

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE MUROS DE QUINCHA
TRADICIONAL MEDIANTE EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE
CAPACIDAD**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Roberto Marcio Silva Mercado

ASESOR: Ing. Daniel Torrealva Dávila

Lima, junio de 2018

RESUMEN

Uno de los sistemas constructivos tradicionales más utilizados en territorio sudamericano es la quincha. Particularmente en Perú, este sistema fue muy popular en los periodos colonial y republicano debido al poco peso y características flexibles que hicieron que la quincha sea reconocida como un material resistente frente a las solicitaciones sísmicas, frecuentes en territorio sudamericano.

El sistema estructural de la quincha tradicional ha funcionado correctamente, evidencia de ello son los numerosos edificios y construcciones históricas que han permanecido de pie durante los largos periodos de historia virreinal y republicana del Perú. Sin embargo, actualmente estas estructuras son vulnerables y sufren el riesgo de perder estabilidad debido al deterioro, falta de cuidado y mantenimiento que han sufrido.

Si bien las características del sistema constructivo de la quincha tradicional han hecho que se reconozca como “material antisísmico”, se atribuye este rasgo a las características de sus materiales; sin embargo, su sistema estructural también posee aportes interesantes en cuanto a sus propiedades antisísmicas. Es por ello que el presente trabajo estudia el comportamiento sísmico del sistema estructural de la quincha tradicional y busca identificar su grado de desempeño, para los niveles de sismo según la normativa sísmica peruana, por medio de un análisis sísmico estático no lineal, denominado método del espectro de capacidad (MEC), cuyo objetivo principal es determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometido a una solicitud sísmica.

La metodología es aplicada en muros de quincha de dos tipologías distintas: con citara (MA) y con diagonal (MB), utilizando los resultados de los ensayos cíclicos de corte coplanar desarrollados dentro del marco del proyecto “Seismic Retrofitting Project”, convenio entre el Instituto Getty de Conservación (CGI) y la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). Adicionalmente, se replica el método en un panel directamente extraído del segundo nivel del Hotel Comercio, casona típica del Centro Histórico de Lima.

Los resultados obtenidos muestran que el sistema estructural de los muros de quincha tradicional posee un amplio rango de deformación, que le permite sobrellevar de forma satisfactoria las demandas sísmicas solicitadas por un movimiento en su base, identificando un buen desempeño frente a los niveles sísmicos de la norma peruana.

TEMA DE TESIS

FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA



TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Desempeño sísmico de muros de quincha tradicional mediante el método del espectro de capacidad"
Área : Estructuras
Asesor : Ing. Daniel Torrealva Dávila
Alumno : ROBERTO MARCIO SILVA MERCADO
Código : 2012.2574.412
Tema N° : # 444
Fecha : Lima, 21 de febrero de 2018



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El Perú es un país con alta predisposición a los movimientos sísmicos y con poca preparación para enfrentarlos. Esto hace que sea importante conocer el comportamiento de las estructuras características de esta región; aún más si es que se trata de edificaciones con muchos años de antigüedad como las construcciones históricas, pues poseen muchos años de existencia y han sido diseñadas y construidas en tiempos de menor desarrollo tecnológico e ingenieril.

Por lo tanto, considerando el gran potencial de peligro sísmico de la región peruana y el alto grado de vulnerabilidad de las construcciones típicas del territorio, es necesario desarrollar un análisis sísmico que permita reconocer e identificar el desempeño del sistema estructural de las construcciones históricas con el fin de prever, aprovechar y mejorar los métodos de evaluación dado que no es posible aplicar los criterios de los códigos modernos que se enfocan en construcciones nuevas.

OBJETIVO Y ALCANCE

Verificar de forma cuantitativa que el sistema estructural de los muros de quincha, construidos con las técnicas y los materiales tradicionales, es adecuado para resistir sollicitaciones sísmicas y reconocer su desempeño.

Construir las curvas de capacidad de dos tipos de paneles de quincha que han sido ensayados en el laboratorio de estructuras de la PUCP, bajo carga cíclica horizontal para distintos niveles de carga vertical; adicionalmente, se añadirá un panel original extraído directamente de una casona típica del Centro Histórico de Lima. Asimismo, calcular las características dinámicas de cada panel para poder realizar el espectro de capacidad y representar las demandas sísmicas como espectros de respuesta. Finalmente, representar ambos espectros en un mismo gráfico con el fin de conocer el desempeño que la estructura presentará frente a distintos sismos de diseño, representados por el espectro de demanda.

i

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
Av. Universitaria 1801, San Miguel
T : (511) 436 2000 anexo 5591
TF: (511) 436 2825

www.pucp.edu.pe/facultad/ingenieria

METODOLOGÍA, Y RESULTADOS ESPERADOS

En el presente trabajo se estudia el comportamiento sísmico del sistema estructural de la quincha tradicional y se busca identificar su grado de desempeño, para los niveles de sismo según la normativa sísmica peruana. Para lograrlo, se desarrolla un análisis sísmico estático no lineal, por medio del método del espectro de capacidad (MEC), cuyo objetivo principal es determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometido a una sollicitación sísmica.

La metodología es aplicada en muros de quincha de dos tipologías distintas: con citara (MA) y con diagonal (MB), utilizando los resultados de los ensayos cíclicos de corte coplanar desarrollados dentro del marco del proyecto "Seismic Retrofitting Project", convenio entre el Instituto Getty de Conservación (CGI) y la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). Adicionalmente, se replica el método en un panel directamente extraído del segundo nivel del Hotel Comercio, casona típica del Centro Histórico de Lima.

Se espera que los resultados indiquen que el sistema estructural de los muros de quincha tradicional posee suficiente rango de deformación que les permita sobrellevar de forma satisfactoria las demandas sísmicas de los diferentes niveles sísmicos de la normativa peruana.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



ÍNDICE

RESUMEN	I
TEMA DE TESIS	II
ÍNDICE.....	III
LISTA DE FIGURAS.....	V
LISTA DE TABLAS	VII
CAPÍTULO I - MARCO INTRODUCTORIO	1
1.1. Introducción	1
1.2. Planteamiento del problema.....	2
1.3. Objetivos de la investigación	3
1.3.1. Objetivo general.....	3
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. Hipótesis de la investigación.....	3
1.5. Justificación de la investigación	4
1.6. Antecedentes de la investigación	4
1.7. Antecedentes del comportamiento sísmico de la quincha tradicional.....	5
CAPÍTULO II - MARCO TEÓRICO DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO	7
2.1. Acercamiento al tema.....	7
2.2. Niveles de desempeño de una estructura	7
2.2.1. Propuesta del SEAOC (Comité Vision 2000).....	8
2.2.2. Propuesta del ATC 40.....	9
2.2.2.1. Nivel de desempeño estructural.....	9
2.2.2.2. Nivel de desempeño no estructural	10
2.2.2.3. Nivel de desempeño global.....	11
2.3. Niveles de amenaza sísmica.....	13
2.3.1. Propuesta del SEAOC (Comité Vision 2000).....	13
2.3.2. Propuesta del ATC 40.....	14
2.4. Objetivos de desempeño de una estructura	15
2.4.1. Propuesta del SEAOC (Comité Vision 2000).....	15
2.4.2. Propuesta del ATC 40.....	16
CAPÍTULO III - METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS SÍSMICO UTILIZANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC)	18
3.1. Generalidades del análisis sísmico de estructuras.....	18
3.2. Generalidades del método del espectro de capacidad	20
3.3. Curva de capacidad	20
3.3.1. Generalidades.....	20
3.3.2. Construcción de la curva de capacidad	21
3.3.3. Representación bilineal de la curva de capacidad.....	22

3.3.4. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad	25
3.4. Espectro de demanda o de respuesta	30
3.4.1. Espectro de demanda elástico en formato ADRS	30
3.4.2. Cálculo del amortiguamiento equivalente.....	31
3.4.3. Reducción del espectro de demanda	34
3.5. Obtención del punto de desempeño	35
3.5.1. Intersección de espectros y obtención del punto de desempeño	36
3.5.2. Resumen del proceso para obtener el punto de desempeño por medio del MEC	39
CAPÍTULO IV - APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LOS MUROS DE QUINCHA TRADICIONAL	41
4.1. Curva de capacidad	41
4.1.1. Tipología de muros en los que se desarrolla el MEC.....	42
4.1.2. Curva de capacidad de los muros de quincha	44
4.2. Espectros de demanda sísmica usando la norma NTE E-030	47
4.2.1. Sismo ocasional	50
4.2.2. Sismo raro	51
4.2.3. Sismo muy raro	51
4.3. Obtención de los factores dinámicos de los muros de quincha.....	52
4.3.1. Metrado de los muros de quincha	52
4.3.2. Función forma en los muros.....	55
4.3.3. Factor de participación y masa efectiva	60
4.4. Representación bilineal de la curva de capacidad.....	62
4.4.1. Espectros de capacidad	69
4.5. Punto de desempeño.....	69
4.5.1. Amortiguamiento equivalente y factor de reducción	70
4.5.2. Intersección de espectros y punto de desempeño.....	73
CAPÍTULO V - DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS.....	82
5.1. Secuencia de desempeño de los muros	82
5.2. Comparación del comportamiento de los muros.....	93
CAPÍTULO VI - CONCLUSIONES Y LIMITACIONES.....	95
6.1. Conclusiones	95
6.2. Limitaciones y trabajos futuros.....	96
REFERENCIAS.....	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.- Representación bilineal de la curva de capacidad	23
Figura 2.- Representación bilineal del espectro de capacidad (FEMA-356)	25
Figura 3.- Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad, por medio de sus características dinámicas	27
Figura 4.- Deformación transversal en el nudo inicial, las demás deformaciones son nulas	28
Figura 5. Cambio en el formato del espectro de demanda, de S_a vs T al formato ADRS.....	31
Figura 6.- Energía disipada por amortiguamiento y energía de deformación máxima.....	32
Figura 7.- Lazo histerético, dividido en cuatro paralelogramos de igual área	33
Figura 8.- Obtención del área de un paralelogramo pequeño a partir de las variables api , dpi , ay y dy	33
Figura 9.- Reducción del espectro de demanda elástico, a través de los factores de reducción inelástica SR_a y SR_v	35
Figura 10.- No hay intersección entre espectros, se realiza una reducción de la demanda ..	37
Figura 11.- Obtención directa del punto de desempeño por intersección de los espectros en el rango elástico de la estructura	37
Figura 12.- Obtención del punto de desempeño, luego de reducir el espectro de demanda debido a que la estructura se comporta de forma inelástica	38
Figura 13.- Espécimen de ensayo, muro con citara (MA).....	42
Figura 14.- Espécimen de ensayo, muro con diagonal (MB)	43
Figura 15.- Espécimen de ensayo, muro original (MC).....	44
Figura 16.- Curva de capacidad del muro MA-1, obtenido a través de los ensayos realizados en PUCP	45
Figura 17.- Curva de capacidad del muro MA-6, obtenido a través de los ensayos realizados en PUCP	45
Figura 18.- Curva de capacidad del muro MB-1, obtenido a través de los ensayos realizados en PUCP	46
Figura 19.- Curva de capacidad del muro MB-6, obtenido a través de los ensayos realizados en PUCP	46
Figura 20.- Curva de capacidad del muro MC, obtenida a través de los ensayos realizados en PUCP	47
Figura 21.- Espectro correspondiente a un sismo ocasional (S_a vs T), según NTP E-030....	50
Figura 22.- Espectro correspondiente a un sismo raro (S_a vs T), según NTP E-030	51
Figura 23.- Espectro correspondiente a un sismo muy raro (S_a vs T), según NTP E-030	51
Figura 24.- Modelo utilizado para simular el comportamiento dinámico de los muros con citara (MA).....	53
Figura 25.- Modelo utilizado para simular el comportamiento dinámico del muro original (MC).....	54
Figura 26.- Modelo que simula el comportamiento dinámico de los muros con diagonal (MB)	55
Figura 27.- Deformación en el muro MA-1 obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP	56
Figura 28.- Deformación en el muro MA-6 obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP	56
Figura 29.- Deformación en el muro MB-1 obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP	57
Figura 30.- Deformación en el muro MB-6 obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP	57
Figura 31.- Deformación en el muro MC obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP	57
Figura 32.- Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MA-1	63

