros ensayos realizados de Muros de Ductilidad Limitada

Muro	Refuerzo	Tipo de falla
P1	1 malla central electrosoldada y bordes de acero corrugado	Deslizamiento en la base
P2	1 malla central de acero corrugado	Deslizamiento en la base
P3	2 malla electrosoldada y confinamiento en los bordes con acero corrugado	Problemas de cangrejas y la trituración de los talones en etapas tempranas

Los resultados que se obtuvieron fueron (tabla 1.5.1): Los 2 primeros muros (P1 y P2) iniciaron la falla por flexión, sin embargo, los refuerzos verticales no entraron a la zona de endurecimiento porque fueron interrumpidos por la falla por deslizamiento para una deriva de 0.005 (R=3). En el tercer muro (P3), el confinamiento permitió un mejor comportamiento, pero presentó problemas de cangrejas y la trituración de los talones

en etapas tempranas por el confinamiento de los refuerzos de acero, por lo que se recomienda para muros a partir de 12 cm de espesor [14].

Los resultados anteriores motivaron una segunda investigación para estudiar las fallas por deslizamiento con el objetivo de evitarlas, ya que son irreparables. Se ensayaron 3 especímenes (figura 1.5.4) de 10 cm de espesor de malla electrosoldada central y con refuerzo de acero corrugado en los extremos. Las diferencias se establecieron en las espigas de refuerzo entre la cimentación y las placas que fueron las siguientes: con espigas de malla electro soldada para la función de traslape y superficie lisa entre la cimentación y el muro (P1, figura 1.5.4) como se realizan en las obras, con espigas de acero corrugado como otra alternativa de función de traslape y superficie rayada entre la cimentación y el muro (P2); y con el doble de espigas de acero corrugado (P3) como función de resistencia ante la falla por deslizamiento. Se obtuvo que P1 y P2 fallaron por deslizamiento al carecer de refuerzo adecuado. Para el caso, P3 la resistencia de las espigas generaron una falla final por corte-flexión [9].

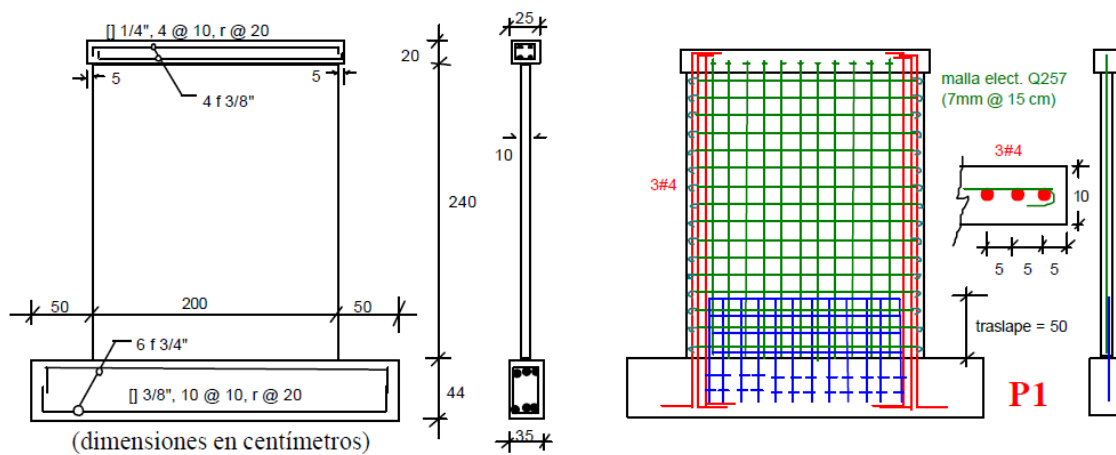


Figura 1.5.4: Características comunes de las tres placas (izquierda) y refuerzo empleado en la placa P1 (derecha) usado en obra [9].

Adicionalmente se ensayaron 2 especímenes a cizalle puro para observar las diferencias entre el comportamiento con la superficie lisa (M1) y con superficie rayada (M2) entre la cimentación y el muro. Se obtuvieron como resultado el buen comportamiento de M2 con relación a M1. No obstante, esta resistencia disminuye al generarse fallas por flexión como se aprecia en las placas P1 y P2 (superficie lisa y rayada, entre la cimentación y la

base del muro, respectivamente). En conclusión, en esta segunda investigación se obtuvo un buen comportamiento para una deriva de entrepiso de 0.005 ($R=3$) para el caso de P1 y P2 y de 0.007 ($R=4$) en caso se incluya refuerzo por deslizamiento [9].

Estas investigaciones sirvieron de base para los cambios realizados en las normas de diseño. En el 2006, tras la publicación oficial de estas normas, se realizó una investigación siguiendo las modificaciones presentadas. Se realizaron 4 ensayos: 2 con la cuantía 0.0025 (de acuerdo a la norma), de refuerzo central de acero dúctil y de malla electro soldada. Los otros 2 fueron del doble de cuantía. Se comprobó que los 2 primeros muros fallaron por corte sin general fallas frágiles no deseables. Entonces, el comportamiento de los muros es independientes al tipo de refuerzo dúctil o malla electrosoldada. Los otros 2 muros de doble de cuantía presentaron una falla mixta de corte y flexión que también son independientes al tipo de refuerzo pero podrían ocasionar la trituration del talón en caso excedan lo normado y exista aglomeración excesiva de acero de refuerzo [9].

A pesar de las investigaciones experimentales, no existía aún un consenso respecto al comportamiento sísmico del sistema de los EMDL entre los especialistas. Es por ello que el 2007 la PUCP convoca a un conversatorio en la que participa el Dr. Richard E. Klingner. Él plantea que el enfoque de diseño para cualquier tipo de estructura o de material debe tener el mismo nivel de seguridad contra las pérdidas de vida y el mismo nivel de confianza frente a sismos [1]. Para ello propuso realizar los siguientes pasos:

- Establecer los sismos determinados de comparación, y desarrollar juegos idóneos de registros para aquellos sismos.
- Identificar para el sistema estructural bajo consideración las posibles estructuras arquetípicas y colocarlas en forma hipotética en diferentes zonas del país.
- Evaluar mediante ensayos de laboratorio, la respuesta de los elementos esenciales de las estructuras arquetípicas de las estructuras mismas.
- Diseñar la estructura arquetípica usando diversos valores de tanteo del factor de reducción de la respuesta elástica (R), y evaluar sus respuestas.
- Con base en las respuestas en función de R proponer valores de diseño, incluyendo los efectos de sobrerresistencia; de la confiabilidad de los sismos de entrada; de la confiabilidad de los resultados de laboratorio; de la confiabilidad de los

resultados analíticos; de la confiabilidad constructiva; y de la confiabilidad histórica [15].

La investigación de esta metodología fue desarrollada en el PROYECTO ATC-63 en los EEUU y se plasmaron en los siguientes reportes: FEMA P-695 (2009) para la evaluación de sistemas estructurales nuevos y FEMA P-795 (2011) para la evaluación de cambios de componentes en un sistema estructuras convencional. En el caso de los EMDL correspondía a un sistema estructural nuevo [1].

El 2008, el Ing. Adolfo Gálvez, basado en el ATC-63 (2004) desarrolla una investigación teórica para determinar el Factor de reducción de respuesta sísmica (R) para el sistema utilizado en los EMDL y determina un valor 4. Además determina un valor R por ductilidad igual a 3 que es compatible a las investigaciones experimentales realizadas por San Bartolomé [1].



2. MARCO TEÓRICO

2.1. Análisis Dinámico Incremental

El IDA es un método que describe una colección de respuesta de análisis dinámicos no-lineales de un modelo estructural, de tal manera que proveen una idea de cómo el modelo reacciona ante las demandas sísmicas [3]. Está definida por $F_i(D)$ que es la probabilidad de que una estructura exceda un estado de daño (i) en función de un parámetro de demanda (D). Estas curvas se expresan como una distribución log normal denotada por Φ en función de la media de la distribución probabilística θ_i (para un estado de daño i) y la desviación estándar logarítmica, o dispersión, β [4]. La función matemática que expresa esta relación es:

$$F_i(D) = \Phi \left(\frac{\ln\left(\frac{D}{\theta_i}\right)}{\beta_i} \right)$$

Este análisis da como resultado respuestas de tiempo-historia del comportamiento estructural ante demandas sísmicas que se van escalando sistemáticamente desde un comportamiento elástico hasta que la estructura colapse permitiendo comprender los siguientes puntos [3]:

- La gama de respuestas de la estructura frente a la gama de potenciales demandas sísmicas.
- Una mejor comprensión de los comportamientos estructurales para sismos raros/muy raros.
- Una mejor comprensión de las variaciones de la respuesta estructural a medida que se incrementa la intensidad sísmica.
- Producir estimaciones de la capacidad dinámica del sistema estructural global.

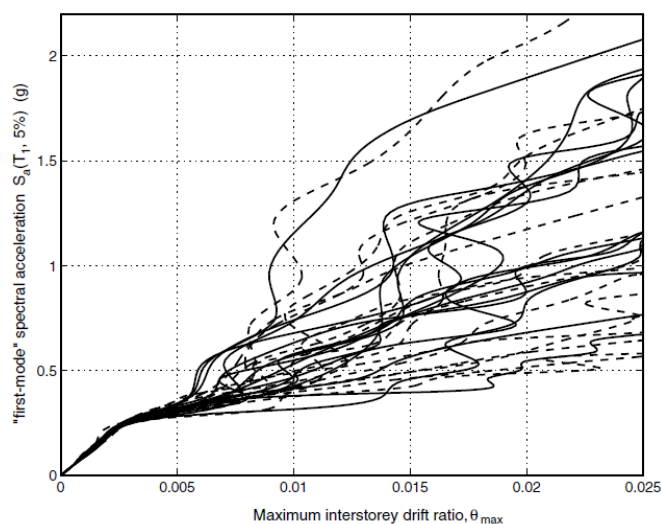


Figura 2.1.1: Ejemplo de curvas IDAs [3].

En la figura 2.1.1, se aprecia que para rangos pequeños, la estructura presenta una respuesta elástica que se refleja con la superposición de las curvas IDAs. Con el aumento de los factores de escalamiento la estructura ingresa al comportamiento no lineal empezándose a generar dispersión en los resultados para diferentes registros sísmicos.

2.2. Evaluación sísmica de edificios basada en el análisis por desempeño

En el pasado, se realizaba el diseño de las estructuras con el propósito que resista sismos severos, que muchas veces no ocurrían durante la vida útil de la estructura. Sin embargo, en ocasiones estas estructuras presentaban comportamientos inadecuados ante sismos de menor intensidad, siendo el diseño ineficiente. Es por ello, que las normas han empezado a enfocarse en obtener estructuras que tengan desempeños adecuados ante diversas intensidades sísmicas.

El diseño por desempeño permite estimar los niveles de daño que se está dispuesto a aceptar para cada intensidad sísmica definida previamente. Estos niveles de daños aceptados dependerá de factores de funcionabilidad, importancia de la estructura, costo de reparación, etc. La figura 2.2.1 muestra el flujograma de diseño por desempeño, en la que se revisa el diseño hasta que cumpla con los niveles de daños aceptados.

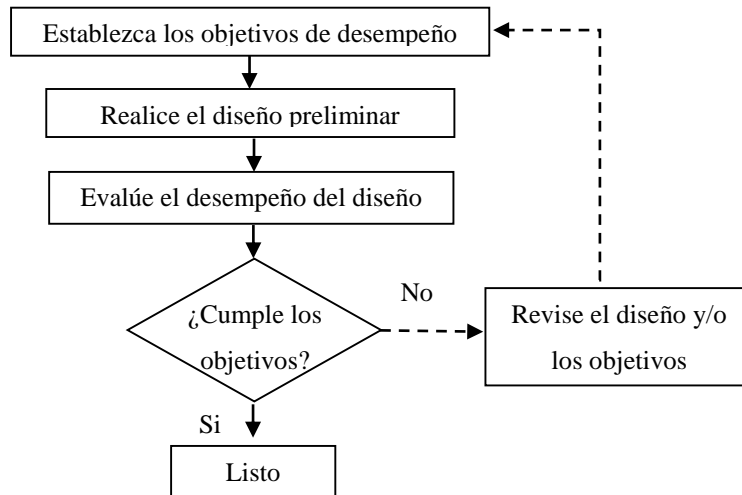


Figura 2.2.1: Flujograma del proceso de diseño basado en desempeño (Adaptado de [4]).

Para el caso de edificaciones existentes, se realiza una evaluación por desempeño para estimar la vulnerabilidad de la estructura, que es la probabilidad de daño que ocasionarían sismos de determinadas intensidades a la estructura. El propósito es poder tomar acciones correctivas para alinear la vulnerabilidad sísmica con el desempeño que se requiere que tenga la estructura.

La vulnerabilidad sísmica puede ser representada en forma discreta mediante una Matriz de Probabilidad de Daño (DPM, por su inglés) o en forma continua mediante curvas de fragilidad que grafican la probabilidad de excedencia del estado de daño para cada intensidad sísmica. Estas también pueden ser expresadas en función de la pérdida asociando a los daños en cuyo caso se denominan curvas de vulnerabilidad.

Las 4 principales metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica que se conocen son: Las metodologías empíricas que se basan en observaciones de daños ocasionados por sismos pasados. Las metodologías basadas en criterios, en la que expertos son consultados para estimar el factor de daño para cada una intensidad sísmica. Los métodos analíticos, que se basan en modelos matemáticos simples o detallados de las estructuras para entender su comportamiento sísmico. Las metodologías híbridas, que combinan las observaciones de daños de terremotos con los daños simulados a través de modelos analíticos [7].

Cada nivel de desempeño está asociado a estados de daño. En la tabla 2.2.1 se muestra los estados de daños utilizados en diversas investigaciones que fueron homogenizadas [16]. Los límites de los estados de daño se determinan mediante parámetros ingenieril de daño (EPD, por sus siglas en inglés). Para el método analítico, el EDP que se utiliza es un parámetro de respuesta estructural. La máxima deriva de entrepiso es usada en diversas investigaciones por su capacidad de detectar modos de falla en cada piso. [16] y [17].

Tabla 2.2.1: Comparación de estados de daños para diferentes investigaciones (adaptado de [16]).

HRC	HAZUS (FEMA 2003)	VISIÓN 2000 (SEOAC 1995)	ATC 13 (1985)
Sin daño	Sin daño	Sin daño	Sin daño
Leve	Leve	Completamente Operacional	Muy Leve
Ligero			Leve
		Operacional	Moderado
Moderado	Moderado	Seguridad de la vida	
Frecuente	Frecuente	Cerca al colapso	Severo
Colapso parcial		Colapso	Colapso
Colapso	Colapso		

Los modelos analíticos pueden ser simplificados o complejos. Lo principal en los métodos simplificados [7] y [16] es el uso de pocos parámetros para validar el comportamiento de la estructura y conocer su estado límite de daño. Además, el corto tiempo de cálculo es otra de las ventajas de este método. De esta forma se puede realizar el análisis de un grupo de estructuras variando estadísticamente los valores de los parámetros a usar. En el caso de los modelos analíticos más complejos de estructuras, se requiere mayor uso de parámetros y mayor tiempo para el cálculo. Los modelos complejos pueden ser analizados a través de un análisis estático lineal, estático no lineal, dinámico lineal o dinámico no lineal. Sin embargo, para cualquier modelo que se analice se debe considerar la incertidumbre de los parámetros que se utilizan, pues pueden generar una sobrevaloración o subvaloración del nivel de daño real.

2.3. Estudios Previos

Los E.M.D.L. son un sistema estructural innovador y nuevo en nuestro país. Para el año 2006, aún no existía un consenso respecto a la información del comportamiento sísmico. Por ello, el primer estudio de desempeño sísmico se basó en criterios de expertos [2]. Se estudiaron edificios típicos de 5 y 7 pisos. El proceso de recolección de la información de la opinión de los expertos se realizó mediante el método Delphi. Los estados de daños se basaron en el reporte ATC-13 (1985) que son: Muy leve, leve, moderado, alto y severo y para magnitud de intensidades de Mercalli Modificada.

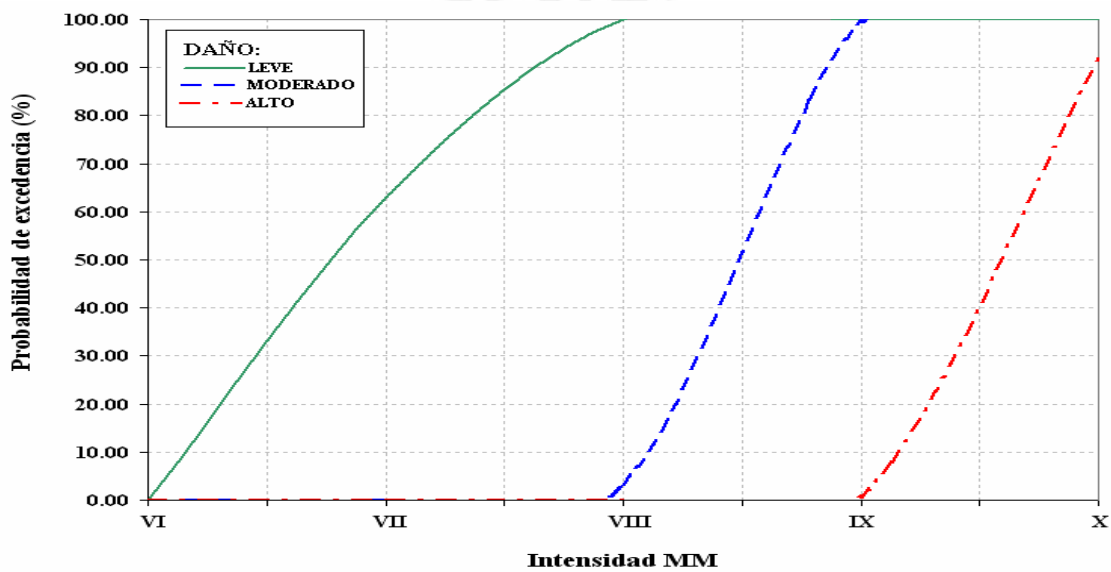


Figura 2.3.1: Curvas de Fragilidad para edificios de EMDL de 5 pisos [2].

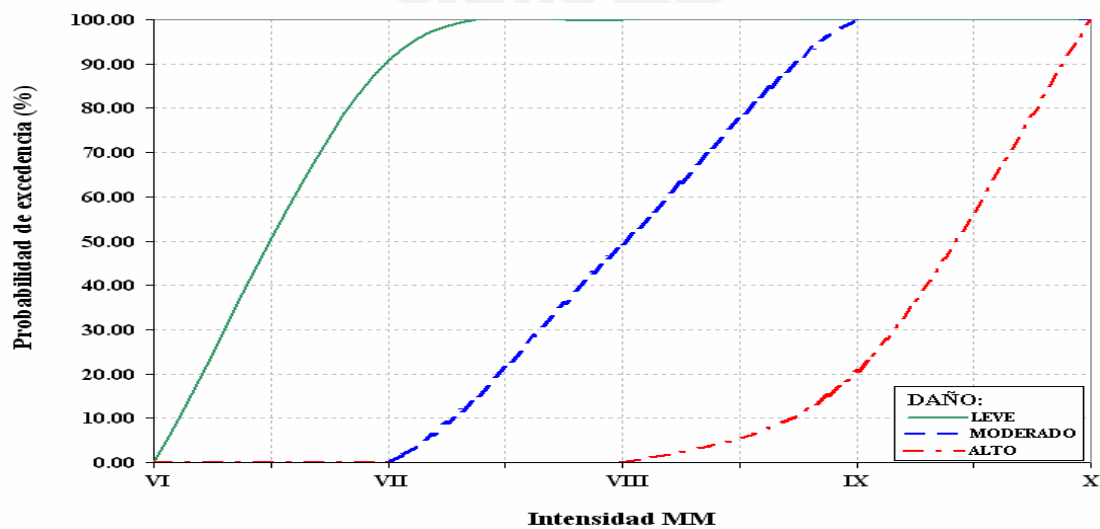


Figura 2.3.2: Curvas de Fragilidad para edificios de EMDL de 7 pisos [2].

Con la información procesada se realizaron las curvas de fragilidad (figura 2.3.1 y 2.3.2) y de forma discretizada la matriz de probabilidad de daño de edificios típicos de 5 y 7 tipos. Para determinar la curva de vulnerabilidad (figura 2.3.3) se utilizaron los factores de daños según el reporte ATC-13 (1985).