Figura 33.- <i>Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MA-6</i>	65
Figura 34.- <i>Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MB-1</i>	66
Figura 35.- <i>Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MB-6</i>	67
Figura 36.- <i>Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MC</i>	68
Figura 37.- <i>Ploteo de las curvas bilineales que representan la capacidad de los muros de quincha</i>	68
Figura 38.- <i>Ploteo de los espectros de capacidad de todos los muros de quincha, en formato bilineal</i>	69
Figura 44.- <i>Desempeño obtenido en el muro MA-1, frente a un sismo ocasional</i>	73
Figura 45.- <i>Desempeño obtenido en el muro MA-1, frente a un sismo raro</i>	73
Figura 46.- <i>Desempeño obtenido en el muro MA-1, frente a un sismo muy raro</i>	74
Figura 47.- <i>Desempeño obtenido en el muro MA-6, frente a un sismo ocasional</i>	74
Figura 48.- <i>Desempeño obtenido en el muro MA-6, frente a un sismo raro</i>	75
Figura 49.- <i>Desempeño obtenido en el muro MA-6, frente a un sismo muy raro</i>	75
Figura 50.- <i>Desempeño obtenido en el muro MB-1, frente a un sismo ocasional</i>	76
Figura 51.- <i>Desempeño obtenido en el muro MB-1, frente a un sismo raro</i>	76
Figura 52.- <i>Desempeño obtenido en el muro MB-1, frente a un sismo muy raro</i>	77
Figura 53.- <i>Desempeño obtenido en el muro MB-6, frente a un sismo ocasional</i>	77
Figura 54.- <i>Desempeño obtenido en el muro MB-6, frente a un sismo raro</i>	78
Figura 55.- <i>Desempeño obtenido en el muro MB-6, frente a un sismo muy raro</i>	78
Figura 56.- <i>Desempeño obtenido en el muro MC, frente a un sismo ocasional</i>	79
Figura 57.- <i>Desempeño obtenido en el muro MC, frente a un sismo raro</i>	79
Figura 58.- <i>Desempeño obtenido en el muro MC, frente a un sismo muy raro</i>	80
Figura 59.- <i>Niveles de desempeño en muro MA-1</i>	83
Figura 60.- <i>Niveles de desempeño en muro MA-6</i>	85
Figura 61.- <i>Niveles de desempeño en muro MB-1</i>	87
Figura 62.- <i>Niveles de desempeño en muro MB-6</i>	89
Figura 63.- <i>Niveles de desempeño en muro MC</i>	91

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.- <i>Niveles de desempeño según SEAOC</i>	9
Tabla 2.- <i>Matriz de desempeño para una edificación, según su comportamiento estructural y no estructural</i>	12
Tabla 3.- <i>Nivel de amenaza sísmica para distintos periodos de retorno (SEAOC)</i>	13
Tabla 4.- <i>Nivel de amenaza sísmica para distintos periodos de retorno (ATC-40)</i>	15
Tabla 5.- <i>Objetivos de desempeño para edificios según su importancia</i>	16
Tabla 6.- <i>Matriz de objetivos de desempeño para una edificación, según su comportamiento estructural y los niveles de sismo</i>	16
Tabla 7.- <i>Matriz de objetivo de desempeño para una edificación convencional</i>	17
Tabla 8.- <i>Tabla para hallar los valores del factor modificador</i>	34
Tabla 9.- <i>Tabla de valores mínimos para SRa y SRv</i>	35
Tabla 10.- <i>Relación de especímenes de ensayo, muros con citara (MA) y con diagonal (MB)</i>	41
Tabla 11.- <i>Valores del factor Z para los niveles de sismo Ocasional, Raro y Muy raro</i>	48
Tabla 12.- <i>Clasificación de los perfiles de suelo</i>	48
Tabla 13.- <i>Factores de amplificación del suelo "S"</i>	49
Tabla 14.- <i>Periodos "Tp" y "Tl"</i>	49
Tabla 15.- <i>Factor de amplificación sísmica "C"</i>	49
Tabla 16.- <i>Materiales y dimensiones presentes en los muros con citara (MA)</i>	53
Tabla 17.- <i>Metrado de los muros con citara (MA)</i>	53
Tabla 18.- <i>Materiales y dimensiones presentes en el muro original (MC)</i>	54
Tabla 19.- <i>Metrado del muro original (MC)</i>	54
Tabla 20.- <i>Materiales y dimensiones presentes en el muro con diagonal (MB)</i>	55
Tabla 21.- <i>Metrado del muro con diagonal (MB)</i>	55
Tabla 22.- <i>Factores dinámicos para muro MA-1, según los modelos propuestos</i>	60
Tabla 23.- <i>Factores dinámicos para muro MA-6, según los modelos propuestos</i>	61
Tabla 24.- <i>Factores dinámicos para muro MB-1</i>	61
Tabla 25.- <i>Factores dinámicos para muro MB-6</i>	61
Tabla 26.- <i>Factores dinámicos para muro MC, según los modelos propuestos</i>	61
Tabla 27.- <i>Resumen de los factores dinámicos obtenidos para cada muro de quincha</i>	61
Tabla 28.- <i>Funciones matemáticas que representan el comportamiento del muro MA-1, según su curva de capacidad</i>	62
Tabla 29.- <i>Procedimiento para hallar el punto de cambio de pendiente de la curva bilineal, según FEMA-356</i>	63
Tabla 30.- <i>Función elegida para representar la curva de capacidad del muro MA-6</i>	64
Tabla 31.- <i>Valores de la curva bilineal y ecuación de las rectas L1 y L2 en el modelo bilineal del muro MA-6</i>	64
Tabla 32.- <i>Función elegida para representar la curva de capacidad del muro MB-1</i>	65
Tabla 33.- <i>Valores de la curva bilineal y ecuación de las rectas L1 y L2 en el modelo bilineal del muro MB-1</i>	65
Tabla 34.- <i>Función elegida para representar la curva de capacidad del muro MB-6</i>	66
Tabla 35.- <i>Valores de la curva bilineal y ecuación de las rectas L1 y L2 en el modelo bilineal del muro MB-6</i>	66
Tabla 36.- <i>Función elegida para representar la curva de capacidad del muro MC</i>	67
Tabla 37.- <i>Valores de la curva bilineal y ecuación de las rectas L1 y L2 en el modelo bilineal del muro MC</i>	67
Tabla 38.- <i>Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MA-1</i>	71
Tabla 39.- <i>Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MA-6</i>	71

Tabla 40.- <i>Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MB-1</i>	71
Tabla 41.- <i>Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MB-6</i>	72
Tabla 42.- <i>Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MC</i>	72
Tabla 43.- <i>Tabla resumen de los resultados obtenidos a través del método del espectro de capacidad en todos los muros de quincha</i>	81



CAPÍTULO I - MARCO INTRODUCTORIO

1.1. Introducción

En la costa del Perú, la construcción en épocas del virreinato consistió primordialmente en el uso de la quincha y el adobe como materiales de construcción. Tras la llegada de los españoles al Perú en 1532, se inició la sustitución de edificaciones de tierra, con materiales como el adobe o tapial, por construcciones hechas en ladrillo y piedra con la intención de recrear la construcción de una ciudad digna y majestuosa que estuviese a la altura de una capital del Virreinato (Schilder, 2000). Sin embargo, luego del terremoto sucedido en Lima en 1699, las autoridades establecieron que se retomaría el sistema de construcción utilizado previamente a la llegada de los españoles, el cual convenía por ser más liviano y caracterizado por ser a base de caña, madera y barro; la quincha. También se empezó a limitar el uso del adobe al primer nivel, usando un segundo y hasta un tercer nivel de quincha (Linder, 2002).

La proliferación masiva del uso de la quincha como sistema constructivo en la costa del Perú partió de un lamentable hecho histórico, el sismo de Lima de 1746, catalogado como el evento sísmico de mayor intensidad ocurrido en Lima hasta la fecha. Este fenómeno no es único o insólito pues la costa occidental de América del Sur se caracteriza por ser uno de los lugares de mayor sismicidad en el mundo debido al proceso de subducción que ocurre entre la placa oceánica bajo la continental. Esta interacción genera terremotos de magnitud elevada con relativa frecuencia en estas zonas (Tavera & Buforn, 1998).

Conociendo la gran predisposición sísmica del Perú, aún más en la zona costera del país, es importante conocer el comportamiento de cualquier estructura frente a demandas sísmicas, como también conocer el desempeño de las estructuras históricas ya que poseen muchos años de antigüedad y fueron diseñadas y construidas en tiempos de menor desarrollo tecnológico e ingenieril.

Es así que el principal objetivo de este trabajo es poder conocer el comportamiento sísmico del sistema estructural de los muros de quincha tradicional, por medio de procedimientos cuantitativos y a través del método del espectro de

capacidad, pues a pesar de haberse realizado numerosos estudios sísmicos en paneles de quincha, las conclusiones que se han formulado han sido fundamentalmente cualitativas (ej. ver: Blondet et al. 1986, Torrealva & Muñoz 1987, Ortiz et al. 1990, Bariola et al. 1990, Tesis grado: Ortiz 1990, Alberca 1990, Tesis maestría: Figueroa 1991)

Finalmente, otro de los objetivos que se plantea en el presente trabajo de tesis es reconocer el desempeño del sistema estructural de los muros de quincha tradicionales frente a sollicitaciones sísmicas con el fin de poder prever, aprovechar y mejorar los métodos de evaluación sísmica de estructuras históricas, dado que no es posible aplicar los criterios de los códigos modernos que se enfocan en construcciones nuevas.

1.2. Planteamiento del problema

América del Sur está localizado en una de las regiones de mayor sismicidad en el mundo, conocido como el Cinturón Circumpacífico o Cinturón de Fuego del Pacífico. Este lugar experimenta más del 85% de la liberación de energía que realiza la Tierra en forma de movimientos sísmicos y/o erupciones volcánicas (Tavera, 2001).

El Perú forma parte de este territorio y la alta predisposición sísmica presente en esta región se debe a la colisión entre las placas de Nazca y Sudamericana. Este choque entre placas origina un fenómeno denominado como subducción; la placa de Nazca se introduce por debajo de la Sudamericana, liberando grandes cantidades de energía en forma de ondas sísmicas.

Entonces, el Perú no es solo un país con alta predisposición a los movimientos sísmicos, sino también es un país con poca preparación para enfrentarlos. Por ejemplo, a pesar que en los últimos 50 años han ocurrido sismos de intensidad moderada, los daños materiales y humanos han sido considerables debido al alto grado de vulnerabilidad de sus construcciones, edificaciones. A continuación se detallan algunos de los sismos ocurridos en el Perú en los últimos 50 años: Ancash (1970) con una magnitud de 7.7 grados Richter, Lima (1974) con una magnitud de 7.5 grados Richter, Rioja (1990) con una magnitud de 7.0 grados Richter, Moyobamba (1991) con una magnitud de 6.5 grados Richter, Nazca (1996) con una magnitud de 6.5 grados Richter, Arequipa (2001) con una magnitud de 6.9 grados Richter y 8.4 de magnitud

Momento, Lamas (2005) con una magnitud de 7 grados Richter y finalmente Pisco (2007), con una magnitud de 7 grados Richter (Santana, 2012).

Por lo tanto, considerando que el peligro sísmico es la predisposición de una región a los movimientos telúricos, es de suma importancia conocer tanto este peligro sísmico como la vulnerabilidad de las construcciones típicas del territorio. Esto se logra a través de un estudio sísmico o análisis sísmico, para lo cual existen distintos métodos que aplicado a simplificaciones del comportamiento estructural, buscan asemejar y comprender el comportamiento real de la estructura.

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Verificar de forma cuantitativa que el sistema estructural de los muros de quincha, construidos con las técnicas y los materiales tradicionales, es adecuado para resistir solicitaciones sísmicas y reconocer su desempeño.

1.3.2. Objetivos específicos

Construir las curvas de capacidad de dos tipos de paneles de quincha que han sido ensayados en el laboratorio de estructuras de la PUCP, bajo carga cíclica horizontal para distintos niveles de carga vertical; adicionalmente, se añadirá un panel original extraído directamente de una casona típica del Centro Histórico de Lima. Asimismo, calcular las características dinámicas de cada panel para poder realizar el espectro de capacidad y representar las demandas sísmicas como espectros de respuesta. Finalmente, representar ambos espectros en un mismo gráfico con el fin de conocer el desempeño que la estructura presentará frente a distintos sismos de diseño, representados por el espectro de demanda.

1.4. Hipótesis de la investigación

Es ampliamente aceptado, aunque de forma cualitativa, que el sistema estructural de muros de quincha posee un adecuado desempeño sismorresistente debido a la gran flexibilidad y baja masa que poseen. Esta capacidad sismorresistente se evidencia en la permanencia de estas estructuras en lugares como el Centro Histórico de Lima, donde las casonas con un primer piso de adobe y un segundo piso de quincha, han

sobrevivido luego de haber sufrido sismos de intensidad considerable a lo largo de su historia.