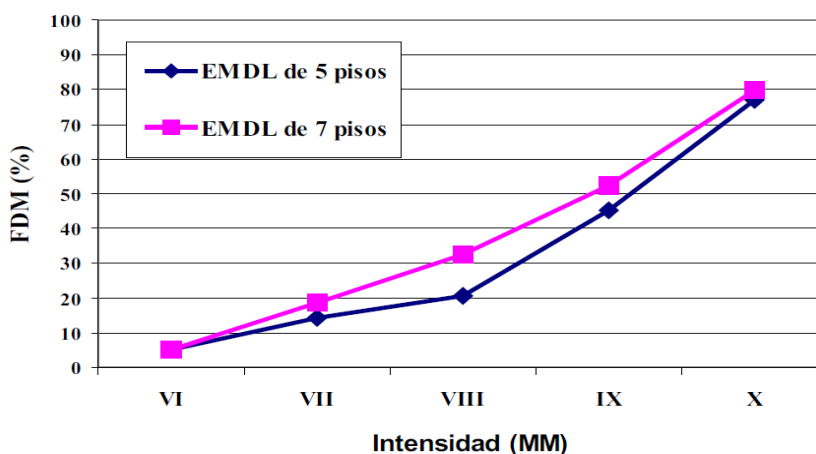


Figura 2.3.3: Factor de daño de E.M.D.L. de 5 y 7 pisos para diferentes escenarios de sismicidad [2].

Se obtuvo como resultado que los E.M.D.L. para sismos frecuentes (50 años de retorno y PGA de 0.2g) tendrán 15% de daño con relación al costo de construcción y para sismos raros (500 años de retorno y PGA de 0.4g) tendrán 50% de daño con relación al costo de construcción. Además, se consideró que para daños mayores a 60%, era recomendable, la reconstrucción. Se llega a este nivel de daño para un sismo entre magnitud XI y X, como se aprecia en la figura 2.3.3.

Por otro lado, se efectuó el proyecto de investigación teórica para la determinación del factor de reducción (R) para EMDL realizado por Gálvez [1]. Esta investigación se basó en el proyecto ATC-63 y como parte del procedimiento de comprobación se elaboró una curva de fragilidad para el estado de colapso (figura 2.3.4) para una tipología de 5 pisos diseñada antes de la Adenda a la Norma E 0.60 y E 0.30 del 2006.

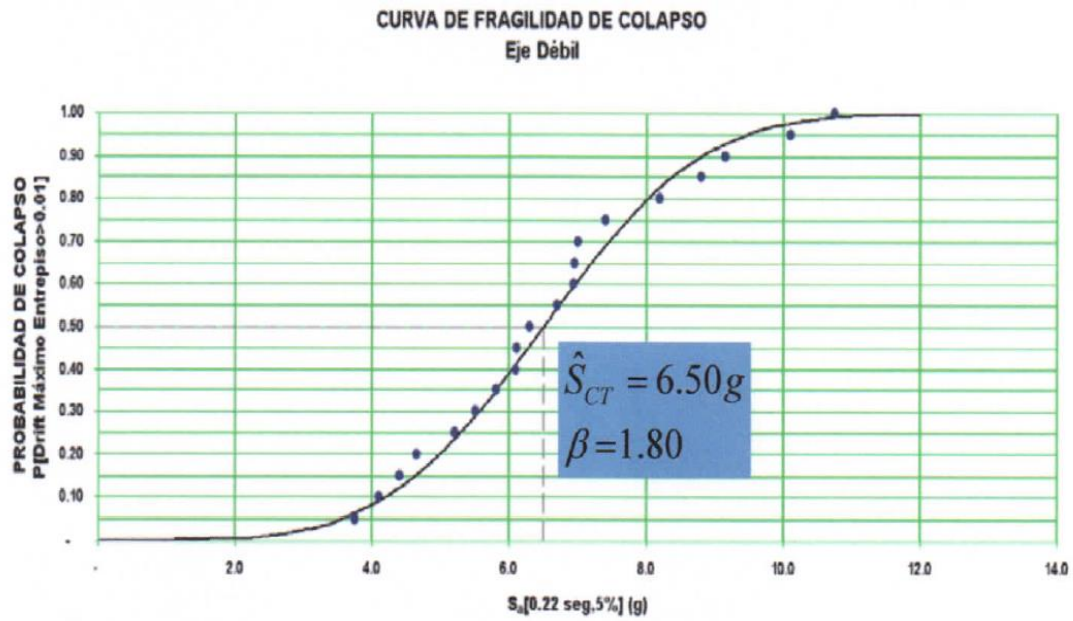
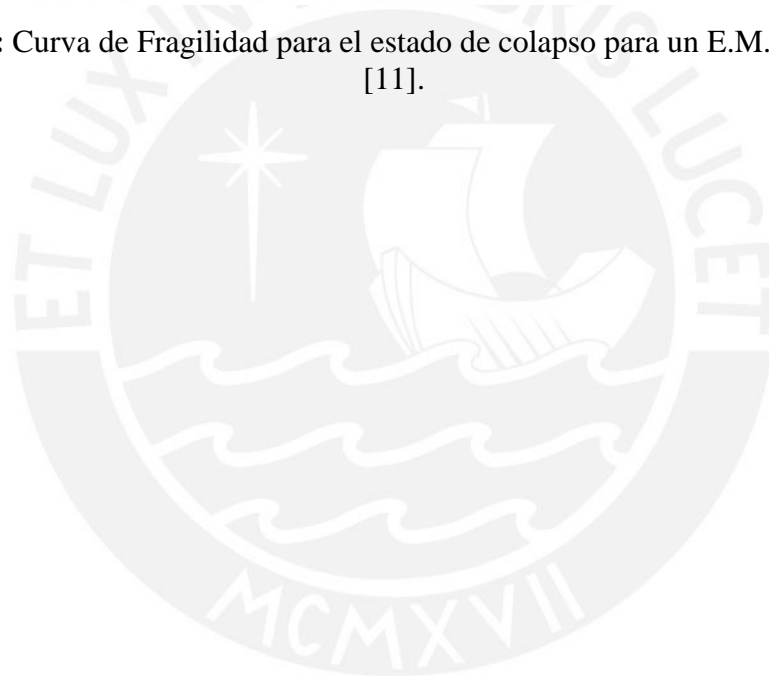


Figura 2.3.4: Curva de Fragilidad para el estado de colapso para un E.M.D.L de 5 pisos [11].



3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipología característica

Se recopiló información de proyectos realizados de EMDL en la ciudad de Lima. Con base a estos datos se eligió un modelo que sea representativo de la muestra teniendo en consideración los siguientes parámetros:

- Características arquitectónicas: Número de pisos, altura de entresijos, dimensiones y área de planta.
- Características estructurales: Especificaciones normativas
- Características constructivas.

3.2. Curvas de fragilidad

Para obtener las curvas de fragilidad se definieron los estados de daño propuestos por el informe Visión 2000, para los cuales se eligió el parámetro ingenieril de daño (EDP) de deriva de entresijo por su capacidad de detectar niveles de falla en cada piso. [16] y [17].

Las curvas de fragilidad se obtuvieron al modelar la tipología en el software Perform 3D y fueron sometidas ante demandas sísmicas mediante el Análisis Dinámico Incremental (IDA por sus siglas en inglés).

3.2.1. Selección de demandas sísmicas

Con el objetivo de disminuir la dispersión de las respuestas estructurales se establecieron criterios para la selección de los eventos sísmicos [4] que consistieron en los siguientes pasos:

- ✓ Definición de espectro objetivo:
 - Se seleccionó un espectro objetivo que sea representativo al lugar donde se encuentra la tipología, que comúnmente es el espectro de la norma de diseño.
 - Se determinó el período fundamental de la estructura (T).

- Se definieron $T_{m\acute{a}x}=2T$ y $T_{m\acute{i}n}=0.2T$.
- ✓ Selección de eventos sísmicos:
 - Se seleccionó un registro sísmico y se determinó el espectro para cada componente horizontal.
 - Se determinó la media geométrica de los espectros mediante la siguiente ecuación:

$$S_{gm} = \sqrt{S_x(T) \times S_y(T)}$$

- Se seleccionó los espectros cuyas formas en el rango $T_{m\acute{i}n}$ a $T_{m\acute{a}x}$ sean similares al espectro objetivo y se desecharon los otros.

La intención de la selección de espectros sísmicos fue la obtención de una serie de movimientos que producirán estimaciones de respuesta estructural con menor dispersión cuando se realice el análisis dinámico no lineal.

Independientemente de la forma de los espectros seleccionados, se deben utilizar un mínimo de siete registros sísmicos. Sin embargo, cuando no se logra ajustar el promedio de los espectros al espectro objetivo son necesarios al menos 11 registros para producir estimaciones razonables de respuesta [4]. En la figura 3.2.1 se muestra espectros sísmicos que se comparan con el espectro objetivo característico.

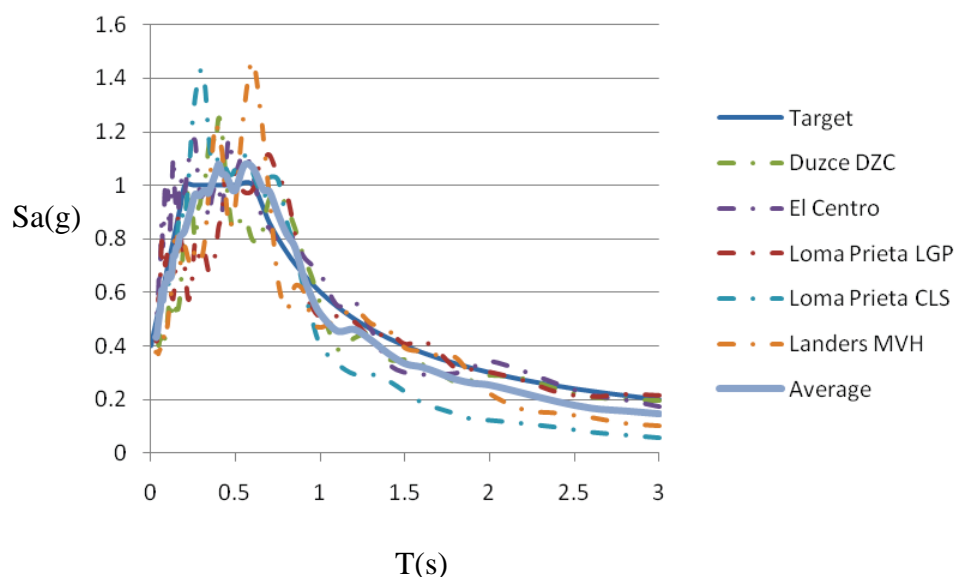


Figura 3.2.1: Ejemplo de escaldado de 5 espectros sísmicos [4].

3.2.2. Modelado de la tipología

El modelado de la estructura fue concebida como el ensamble de elementos estructurales, en la que se consideran los siguientes puntos [4]:

- Relaciones constitutivas de los materiales resistentes: concreto y acero
- La relación de esfuerzo-deformación de los componentes estructurales, en base a ensayos experimentales cíclicos de laboratorio que están típicamente caracterizados por: rigidez inicial, límite elástico, fuerza máxima, capacidad plástica de deformación, y resistencia residual.
- Amortiguamiento intrínseco, para las estructuras de concreto armado son 5% o menos.

3.2.3 Análisis dinámico incremental

Para obtener una curva IDA, se realizaron análisis de tiempo-historia con un evento sísmico para una gama de valores de pseudo-aceleraciones $S_a(T)$ y se anotó su máxima deriva de entrepiso máximo. Se empezó escalando el registro para obtener valores pequeños de $S_a(T)$ en el rango elástico y se fue incrementando hasta que la estructura sobrepase el EDP del estado de daño de colapso. Este análisis dió como resultado respuestas de tiempo-historia del comportamiento estructural ante demandas sísmicas que se van escalando sistemáticamente desde un comportamiento elástico hasta que la estructura colapse según los siguientes pasos [4]:

- Para cada par de registros sísmicos se obtiene el valor de la media geométrica de la aceleración espectral $S_a(T)$ para el periodo fundamental de la estructura que es 0.20 segundos
- Luego, se escalan los registros para diversos valores de $S_a(T=0.20\text{ s})$ desde valores con comportamiento elástico hasta que la estructura colapse.
- Para cada escalamiento se determinan las respuestas de la estructura a través de la deriva máxima de entrepiso.
- Se forman curvas IDAs de $S_a(T=0.20\text{ s})$ versus Deriva máxima de entrepiso para cada par de registros sísmicos.

En la figura 3.2.2 se observan curvas IDAs que tienen como respuestas la deriva máxima de entrepiso para cada nivel de pseudo-aceleración espectral. En el análisis, para cuantificar la incertidumbre del modelado (β_m) se asocian 2 factores: β_c , relacionado a las inexactitudes con la construcción de la estructura real y β_q , producto de la calidad del modelado dinámico no lineal a través de:

$$\beta_m = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2}$$

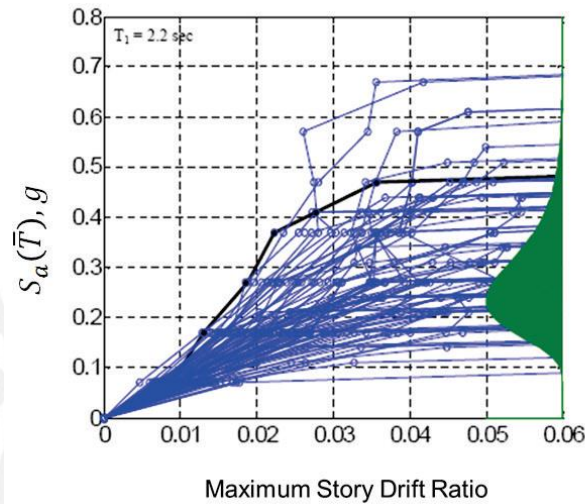


Figura 3.2.2: Resultados de análisis dinámico incremental (IDA) para el estado de daño de colapso de un edificio hipotético [4].

3.2.4. Curvas de fragilidad global de la estructura

El parámetro de demanda (D) a utilizar fue la pseudo-aceleración espectral $S_a(T)$. Con base a las respuestas del IDAs se determinaron los eventos que exceden el parámetro de demanda $S_a(T)$ para cada estado de daño que están definidos por la deriva de entretejido y se realiza un ajuste de distribución lognormal [4].

En la figura 3.2.3 se observó una curva de fragilidad para el estado de daño de colapso de $\theta_i=0.26g$ (50% de probabilidad de excedencia) y $\beta=0.33$ (dispersión). Esta curva fue determinada al definir que al exceder el valor de la deriva de entretejido de 0.06 (figura 3.2.2) la estructura se encuentra en el estado de daño de colapso.

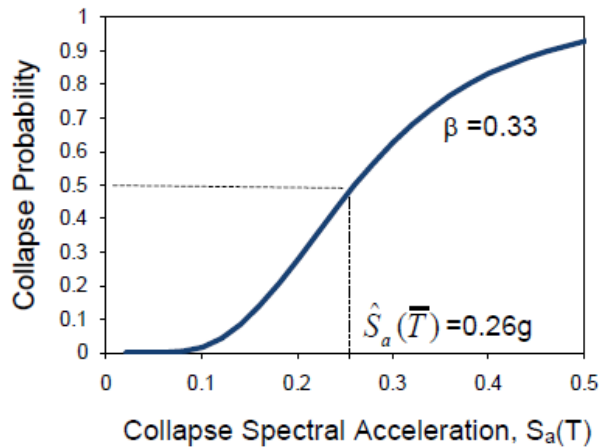


Figura 3.2.3: Ejemplo de Curva de fragilidad de un estado de daño de colapso [4].

3.2.5. Curvas de fragilidad de irreparabilidad de la estructura

La curva de fragilidad de irreparabilidad permite estimar la estabilidad de la estructura después de un terremoto y la viabilidad económica de la reparación. El parámetro de demanda (D) a utilizar será la deriva residual de entrepiso, que es la deformación permanente que se produce post sismo. Para una estructura típica de concreto armado la curva de fragilidad de reparabilidad posee una distribución lognormal con una mediana θ_i es 1% y su dispersión, $\beta=0.3$ [4].

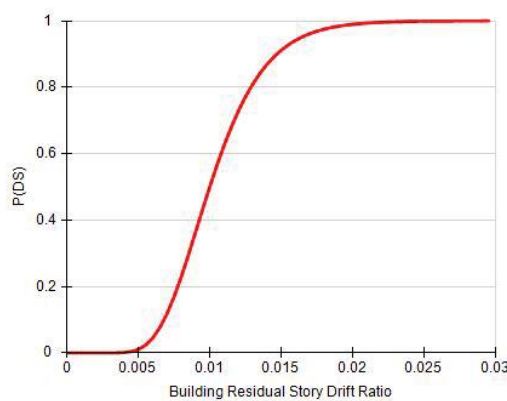


Figura 3.2.4: Ejemplo de curva de fragilidad de irreparabilidad [4].

Las respuestas del análisis dinámico no lineal no dan resultados precisos de la deriva residual de entrepiso de la estructura debido a que son muy sensible a las asunciones del modelado por lo que se determinó mediante la siguiente fórmula [4]:

$$\Delta_r = \begin{cases} 0, & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ 0.3(\Delta - \Delta_y), & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta - 3\Delta_y, & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y \end{cases}$$

Donde Δ es la mediana de la deriva máxima de entrepiso del IDA y Δ_y en edificios de muros chatos está asociado al inicio del comportamiento al corte [4] y es 0.00125 [18].

3.2.6. Curvas de fragilidad y funciones de consecuencia de los elementos

Se definieron los elementos estructurales y no estructurales que son afectados por los eventos sísmicos. Para cada elemento se determinarán sus curvas de fragilidad y sus funciones de consecuencias según los siguientes pasos:

- Recolección de información: De ensayos realizados de elementos estructurales y las opciones de reparabilidad, y especificaciones técnicas de elementos no estructurales.
- Se definen curvas de fragilidad para cada estados de daño para cada elemento (figura 3.2.5).
- Para cada estado de daño se evaluarán los costos de reparación (figura 3.2.6).

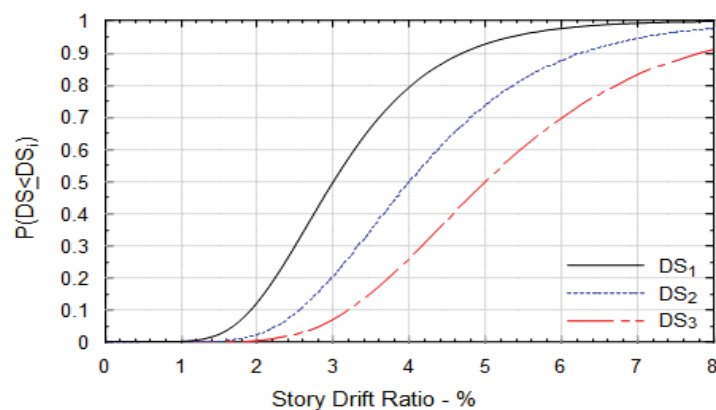


Figura 3.2.5: Ejemplo de curvas de fragilidad de un elemento estructural [4].

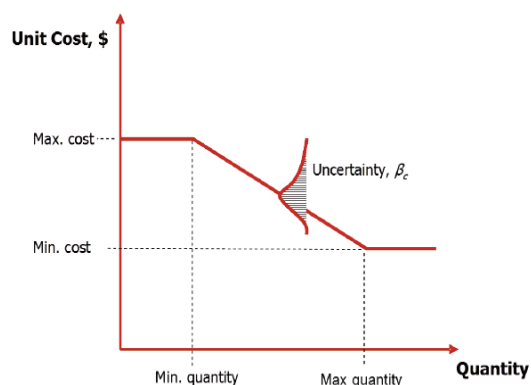


Figura 3.2.6: Ejemplo de función de consecuencia del costo de reparación [4].

En la figura 3.2.5 se muestra las curvas de fragilidad para 3 estados de daños de un elemento estructural y en la figura 3.2.6 la función de consecuencia asociado a los costos de reparación de un estado de daño. Para la determinación de las curvas de fragilidad de elementos estructurales se realizaron procedimientos en base a ensayos de laboratorio de la PUCP [18]. Los costos de los elementos no estructurales fueron incluidos en las funciones de consecuencia de los muros estructurales con base a los costos estimados por Huerto [19].

3.3. Curva de Vulnerabilidad

Una curva de vulnerabilidad representa las pérdidas o los costos de reparación de la estructura con respecto a la variación de parámetros de demanda sísmica. Los pasos que siguen en el proceso se muestra en la figura 3.3.1.

El modelo fue sometido a demandas sísmicas y se obtuvieron respuestas de derivas de entrepiso. Para cada respuesta estructural se evaluó si la estructura colapsó o no con base en la curva de fragilidad de colapso. En caso de colapso estructural, la estructura se tiene que demoler y ser reconstruida, por lo que el costo de reparación será el costo de reconstrucción. En caso que no haya ocurrido el colapso, se evaluó la posibilidad de reparabilidad. Si la estructura es irreparable, se obtuvo un costo de reconstrucción, en caso contrario, se evaluaron los daños de cada muro y sus costos de reparación con base a sus curvas de fragilidad y funciones de consecuencias de cada muro. El costo de reparación de la estructura será la suma del costo de reparación de todos los muros.

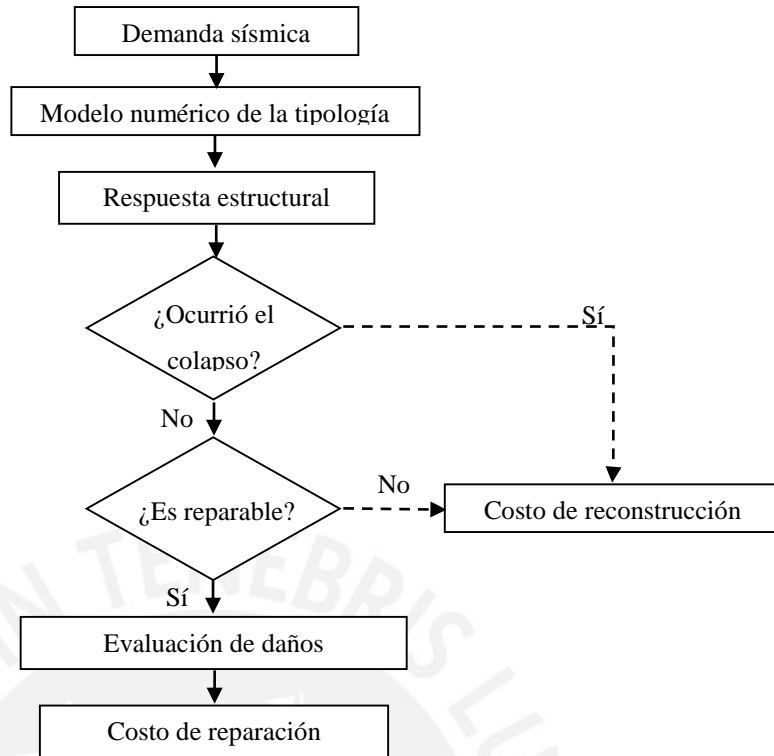


Figura 3.3.1: Flujoqram del proceso de estimación de costos de reparación (Adaptado de [4]).

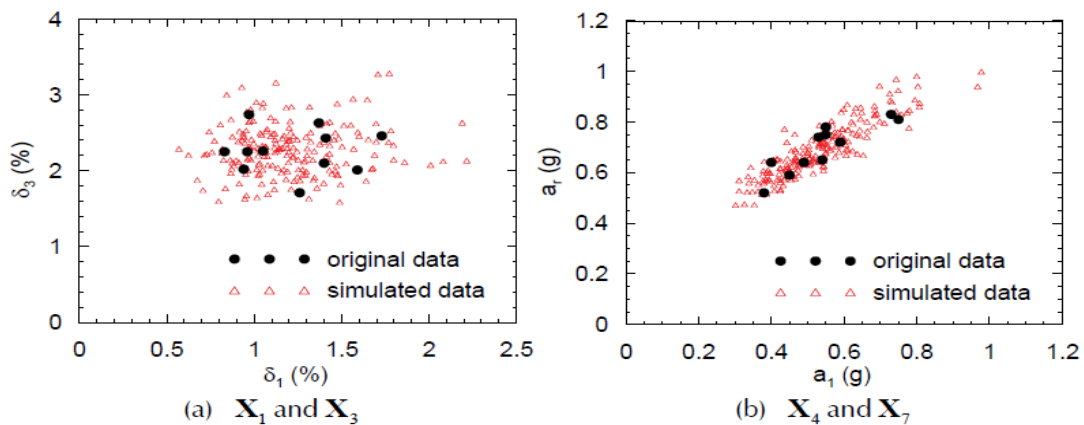


Figura 3.3.2: Ejemplo de la correlación entre valores de demanda y parámetros de respuesta de la simulación de Monte Carlo [4].

En el desempeño del edificio, los resultados de cada análisis solo representan una respuesta posible y se requerirán miles de análisis para obtener una evaluación probabilística. Se utilizó la simulación de Monte Carlo para obtener un gran número de respuestas del edificio en base a una cantidad limitada de demanda. Para el costo de reparación se utilizó el software *Performance Assessment Calculation Tool* (PACT) del

reporte FEMA P-58 [4]. En la figura 3.3.2, se observa la obtención de parámetros de respuesta en base a 11 análisis realizados.

Para determinar la curva de vulnerabilidad, cada realización simulada será analizada según el flujograma de procesos presentada en la figura 3.3.1. El primer paso es determinar si la estructura ha colapsado con base a la respuesta obtenida de la simulación. Entonces, para cada simulación, se determinan números aleatorios que definirán la variabilidad de la realidad. Por ejemplo para la curva de fragilidad para el estado de daño de colapso (figura 3.2.3), para una demanda de 0.3g la probabilidad de colapso es de 60%. Entonces, se genera un número aleatorio entre 1 y 100. Si el valor se encuentra entre 1 y 60, la estructura ha colapsado, y entre 61 y 100 aún no ha colapsado. En caso la estructura haya colapsado para la realización, el costo de la estructura será de reconstrucción.

Si la estructura no ha colapsado, se evalúa la posibilidad de reparabilidad. Para una deriva de entrepiso residual de 0.01, existe un 40% de probabilidad de irreparabilidad. Se obtiene un número aleatorio y si el valor se encuentra entre 1 y 40 la estructura es irreparable y se obtiene un costo de reconstrucción. En caso el valor se encuentre entre 41 y 100, la estructura es reparable.

Si la estructura es reparable, se calculan los daños de cada componente de la estructura. Por ejemplo, para un elemento estructura (figura 3.2.5). La probabilidad que no ocurra daño es de 8%, que ocurra el daño 1 es de 20%, el daño 2 es de 22%, y el daño 3 es de 50%. Entonces, se genera un número aleatorio entre 0 y 100. Si el valor está entre 1 y 50, se genera el daño 3; si esta entre 51 y 72, el daño 2, si esta entre 73 y 92, el daño 1, y de 93 a 100, no hubo daño. Finalmente se calcula el costo de reparación con base a las curvas de consecuencia (Figura 3.2.6). Para el cálculo de desempeño se utilizará el software *Performance Assessment Calculación Tool* (PACT) del reporte FEMA P-58 [4].

4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA

4.1 Caracterización de la tipología

Las primeras edificaciones con muros delgados de concreto armado fueron módulos de viviendas de emergencia que se construyeron luego de desastres naturales como terremotos o el Fenómeno del Niño [11]. Estas edificaciones eran más económicas, seguras y más rápidas de construir que las viviendas tradicionales de albañilería confinada. Un factor importante fue el uso de malla electrosoldadas que son rápidas de colocar durante los procesos constructivos.

A partir del 2001, el crecimiento de la economía peruana y el déficit de vivienda impulsan el boom inmobiliario de la construcción de edificios por la alta demanda de vivienda. Sin embargo, el costo de construcción de las edificaciones convencionales no permite el acceso a todos los sectores de la población. Ante esta deficiencia, el estado impulsó programas sociales de vivienda, tomando como base el caso chileno impulsado desde el 2002, que luego fue replicado en toda Latinoamérica [13]. Hasta ese año, el material predominante en los muros de las viviendas era de albañilería confinada, es así que se introdujo la tecnología de placas de concreto armado con encofrados metálicos [12]. En estas circunstancias se extrapola la idea de utilizar muros delgados de concreto armado de 10 cm. de espesor y refuerzo de malla electrosoldada central en remplazo de muros de albañilería confinada en edificios típicos, ya que las ventajas son múltiples: Menor espesor de muros, menor costo de construcción, rapidez de construcción, mejor calidad pues la construcción de muros de albañilería confinada depende de la mano de obra y presenta mejor comportamiento estructural [12].

Sin embargo, en estos años, las normas peruanas de diseño no tienen especificaciones claras para este tipo de edificaciones, entonces se deja el proyecto a criterios de cada diseñador. Esta idea se vuelve popular y se empiezan a construir edificios más complejos con estos muros. Los edificios son cada vez más altos y con formas cada vez más irregulares. Por ejemplo, en la aplicación en sectores tradicionales se requieren gran cantidad de estacionamiento, entonces se empiezan a generar edificios con discontinuidades de muros. Los muros de los pisos superiores se conectan a los primeros

pisos o sótanos de estacionamientos a través de losas de transferencia, pues la continuidad de los muros impediría los estacionamientos [12].

A partir de entonces, la controversia del comportamiento de este tipo de estructuras genera preocupación en la sociedad ingenieril por el menor espesor de los muros (10 cm) y la menor capacidad de deformación de las mallas electro soldadas. Por ello, se impulsan investigaciones experimentales [8], [9] a partir de las cuales se generaron modificaciones normativas.

4.1.1 Características estructurales

En el año 2004, las normas se actualizan para que se regule la construcción de este tipo de estructuras que poseen alta densidad de muros delgados y las denomina “Edificios con muros de ductilidad limitada”. En estas estructuras, las solicitaciones sísmicas y de gravedad son resistidas por estos muros que no pueden desarrollar desplazamiento inelásticos importantes debido a sus características. Poseen un espesor mínimo en los muros de 10 cm y una sola malla de refuerzo de acero corrugado ASTM grado 60 o malla electrosoldada sin confinamiento en los bordes siempre que no se requiera mayores resistencias por solicitaciones de diseño. La diferencia se da en que en edificios convencionales el espesor mínimo es de 15 cm y presenta estribos de confinamiento en los bordes que permiten tener una mayor ductilidad. Las características de los muros generan modificaciones en los parámetros de diseño.

- La deriva de entrepiso se limita a 0.005 con respecto a 0.007 de edificios convencionales.
- El factor de reducción sísmica (R) se reduce de 6, que es de edificios convencionales, a 4.
- Se permite la construcción de hasta 7 pisos con este tipo de sistema.
- Se limita la utilización de malla electrosoldada como refuerzo para edificios de hasta 3 pisos. En edificios de mayor altura, se debe diseñar el tercio inferior como edificio convencional y el uso de malla electrosoldada se limita a los pisos superiores.

- Para evitar los pisos blando los requisitos son más severos para las losas de transferencia.
- Se limita la discontinuidad vertical solicitando un mínimo de 50% de muros con continuidad vertical y que la densidad de un piso debe ser mínimo 90% del piso superior.
- En caso los muros no cumplan los requerimientos se pueden aumentar los espesores o mejorar la resistencia mediante una viga aprovechando los alféizares con un espesor mínimo de 15 cm.
- Se permite las construcciones mixtas de más de 7 pisos en la que los primeros pisos serán de placas de corte convencionales de más de 15 cms.
- El concreto debe poseer un $f'c$ de 175 kg/cm² como mínimo.

En el año 2016, se actualiza la norma de diseño sismo resistente E 0.30 [20] que establece el siguiente cambio:

- Se permite la construcción de hasta 8 pisos con este tipo de sistema y ya no se permiten la construcción de edificios mixtos ni losas de transferencias.

4.1.2 Características arquitectónicas

Los primeros edificios de ductilidad limitada fueron utilizados como alternativa de reemplazo de edificios de albañilería armada de hasta 5 pisos. En este caso, la arquitectura de las edificaciones se tiene que ajustar a las dimensiones del terreno. También se utilizan como alternativa de edificios tradicionales combinando edificio de muros convencionales en los primeros pisos y de ductilidad limitada en los últimos, con plantas complejas [12].

En los últimos años, se ha intensificado la construcción de EMDL en proyectos de vivienda social para sectores de clase media [21]. El estado ha promovido la construcción de grandes condominios residenciales. En este contexto, los edificios ya no se tienen que amoldar a la forma del terreno, sino lograr la distribución más eficiente dentro de un edificio que permita la mejor distribución de estos en el condominio. Estos proyectos están enfocados en minimizar los costos con especificaciones mínimas de construcción establecidas por las normas y con ello lograr el acceso a mayor cantidad de familias. El diseño de las viviendas ha ido evolucionando hacia soluciones más funcionales y

compactas, planteando una serie de soluciones que buscan la eficiencia sin afectar necesariamente la calidad de vida de los residentes [22].

Se ha generado que prácticamente se estandarice las plantas en los edificios por su eficiencia. Esto consiste en tener el núcleo de acceso en el centro de los edificios (escaleras y ascensores) y que se distribuyan departamentos alrededor de este núcleo, que generalmente son 4. De tal forma que estos edificios concentran casi todas las vistas en un solo eje y en ductos interiores. Estas características permiten lograr construir edificios contiguos. Como se observa en la figura 4.1.1 y 4.1.2. En los ejes exteriores se concentran las vistas de los dormitorios y la sala, y se sacrifica la vista de la cocina y algunos ambientes a un ducto interior. De esta distribución se han formado 2 plantas típicas representativas:

- A. El ingreso se da por la parte central del edificio, ello permite colocar varios edificios contiguos.

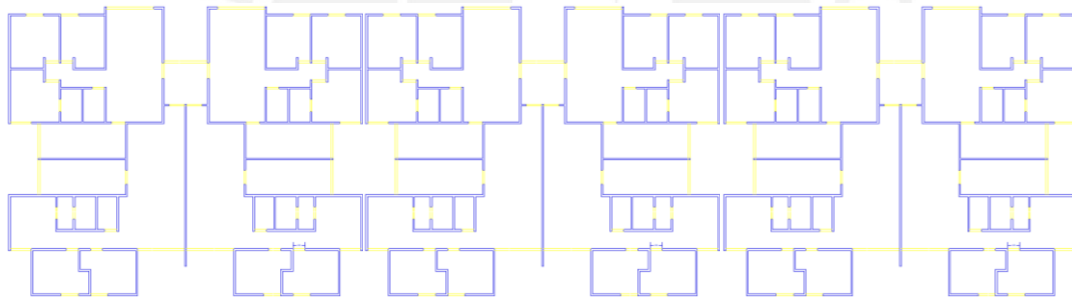


Figura 4.1.1: Planta con ingreso central.

- B. El ingreso se da por el costado del edificio, que permite colocar los edificios de 2 en 2.

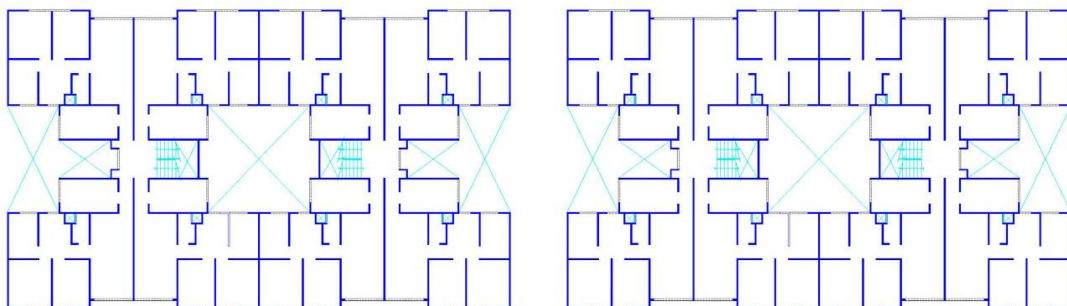


Figura 4.1.2: Planta con ingreso al costado.

Hasta el 2015, la altura máxima de E.M.D.L. fue de 7 pisos, sin embargo, se podían construir edificios mixtos de mayor altura en los que en los primeros pisos fueron de muros convencionales [5]. A partir del 2016, se pueden construir hasta 8 pisos con esta tipología y ya no se permiten edificios mixtos [20]. No obstante, las diversas investigaciones revelan el predominio de edificios de 5 pisos [22] y [23]. En la figura 4.1.3, se muestra el predominio de edificios de 5 pisos de una muestra que representa el 20% del total de créditos hipotecarios de vivienda social de Lima de los últimos años. Los factores que generan esta tendencia son:

- Los primeros edificios construidos son de 5 pisos que reemplazaron a los de albañilería confinada [12].
- Los edificios mayores a 6 pisos requiere obligatoriamente ascensor [24], que elevaría los precios de la vivienda social.
- Existe la preferencia de vivir en edificios de 5 a 6 pisos [25].

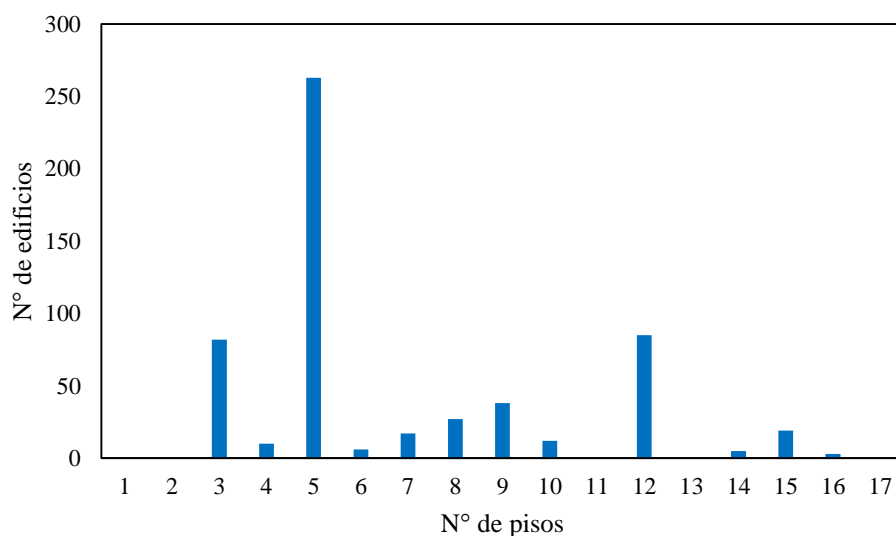


Figura 4.1.3: Número de pisos de edificios de E.M.D.L.

Este tipo de viviendas predominan en los distritos emergentes (Lima norte, Lima sur y Lima este) de reciente poblamiento que se encuentran en las zonas periféricas de la ciudad, y en Lima centro y el Callao al migrar zonas industriales a otros lugares. Según el reporte del Instituto de Construcción y Desarrollo de CAPECO, entre los años 2007 y 2014 (figura 4.1.4) en estas zonas de Lima los departamentos en promedio oscilan alrededor [21] de 70 m².

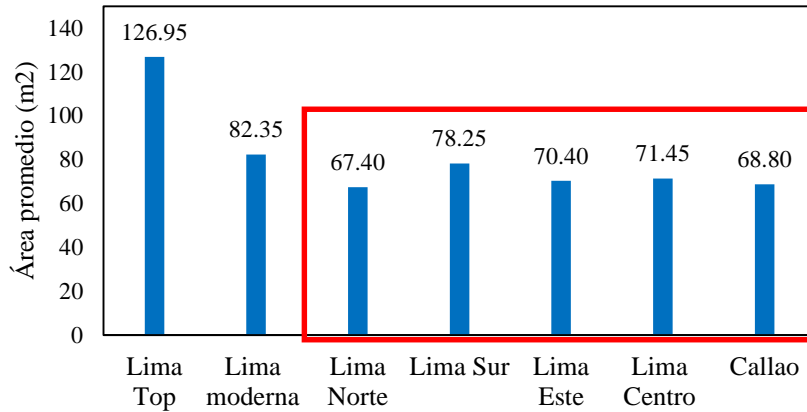


Figura 4.1.4: Área de departamentos (m²) por zonas de Lima (Adaptado de [21]).

4.1.3 Características constructivas

La construcción de edificios típicos, como es el caso de los condominios residenciales de vivienda social, genera muchas ventajas en los procesos constructivos. La repetición de edificios permite mejorar la eficiencia en los procesos constructivos por el aprendizaje logrado del personal de obra y un mejor control de calidad.

En la figura 4.1.5 se observa el tren de actividades que se sigue para la construcción de un edificio, la reproducción en los otros edificios es el principal factor que permite reducir los costos y tiempos de construcción. Las características estructurales, arquitectónicas y constructivas han permitido el desarrollo exitoso de los edificios con muros de ductilidad limitada en edificios de vivienda social.

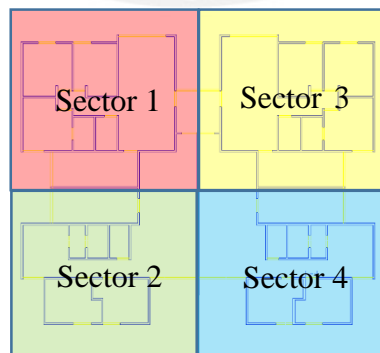


Figura 4.1.5: Ejemplo de Tren de actividades en E.M.D.L.

4.1.4 Tipología propuesta.

A partir de las características analizadas, la tipología representativa (figura 4.1.6) está compuesta por 4 departamentos: 2 de 67.90 m² y 2 de 74.20 m² y un total de área de planta de 304.53 m². Los departamentos se encuentran alrededor de un área común que conecta a la escalera de ingreso por la parte frontal del edificio que permite colocar edificios contiguos. La altura de entrepiso es 2.5 m y posee 5 niveles.

La tipología presenta simetría respecto al eje Y y presenta irregularidad de planta por esquinas entrantes. Los muros están diseñados para soportar cargas de gravedad y sísmicas y tienen 10 cm de espesor. La longitud de la planta en el eje X es de 20.30 m. y tiene 2.7% de densidad de muros y en el eje Y es tiene una longitud de 16.20 m. y tiene 3.6% de densidad de muros.