1.5. Justificación de la investigación

En un país sísmicamente activo como el Perú, es necesario conocer la vulnerabilidad del sistema estructural de aquellos materiales típicos de la región: concreto armado, mampostería de albañilería, mampostería de adobe, configuraciones de acero, configuraciones de caña o quincha, etc.

En el caso de esta tesis de investigación, se ha optado por realizar el análisis sísmico del sistema estructural de los muros de quincha tradicional, por tratarse de un material extensamente utilizado durante el periodo republicano y colonial, del cual quedan aún muchas estructuras en pie. Entonces, se hace imprescindible conocer el estado de estas estructuras y reconocer la fragilidad que tendrán frente a futuros movimientos sísmicos, con el fin de brindar un apropiado mantenimiento y monitoreo, o incluso, realizar alguna intervención.

1.6. Antecedentes de la investigación

Existen numerosos trabajos de investigación que han desarrollado métodos y técnicas de análisis sísmico para cualquier tipo de estructuras. Actualmente, el desarrollo de la tecnología y los programas de computación han permitido que los profesionales en temas de vulnerabilidad estructural simplifiquen, pero a la vez ajusten, los modelos empleados para que se asemejen cada vez más al comportamiento real.

Es entonces que la aplicación de métodos que permitan conocer la respuesta de una estructura frente a demandas sísmicas se ha hecho más accesible, y con ello, más frecuente en estos tiempos. Sin embargo, estos métodos son frecuentemente aplicados en estructuras nuevas, de materiales modernos como el concreto armado, la albañilería de mampostería, etc.

Existen algunas investigaciones enfocadas en materiales tradicionales. Uno de estos trabajos y fuente de inspiración para realizar el presente trabajo de tesis corresponde a la evaluación del comportamiento sísmico de marcos de madera

tradicional, comunes en la región otomana, denominada “himiş” (Aktaş & Türer, 2015).

Las casas tradicionales de la región otomana, están compuestas por un marco de madera que funciona como sistema de soporte de cargas, junto a un arreglo de mampostería en la parte inferior del marco; a este arreglo se le denomina himiş. Dependiendo de la región, existen distintos tipos de materiales de revestimiento y/o de relleno; sin embargo, todos conservan los mismos principios de forma y diseño. Es así que la investigación realizada por Aktaş & Türer, se motivó en el hecho de que los marcos himiş poseían la reputación de ser estructuras sísmicamente confiables basadas, únicamente, en la observación post-desastre; y no existía algún trabajo experimental que apoyara esta conclusión. Por esta razón, los autores utilizan el método del espectro de capacidad para poder conocer el comportamiento sísmico de los marcos himiş.

Es así que el presente trabajo busca desarrollar un estudio sobre el comportamiento sísmico de un material tradicional, utilizado ampliamente durante el periodo colonial y republicano del Perú, la quincha tradicional. Se utilizará, de manera similar al trabajo realizado por Aktaş & Türer, el método del espectro de capacidad. Para ello, se hará uso de los resultados obtenidos por la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y el Instituto Getty de Conservación (CGI), dentro del marco del proyecto “Seismic Retrofitting Project”.

1.7. Antecedentes del comportamiento sísmico de la quincha tradicional

La quincha está conformada por una estructura de madera rellena con barro, aunque otras veces se usan piedras u otros materiales. El muro posee un entramado de cañas dobles, comúnmente caña brava, colocadas en sentido vertical y horizontal para evitar la deformación de la estructura de madera (Chácara, 2013). Esta estructura consta de elementos verticales (postes) que se apoyan directamente sobre los muros de adobe, y de elementos horizontales (soleras), conectadas con los postes con caja y espiga.

El comportamiento lateral de estos muros es difícil de predecir ya que, por un lado, hay escasa investigación respecto a este sistema, y por otro, las características

mecánicas de los materiales que acompañan al entablado de madera son muy variables y difíciles de obtener (Quinn et al., 2016).

Sin embargo, se ha podido obtener valiosa información de la escasa literatura disponible; un ejemplo de lo mencionado es el trabajo de investigación llevado a cabo por Torrealva & Muñoz (1987). El trabajo que desarrollaron consistió en ensayar un módulo de adobe y quincha sobre una mesa vibradora. Las conclusiones que se obtuvieron mostraban que la rigidez que trabaja, bajo la acción de un movimiento en la base de la estructura, proviene, esencialmente, de los muros ubicados en el plano paralelo a la dirección del movimiento y el aporte de los muros ubicados de forma transversal, es casi nula.

El instituto de investigación Getty, también ha realizado valiosos trabajos de investigación en quincha. Se realizaron ensayos en 3 paredes de quincha bajo la aplicación lenta de cargas laterales junto a cargas verticales que simulen el peso del techo. También se ensayó un módulo de quincha de dimensiones características (Bariola et al., 1990).

Los ensayos a los muros mostraron que los especímenes eran capaces de sufrir deformaciones bastante altas, sin darse daños importantes ni perder resistencia. Asimismo, se observó que en todos los mecanismos de falla se apreció como parte del fenómeno la separación del tarrajeo y la estera. En cuanto el ensayo realizado al módulo de quincha, la falla se ocasionó debido al desprendimiento del barro de la estera, lo cual se consideró como un punto crítico del sistema; sin embargo, no hubieron daños importantes en los muros transversales debido a que el techo constituyó una restricción efectiva al desplazamiento de las paredes transversales.

Finalmente, la investigación concluye que el tarrajeo de tierra resiste fuerzas laterales, mientras la madera resiste el peso de la estructura; además, se estima que la caña no cumple una función estructural ya que la adherencia entre el barro y la estera es un punto crítico del sistema.

CAPÍTULO II - MARCO TEÓRICO DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO

2.1. Acercamiento al tema

Hace ya algunas décadas, los sismos evidenciaron la limitación del enfoque utilizado en muchas de las normas de diseño sísmico alrededor del mundo. Por aquellos años no había una diferencia entre los conceptos de resistencia y desempeño estructural (Bonett, 2003). Actualmente, estos conceptos han sido diferenciados y se sabe que no necesariamente un incremento en la resistencia total de la estructura significa una reducción del daño luego de un evento sísmico.

Estas lecciones han permitido que en el transcurso de los años se desarrollen propuestas que intenten salvaguardar la vida y reducir el daño de las estructuras durante un terremoto, a través de la elección de un desempeño ideal según la importancia de la edificación y por medio de diferentes niveles de peligro (Muñoz, 2001). Si bien estos conceptos se han desarrollado por distintas entidades a lo largo de los años, las principales propuestas respecto a la ingeniería basada en el desempeño vienen de las recomendaciones de dos comités principalmente, el ATC 40 (Comartin & Niewiarowski, 1996) y el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Es importante recalcar que estas entidades proponen metodologías de diseño de estructuras, cuyas recomendaciones son válidas en la aplicación de análisis sísmicos basados, también, en el desempeño.

2.2. Niveles de desempeño de una estructura

El nivel de desempeño que se espera tenga la estructura en un evento sísmico describe un estado límite de daño, quiere decir, establece una condición aceptable de la estructura respecto a los daños que haya sufrido, la funcionalidad post evento sísmico y la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes. Estos niveles de desempeño se basan en términos de opinión pública de los habitantes y, también, bajo un criterio técnico-ingenieril (deterioro, degradación de elementos estructurales y no estructurales, etc.)

2.2.1. Propuesta del SEAOC (Comité Vision 2000)

El Comité VISION 2000 identifica como niveles de desempeño los siguientes calificadores.

Primero, el comportamiento óptimo de la estructura es cuando se encuentra “Totalmente Operativo”. La estructura no presenta daños estructurales y en caso existiese daños en elementos no estructurales, estos son mínimos. La edificación permanece totalmente segura con todos los servicios funcionales y disponibles.

Luego, se presenta el estado “Operativo”, donde los daños presentes son moderados en elementos no estructurales y podría generarse daños leves en la estructura. No se ha comprometido la seguridad de la edificación, por lo que es posible realizar reparaciones. De igual manera, los servicios deberían permanecer disponibles, salvo algún daño en elementos no estructurales que interrumpa de forma parcial ciertas funciones.

También se encuentra el estado “Seguridad”, donde existen daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. Existe una reducción en la rigidez lateral de la estructura; sin embargo, aún no se espera que la edificación colapse. La reparación de la estructura puede que no sea económicamente viable.

Finalmente, el estado “Próximo al Colapso”, indica la pérdida total o parcial de la rigidez lateral y de la capacidad de resistencia, comprometiendo a la estructura. A pesar que los elementos que soportan cargas verticales continúan en funcionamiento, se recomienda desocupar la estructura pues el colapso es inminente. No existe forma de reparación que sea económicamente viable, por lo que se recomienda la demolición.

Tabla 1.- Niveles de desempeño según SEAOC

Condiciones de desempeño	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad	Próximo al Colapso
Daño estructural	Ninguno - leve	Leve	Moderado - comprometido	Muy comprometido
Resistencia / Rigidez	Intacta	Ligeramente modificada	Reducida (pérdida parcial)	Pérdida parcial - total
Daño no estructural	Leve	Leve - moderado	Moderado - comprometido	Muy comprometido
Seguridad	Íntegra	No está comprometida	Comprometida, utilizable	Comprometida, no ocupar
Servicios	Completamente disponibles	Disponibles	Comprometidos	Interrumpidos
Reparaciones	No es necesario	Se puede realizar	Realizable, costosa	No es posible reparar

FUENTE: Adaptado del SEAOC

2.2.2. Propuesta del ATC 40

El Comité del ATC 40, también presenta niveles de desempeño; sin embargo, la propuesta distingue el estado de daño sobre los componentes estructurales frente a los no estructurales, donde se considera ambos criterios para definir un nivel de desempeño global.

2.2.2.1. Nivel de desempeño estructural

Se definen estados de daño límite e intermedios para los niveles de desempeño en los elementos estructurales. Los estados de daño límite delimitan condiciones de daño discretos que pueden ser usados directamente para procedimientos de evaluación o rehabilitación, mientras que los estados de daño intermedio son indicadores importantes que permiten referenciar directamente a una gran variedad de niveles de desempeño en edificios, los cuales son útiles para iniciar trabajos de evaluación y rehabilitación. Estos estados son representados por las siglas SP-n, por las siglas en inglés “Structural Performance”.

El primero estado límite es el de Ocupación Inmediata (SP-1), que describe el estado de la estructura cuando los daños son mínimos. La resistencia permanece prácticamente intacta, no hay pérdidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

Luego, el estado Daño Controlado (SP-2) corresponde a un estado de rango intermedio, donde la vida de los ocupantes no está en peligro pero es posible que su salud se vea afectada.

El estado límite Seguridad (SP-3) describe una fase en el que la integridad de los elementos estructurales se ha visto comprometida, sin embargo, la estabilidad y seguridad de estos aún se mantienen. Existe un grado de amenaza a la vida de los ocupantes, e incluso puede haber afectados, tanto dentro, como fuera de la edificación. La reparación estructural resultaría demasiado costosa.

El segundo estado intermedio es el de Seguridad Limitada (SP-4), que indica un alto peligro para los ocupantes y donde se requiere de reforzamiento estructural para garantizar el nivel de seguridad.

El último estado límite es el de Estabilidad Estructural (SP-5) y corresponde a la fase en el que la estructura está muy cerca de experimentar un colapso, sea parcial o total. Existe una pérdida de rigidez y resistencia debido a los daños sustanciales en los elementos que componen la estructura del edificio. La reparación estructural resultaría técnica y económicamente inviable.

Finalmente, existe una fase que no corresponde a un estado límite ni a un estado intermedio, denominado como No Considerado (SP-6). Este no describe un nivel de desempeño estructural sino que sirve de indicador en las situaciones donde solo se realiza la evaluación o rehabilitación de los componentes no estructurales.

2.2.2.2. Nivel de desempeño no estructural

Son cuatro niveles de desempeño que considera el comité ATC 40 para clasificar el desempeño de los elementos no estructurales, estos estados se representan por las siglas “NP-n”, por las siglas en inglés correspondientes a “Non-structural Performance”.

El primero de ellos, se denomina como Operativo (NP-A) y detalla que los elementos no estructurales deberían continuar en su sitio y funcionando de manera normal, aunque podría presentarse el caso donde algún servicio externo no esté disponible completamente.