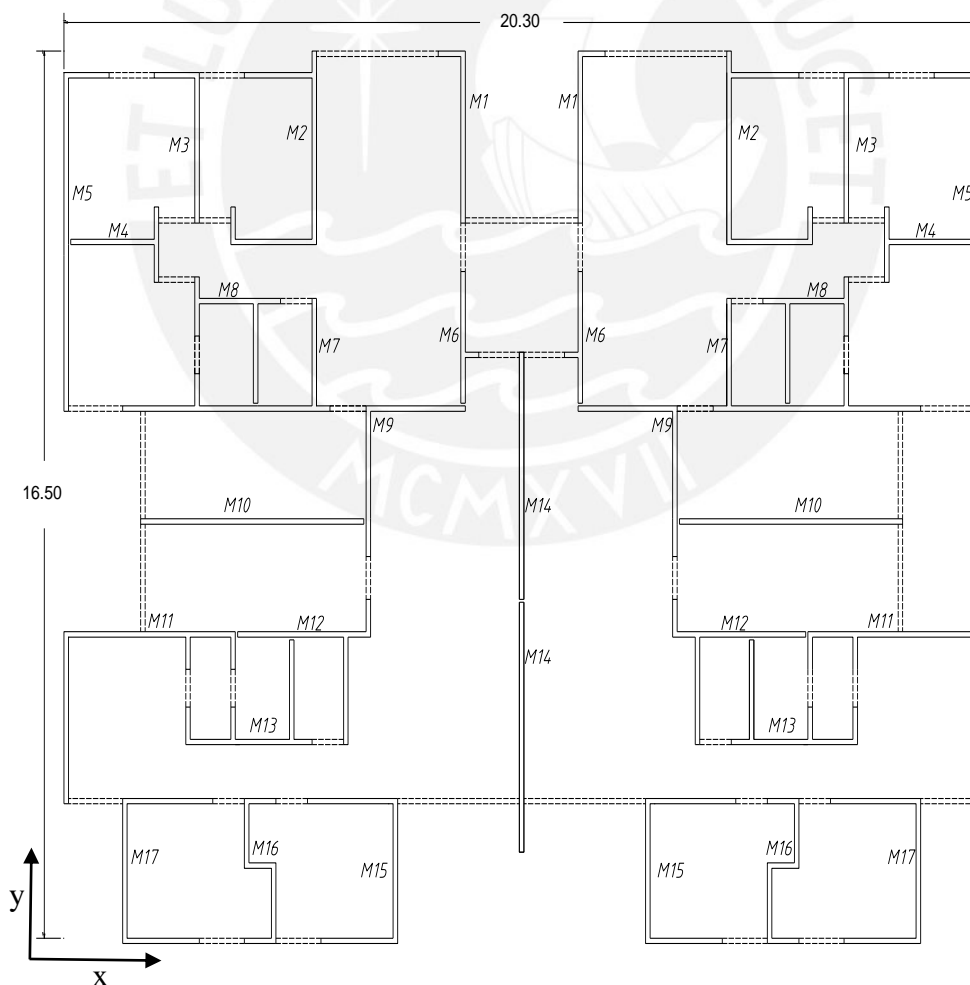


Figura 4.1.6: Planta típica representativa de un edificio de muros de ductilidad limitada (adaptado de [23]).

El refuerzo de los muros está compuesto en los bordes por barras verticales de acero corrugado de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ resistente a flexión y el refuerzo central resistente a corte. El concreto utilizado es de $f'_c= 175 \text{ kg/cm}^2$ y de slump mayor a 6' para mejorar la trabajabilidad, por lo que se utilizar aditivos superplastificantes. En el Anexo A se muestran los detalles estructurales de los muros. Estos muros de cada nivel están unidos por una losa de 10 a 12 cm de espesor que se comporta como un diafragma rígido. El sistema transmite sus cargas al suelo mediante una platea de cimentación de entre 20 a 25 cm de espesor, que está dentada en sus bordes y debajo los muros [2]. Se ha considerado que el edificio se encuentra ubicado en un suelo intermedio tipo II. El modo fundamental en la dirección X tiene un período de vibración de 0.20 segundos y en la dirección Y de 0.17 segundos.

4.2 Curvas de fragilidad

4.2.1 Demandas sísmicas

Según el reporte del FEMA 58 [4] se debe definir un espectro objetivo que representa el peligro sísmico del lugar, el cual es comúnmente representado por el espectro de diseño. Luego, se debe elegir al menos 7 registros sismos que reflejen la forma del espectro objetivo para un rango entre el menor valor de $0.2T_x$ y $0.2T_y$ y el mayor entre $2T_x$ y $2T_y$, donde T_x y T_y son los periodos fundamentales de vibración para los ejes X e Y respectivamente o caso contrario utilizar al menos 11 registros sísmicos.

En la tabla 4.2.1 se muestran algunos registros de mayor intensidad de los terremotos representativos de Perú y Chile. La figura 4.2.1 muestra la media geométrica de los espectros horizontales del registro sísmo de Lima del año 1966. La figura 4.2.2 muestra la media espectral de los 11 registros sísmicos seleccionados y se observa que para el rango de 0.004 a 0.04 segundos difieren a la forma del espectro de la Norma E. 030 [20] por lo que se utilizaron todos los registros sísmicos.

Tabla 4.2.1: Registros sísmicos seleccionados

Registro sísmico	Fecha	Estación	Institución
Lima 1966	17 de Octubre de 1966	Parque de la Reserva	CISMID-UNI
Huaraz 1970	31 de Mayo de 1970	Parque de la Reserva	CISMID-UNI
Lima 1974	5 de Enero de 1974	Zárate	CISMID-UNI
Lima 1974	3 de Octubre de 1974	Parque de la Reserva	CISMID-UNI
Lima 1974	9 de Noviembre de 1974	La Molina	CISMID-UNI
Antofagasta 1995	30 de Julio de 1995	CHAN 1	RENADIC-U. Chile
Punitaqui 1997	14 de Octubre de 1997	CHAN 1	RENADIC-U. Chile
Arequipa 2001	23 de Junio de 2001	César Vizcarra Vargas	CISMID-UNI
Pisco 2007	15 de Agosto de 2001	UNICA	CISMID-UNI
Tocopilla 2007	14 de Noviembre de 2007	CHAN 1	RENADIC-U. Chile
Iquique 2014	01 de Abril de 2014	MNMCX	CSN-U. Chile

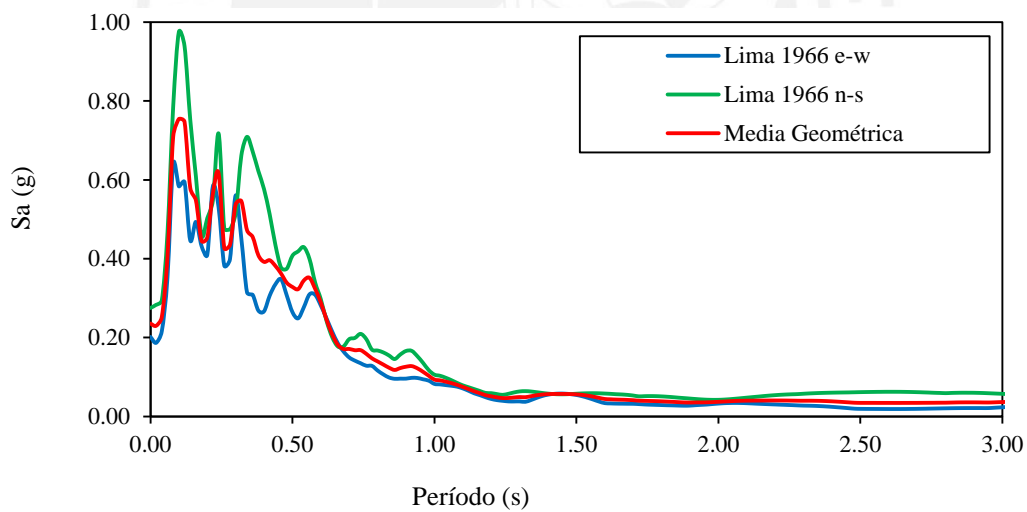


Figura 4.2.1: Media geométrica de los espectros de los registros horizontales del sismo Lima 1966.

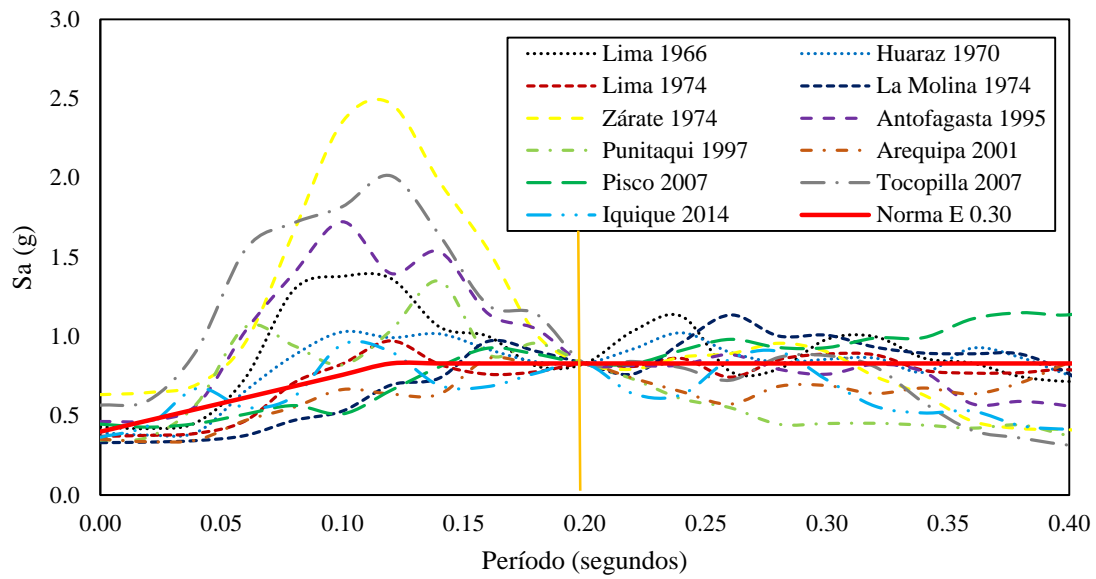


Figura 4.2.2: Espectros de pseudo-aceleración de los 11 sismos seleccionados.

4.2.2 Modelo numérico de la tipología

El modelo está compuesto solo de muros resistentes a sismo unidos por diagramas rígidos en cada nivel. Las losas, las vigas chatas y las cargas vivas fueron modelados a través de cargas verticales con la finalidad de no complejizar el modelo como se muestra en la figura 4.2.3.

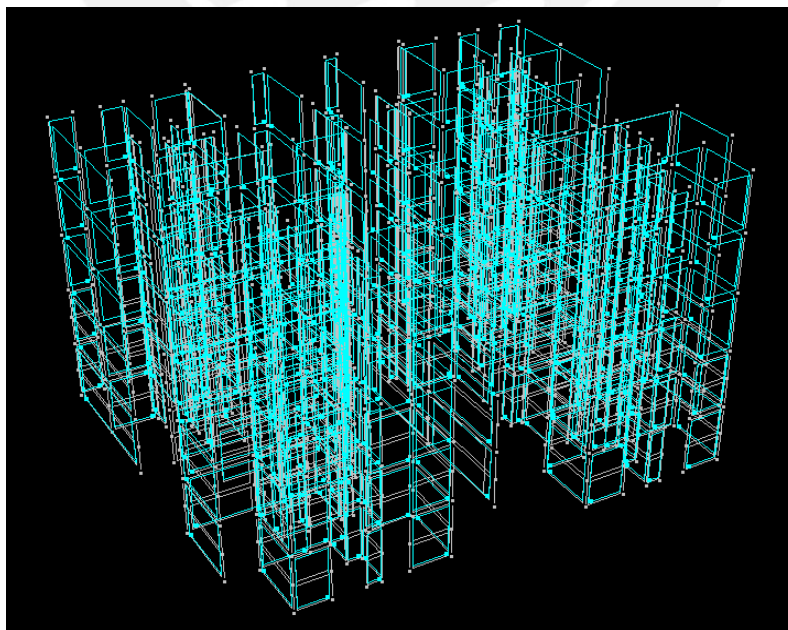


Figura 4.2.3: Modelado de la tipología compuesto de muros en el programa Perform 3D.

4.2.2.1 Relaciones constitutivas de los materiales.

a. Modelo constitutivo del acero a compresión y tracción

El modelo constitutivo del acero fue definido mediante el modelo de Kent y Park de 1985 y los valores característicos provenientes de ensayos realizados en nuestro país (figura 4.2.4) se presentan a continuación:

- Inicio de fluencia: La resistencia es 4200 kg/cm² para una deformación de 0.0021.
- Fin de plataforma de fluencia: La resistencia es 42000 Kg/cm² para una deformación de 0.00525.
- Resistencia máxima: La resistencia es 7000 Kg/cm² para una deformación de 0.07.

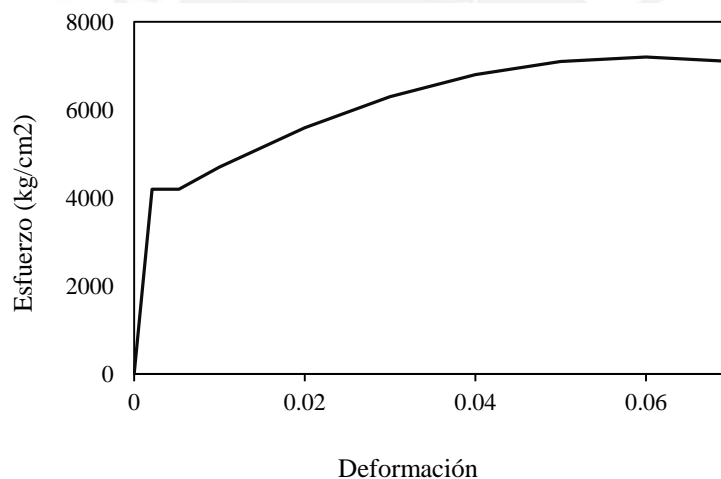


Figura 4.2.4: Relación esfuerzo- deformación del acero.

b. Modelo constitutivo del concreto a compresión

Se utiliza el Modelo de Mander de 1988 por su simplicidad y por estar definido para elementos no confinados como es el caso de muros de ductilidad limitada. El modelo presenta las siguientes características (figura 4.2.5):

- Se desprecia la resistencia del concreto a tracción.
- El modelo está definido por una forma parabólica.

- La resistencia máxima a compresión es de 175 kg/cm² para una deformación de 0.002.
- La resistencia última a compresión es 150 kg/cm² para una deformación de 0.003

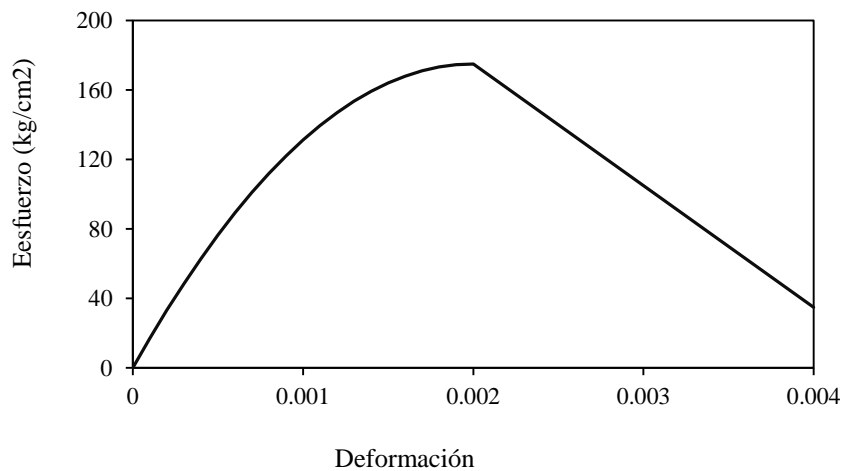


Figura 4.2.5: Relación esfuerzo- deformación del concreto.

c. Modelo constitutivo a corte de muro de ductilidad limitada

El modelo trilineal del comportamiento a corte se ha establecido con la metodología propuesta por Gerin y Adebar [26] la cual presenta un mejor comportamiento que las propuestas por los informes FEMA 356 [27] y ASCE41-6 [28] de acuerdo al estudio realizado por Gonzales [29] y con base a los ensayos experimentales de corte de muros de ductilidad limitada ensayados por Medina [8]. El modelo presenta las siguientes características (figura 4.2.6):

- Primera línea: comportamiento elástico hasta alcanzar el esfuerzo de fisuración de 60 ton/m².
- Segunda línea: hasta alcanzar el esfuerzo máximo de 175 ton/m² y una deformación de 0.0024
- Tercera línea: hasta alcanzar la deformación máxima de 0.0045

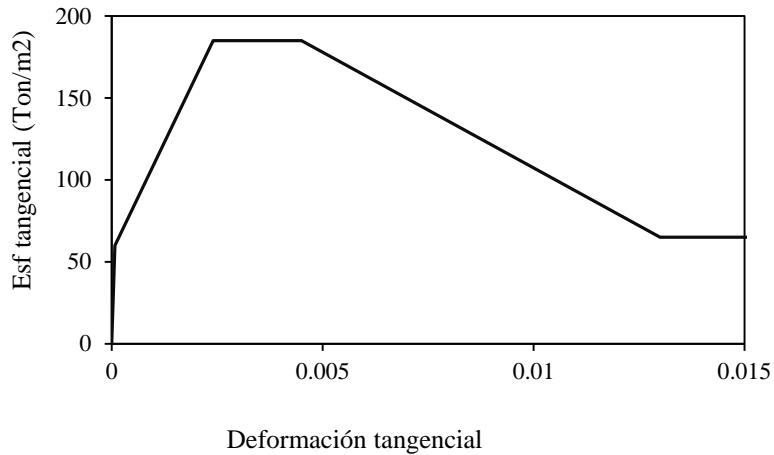


Figura 4.2.6: Relación esfuerzo-deformación por corte [29].

4.2.2.2 Modelado de los muros

Los muros tienen un comportamiento a flexión a través del modelo de fibras. Este modelo consiste en la discretización del concreto y el refuerzo de acero (figura 4.2.7) en elementos más pequeños que presentan las relaciones constitutivas a tracción y compresión de los materiales. Se generaron el modelo de fibras para las secciones verticales y longitudinales de los muros (figura 4.2.8a y 4.2.8b). El comportamiento cortante del muro de ductilidad limitada se estableció a través del modelo de corte del muro (figura 4.2.8c).

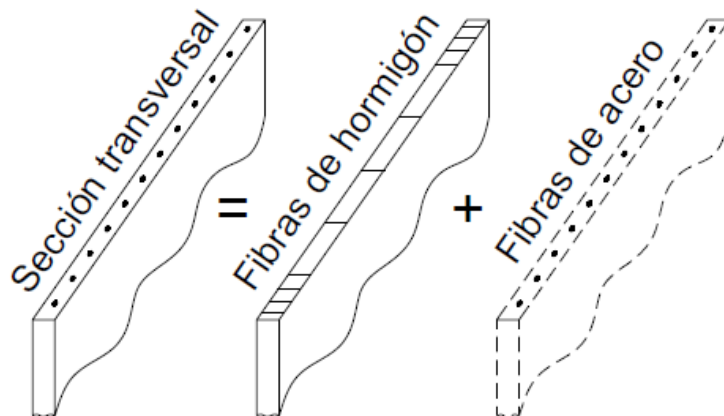


Figura 4.2.7: Modelo de fibras para muros de ductilidad limitada [29].

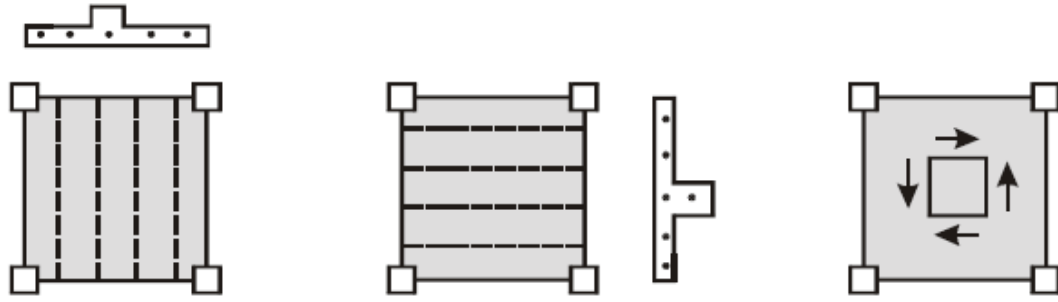


Figura 4.2.8: (a) modelo de fibras de sección vertical, (b) modelo de fibras de sección longitudinal y (c) modelo de corte del muro [30].

Para los muros de corte se establece la formación de la rótula plástica en la zona inferior del primer piso o en todo el primer piso como los propuestos por Park y Priestley [31] y FEMA 356 [27] (figura 4.2.9). En la zona de rótula plástica el muro presenta un comportamiento inelástico y en la zona superior un comportamiento elástico. Sin embargo, para el caso de muros de ductilidad limitada se desconoce el comportamiento por lo que se consideró un comportamiento inelástico para todos los muros.