El segundo nivel de desempeño es el de Ocupación Inmediata (NP-B), donde podrían producirse pequeñas interrupciones debido al movimiento y daño de algunos componentes en equipos, maquinaria y otros elementos no estructurales; sin embargo, esto no debería limitar el funcionamiento global.

Luego, se considera el nivel de Seguridad (NP-C), el cual corresponde al estado donde los elementos no estructurales podrían sufrir daños considerables sin colapso o caída de componentes pesados, tanto dentro como fuera de la edificación, que puedan causar daños o lesiones. Se espera también que equipos como muebles o maquinarias sean seriamente afectados, por lo que deberían ser reparados o reemplazados. Hay poco riesgo contra la vida de las personas que ocupan la edificación debido a daño de componentes no estructurales.

Después, sigue el nivel de Amenaza Reducida (NP-D), donde pueden ocurrir daños severos en los elementos no estructurales sin que componentes y sistemas de gran peso y dimensión causen lesiones debido a su caída o colapso. Serios daños o lesiones podrían ocurrir como acontecimientos aislados, pero de manera general, el riesgo de poner en peligro la integridad de un grupo mayor de personas es bajo.

Finalmente, se considera nuevamente un nivel denominado como No Considerado (NP-E), el cual no es un nivel de desempeño no estructural, más bien es un indicador que designa casos en los que los elementos no estructurales no son evaluados a menos que existe un efecto directo con la respuesta estructural de la edificación; por ejemplo, el colapso de un muro de mampostería.

2.2.2.3. Nivel de desempeño global

Como se mencionó en párrafos anteriores, el ATC 40 realiza una combinación de los niveles de desempeños estructurales y no estructurales para definir el nivel de desempeño global de la edificación.

En primer lugar, está el desempeño Operacional (1-A) de la edificación, que combina un nivel de Ocupación Inmediata del desempeño estructural y un nivel Operacional del desempeño no estructural. Este estado es asociado con un estado de funcionalidad pues no es necesario realizar reparaciones, ni se impide la ocupación del edificio.

Luego, se considera el nivel de Ocupación Inmediata (1-B) como la combinación de un nivel de Ocupación Inmediata en el desempeño estructural y no estructural. En este estado se espera que la edificación pueda seguir en estado funcional con algunos daños en servicios secundarios, los cuales pueden ser reparados de forma inmediata. Es el criterio más usado para el diseño de edificaciones esenciales.

Después, se atribuye el desempeño de Seguridad de Vida (3-C) a la combinación del desempeño Seguridad en los elementos estructurales y no estructurales. Este estado corresponde a un nivel donde las probabilidades de atentar contra la vida de los ocupantes son bajas. Se presentan daños en elementos estructurales, pero estos son limitados; así como también, elementos no estructurales pueden fallar, sin comprometer la seguridad de los ocupantes (fachadas, acabados, etc.)

Por último, el nivel de desempeño más utilizado para el diseño de edificaciones nuevas denominado como Estabilidad Estructural (5-E). En esta fase, la resistencia de cargas laterales está en un límite muy peligroso como para que existan ocupantes en la edificación. A pesar que el sistema que soporta cargas verticales aún se mantiene en pie, las probabilidades de colapso de la edificación son altas.

Tabla 2.- Matriz de desempeño para una edificación, según su comportamiento estructural y no estructural

	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Daño Controlado	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplica

FUENTE: adaptado de ATC-40

La matriz de desempeño se resume en la tabla 2 donde se muestran las posibles combinaciones, pero se destacan los cuatro niveles de desempeño más utilizados, explicados anteriormente. Además se define NR como una combinación no recomendada por la ATC-40.

2.3. Niveles de amenaza sísmica

Un nivel de amenaza sísmica, o peligro sísmico, puede ser expresada de dos formas; desde un criterio determinístico o desde uno probabilístico. En términos determinísticos, se considera un único valor, el máximo valor registrado de la variable que caracteriza la amenaza sísmica (movimiento, aceleración, magnitud, etc.). En el enfoque probabilístico se especifica el valor de esta variable asociada, más bien, a una probabilidad de excedencia (P_{max}) en el tiempo de vida (t) de la estructura; también puede estar asociada al periodo de retorno del evento sísmico (T_r).

2.3.1. Propuesta del SEAOC (Comité Vision 2000)

El Comité VISION 2000 propone cuatro niveles de amenaza sísmica según su periodo de retorno (T_r) o, lo que vendría a significar lo mismo, según la probabilidad de excedencia junto al tiempo de vida de la estructura (P_{max} , t). Estos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3.- Nivel de amenaza sísmica para distintos periodos de retorno (SEAOC)

Clasificación del movimiento sísmico	Periodo de retorno del evento sísmico (T_r)	Probabilidad de excedencia y tiempo de vida de la estructura (P_{max} , t)
Frecuente	43 años	50% en 30 años de vida
Ocasional	72 años	50% en 50 años de vida
Raro	475 años	10% en 50 años de vida
Muy raro	970 años	10% en 100 años de vida

Fuente: adaptado de SEAOC

El periodo de retorno (T_r) es el número de años promedio que deberían pasar para que se llegue a igualar o superar el valor que cuantifica la amenaza sísmica. Por otro lado, la probabilidad de excedencia es un parámetro estadístico de la posibilidad de superar el valor que cuantifica el peligro sísmico, en un tiempo específico, como el tiempo de vida de una edificación.

Es posible definir un nivel de intensidad sísmica por el valor característico de su periodo de retorno, como también, por el valor de la probabilidad que tenga de ser excedido. Esto es posible, ya que el periodo de retorno del evento sísmico está ligado con la probabilidad de excedencia según;

$$P_{max}(A > a) = 1 - e^{-\frac{t}{Tr}}$$

Donde, $P_{max}(A > a)$ es la probabilidad de que el evento “A” (con periodo de retorno Tr) exceda un valor determinado “a”, que cuantifica el peligro sísmico (comúnmente se utiliza el valor de la aceleración del suelo) en un periodo de tiempo fijo (t), que puede ser el tiempo de vida de la estructura.

2.3.2. Propuesta del ATC 40

Por otro lado, el ATC-40 define tres niveles de movimientos para cuantificar la amenaza sísmica.

El primero de ellos se denomina Sismo de servicio (SE-Service Earthquake) y corresponde a una intensidad entre baja a moderada, con una probabilidad de excedencia de 50% junto a un tiempo de vida de 50 años, quiere decir que el periodo de retorno característico es de 72 años aproximadamente. Se establece que este sismo es de ocurrencia ocasional (sismo ocasional, según los parámetros del SEAOC) pues puede ocurrir más de una vez durante el tiempo en el que la estructura esté expuesta a estos movimientos.

El siguiente nivel sísmico que propone el ATC-40 es el sismo de diseño (DE-Design Earthquake) y representa un movimiento asociado a una probabilidad de excedencia de 10%, con un tiempo de vida de 50 años ($Tr=475$ años aproximadamente). La intensidad que se le atribuye es de moderada a severa y su ocurrencia es poco frecuente (sismo raro, según los parámetros del SEAOC) ya que se espera que ocurra al menos una vez en la vida de la construcción. Es el nivel de peligro sísmico que comúnmente se utiliza en los códigos de diseño de estructuras convencionales.

Finalmente, se define el sismo máximo (ME-Maximum Earthquake) como uno de intensidad entre severo y muy severo, de muy rara ocurrencia (similar al sismo muy raro del SEAOC). El movimiento que genera se asocia a una probabilidad de

excedencia de 5% en un periodo de tiempo de 50 años ($T_r=975$ años). Los códigos utilizan, generalmente, este nivel de sismo para el diseño de estructuras esenciales.

Para resumir los niveles de amenaza sísmica que propone el comité ATC-40, se muestra la siguiente tabla con las características más importantes para cada nivel de amenaza sísmica.

Tabla 4.- Nivel de amenaza sísmica para distintos periodos de retorno (ATC-40)

Clasificación del movimiento sísmico	Periodo de retorno (T_r)	Probabilidad de excedencia y tiempo de vida de la estructura (P_{max}, t)	Intensidad
Sismo de servicio (SE)	72 años	50% en 50 años de vida	Baja a moderada
Sismo de diseño (DE)	475 años	10% en 50 años de vida	Moderada a severa
Sismo máximo (ME)	975 años	5% en 50 años de vida	Severa a muy severa

Fuente: adaptada de ATC-40

2.4. Objetivos de desempeño de una estructura

El desempeño que debe tener una construcción frente a un sismo depende del comportamiento que exhibirá la edificación respecto al nivel de intensidad sísmica que afronte. Es por ello que el desempeño dependerá del nivel de la amenaza sísmica, y del estado de la estructura tras el movimiento, por lo que dependerá también de factores como la ocupación, importancia, aspectos económicos, etc.; en pocas palabras, es función de la importancia global de la estructura.

2.4.1. Propuesta del SEAOC (Comité Vision 2000)

El Comité VISION 2000 clasifica a las estructuras en tres grupos según la importancia que tengan durante y después del sismo.

El primer grupo corresponde a las estructuras básicas (E.B.), como por ejemplo viviendas, complejos residenciales, edificios de oficinas, etc. El segundo grupo, son las estructuras esenciales (E.E.), las cuales se encargarían de asistir las necesidades de las personas tras el evento sísmico, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policías, centros de control de emergencias, etc. Finalmente, están las estructuras críticas (E.C.) que se caracterizan por contener materiales peligrosos que podrían amenazar la seguridad de un amplio sector de una comunidad.

A continuación se presenta un cuadro que permite visualizar el desempeño mínimo que deben tener estos tipos de edificaciones. Los casilleros en blanco representan un comportamiento inaceptable para cualquier grupo de edificios.

Tabla 5.- *Objetivos de desempeño para edificios según su importancia*

Niveles de sismo	Totalmente operativo	Operativo	Seguridad	Próximo al colapso
Sismo frecuente (45 años)	E.B.	-	-	-
Sismo ocasional (75 años)	E.E.	E.B.	-	-
Sismo raro (475 años)	E.C.	E.E.	E.B.	-
Sismo muy raro (970 años)	E.C.	E.C.	E.E.	E.B.

Fuente: adaptado de SEAOC

2.4.2. Propuesta del ATC 40

Por otra parte, el ATC-40 propone niveles de desempeño que dependen de factores funcionales, políticos, de costos, de preservación, entre otras. Esta propuesta permite plantear distintos objetivos de desempeño, basándose en combinaciones de niveles de desempeño estructural y niveles de amenaza sísmica.

Tabla 6.- *Matriz de objetivos de desempeño para una edificación, según su comportamiento estructural y los niveles de sismo*

	Operacional (1-A)	Ocupación inmediata (1-B)	Seguridad de vida (3-C)	Estabilidad estructural (5-E)
Sismo de servicio (SE)	✓	No aplicable	No aplicable	No aplicable
Sismo de diseño (DE)	✓	✓	✓	No aplicable
Sismo máximo (ME)	✓	✓	✓	✓

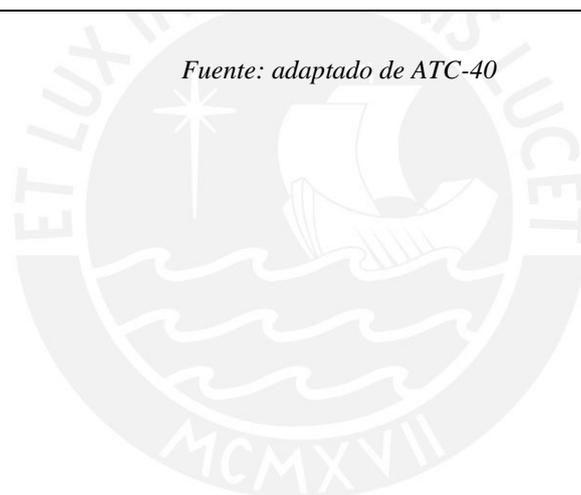
FUENTE: adaptado de ATC-40

Para estructuras convencionales, se proponen objetivos de seguridad básica donde se plantea que para un nivel de sismo de diseño, la estructura debería mantener un desempeño de Ocupación inmediata (1-B); mientras que para un sismo máximo, el desempeño esperado de Seguridad de vida (3-C), sería suficiente.

Tabla 7.- *Matriz de objetivo de desempeño para una edificación convencional*

	Operacional (1-A)	Ocupación inmediata (1-B)	Seguridad de vida (3-C)	Estabilidad estructural (5-E)
Sismo de servicio (SE)	✓	No aplicable	No aplicable	No aplicable
Sismo de diseño (DE)	✓	✓	No aplicable	No aplicable
Sismo máximo (ME)	✓	✓	✓	No aplicable

Fuente: adaptado de ATC-40



CAPÍTULO III - METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS SÍSMICO UTILIZANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC)

3.1. Generalidades del análisis sísmico de estructuras

Han pasado muchos años desde que se inició el estudio detallado del comportamiento de estructuras sometidas a acciones sísmicas. Los ingenieros, en su afán de conocer y comprender más sobre el comportamiento de las edificaciones, crearon herramientas de análisis cada vez más refinadas (Rodríguez, 2013).

En un inicio, se buscaba conocer la respuesta de la estructura en base a su resistencia; sin embargo, la experiencia ganada tras la ocurrencia de diversos sismos hizo que este criterio evolucionara y actualmente el criterio más aceptado, y el que es de mayor interés, corresponde a la respuesta basada en los desplazamientos. Es así que la Federal Emergency Management Agency, o FEMA, desarrolla en 1997 cuatro procedimientos de análisis sísmico de estructuras cuyo objetivo es apreciar la respuesta estructural tras la ocurrencia de un evento sísmico (Hansen, 2012).

El primero de ellos, es el Análisis estático lineal, conocido también como estático equivalente. Este consiste en la aplicación de cargas externas, que inducen una respuesta de la estructura como fuerzas internas y reacciones para lograr un estado de equilibrio. Este análisis realiza dos grandes suposiciones.

La primera de ellas es la suposición estática y consiste en que las cargas externas que se aplican son muy lentas de forma que alcanzarán sus magnitudes completas de forma gradual y a partir de aquel momento, estas serán constantes. Por lo tanto, es posible desprestigiar las fuerzas inerciales y amortiguadoras en la respuesta de la estructura, ya que al ser cargas muy lentas, la velocidad y aceleración son despreciables.

La última suposición que realiza el análisis estático lineal consiste en considerar los materiales como linealmente elásticos, quiere decir que cumplen con la Ley de Hook, por lo que el esfuerzo será directamente proporcional a la deformación unitaria.

El segundo procedimiento es el Análisis dinámico lineal. Este considera la frecuencia de la estructura debido a que la carga externa posee características dinámicas, quiere decir cambia con el tiempo, por lo que se debe de tener en cuenta las aceleraciones y velocidades del sistema excitado (estructura), lo cual supone reconocer que existen fuerzas de inercia y amortiguamiento.

Dentro del análisis dinámico lineal existen dos variantes según la herramienta que se utilice para representar la amenaza sísmica. El primero de ellos es el denominado “tiempo-historia” en el que se utilizan registros de aceleración del suelo en el tiempo y se logra conocer la respuesta estructural durante el tiempo de duración del evento sísmico.

La segunda variante del análisis dinámico lineal es el “espectro de respuesta” en donde se utilizan espectros de demanda (o respuesta) los cuales representan las máximas respuestas que tendría una estructura para un nivel de sismo específico. Se hace uso también de los modos de vibración del sistema que dependen del número de grados de libertad dinámica que posee la estructura. Finalmente, para poder obtener la respuesta global del sistema, se combinan los aportes de cada modo considerando que las respuestas máximas que se obtienen del análisis sísmico espectral no actúan de manera de manera simultánea, en cada dirección de análisis.

El tercer tipo de análisis es el Análisis estático no lineal, conocido también como pushover. Este procedimiento, utiliza sistemas equivalentes de un grado de libertad dinámico para modelar estructuras que poseen múltiples grados de libertad, permitiendo así comparar la capacidad resistente de la estructura con la demanda solicitada por algún evento externo.

El análisis consiste en colocar cargas gravitacionales en la estructura, produciendo deformaciones iniciales, luego actúan las cargas laterales y se incrementa el valor de estas hasta que se produzca la primera rótula plástica en el sistema, causando una redistribución de rigidez. De esta manera, se prosigue con el incremento de la carga lateral externa, hasta que la estructura colapse.

Finalmente, el cuarto y último tipo de análisis es el Análisis dinámico no lineal. Este se realiza cuando se conocen las propiedades de los materiales y cuando se hace

uso de registros de aceleración para predecir la respuesta del sistema, generalmente se busca conocer los desplazamientos de la estructura.

3.2. Generalidades del método del espectro de capacidad

Ahora que se conoce a grandes rasgos los tipos de análisis sísmicos, se puede desarrollar el procedimiento para realizar el método del espectro de capacidad, el cual es un método simplificado de análisis estático no lineal.

Fue propuesto en el año 1975 por Freeman como un procedimiento rápido que permitiera evaluar el riesgo sísmico. Con el transcurso de los años, este método empezó a ser utilizado para correlacionar los movimientos sísmicos con las inspecciones post evento sísmico que se hacían en las construcciones existentes (Bonett, 2003).

Sin embargo, actualmente este método busca determinar el punto de desempeño de la estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico, a través de un procedimiento que pretende representar de forma gráfica su capacidad y la demanda del sismo por medio de espectros, donde el punto de intersección es el punto de desempeño de la estructura frente a la amenaza sísmica (Comartin & Niewiarowski, 1996).

3.3. Curva de capacidad

3.3.1. Generalidades

La capacidad de una estructura se puede representar de forma gráfica a través de una curva de capacidad. Este esquema permite simbolizar y cuantificar la relación que existe entre la fuerza cortante basal, para cada nivel de desplazamiento en el punto más alto de la estructura.

Según Bonett (2013), la construcción de la curva de capacidad sirve para representar la respuesta del primer modo de la estructura, bajo la hipótesis de que el modo fundamental de vibración corresponde a la respuesta predominante del sistema. Sin embargo, también recalca, que esto es sólo cierto si el periodo de vibración de la estructura es menor que 1 segundo, por lo que para estructuras más flexibles, es importante considerar la influencia de otros modos.

3.3.2. Construcción de la curva de capacidad

La representación de la capacidad total de una estructura depende de las capacidades de resistencia y deformación de todos los elementos que componen la propia estructura. En tal caso, determinar la capacidad que va más allá de sus límites elásticos, requiere la aplicación de análisis no lineales.

Es así que para poder construir la curva de capacidad de una estructura se puede realizar un análisis estático no lineal o, también conocido como análisis “pushover”. Esta técnica es lo suficientemente eficiente para estudiar la capacidad de la estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales.

El procedimiento para construir la curva de capacidad ha sido desarrollado de distintas maneras para una variedad de metodologías, por lo que existen niveles de sofisticación (Fajardo, 2012); sin embargo, el método no es muy difícil de poner en práctica.

Se inicia por aplicar un patrón de acciones laterales de forma creciente y monótona hasta que un primer elemento de la estructura alcance un estado límite. Estas acciones laterales pueden ser distribuciones de carga o desplazamientos, según sea conveniente.

Existen distintas maneras de representar las fuerzas que se aplican en la estructura; entre ellas:

- Aplicar una fuerza horizontal en la parte más alta de la estructura, en caso sea de un solo nivel.
- Aplicar una distribución de fuerzas laterales a nivel de cada entrepiso, con la distribución que se considere apropiada (constante, lineal, parabólica, etc.).
- Aplicar fuerzas laterales a nivel de cada entrepiso, en proporción a sus masas y a la forma del modo fundamental del modelo elástico de la estructura.

En el caso que se elija representar las acciones incrementales como desplazamientos, estos deben obedecer al modo fundamental de la estructura (en caso de estructuras flexibles, se debe considerar otros modos de vibración, como se explicó anteriormente).

De esta manera, se realizan pequeños incrementos de las cargas o desplazamientos y se va computando los valores de fuerza cortante en la base vs el desplazamiento de la estructura en su parte más alta, hasta que suceda el colapso de la estructura.

3.3.3. Representación bilineal de la curva de capacidad

El MEC utiliza una representación bilineal de la curva de capacidad con el fin de estimar que modifican la demanda sísmica para representar la demanda inelástica sobre la estructura.

La manera de representar la curva de capacidad de forma bilineal, implica realizar un procedimiento gráfico sencillo. Sin embargo, se adelantará que los pasos a seguir resultan en un proceso iterativo de ensayo y error, por lo que el subíndice “i” denotará el número de iteración.

El procedimiento consiste en dibujar una línea recta que parta desde el origen de coordenadas (punto “O”), cuya pendiente sea igual a la rigidez inicial de la estructura en su rango elástico (K_i).

Entonces, se define un punto de coordenadas (d_{pi} , V_{pi}) (Punto “B”). Este punto representa el desempeño de prueba (por ser un procedimiento iterativo) de la estructura. Como se detallará más adelante, este punto de prueba resulta importante pues permite estimar el valor del amortiguamiento histerético (β_0), y la posterior reducción del espectro elástico.

Desde el punto “B”, se traza una línea que intersectará a la recta con pendiente igual a la rigidez elástica de la estructura en un punto “A” cuyas coordenadas serán (d_{yk} , V_{yk}). La pendiente que se estime en la recta \overline{AB} debe ser tal que las áreas que queden por debajo y por encima del espectro (A_1 y A_2) sean iguales. Dicha condición de áreas iguales se impone para que exista una equivalencia de energía entre la curva de capacidad y su representación bilineal.

Finalmente, la curva de capacidad queda representado en una forma bilineal con la unión de los puntos OAB.

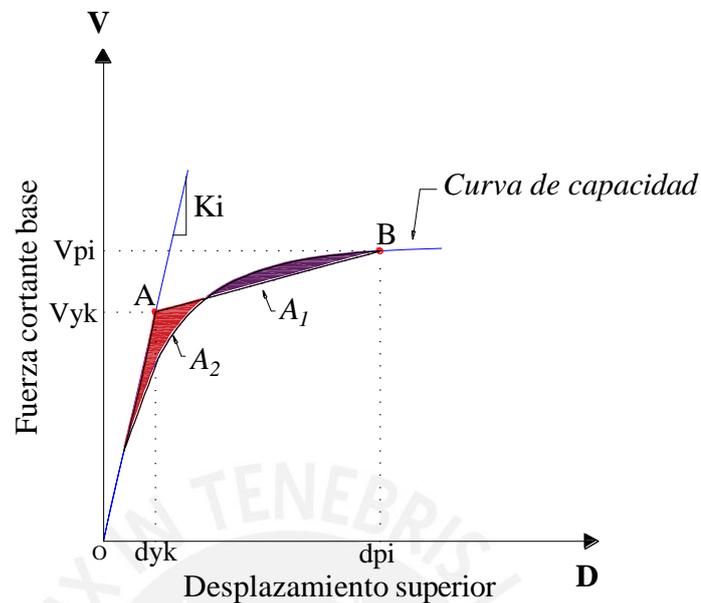


Figura 1.- Representación bilineal de la curva de capacidad

FUENTE: Propia

El procedimiento descrito previamente es el recomendado por el ATC-40; sin embargo, existen otros procedimientos que estiman de manera más sencilla y directa las rectas que representarían a la curva de capacidad.

El procedimiento propuesto por FEMA 356 para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional (Burgos, 2007). El presente trabajo adoptará dicho procedimiento con el fin de representar la curva de capacidad. A continuación se describe el procedimiento recomendado por FEMA 356.

1. De forma similar a lo recomendado por el ATC-40, se define un punto B, de coordenadas (x_i, y_i) . Este punto correspondería al desplazamiento y cortante basal último de la estructura.
2. Se calcula el área bajo la curva de capacidad (**Acurva**).
3. Se calcula la rigidez inicial de la estructura en su rango elástico (**Ko**).