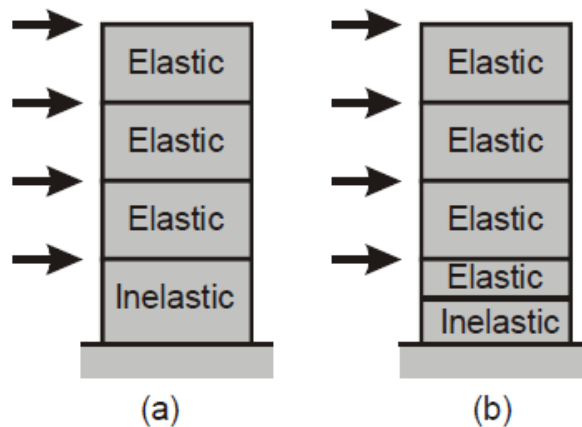


Figura 4.2.9: (a) generación de rótula plástica en todo el piso inferior y (b) formación de rótula plástica a media altura [30].

La discretización de los muros permite obtener respuestas más confiables, no obstante, genera un costo computacional elevado por lo que en el modelo se ha considerado una discretización horizontal de los muros en 2 elementos en el tercio inferior de la altura del modelo (2 primeros pisos) por las siguientes razones:

- Se logra una buena aproximación en el comportamiento a flexión con una aproximación del 94% en comparación (figura 4.2.10) en comparación a no discretizar [30].
- Se logra mayor precisión en la posible formación de las rótulas plásticas.

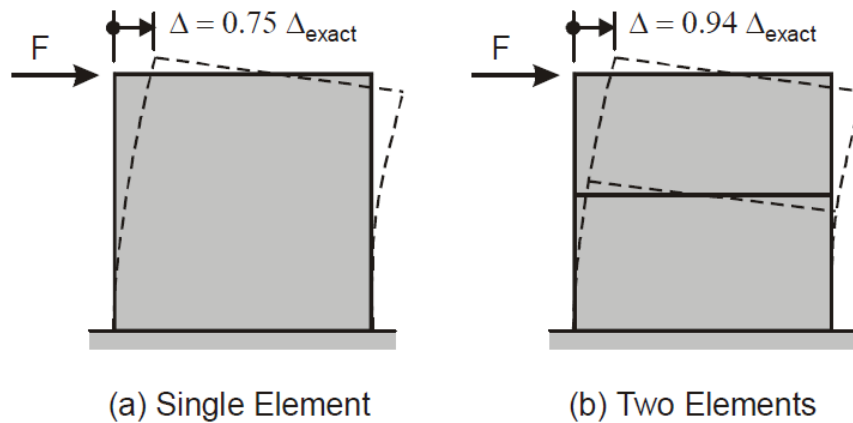


Figura 4.2.10: (a) muro sin discretización y (b) muro con discretizado en 2 elementos [30].

4.2.2.3 Amortiguamiento estructural

El amortiguamiento estructural es un mecanismo de disipación de energía inherente a la estructura debido principalmente a: amortiguamiento viscoso inherente a los materiales, amortiguamiento de fricción en conexiones y amortiguamiento de histéresis de elementos estructurales producto de cargas cíclicas. No obstante, el modelamiento de este fenómeno es muy complejo por lo que se idealiza a través del amortiguamiento viscoso. El método de amortiguamiento de Rayleigh es uno de los más difundidos y consiste en construir la matriz de amortiguamiento a partir de las fracciones de amortiguamientos modales y en función a la matriz de masa y de rigidez [32] según la ecuación:

$$c = \alpha M + bK$$

Entonces, el amortiguamiento del n-ésimo modo es:

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{\beta}{2} \omega_n$$

Donde ω_n es la frecuencia natural para el n-ésimo modo de vibración. Los coeficientes α y β se definen según las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j} \quad y \quad \beta = \xi \frac{2}{\omega_i+\omega_j}$$

Donde ω_i y ω_j son las frecuencias de vibración de los 2 primeros modos de vibración de la estructura y $\xi = 5\%$. No obstante, la respuesta estructural es sensible a la fracción de amortiguamiento que se considere. Para las estructuras de concreto armado con comportamiento no lineal este es mayor y considerar un 5% del crítico es conservador [1]. En la figura 4.2.11 se muestra el amortiguamiento de Rayleigh de la tipología.

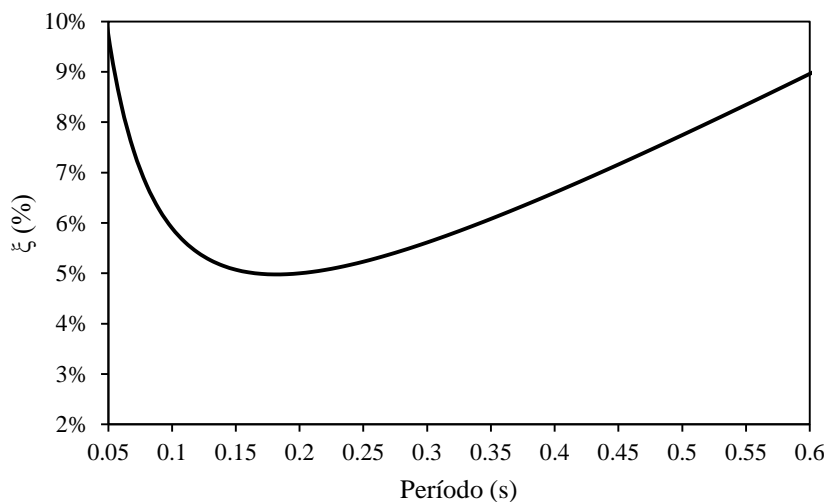


Figura 4.2.11: Amortiguamiento de Rayleigh de la tipología.

4.2.2.4 Degradación cíclica.

A partir de los ensayos experimentales realizados en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP [18] se calibraron el modelamiento de los muros. El comportamiento del muro sin carga de gravedad representan los pisos superiores de la tipología (Figura 4.2.12a) y el comportamiento del muro sometido a carga de gravedad representa a los 2 primeros pisos de la tipología (Figura 4.2.12b).

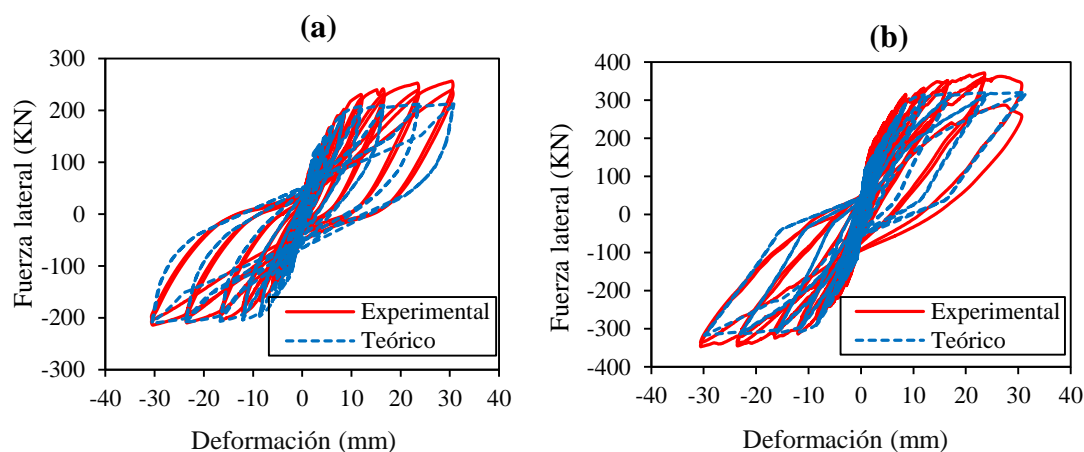


Figura 4.2.12: Degradación cíclica para: (a) un muro sin carga de gravedad, (b) muro sometido a 30 toneladas de carga de gravedad.

4.2.3 Curvas de fragilidad de la tipología

4.2.3.1 Análisis dinámico incremental

El IDA es un método que describe una colección de respuesta de análisis dinámicos no-lineales de un modelo estructural, de tal manera que proveen una idea de cómo el modelo reacciona ante las demandas sísmicas [3]. Este análisis da como resultado respuestas de tiempo-historia del comportamiento estructural ante demandas sísmicas que se van escalando sistemáticamente desde un comportamiento elástico hasta que la estructura colapse.

Por ejemplo, se tiene para el sismo de Lima 1966 el valor de la media geométrica de la aceleración espectral $S_a(T=0.20s)$ que es 0.45g y se multiplica por el factor de escala de 2.65 para obtener 1.20g (figura 4.2.13). Entonces, los registros sísmicos quedan escalados por este factor (figura 4.2.14).

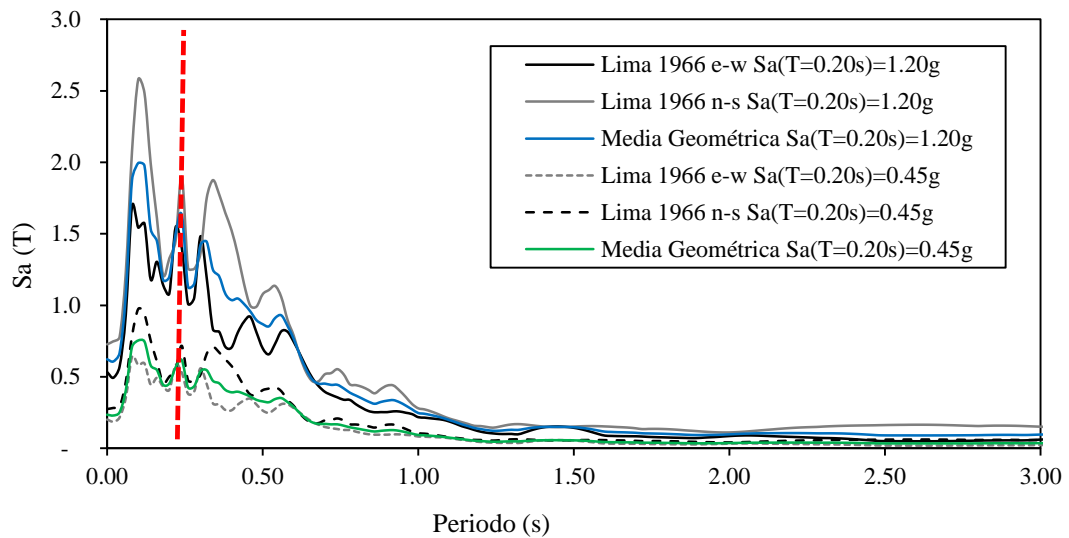


Figura 4.2.13: Escalamiento del espectro del sismo Lima 1966 de $Sa(T)$ de 0.45g a 1.20g.

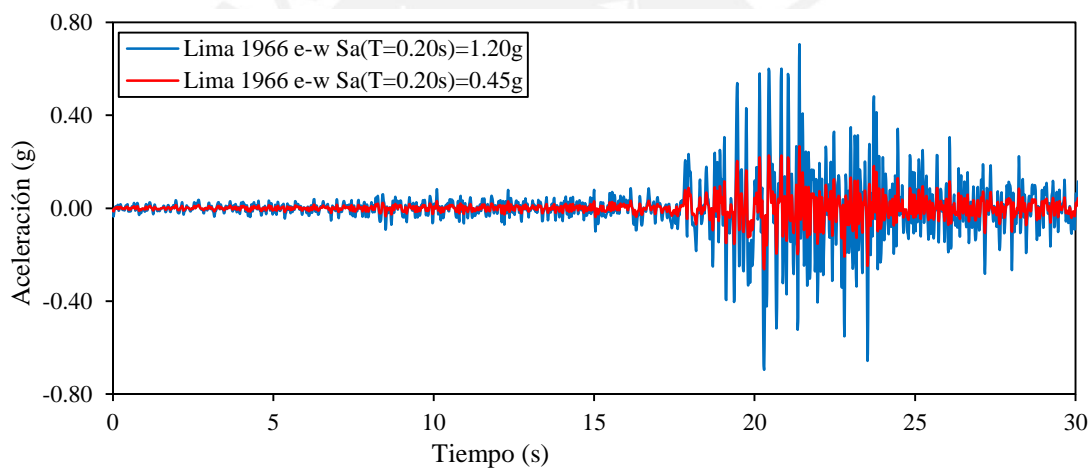


Figura 4.2.14: Escalamiento del registro del sismo Lima 1966 de $Sa(T)$ de 0.45g a 1.20g.

El escalamiento se da para el espectro que resulta de la media geométrica de los espectros horizontales por lo que los valores de cada componente no son iguales. Para el registro de Lima 1966, la componente e-w posee un $Sa=1.08g$ y la n-w $Sa=1.33$. Entonces, se asigna la componente n-w al eje débil (eje x) y e-w al eje fuerte (eje y). En la figura 4.2.15 se muestra la respuesta del piso 5 en la dirección x.

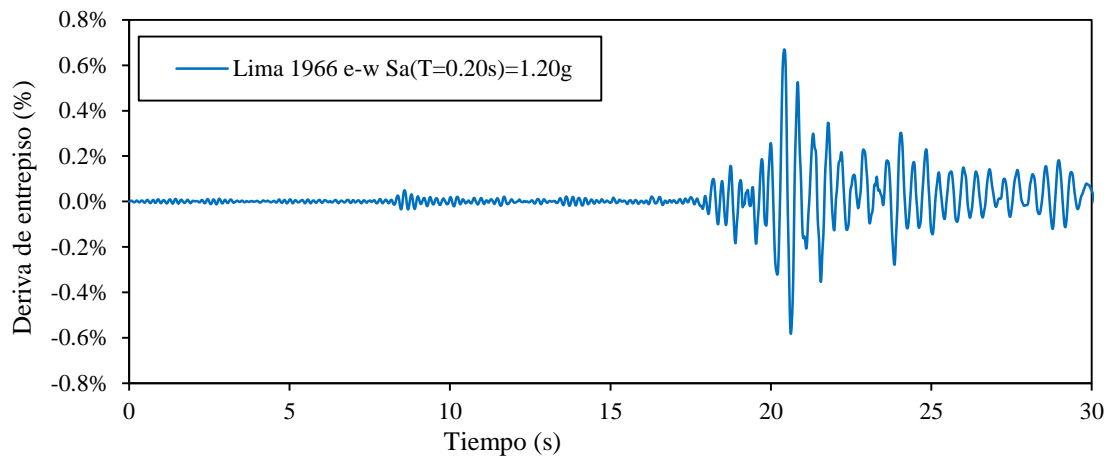


Figura 4.2.15: Respuesta del piso 5 del eje X para el sismo Lima 1966 de $S_a(T)$ de 0.45g a 1.20g.

Para cada escalamiento se determinan las respuestas de la estructura a través de la deriva global del edificio y la deriva máxima de entrepiso y se forman curvas IDAs de $S_a(T=0.20\text{ s})$ versus deriva global del edificio (figura 4.2.16) y versus deriva máxima de entrepiso (figura 4.2.17) para cada par de registros sísmicos.

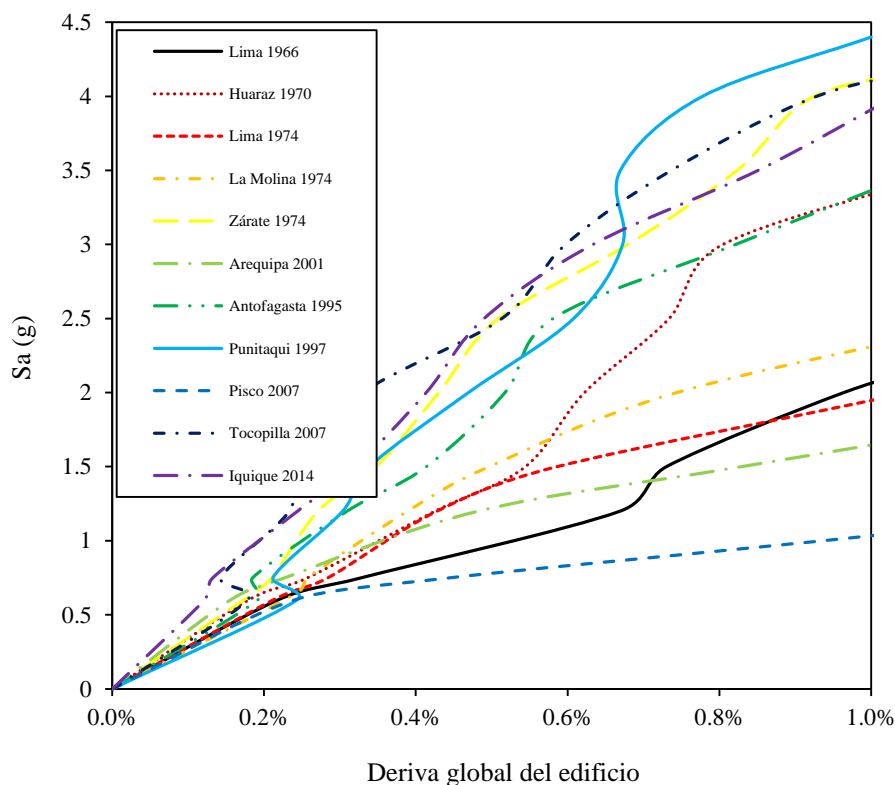


Figura 4.2.16: Curvas IDAs de $S_a(g)$ versus Deriva global del edificio.

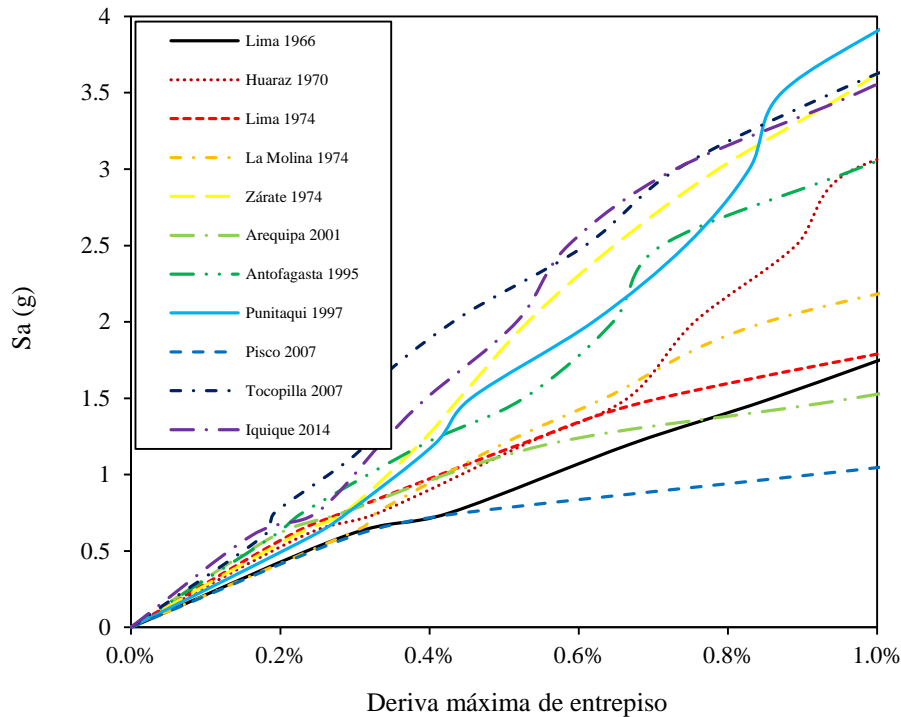


Figura 4.2.17: Curvas IDAs de $S_a(g)$ versus deriva de entrepiso

En el figura 4.2.16 y 4.2.17 se muestran las curvas IDAs obtenidas al someter el modelo de la tipología a 11 demandas sísmicas que son representativas de la costa del Pacífico de América del Sur. Se observa un comportamiento lineal elástico hasta una pseudo-aceleración aproximada de 0.5g a partir de donde se empieza a producir dispersión de las respuestas.

4.2.3.2 Curvas de fragilidad

Los estados de daño se definen según el informe VISIÓN 2000 como: Operacional (O), Inmediatamente Operacional (IO), Seguridad de la vida (SL) y Cerca al Colapso (CP) [4] cuya mejor manera de representar los niveles de daños es a través de la deriva máxima de entrepiso [16] y [17]. Las derivas de entrepiso para los EMDL para los estados de daños IO, O y SL se definen de 0.25%, 0.325% y 0.50% respectivamente [29] y para el estado de daño CP de 1.00% de deriva global [1]. Las curvas de fragilidad para cada estado de daño representan el valor de $S_a(g)$ en que existe una probabilidad de que el 50% de los registros produzcas ese estado de daño, según los siguientes pasos [3] y [4]:

- Para cada estado de daño, se evalúa la probabilidad de excedencia de cada valor de $S_a(T)$ y se generará una gráfica $S_a(T)$ versus probabilidad de excedencia
- Los valores se ajustan a la distribución lognormal [4], [29].