4. Se estima un valor de V_y , cortante basal de fluencia, definiendo el punto A de coordenadas (x_k, y_k) , formando así la recta L1 de pendiente K_o . Este valor puede ser elegido de forma arbitraria pues será redefinido a través de un proceso iterativo en el que se busca mantener una equivalencia entre el área bajo la curva de capacidad real (**Acurva**) y el área bajo la equivalente bilineal (**Abilineal**).
5. Una vez supuesto la cortante basal de fluencia y_k , el proceso iterativo consiste en calcular el desplazamiento de fluencia x_k , a través de la ecuación de la recta L1:

$$x_k = \frac{y_k}{K_o}$$

6. Luego, se definen las ecuaciones de las rectas **L1** y **L2** y se calcula el área de la curva bilineal (**Abilineal**). Estas rectas pasan por los puntos O, A y A, B respectivamente, por lo que pueden ser representadas como:

$$L1: y = K_o * x$$

$$L2: y = m_2 * (x - x_i) + y_i$$

Donde:

$$m_2 = \frac{y_i - y_k}{x_i - x_k}$$

7. Se determina el error (%) que existe por haber considerado un valor arbitrario para la cortante basal de fluencia. Este error se calcula como:

$$error(\%) = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100$$

8. Si el error obtenido excede el nivel de tolerancia con el que se piensa trabajar, se debe repetir el proceso desde el punto 4 hasta el 7, considerando que la cortante basal de fluencia será:

$$y_k^{i+1} = \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} * y_k^i$$

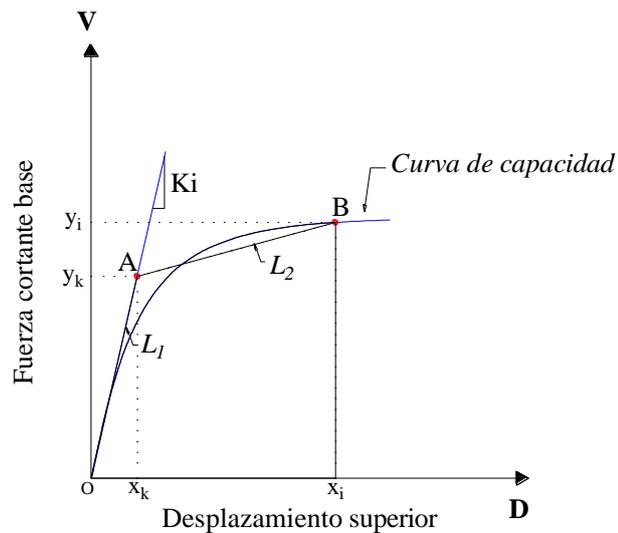


Figura 2.- Representación bilineal del espectro de capacidad (FEMA-356)

FUENTE: Propia

3.3.4. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad busca comparar de manera gráfica la capacidad de la estructura con el nivel de amenaza sísmica, por lo que trabaja en términos espectrales para representar tanto la capacidad como la demanda en un mismo gráfico.

Para ello, se utilizan las características dinámicas del modo más importante para representar a la estructura como un sistema de un grado de libertad. Estas características modifican las coordenadas de la curva de capacidad (cortante basal y desplazamiento en el techo), transformándolas en sus equivalentes espectrales.

El procedimiento que se utiliza para realizar la conversión es descrito a continuación.

En primer lugar, se obtiene la curva de capacidad de la estructura al realizar un análisis lineal estático o pushover. También es posible desarrollar la curva de capacidad de manera directa, por medio de ensayos de laboratorio. Esto se logra al cargar el panel con cargas de gravedad acompañadas de un conjunto de cargas laterales, registrando los valores de fuerza cortante en la base (V) y desplazamiento del techo (Δ_{techo}). (Freeman, 1998).

En segundo lugar, se calculan las características dinámicas de la estructura, usando un modelo de un grado de libertad dinámico para representar el modo traslacional y rotacional de la estructura en un espectro de aceleración (o carga por unidad de masa) vs desplazamiento. Estas características dinámicas son representadas por el factor de participación del primer modo (FP1) y el coeficiente de masa modal (α_1). (Mendoza, 2011).

$$FP_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i * \phi_{i1}}{g} \right) \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i * \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i * \phi_{i1}}{g} \right) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] * \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i * \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]}$$

Donde:

FP_1 = factor de participación modal para el modo fundamental

α_1 = coeficiente de masa modal para el modo fundamental

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

w_i = peso correspondiente al nivel "i"

ϕ_{i1} = coeficiente de forma modal del nivel "i", en el modo "1"

Después, se procede a convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad a través de los factores dinámicos cuyo gráfico será S_a (aceleración espectral) vs S_d (desplazamiento espectral). Estos factores permiten transformar la fuerza cortante en la base (V) y el desplazamiento del techo (Δ_{techo}), en los valores espectrales S_a y S_d .

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{FP_1 * \phi_{techo}}$$

Donde:

S_a = aceleración espectral

S_d = desplazamiento espectral

V = fuerza cortante en la base

W = peso de la estructura, en edificios: sumar una posible carga viva

Δ_{techo} = desplazamiento del techo

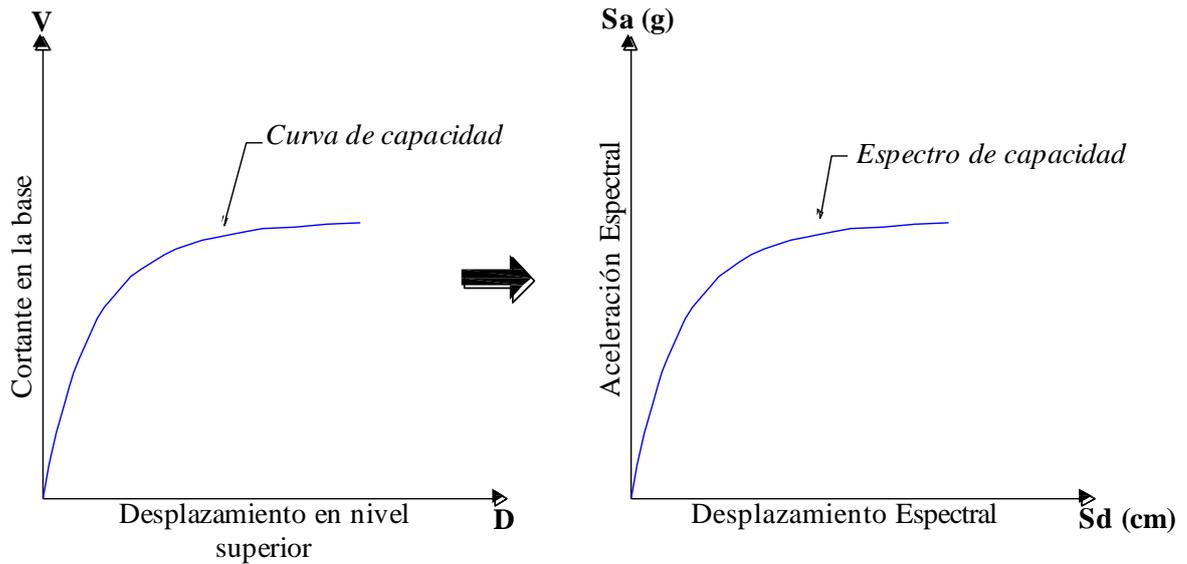


Figura 3.- Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad, por medio de sus características dinámicas

FUENTE: Propia

El procedimiento para desarrollar el espectro de capacidad descrito es válido para sistemas de varios grados de libertad, por ejemplo, un edificio de concreto armado de diversos niveles, donde el mayor porcentaje de la masa se concentra en los diafragmas del edificio. Sin embargo, el presente trabajo desarrolla el método del espectro de capacidad para muros de quincha, cuyo comportamiento es muy distinto al de un edificio moderno pues los muros no poseen masas concentradas.

Según Muñoz (2001), existen sistemas continuos que pueden ser representados usando modelos de un grado de libertad. Luego, para poder representar a la estructura mediante un modelo sencillo de un grado de libertad, debe suponerse que esta mantiene una configuración de deformación constante durante el movimiento sísmico. Dicha configuración es definida por una función denominada como “función de forma” ($\Psi(x)$).

La función de forma depende de la manera en la que el elemento estructural trabaje, por lo que suponiendo que el efecto predominante es el de flexión simple, se tendrían las siguientes ecuaciones.

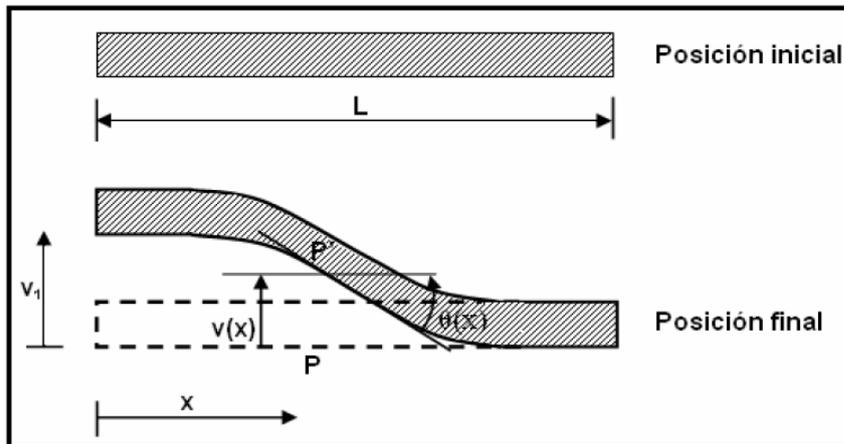


Figura 4.- Deformación transversal en el nudo inicial, las demás deformaciones son nulas
 FUENTE: Aguiar (2014)

La ecuación diferencial de un elemento de sección constante sometido a flexión simple, está dado por la siguiente ecuación.

$$\frac{d^4 v}{dx^4} = \frac{P_o}{EI}$$

Donde “v” representa el desplazamiento transversal en uno de los nudos de una sección, “Po” es la carga transversal actuante, “E”, es el módulo de elasticidad del material, “I” el momento de inercia a flexión del elemento.

Entonces, si suponemos que el elemento analizado posee una sección transversal constante y además que el aporte principal en el comportamiento del elemento es la flexión, por lo que $P_o=0$, se tendría lo siguiente:

$$EI * \frac{d^4 v}{dx^4} = 0$$

Luego, tras considerar la sección transversal de dimensiones constantes, la inercia del elemento sería constante también, por lo que es posible integrar la ecuación hasta obtener la ecuación de la elástica $v(x)$.

$$EI * \frac{d^3 v}{dx^3} = A$$

$$EI * \frac{d^2 v}{dx^2} = A * X + B$$

$$EI * \frac{dv}{dx} = \frac{A * X^2}{2} + B * X + C$$

$$EI * v(x) = \frac{A * X^3}{6} + \frac{B * X^2}{2} + C * X + D$$

Donde A, B, C y D son constantes de integración cuyos valores dependerán de las condiciones de borde propios del comportamiento esperado en la estructura.

Finalmente, luego de reemplazar los valores correspondientes de las constantes de integración, se obtendrá una ecuación como la siguiente, donde la función de forma queda expresado como sigue.

$$\Psi(x) = \frac{v(x)}{v_1}$$

Es así que para estructuras cuyas propiedades se consideren distribuidas y/o concentradas en puntos discretos, las características dinámicas del modelo de un grado de libertad se obtienen mediante las siguientes expresiones.

Masa Participante:

$$L^* = \int m(x) * \Psi(x) * dx + \sum M_i * \Psi_i(x_i)$$

Masa generalizada:

$$M^* = \int m(x) * \Psi(x)^2 * dx + \sum M_i * \Psi_i(x_i)^2$$

Donde L^*/M^* representa el factor de participación modal para el modo fundamental, denominado como FP_1 por el ATC-40 y L^{*2}/M^* es la masa efectiva, por lo que para convertir la curva de capacidad en un espectro, bastaría realizar las siguientes operaciones.

$$Sa = \frac{V}{L^{*2}/M^*}$$

$$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{L^*/M^*}$$

3.4. Espectro de demanda o de respuesta

Actualmente, es frecuente realizar análisis dinámicos empleando métodos espectrales pues son conocidos por tener una precisión más que adecuada para la dificultad que demandan.

Estos métodos espectrales buscan representar las respuestas máximas de cualquier estructura (definida por un periodo T), frente a una sollicitación sísmica, a través de espectros de respuesta; por lo tanto suelen ser representadas por medio de un gráfico aceleración espectral (S_a) vs periodo (T). Es importante recalcar que el uso de los espectros es válido cuando el sistema es de un grado de libertad.

Entonces, para poder continuar con el desarrollo del método del espectro de capacidad, se debe obtener el espectro de demanda elástico. Esto se puede lograr a partir del conocimiento de las condiciones del sitio donde se realizará la evaluación sísmica de la estructura.

3.4.1. Espectro de demanda elástico en formato ADRS

El espectro de demanda elástico debe construirse en un formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum, por sus siglas en inglés), quiere decir, aceleración espectral vs desplazamiento espectral (S_a vs S_d), en caso se tenga al espectro en un formato aceleración espectral vs periodo (S_a vs T).

Es necesario el formato ADRS del espectro pues permite que ambos espectros, de capacidad y demanda, sean ploteados en un mismo gráfico; esto permite una solución gráfica para encontrar el punto de desempeño de la estructura.

Para poder convertir un espectro de demanda de formato S_a vs T a un formato ADSR, se utiliza la siguiente expresión, donde la recta que pasa por el origen y por un punto de coordenadas (S_d , S_a), tiene por pendiente ($4 * \pi^2 / T^2$) que no es más que la velocidad angular al cuadrado (ω^2).

$$S_{d_i} = \frac{T_i}{4 * \pi^2} * S_{a_i}$$

Donde:

S_{d_i} = desplazamiento espectral para cada punto de la gráfica

S_{a_i} = desplazamiento espectral para cada punto de la gráfica

T_i = periodo de cualquier tipo de estructura

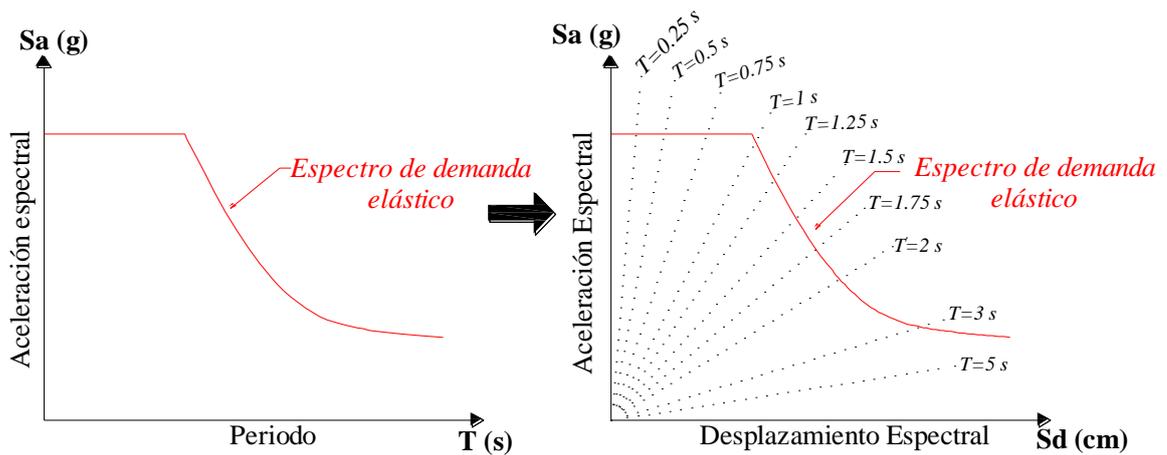


Figura 5. Cambio en el formato del espectro de demanda, de S_a vs T al formato ADRS

FUENTE: Propia

3.4.2. Cálculo del amortiguamiento equivalente

El amortiguamiento equivalente es el amortiguamiento que adopta una estructura cuando es solicitada por algún movimiento e ingresa a un régimen inelástico. En esos momentos, la estructura cuenta con un amortiguamiento que puede ser visto como la combinación del amortiguamiento elástico o viscoso, inherente al sistema, y el histerético, relacionado con el área bajo el lazo de histéresis obtenido en el ploteo de las fuerzas basales sísmicas con los desplazamientos de la estructura.

De acuerdo a lo explicado, se define al amortiguamiento equivalente (β_{eq}) como la suma del amortiguamiento elástico y el histerético.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + \beta_{elástico}$$

El amortiguamiento histerético (β_0) puede ser estimado a partir de la representación bilineal del espectro de capacidad, como el área bajo los lazos de histéresis de donde se obtiene la siguiente relación:

$$\beta_0 = \frac{E_D}{4 * \pi * E_{S_0}}$$

Donde:

E_D =energía disipada por amortiguamiento

E_{S_0} =energía de deformación máxima

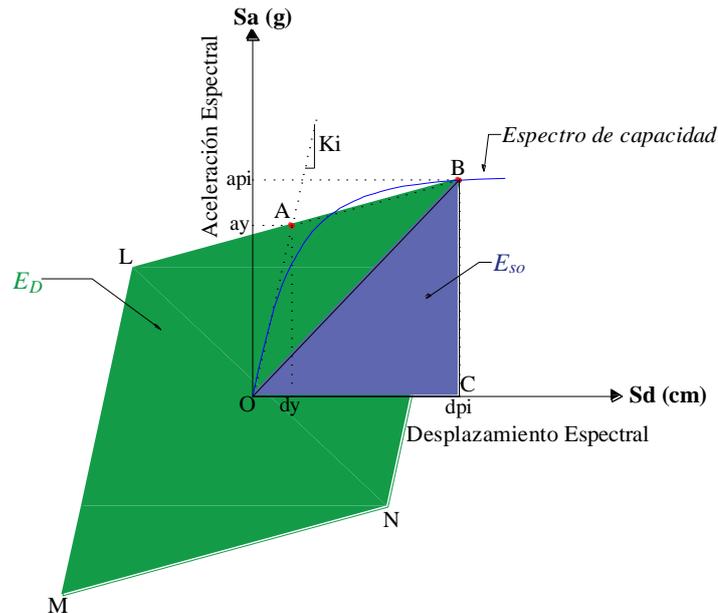


Figura 6.- Energía disipada por amortiguamiento y energía de deformación máxima

FUENTE: Propia

La energía de deformación máxima (E_{So}), es la energía asociada a un ciclo del movimiento y puede ser obtenida gráficamente como el área del triángulo BOC.

La energía disipada por amortiguamiento (E_D), es la energía que disipa la estructura en un ciclo de movimiento, obtenida de forma gráfica como el área encerrada por un lazo de histéresis (paralelogramo BLMN), el cual es igual a cuatro veces el área de un paralelogramo más pequeño (paralelogramo BAOD). Por lo tanto, las ecuaciones que se pueden usar para hallar los valores de E_{So} y E_D son las siguientes.

$$E_{So} = \text{Área triángulo BOC} = \frac{a_{pi} * d_{pi}}{2}$$

$$E_D = \text{Área paralelogramo BLMN} = 4 * \text{Área paralelogramo BAOD}$$

$$E_D = 4 * (a_{pi} * d_{pi} - 2 * A_1 - 2 * A_2 - 2 * A_3)$$

$$E_D = 4 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})$$

Donde:

$$A_1 = (a_{pi} - a_y) * d_y$$

$$A_2 = \frac{(a_y * d_y)}{2}$$

$$A_3 = \frac{(a_{pi} - a_y) * (d_{pi} - d_y)}{2}$$

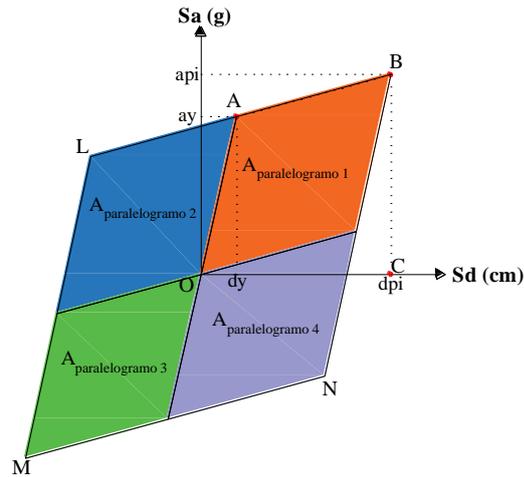


Figura 7.- Lazo histérico, dividido en cuatro paralelogramos de igual área

FUENTE: Propia

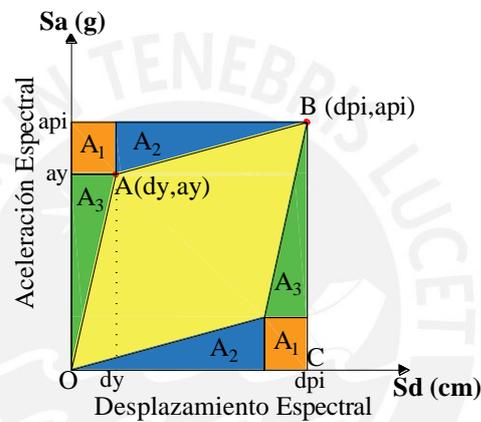


Figura 8.- Obtención del área de un paralelogramo pequeño a partir de las variables a_{pi} , d_{pi} , a_y y d_y

FUENTE: Propia

Entonces, si se reemplazara los valores de energía en la ecuación de amortiguamiento equivalente, se tendría una expresión como la siguiente.

$$\beta_{eq} = \frac{63.7 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}} + \beta_{elástico}$$

Esta expresión solo es válida para ciertos sistemas estructurales, cuyos periodos de vibración sean cortos y presenten una estructura dúctil. Por ello, es que se hace uso de un factor modificador (“k”), el cual permite modificar la ecuación de amortiguamiento equivalente y poder considerar el comportamiento de distintas estructuras.

$$\beta_{eq} = \frac{63.7 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}} * k + \beta_{elástico}$$

El factor modificador depende del comportamiento estructural del sistema en análisis. Este comportamiento se divide en tres tipos. El comportamiento estructural tipo A, caracteriza a las estructura con una buena disipación de energía, mientras que la tipo B, considera una estructura con una disipación de energía intermedia, y finalmente, la tipo C, a las estructuras con un comportamiento histerético deficiente.

Tabla 8.- Tabla para hallar los valores del factor modificador

Tipo de comportamiento estructural	$\beta_0(\%)$	k
	≤ 16.25	1
Tipo A	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$
	≤ 25	0.67
Tipo B	> 25	$0.845 - \frac{0.446 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

FUENTE: adaptado de ATC-40

3.4.3. Reducción del espectro de demanda

El espectro de respuesta elástico debe ser ajustado según un factor compatible con el nivel de deformaciones esperado, dado que para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía (Safina, 2003). Quiere decir que se usarán factores de reducción para disminuir el espectro de respuesta elástico, a un espectro con amortiguamiento mayor. Estos factores de reducción son dependientes del amortiguamiento.

Por lo tanto, una vez se obtenga el valor final del amortiguamiento equivalente (β_{eq}), se puede reducir el espectro de demanda elástico a través de los factores de reducción espectral SR_A y SR_V (para la aceleración y velocidad, respectivamente).

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eq})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(\beta_{eq})}{1.65}$$

Estos valores permiten realizar la reducción del espectro de demanda y tienen valores mínimos, los cuales dependen del tipo comportamiento estructural del sistema.

Tabla 9.- *Tabla de valores mínimos para SR_A y SR_V*

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

FUENTE: adaptado de ATC-40

Entonces, la reducción del espectro de demanda elástico se consigue al multiplicar los factores de reducción por los valores del espectro elástico. El valor de SR_A afecta al tramo constante del espectro, mientras SR_V lo hace en el tramo curvo. Cabe resaltar que SR_A y SR_V tienen valores mínimos, mostrados en la Tabla 9.

Los valores de C_A y C_V , quedan definidos por características propias de la estructura y la amenaza local sísmica, tal y como lo detallan las normas de diseño sismorresistente.

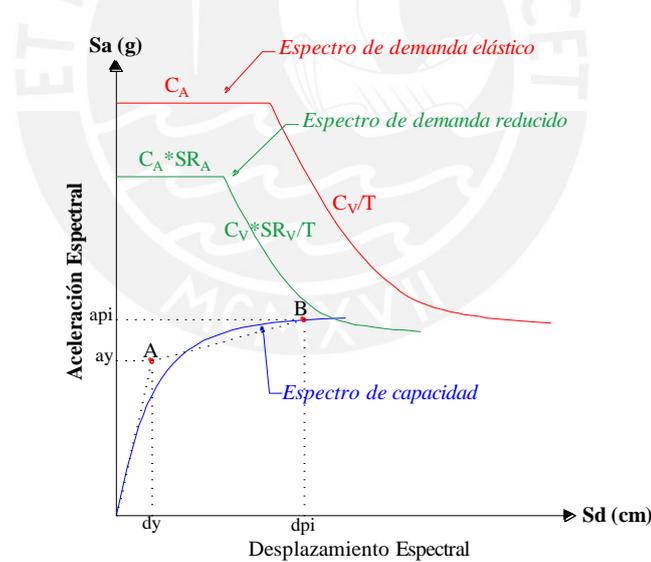


Figura 9.- *Reducción del espectro de demanda elástico, a través de los factores de reducción inelástica SR_A y SR_V*

FUENTE: Propia

3.5. Obtención del punto de desempeño

Recapitulando la metodología del espectro de capacidad; hasta el momento se ha obtenido el espectro de capacidad a través de la representación de la estructura como un sistema equivalente de un grado de libertad, a través de sus características

dinámicas, donde luego se representa dicho espectro en un formato bilineal. Respecto a la demanda sísmica, el espectro que se ha presentado es uno elástico de aceleraciones en el formato ADRS de aceleración espectral vs desplazamiento espectral.

Entonces, como ya se ha conseguido obtener el espectro de capacidad y el espectro de demanda, ambos en un formato de aceleración espectral (S_a) vs desplazamiento espectral (S_d), es posible plotear ambos gráficos en un mismo sistema de coordenadas y conseguir la respuesta de la estructura.