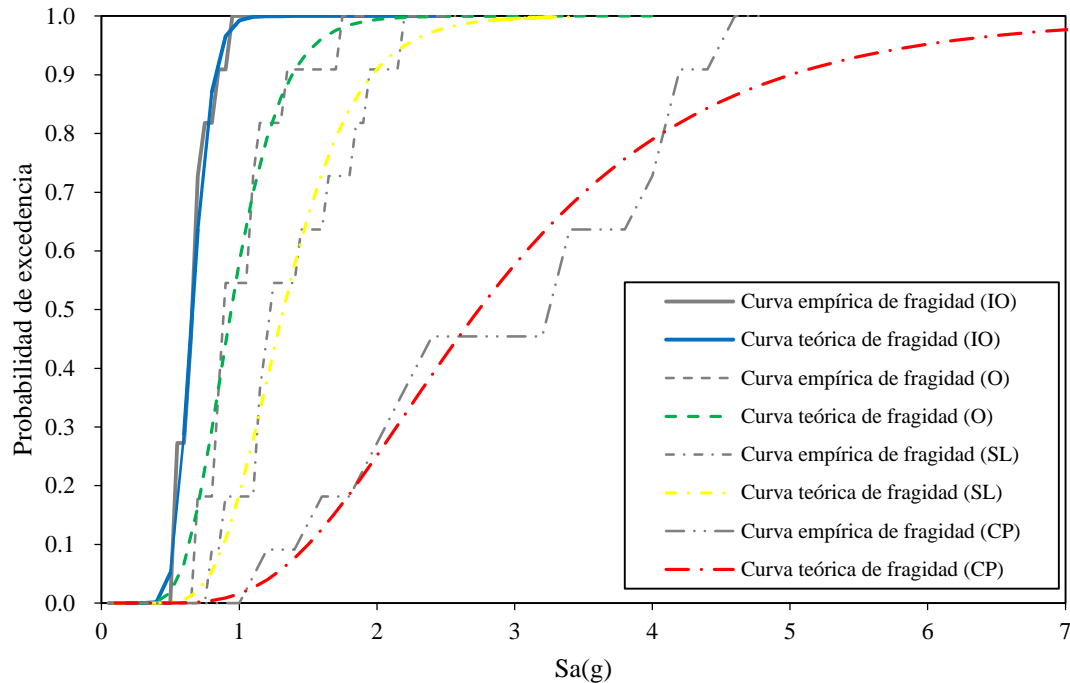


Figura 4.2.18: Curvas de fragilidad de EMDL.

Tabla 4.2.2: Valores de Curva de fragilidad para diversos estados de daños en EMDL.

Estado de daño	Mediana ($S_a(g)$)	Dispersión
Operacional (O)	0.66	0.17
Inmediatamente Operacional (IO)	0.94	0.30
Resguardo de la vida (SL)	1.32	0.31
Cerca al Colapso (CP)	2.74	0.47

La figura 4.2.18 muestra las curvas de fragilidad y la tabla 4.2.2 se desprenden donde se muestran la media y la dispersión de las curvas de fragilidad para los estados de daños propuestos en el informe de Visión 2000 [4].

4.2.3.3 Curvas de fragilidad de Muros de Ductilidad Limitada (MDL)

Las curvas propuestas se basaron en el estudio y en los ensayos de reparación realizado en la PUCP [18] y la investigación realizado por Kerem [34] que siguieron los lineamientos del FEMA 58. En la PUCP se realizaron ensayos de muros rectangulares sometido a cargas laterales en su plano con y sin carga vertical para los que se definieron 3 estados de daño [18]:

Estado límite 1: se produce la primera fisura por flexión localizada en la zona de los talones del muro que establece el inicio del agrietamiento. Se estima que el espesor máximo de las fisuras es de 0.05 mm (figura 4.2.19).



Figura 4.2.19: Muro en estado de daño límite 1 [18].

Estado límite 2: se alcanza la máxima resistencia de los muros ensayados. Los muros presentaron fisuras diagonales por corte de espesor máximo de 2 mm. Además se dio inicio el aplastamiento del concreto en la zona de los talons (figura 4.2.20).

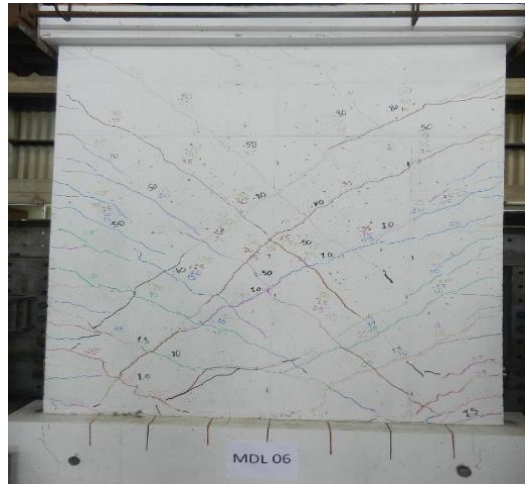


Figura 4.2.20: Muro en estado de daño límite 2 [18].

Estado límite 3: se alcanza la resistencia última de los muros. Aumentaron los espesores de las grietas diagonales hasta 3 mm, se agrava el aplastamiento en el concreto y se observa pandeo de las barras de acero en la zona de los talones comprometiendo la estabilidad del muro (figura 4.2.21).

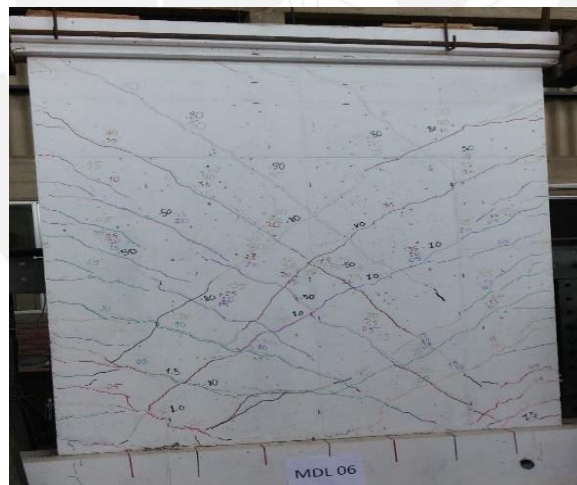


Figura 4.2.21: Muro en estado de daño límite 3 [18].

Los muros que se encuentran en las edificaciones poseen formas diversas como se muestra en la figura 4.1.6. Sin embargo, solo se realizaron ensayos de muros rectangulares en la PUCP (figura 4.2.19, 4.2.20 y 4.2.21). Por otro lado, Las curvas de fragilidad obtenidas en la PUCP fueron similares a los resultados de Kerem [34] para muros rectangulares como se observa en la figura 4.2.22, por lo que ante la falta de datos se

utilizan las siguientes curvas de fragilidad para muros con ensanches en los bordes (figura 4.2.23) y muros transversales en los bordes (figura 4.2.24) propuestos por Kerem [33].

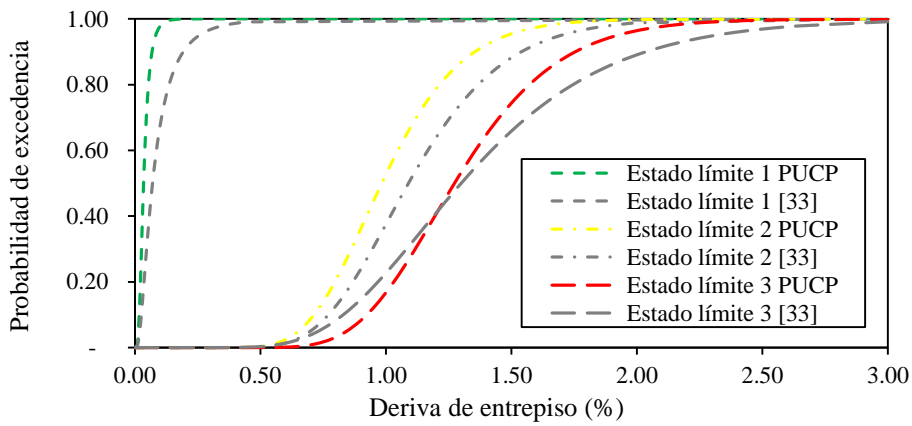


Figura 4.2.22: (I) Curvas de fragilidad de MDL rectangulares ensayados.

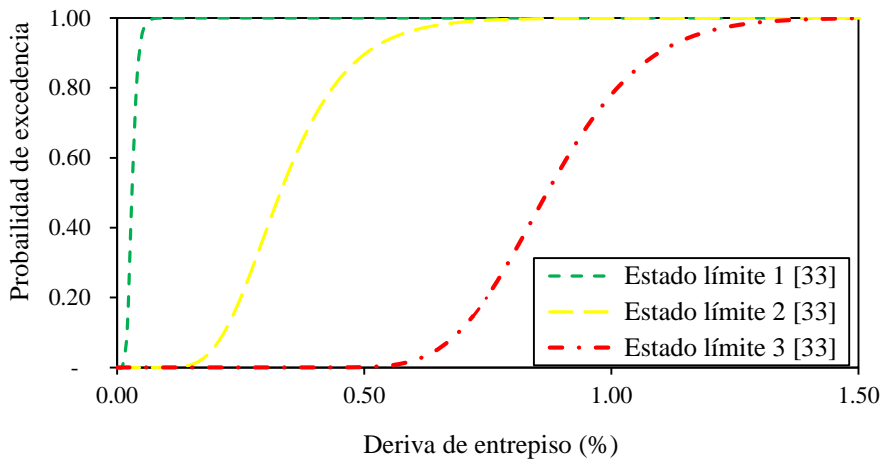


Figura 4.2.23: (II) Curvas de fragilidad de muros con ensanche en los bordes.

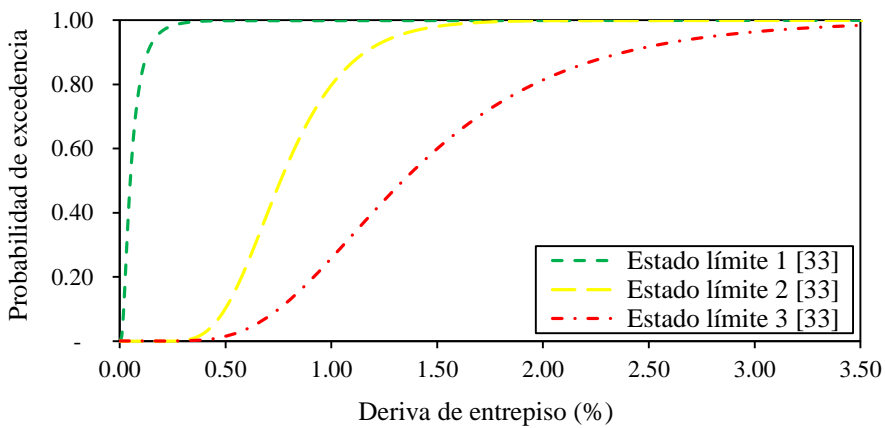


Figura 4.2.24: (III) Curvas de fragilidad de muros con muros transversales en los bordes.

Para asignar las curvas de fragilidad a los muros de la tipología se consideraron los siguientes criterios: curvas de fragilidad I a muros rectangulares o cuyas longitudes de alas sean menores al 10% de la longitud principal del muro, curvas de fragilidad II a muros cuyas longitudes de alas sea mayor al 10% y menor a 50% de la longitud principal del muro, y curvas de fragilidad tipo III a estructuras cuyas longitudes de alas son mayores al 50% de la longitud principal del muro.

4.2.3.4 Funciones de consecuencias de Muros de Ductilidad Limitada (MDL)

Las funciones de consecuencias son los costos de reparación asignados de los muros para cada estado de daño. Para los cálculos, los costos se dividieron en 2 secciones: estructurales y no estructurales. Los costos estructurales se calcularon en base al estudio de reparación realizado en la PUCP [18] siguiendo los lineamientos del FEMA 58 [4] y Kerem [34]. Se definieron los estados de daños y sus criterios de reparación:

Sin daño: Hasta alcanzar el estado límite 1 y no requiere ninguna acción de reparación.

Daño leve: Entre los estados límites 1 y 2. Para este estado de daño, se repararon los muros colocando inyección epóxica en fisuras de espesor de 0.05 mm. El tiempo estimado de la reparación fue de 1.5 días por cada muro (figura 4.2.25).

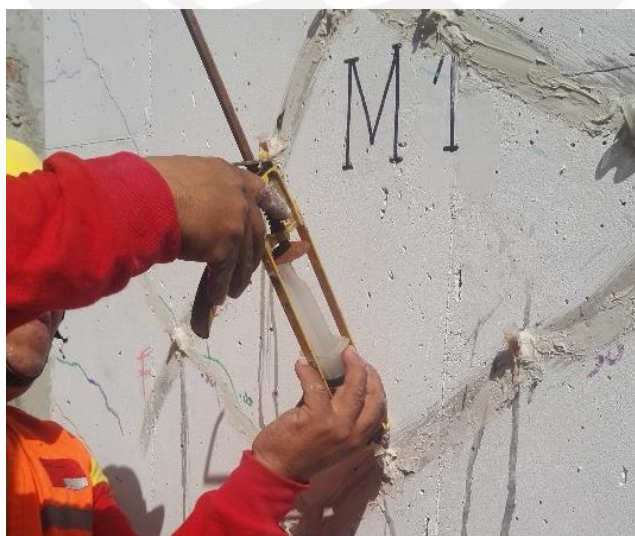


Figura 4.2.25: Técnica de reparación para estado de daño leve [18]

Daño severo: Entre los estados límites 2 y 3. Para este estado de daño, se repararan los muros colocando inyección epóxica en las fisuras de espesores mayores de 0.50 mm. y se refuerza mediante la colocación de un enchaquetado con malla cuadrada de $\frac{3}{4}$ ". El tiempo estimado de la reparación fue de 3 días por cada muro (figura 4.2.26).

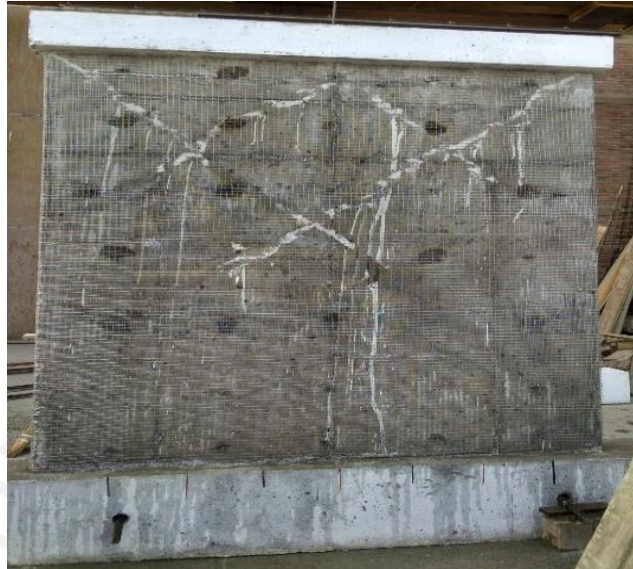


Figura 4.2.26: Técnica de reparación para estado de daño leve [18].

Daño irreparable: Sobrepasa el estado límite 3. Para este estado de daño, se realizó la demolición y reposición de un nuevo muro. El tiempo estimado fue de 28 días por cada muro (figura 4.2.27).



Figura 4.2.27: Técnica de reparación para estado de daño leve [18].

Las técnicas de reparación para los estados de daños poseen grandes diferencias en sus costos como se observa en la figura 4.2.28 y solamente se ha considerado la reparación estructural del muro. Para los criterios de reparación se requiere extraer todos los elementos no estructurales de los muros para visualizar los daños por lo que se ha considerado daño en la partida de arquitectura para el estado de daño leve. Además, la colocación del encamizado genera modificaciones en las dimensiones de arquitectura. Por ello, para el cálculo de los elementos no estructurales para los daños severo e irreparable se ha considerado la reposición del 100% de los elementos arquitectónicos. Entonces, a los costos de reparación de la figura 4.2.28 se tiene que adicional los costos de los elementos no estructurales y costos de apuntalamientos, lo cual es conservador ya que se podría reponer algunos elementos no estructurales como puertas, ventanas, etc. En cada estado de daño de reparación de cada muro se ha considerado la suma del costo de reparación estructural del muro (figura 4.2.28) y el costo de reposición arquitectónica de 118.78 \$/m² de planta [19] según el área tributaria de cada muro.

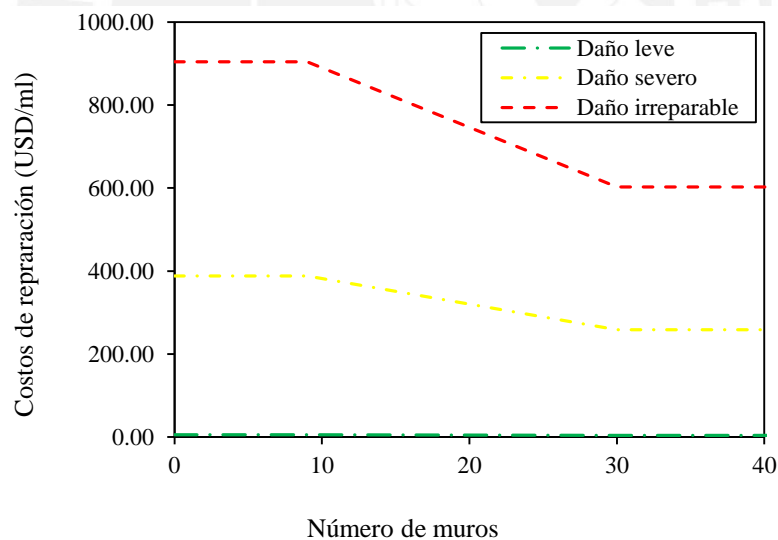


Figura 4.2.28: Funciones de consecuencias de costos estructurales de reparación.

4.3. Curvas de Vulnerabilidad

Evaluar la vulnerabilidad consiste en estimar los daños que sufre una estructura ante eventos sísmicos y cuantificarlos en función de los recursos necesarios (costo y tiempo de reparación) para que la estructura se encuentre en un estado al menos igual al estado

inicial o en función al número de víctimas [4]. En esta investigación se evaluó la vulnerabilidad de la tipología EMDL en función al valor esperado de los costos de reparación para diversas intensidades sísmicas.

4.3.1. Intensidades sísmicas característicos en la región

Para evaluar la vulnerabilidad de la estructura se requieren definir previamente intensidades sísmicas que representen el peligro sísmico del lugar. En la zona de la costa oeste de América del sur se han definidos los siguientes tipos de sismos: sismo frecuente (PGA=0.20g), sismo ocasional (PGA=0.25g), sismo raro (PGA=0.40g) y sismo muy raro (PGA=0.50g) [34]. Entonces, se estiman los valores de pseudo-aceleración $S_a(g)$ para el periodo fundamental de la estructura que es 0.20 segundos de acuerdo a la norma E.030 y considerando el factor de amplificación debido a un tipo de suelo intermedio. Los valores de pseudo-aceleración obtenidos (figura 4.3.1) son: sismo frecuente ($S_a=0.60g$), sismo ocasional ($S_a=0.75g$), sismo raro ($S_a=1.20g$) y sismo muy raro ($S_a=1.50g$).

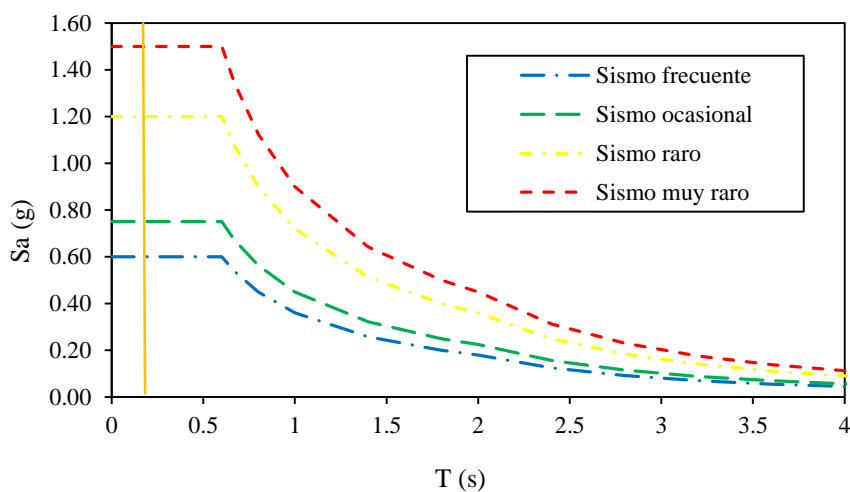


Figura 4.3.1: Espectro de los sismos de diseño para el Perú.

4.3.2. Simulación del desempeño de la estructura EMDL

Las curvas de vulnerabilidad representan las pérdidas que presenta la estructura con respecto a la variación del parámetro de demanda sísmica. Se obtendrá el porcentaje de pérdidas en función de los costos de reparación o reconstrucción. Para cada respuesta estructural, definida por el parámetro de deriva de entrepiso y para cada intensidad sísmica se evalúa el costo de reparación según la metodología.

Por ejemplo, se evalúa el desempeño del registro sísmico de Lima de 1966 de la Estación del Parque de la Reserva escalado a un sismo raro ($S_a=1.20g$). Este valor de pseudo-aceleración se ingresa en la curva de fragilidad de colapso de la estructura (figura 4.3.2). Se observa que existe 4% de probabilidad de colapso. Entonces, se genera un número aleatorio de 1 a 100. Si es que número se encuentra entre 1 y 4, la estructura colapsa, en caso el número sea mayor a 4, la estructura no colapsa y es posible repararla. El número aleatorio fue 30, por lo que la estructura no colapsó.

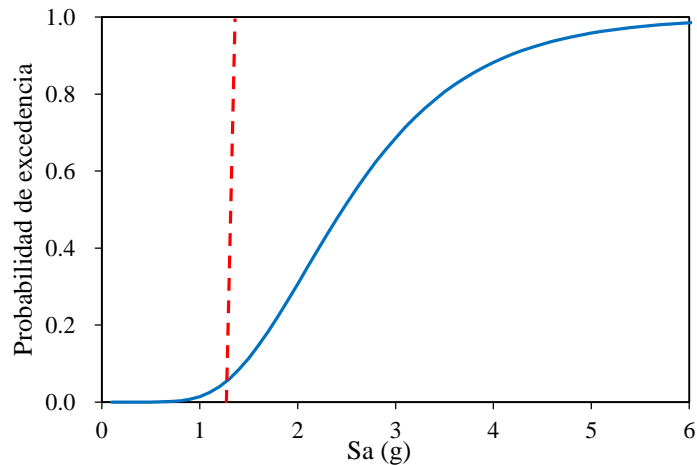


Figura 4.3.2: Curva de fragilidad de colapso de la estructura.

Ahora, que la estructura no colapsó, se evaluarán si la estructura es reparable. Para ello, la mediana de la deriva de entrepiso para el sismo Lima 1996 para un sismo raro es 0.37%. Entonces existe una probabilidad de reparabilidad de 100%, por lo que se genera un número aleatorio de 1 a 100 que siempre será reparable (figura 4.3.3). En caso, de irreparabilidad, el costo asociado sería el costo de reconstrucción.

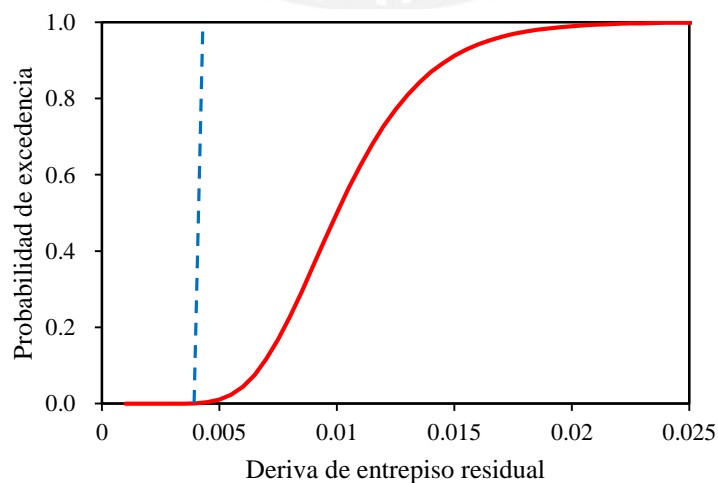


Figura 4.3.3: Curva de fragilidad de irreparabilidad.

Ahora que la estructura es reparable, se evalúan los estados de daño para cada muro. Por ejemplo, para el muro M10 ubicado de la tipología (figura 4.1.6) es un muro rectangular por lo que los estados de daños asignados serán del tipo (I) (figura 4.2.22).

Del gráfico 4.3.4 se observa que hay una probabilidad de 0% de que la estructura sobrepase el estado límite 3 (daño irreparable), 2% de que se encuentre entre el estado límite 2 y 3 (daño severo), 98% de que se entre el estado límite 1 y 2 (daño leve) y 0% que el daño sea menor al estado límite 1 (sin daño). Entonces, se genera un número aleatorio del 1 al 100. Si el número se encuentra en 1 y 2, el muro se encuentra con un daño severo y si es mayor a 2, la estructura se encontrará con daño leve.

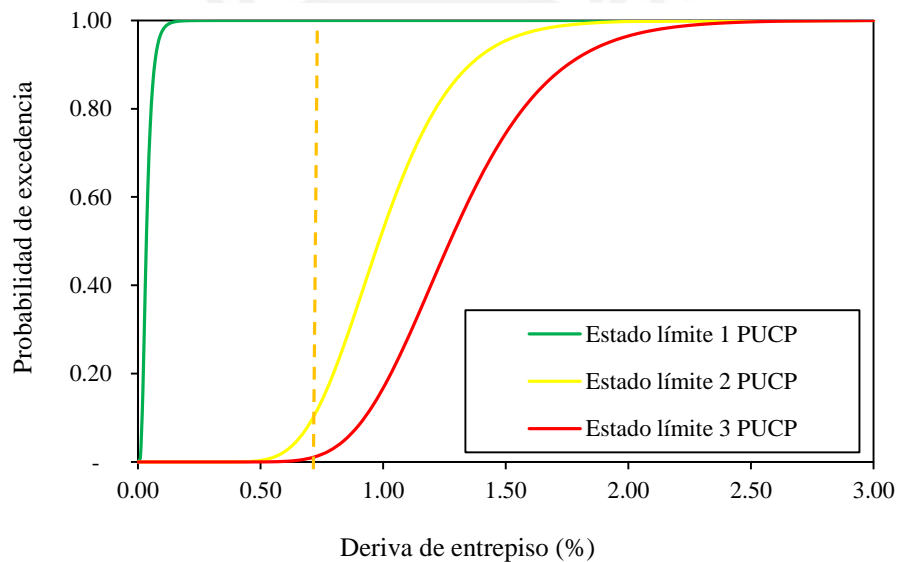


Figura 4.3.4: Curva de fragilidad de estados de daño del muro M10.

Se ingresa la respuesta de la deriva máxima de entrepiso en la dirección X como se muestra en la figura 4.3.4. El número aleatorio fue 45, por lo que el muro se encuentra con daño leve y el costo de reparación asociado es 232.99 dólares (figura 4.3.5).

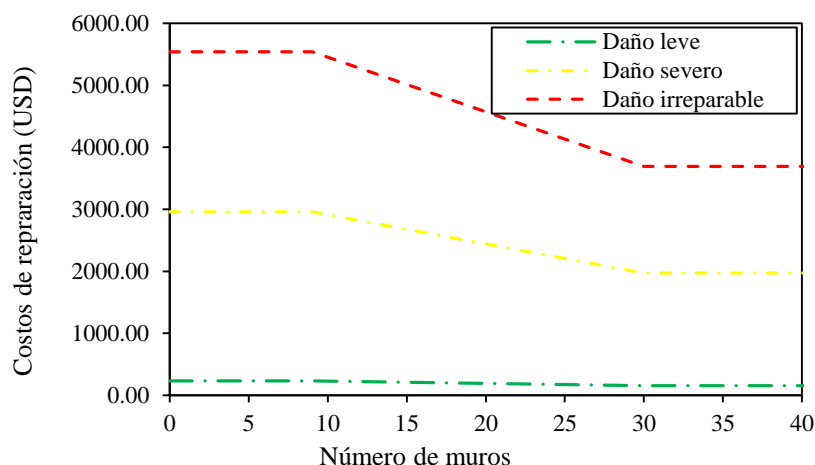


Figura 4.3.5: Costos de reparación del muro M10.

Se realiza el mismo mecanismo para todos los muros en ambas direcciones y se obtiene el costo final de la suma del costo de reparación de todos los muros que fue de 93178.55 dólares (20.5% del costo de reconstrucción).

Se realiza el mismo procedimiento para las 11 respuestas estructurales y con la simulación de Monte Carlo, se obtienen mayores respuestas. La figura 4.3.6 muestra cual es la probabilidad de que un determinado costo de reparación de la tipología no sea excedida.

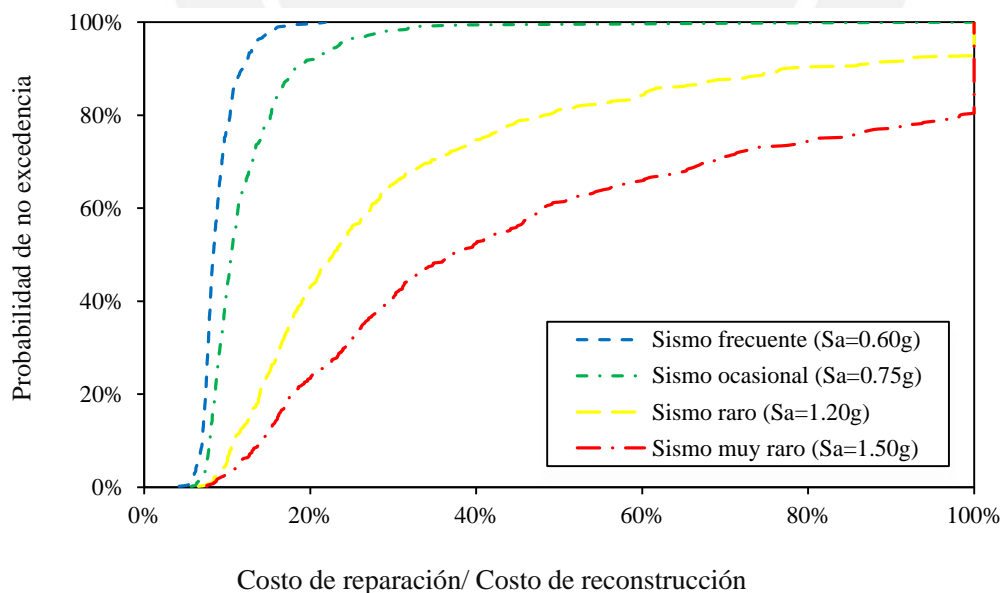


Figura 4.3.6: Probabilidad de excedencia de costos de reparación/reconstrucción.

Cuando en la simulación se obtenga que la estructura colapsó, la estructura se tiene que demoler y reconstruir, por lo que el costo de reparación será el costo de reconstrucción. El costo de reconstrucción de \$ 454539.71 se calculó con base a los ratios de construcción de Huerto [19] y que contiene un 20% adicional del costo de construcción [4]. Para el costo de reparación se utilizó el software *Performance Assessment Calculation Tool* (PACT) del reporte FEMA P-58.

4.4 Evaluación de Riesgo de Pandeo

La falla por pandeo fuera del plano producido por compresión axial - compresión cíclica ha sido observado en los terremotos de Chile el año 2010 y Christchurch el 2011. Las cargas cíclicas se producen en un muro cuando son sometidas a cargas laterales como es el caso de un terremoto. Dependiendo de factores como la configuración del muro, la carga lateral, el número de pisos, etc. En los muros o partes de muro se producirán pandeo fuera del plano por compresión axial- compresión cíclica o producido por compresión axial - tracción cíclica [35].

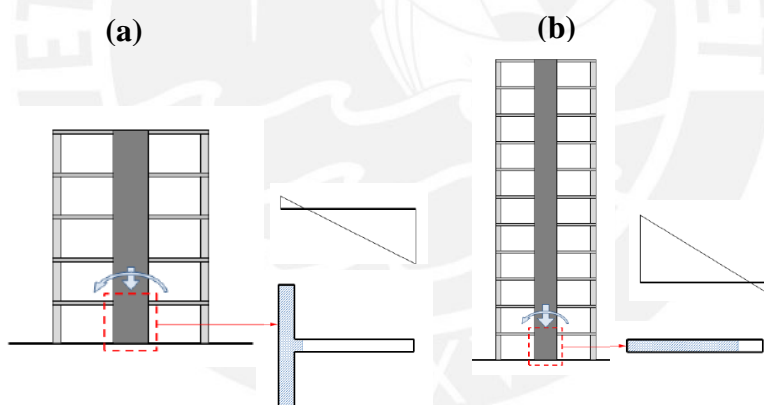


Figura 4.4.1: (a) Muro sobretido a grandes esfuerzos de tensión. (b) Muro sometido a grandes esfuerzos de compresión [32].

De la figura 4.4.1 se muestran que para muros de configuración tipo T, L, C para edificios de mediana altura se presenta la falla por pandeo producto de la compresión axial-tracción cíclica y para muros rectangulares de edificios altos el pandeo es originado por la compresión axial – compresión cíclica [35].

Para una mayor comprensión del efecto de pandeo en los EMDL se modelaron efectos de pandeo elástico para los muros M3 para la dirección Y y M7 para la dirección X. Se ha considerado el agrietamiento a través de la reducción de la inercia al 30% de la inercia total.

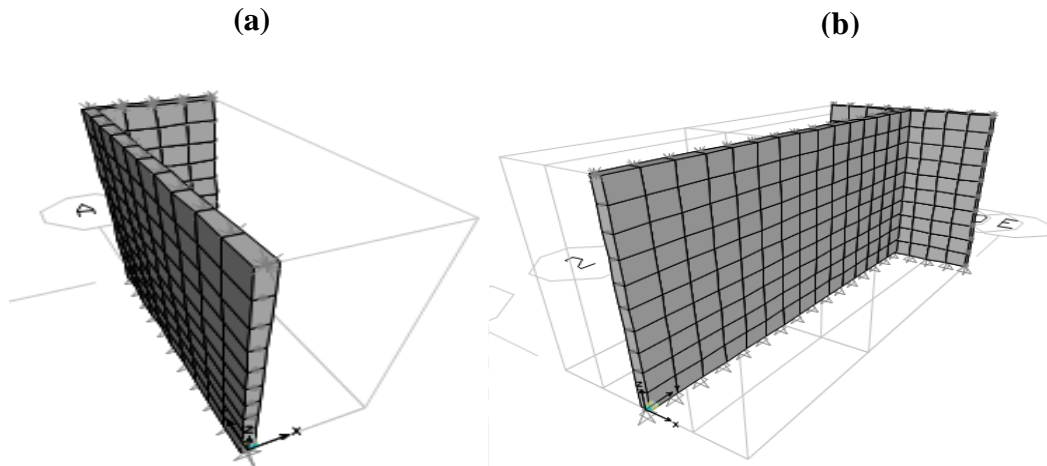


Figura 4.4.2: Modelado en SAP 2000 de los (a) muros M3 y (b) muro M7.

Los modelos fueron sometidos a cargas resultantes de los tiempos historia para el registro de Lima 1966 escalado a una $S_a (T=0.20s) = 1.20g$. El factor de amplificación de cargas sísmicas para falla por pandeo para el muro M3 fue de 2.4 y para el muro M7 fue de 1.3.

Adicionalmente, se evaluaron los factores de amplificación para la fuerza cortante relacionando la resistencia de capacidad según la siguiente fórmula:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} + A_c \cdot \rho_h \cdot f_y)$$

donde:

f'_c : resistencia nominal del concreto.

f_y : resistencia nominal del acero de refuerzo

ϕ : factor de reducción de resistencia a fuerza cortante.

A_c : área de corte en la dirección analizada.

ρ_h : cuantía de refuerzo horizontal del muro.

α : 0.53 si $(h_m/l_m) \geq 2.5$

con la resistencia demandada en el modelo IDA para el registro de Lima 1966 escalado a una $S_a (T=0.20s) = 1.20g$. El factor de amplificación de cargas sísmicas para falla por cortante para el muro M3 fue de 2.18 y para el muro M7 fue de 2.14.

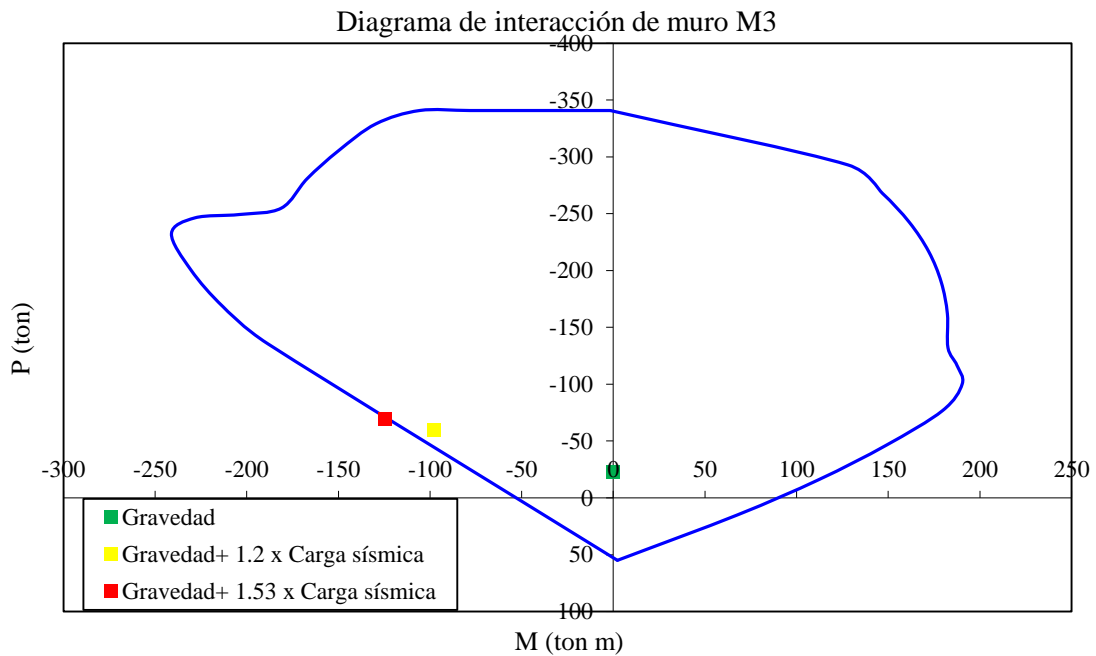


Figura 4.4.3: Diagram de Interracción de muro M3.

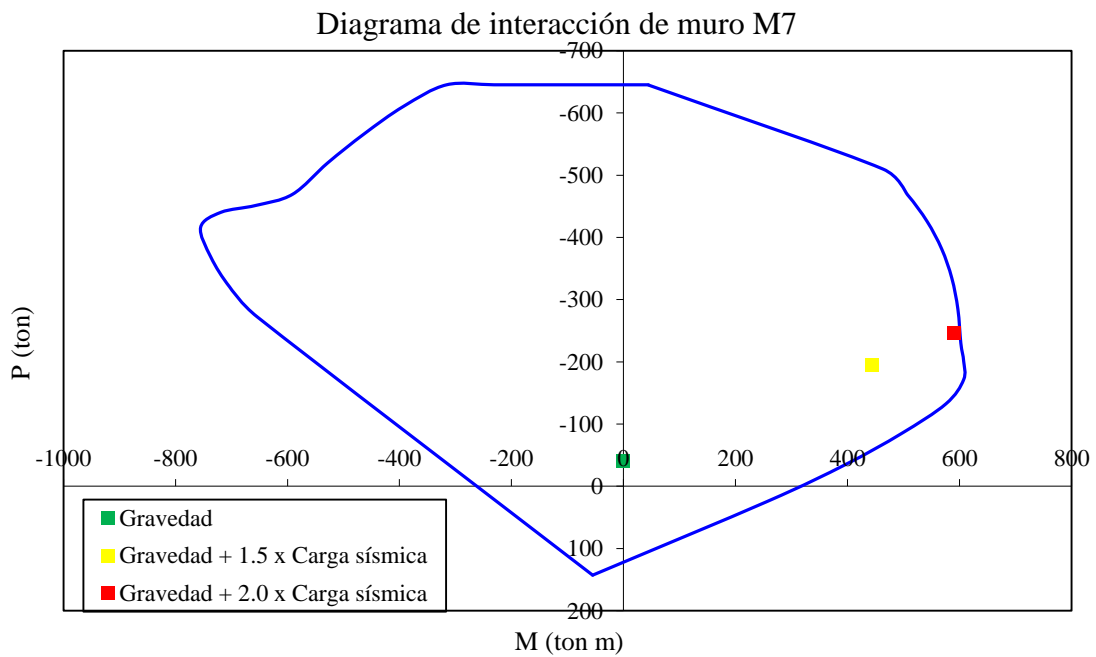
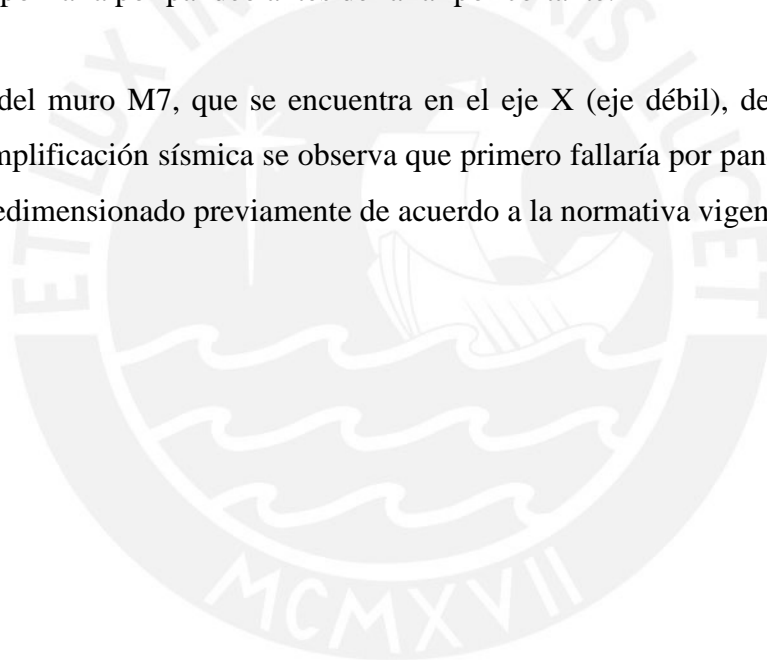


Figura 4.4.4: Diagram de interacción de muro M7.

Además, se evaluaron los factores de amplificación para flexcompresión relacionando la resistencia de capacidad y la resistencia demandada. Para ello se elaboró el diagrama de interacción de los muros y se amplificaron las cargas sísmicas hasta que limiten a la envolvente. El factor de amplificación de cargas sísmicas para falla por cortante para el muro M3 fue de 1.53 y para el muro M7 fue de 2.0.

Para el muro M3, que se encuentra en el eje Y (eje fuerte), de acuerdo a los factores de amplificación sísmica se observa que empezaría a fallar por flexocompresión, luego por cortante y finalmente por pandeo. Sin embargo, en el modelo se asumió una inercia del 30% del total por agrietamiento, pero se podría dar el caso que este valor sea mucho menor por lo que luego del agrietamiento por flexocompresión el muro se vea interrumpido por falla por pandeo antes de fallar por cortante.

Para el caso del muro M7, que se encuentra en el eje X (eje débil), de acuerdo a los factores de amplificación sísmica se observa que primero fallaría por pandeo, a pesar de haber sido predimensionado previamente de acuerdo a la normativa vigente.



5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

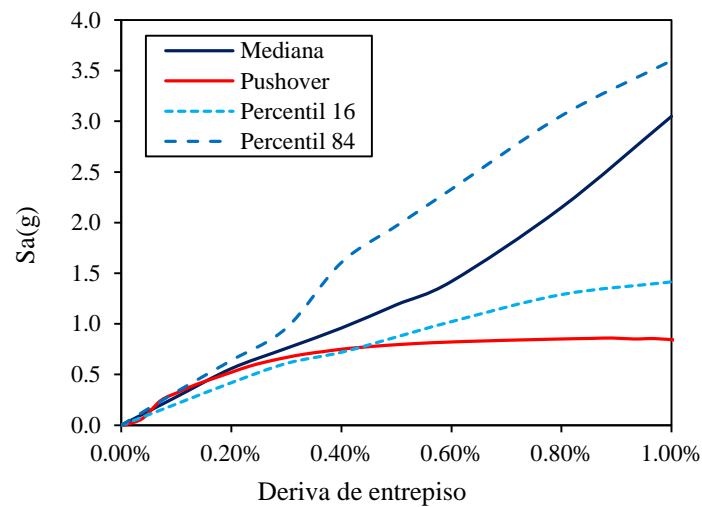


Figura 5.1: Comparación de IDAs y Pushover.

La figura 5.1 muestra la comparación entre el análisis IDA y Pushover en la que se observó que en el rango elástico hasta una deriva de 0.125% las curvas se superponen. En el rango de 0.125% hasta aproximadamente 0.5% de deriva de entrepiso las curvas empiezan a dispersarse guardando aún cierta proporción. A partir del valor de deriva de 0.5%, hay una gran diferencia en los resultados.

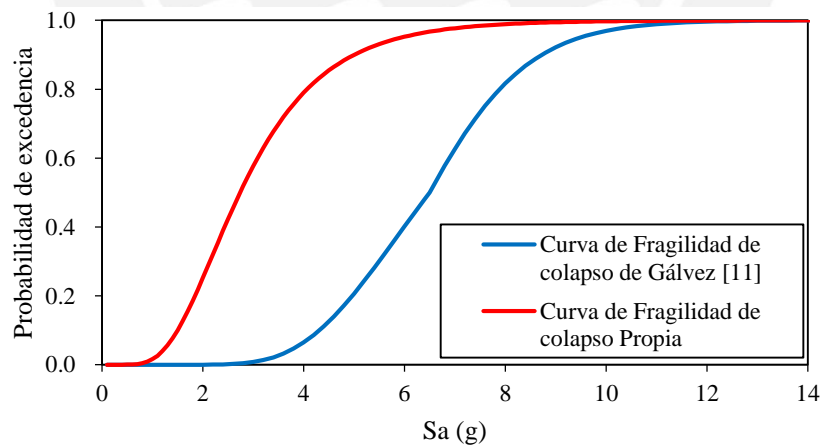


Figura 5.2: Comparación de la curva de fragilidad de colapso con estudios previos.

De la figura 5.2 se percibe la gran resistencia que posee la estructura, en la que se define la mediana de la curva de fragilidad de colapso para un valor de pseudoaceleración de 6.5g. Se percibe la sensibilidad de los resultados frente a las asunciones y simplificaciones realizadas.

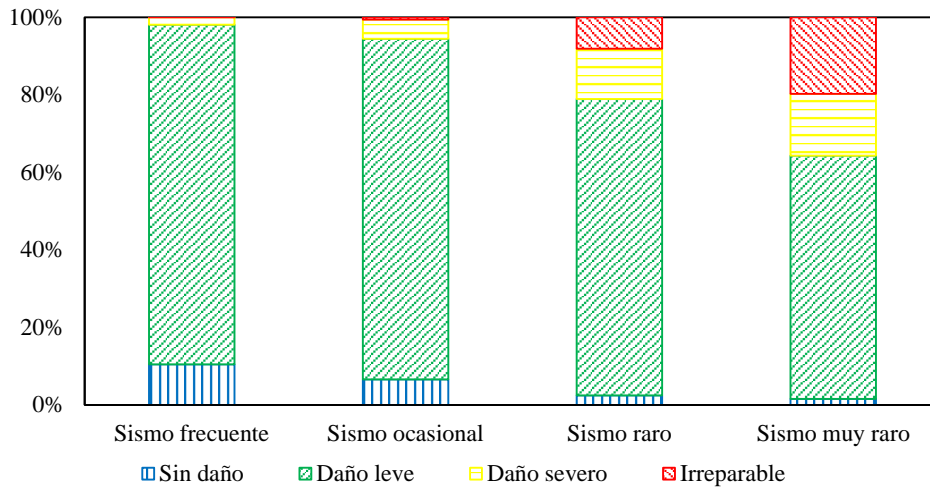


Figura 5.3: Estado de daños de muros para diversos sismos.

De la figura 5.3 se observa el predominio del estado de daño leve debido a que el inicio de las primeras fisuras se producen para derivas de entrepiso pequeñas, las cuales se van agrandando hasta que el muro soporte su carga máxima, después de la cual el rango de la capacidad de resistencia del muro es pequeña hasta el colapso, por lo que el porcentaje de daño severo es limitado. Además, los muros presentan un buen desempeño para sismos raros, pues solo el 8% de muros están en estado de daño irreparable. Sin embargo, para sismos muy raros, muchas estructuras se encuentran en el estado de daño de cerca al colapso y poseen en promedio el 20% de muros en estado de daño irreparable.

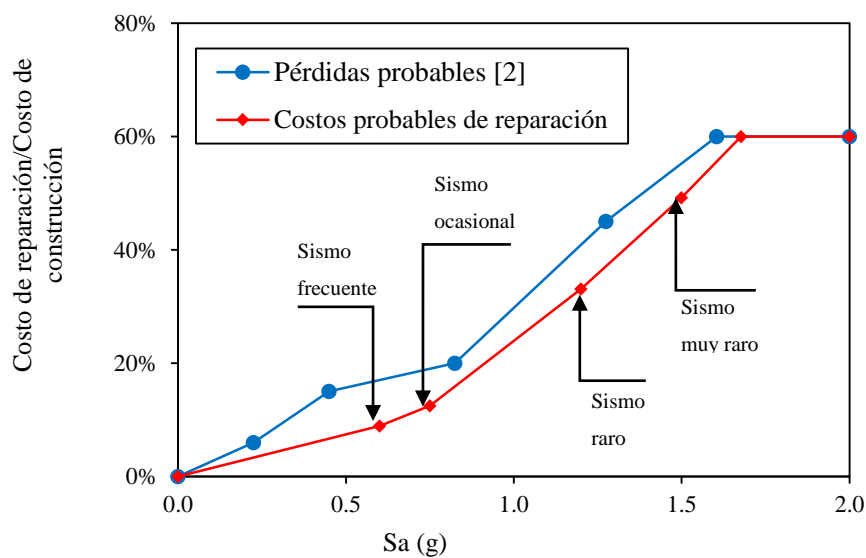
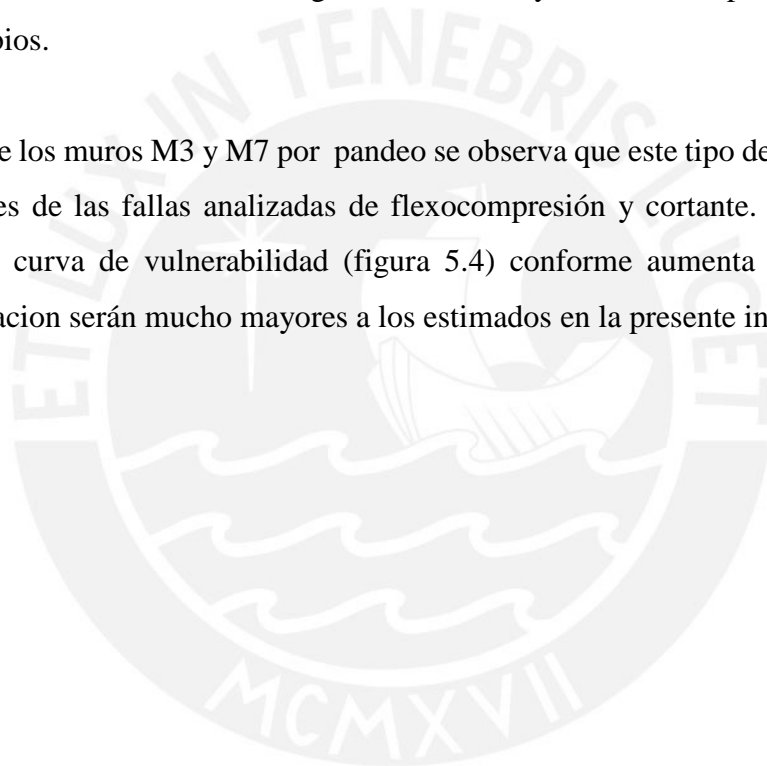


Figura 5.4: Comparación de curva de vulnerabilidad con estudios previos.

De la figura 5.4, se conoce que existen costos de reparación de aproximadamente del 10% sobre el costo de reconstrucción para sismos frecuentes y ocasionales. Esto se debe a que para pequeñas derivas, los muros ya se encuentra con daño leve. Los costos se producen por los daños ocasionados al retirar los elementos no estructurales para la reparación de los muros. El costo de reparación para un sismo raro y muy raro representa 33% y 49% del costo de reconstrucción. Esta elevación de los costos se da debido a que los muros se encuentran con daños severos e irreparables, cuyos métodos de reforzamientos son más caros. Además, se considera mayor daño no estructural, pérdidas en el retiro de elementos arquitectónicos para la reparación de los muros ya que los estos métodos de reforzamiento alteran las dimensiones de los muros generando un mayor costo de reposición producto de estos cambios.

Del análisis de los muros M3 y M7 por pandeo se observa que este tipo de falla se podría presentar antes de las fallas analizadas de flexocompresión y cortante. Por lo que los valores de la curva de vulnerabilidad (figura 5.4) conforme aumenta los valores de pseudoaceleración serán mucho mayores a los estimados en la presente investigación.

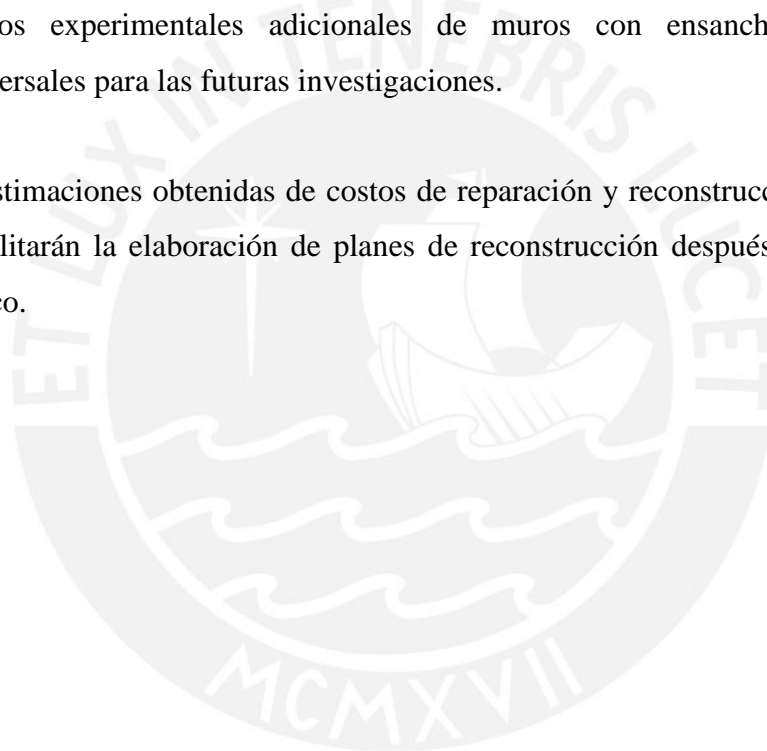


6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los EMDL tiene pocas variaciones en su tipología debido a que sus características se han estandarizados por factores normativos, sociales y económicos. Poseen en promedio las siguientes características: forman parte de condominios de interés social, está conformado 4 departamentos de 70m² por planta y son de 5 pisos.
- Para un análisis hasta una deriva de entrepiso de 0.2% es adecuado el método pushover para predecir el comportamiento de la estructura por su confiabilidad de resultados y menor complejidad del procesamiento. Para el rango de 0.2% hasta 0.5% , las estimaciones del método pushover aun son adecuadas. Para el estudio y análisis del comportamiento de la estructura para rangos mayores del establecido por la norma, el análisis pushover es ineficiente y se recomienda utilizar análisis tiempo historias no lineales como el IDA.
- La curva de fragilidad de copalco para una estructura EMDL determinada en estudios previos [11] no es conservadora pues la probabilidad de colapso está asociada a valores de pseudoaceleración mayores de 3.0g que pertenecen a grandes eventos sísmicos. Esto muestra la gran sensibilidad de los resultados a causa de los procedimientos y simplificaciones utilizadas, que para ese caso ocasionó una gran sobrerresistencia en la estructura.
- Los daños ocasionados por sismos frecuentes y ocasionales no serán percibidos por los usuarios debido al uso de papel mural como recubrimiento de las paredes. La evaluación de daños y las técnicas de reparación se utilizarán en su mayoría para sismos raros y muy raros donde los daños son evidentes y es cuando recién existe la preocupación de los propietarios y las autoridades por el estado de las viviendas.
- Los costos probables de reparación propuesta en la investigación en la PUCP [18] son menores a las perdidas probables estimadas en base a opiniones de expertos [2], que muestran sobreestimaciones. Las técnicas de reparación utilizadas en esta investigación son técnica y económicamente factibles, representan como máximo

el 50% de costo de reconstrucción para un sismo muy raro. Sin embargo, en esta investigación no se consideró las fallas por pandeo. Con las estimaciones realizadas en los muros M3 y M7 se observa que conforme aumenta la intensidad sísmica existe mayor riesgo que se presente fallas por pandeo en los muros antes que se presenten fallas por cortante o flexocompresión. Por lo que se recomienda un estudio más profundo de este tipo de fallas a través de ensayos experimentales y modelamiento numérico.

- Los especímenes rectangulares de muros ensayados en la PUCP [18] no representa la variabilidad de muros existente en los edificios. Se recomiendan estudios experimentales adicionales de muros con ensanches y paredes transversales para las futuras investigaciones.
- Las estimaciones obtenidas de costos de reparación y reconstrucción de EMDL posibilitarán la elaboración de planes de reconstrucción después de un evento sísmico.



7. REFERENCIAS

- [1] 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.
- [2] Muñoz A., Delgado R., Peña C. (2006) *Edificios Peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- [3] Vamvatsikos D and C. Cornell A. (2002). *Incremental dynamic analysis*. Department of Civil and Environmental Engineering; Stanford University, CA, U.S.A.
- [4] FEMA (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. FEMA P-58
- [5] Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2009). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*.
- [6] Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificación E.060 concreto armado*.
- [7] Crowley H., Pinho R., Bommer J.J. y Bird J.F. (2006). *Development of a Displacement Based Method for Earthquake Loss Assessment*. IUSS Press, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia. Italia.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] De la Piedra, R. (2010); *Edificios con muros de ductilidad limitada: un enfoque a partir de su desarrollo urbanístico y arquitectónico*. Revista de la Sección de Ingeniería Civil – PUCP, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- [11] Gálvez A, (2010). *Viviendas económicas de concreto con mallas electrosoldadas*. Presentación al concurso: Premio Graña y Montero.
- [12] Blanco A. (s/f). *Estructuración, criterios de diseño y particularidades del sistema de muros delgados de concreto armado para edificaciones de viviendas multifamiliares*. http://www.abbings.com/descargas/muros_delgados.pdf.
- [13] Calderóm J. (2015) *Programas de vivienda social nueva y mercados de suelo urbano en el Perú*. Revista Latinoamericana de Estudios Urbanos Regionales - Vol. 41 Núm. 122.
- [14] San Bartolomé, A y Muñoz A. (2003). *Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas*. Informe final del proyecto SENCICO-PUCP.
- [15] Klingner, Richard (2010). *Factores de Diseño sísmico para los edificios de ductilidad limitada*. Revista de la Sección de Ingeniería Civil – PUCP, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú
- [16] Rossetto T. y Elnashai A. (2003). *Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data*. Engineering Structures 25:1241-1263.
- [17] Miranda E. (1997). *Estimation of Maximum Interstory Drift Demands in Displacement-Based Design*. *Seismic design Methodologies for the Next Generation of Codes*, H. Krawinkler and P. Fajfar editor, Balkema.
- [18] Acero. J (2016). *Estudio para determinar pérdidas por sismo. Cuarta Fase*. SENCICO. Lima, Perú.

- [19] Huerto P. (2015). *Evaluación de la viabilidad de un proyecto inmobiliario de vivienda económica en el distrito de Carabayllo*. Tesis para optar el grado de Magister en Gestión y dirección de empresas constructoras e inmobiliarias. PUCP.
- [20] Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2016). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*.
- [21] Capeco (2015). *Construcción e Industria. Revista de la Cámara Peruana de Construcción*. Año L N° 315 Lima, Perú.
- [22] Capeco (2015). *Construcción e Industria. Revista de la Cámara Peruana de Construcción*. Año L N° 312 Lima, Perú.
- [23] Gálvez A. (2006) *Estadísticas y Comportamiento esperado en Base al Estudio de 295 Proyectos Recopilados. Capítulo Peruano ACI*. Conferencia sobre Mitos y Realidades de Edificios de Viviendas Multifamiliar en Concreto Armado.
- [24] Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2010). *Norma Técnica de Edificación A.010 Diseño arquitectura*.
- [25] Capeco (2016). *Construcción e Industria. Revista de la Cámara Peruana de Construcción*. Año L N° 318 Lima, Perú.
- [26] 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.
- [27] FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), Washington, D.C.
- [28] ASCE 41-06 (2007). *Seismic rehabilitation of existing buildings*. ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- [29] Gonzáles, H (2010). *Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de hormigón*. Aplicación a zonas de alta sísmicidad de Perú. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.
- [30] CSI (2006). *Perform Components And Elements For Perform-3d And Perform-Collapse Version 4*
- [31] Paulay y Priestley (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*. John Wiley and Sons. USA.
- [32] Chopra A. (2014). *Dinámica de estructuras*. Cuarta edición. Pearson Education. Ciudad de México, México.
- [33] Kerem C., and Whittaker A. (2009). *Performance-Based Assessment and Design of Squat Reinforced Concrete Shear Walls*. Technical Report MCEER-09-001 0. USA.
- [34] Muñoz A., Tinman M. and Quiun D. (2013). *Riesgo sísmico de edificaciones peruanas*. Prima Ingenieros. Lima, Perú.
- [35] Menegon S., Wilson J., Gad E. and Lam N. (2015). *Out-of-plane buckling of limited ductile reinforced concrete walls under cyclic loads*. 2015 NZSEE Conference