3.5.1. Intersección de espectros y obtención del punto de desempeño

La estimación del punto de desempeño se logra a partir de un procedimiento sencillo en el que se debe dibujar ambos espectros (capacidad y demanda) en un mismo gráfico y en el común de los casos, se procede con un proceso iterativo que permite obtener finalmente la performance de la estructura.

El punto de desempeño de la estructura debe cumplir con las siguientes condiciones que, por obvias que parezcan, permiten entender mejor la metodología. Primero, el desempeño de la estructura debe estar sobre el espectro de capacidad para poder representar el comportamiento de la estructura en un desplazamiento determinado. Y segundo, el punto de desempeño debe estar también sobre el espectro de demanda que representa la sollicitación a la estructura para un mismo nivel de desplazamiento.

Esto implica, por ejemplo, que si no hubiera intersección entre un espectro de demanda elástica y de capacidad, entonces la estructura no tiene la capacidad de comportarse elásticamente para la demanda elástica del sismo, con lo que se intuye que la estructura entra a un rango inelástico de comportamiento y la demanda del sismo debería ser modificada de modo que considere la respuesta inelástica de la estructura (se realiza una reducción del espectro de demanda).

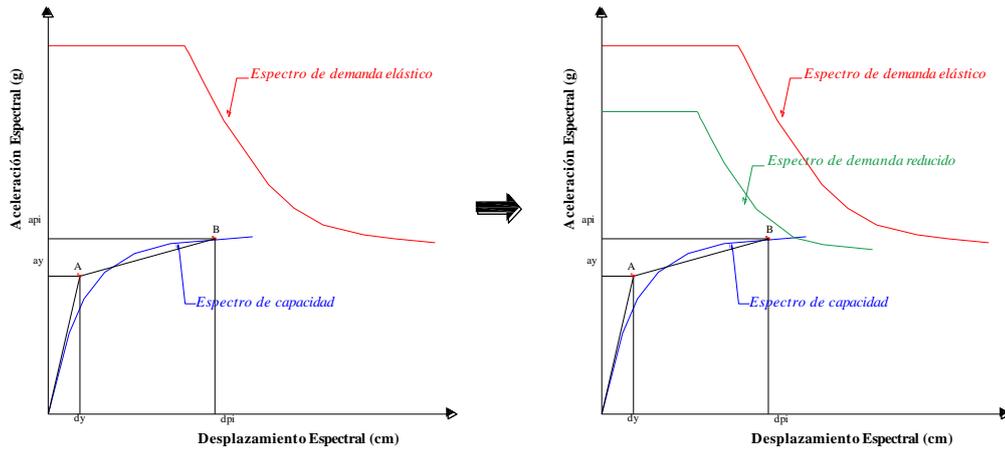


Figura 10.- No hay intersección entre espectros, se realiza una reducción de la demanda
 FUENTE: Propia

Entonces, la aplicación de este método finaliza con la obtención del punto de desempeño de la estructura. Sin embargo, la intersección de los espectros deriva en dos posibles resultados.

En caso la intersección suceda en el rango elástico del espectro de capacidad, el punto de desempeño será sin lugar a dudas el punto de encuentro entre ambas curvas. Este resultado puede ser interpretado de dos maneras, o bien la demanda elástica del sismo es pequeña y permite que la estructura tenga aún un comportamiento elástico, o la estructura es muy resistente y puede mantenerse en el rango elástico para el nivel de intensidad de la sollicitación.

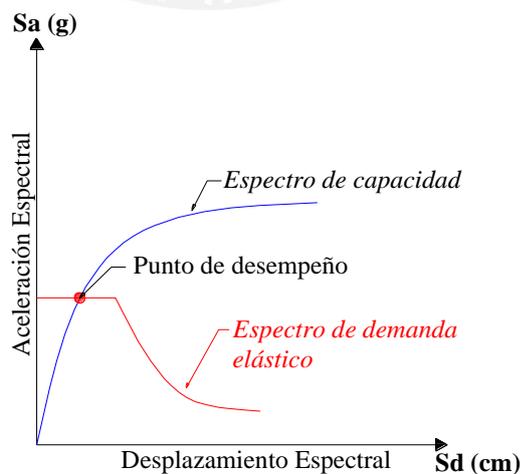


Figura 11.- Obtención directa del punto de desempeño por intersección de los espectros
 en el rango elástico de la estructura
 FUENTE: Propia

Si el punto de encuentro entre las curvas se encontrara en el rango de comportamiento inelástico del espectro de capacidad, se deberá considerar disipación histerética de energía mediante una reducción del espectro de demanda. Por lo tanto, es necesario realizar un procedimiento que transforme el espectro de demanda elástico, en uno inelástico que considere la respuesta no lineal de la estructura.

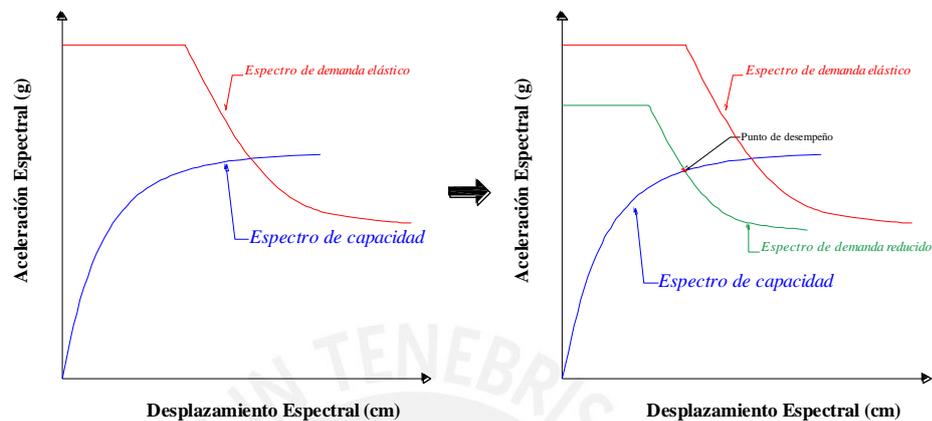


Figura 12.- Obtención del punto de desempeño, luego de reducir el espectro de demanda debido a que la estructura se comporta de forma inelástica

FUENTE: Propia

Esta reducción del espectro de demanda corresponde al hecho que la respuesta elástica solo ha considerado un porcentaje de amortiguamiento crítico inherente a la estructura, el cual se considera viscoso o elástico (β elástico) (Sánchez, 2013). Entonces, es necesario considerar también las variables que condicionan el comportamiento de la estructura en el rango inelástico. Por ello, se realiza una reducción del espectro elástico por medio de un amortiguamiento histerético (β_0), el cual representa el fenómeno de fricción y fisuramiento de la estructura en sus incursiones inelásticas y está asociado con la disipación de energía debido a los ciclos de carga y descarga que produce el movimiento sísmico al sistema.

Finalmente, si el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido coincide con el punto de desempeño tentativo asumido al realizar la representación bilineal del espectro de capacidad (d_{pi}, a_{pi}), entonces se concluye que aquel punto tentativo es, de hecho, el punto de desempeño de la estructura. En caso existe mucha diferencia entre estos puntos, se debe de repetir el procedimiento.

3.5.2. Resumen del proceso para obtener el punto de desempeño por medio del MEC

A continuación se realiza un resumen del procedimiento para realizar el método del espectro de capacidad.

- a) Se calcula la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal o pushover. Este puede ser obtenido de forma analítica a través de programas de computación, suponiendo un mecanismo de rótulas o se puede obtener directamente de ensayos de desplazamiento incremental cíclicos bajo carga lateral o ensayos de desplazamiento incremental monotónico.
- b) Se calculan las características dinámicas de la estructura, presentadas previamente. Estas son el factor de participación del primer modo (FP1) y el coeficiente de masa modal (α_1).
- c) La representación bilineal se logra a partir del trazo de una recta que parte desde el origen del eje de coordenadas y tiene una pendiente igual a la rigidez elástica inicial de la estructura (K_i) y el trazo de otra recta, desde el punto (d_{pi} , a_{pi}), cuya pendiente es tal que las áreas que encierre el espectro de capacidad sean iguales para representar una energía similar en ambos casos.
- d) Se realiza la transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad, por medio de los factores dinámicos calculados en (b).
- e) Se construye el espectro de demanda elástico para un nivel de peligro sísmico específico. Este espectro corresponde a un amortiguamiento elástico ($\beta_{elástico}$), en formato ADRS.
- f) Se representan ambos espectros en un mismo gráfico S_a vs. S_d . En caso la intersección se de en la zona elástica del espectro de capacidad, el punto de desempeño será automáticamente el punto de intersección; sin embargo, este es un caso muy poco probable porque indicaría un análisis para un sismo de muy baja intensidad.

- g) En caso no haya intersección entre los espectros, o la intersección se de en un tramo inelástico del espectro de capacidad, se procede por representar de forma bilineal la capacidad de la estructura. Para ello, se supone un “punto de desempeño tentativo”, de coordenadas (d_{pi}, a_{pi}) .
- h) A partir de la representación bilineal, se tendrán los puntos conocidos (d_{pi}, a_{pi}) y (d_y, a_y) , los cuales permiten el cálculo de otros parámetros como el amortiguamiento histerético (β_o) y a partir de él, el amortiguamiento equivalente (β_{eq}) .
- i) Una vez se tenga el amortiguamiento equivalente y se haga la corrección por el tipo de comportamiento estructural, a partir del factor “k”, se hallan los factores de reducción del espectro de demanda $(SR_a$ y $SR_v)$.
- j) Se realiza la reducción del espectro de demanda elástico a uno inelástico y se obtiene las coordenadas de la intersección el espectro de capacidad, el punto obtenido será (d_p, a_p) .
- k) Finalmente se comparan los valores de desplazamiento espectral obtenidos. Si el desplazamiento d_p está entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento supuesto inicialmente (d_{pi}) , entonces se considera el punto supuesto, como el punto de desempeño (d_{pi}, a_{pi}) . En caso no suceda esto, es necesario suponer otro valor como “punto tentativo de desempeño” y realizar el mismo procedimiento desde el punto (f).

CAPÍTULO IV - APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LOS MUROS DE QUINCHA TRADICIONAL

4.1. Curva de capacidad

Para poder desarrollar el análisis sísmico mediante el método del espectro de capacidad, el ATC-40 recomienda realizar un análisis no lineal estático o análisis pushover.

El presente trabajo obvia este procedimiento pues tiene como antecedentes los resultados de ensayos realizados bajo el marco del “Seismic Retrofitting Project”, en muros de quincha de dos tipologías distintas, con citara (MA) y con diagonal (MB). Asimismo, se analizará también un muro de quincha con citara que fue directamente extraído de una casona del Centro Histórico de Lima (MC).

Los muros de quincha que se ensayaron fueron en total doce, seis con citara y seis con diagonal. Los ensayos se realizaron bajo carga cíclica lateral en cuatro fases con desplazamientos máximos controlados de ± 25 mm, ± 50 mm, ± 100 mm y ± 140 mm. Posteriormente, en algunos ensayos se modificó el sistema de aplicación de carga para obtener un desplazamiento en una sola dirección de hasta +300 mm aproximadamente (Torrealva & Vicente, 2012).

Tabla 10.- *Relación de especímenes de ensayo, muros con citara (MA) y con diagonal (MB)*

Muro	Altura (m)	Espesor (m)	Ancho (m)	Tipo de rigidizador	Carga vertical (kN)
MA-1	4.0	0.10	2.5	CITARA	0
MA-2	4.0	0.10	2.5	CITARA	0
MA-3	4.0	0.10	2.5	CITARA	39
MA-4	4.0	0.10	2.5	CITARA	39
MA-5	4.0	0.10	2.5	CITARA	78
MA-6	4.0	0.10	2.5	CITARA	78
MB-1	3.2	0.08	2.5	DIAGONAL	0
MB-2	3.2	0.08	2.5	DIAGONAL	0
MB-3	3.2	0.08	2.5	DIAGONAL	16
MB-4	3.2	0.08	2.5	DIAGONAL	16
MB-5	3.2	0.08	2.5	DIAGONAL	31
MB-6	3.2	0.08	2.5	DIAGONAL	31

Fuente: adaptado de Torrealva & Vicente (2012)

4.1.1. Tipología de muros en los que se desarrolla el MEC

Los muros en los que se desarrollará el análisis sísmico son de dos tipologías, muros con citara (MA) y muros con diagonal (MB). Un tercer muro catalogado como muro original (MC), cuya tipología corresponde a uno con citara, será también analizado con la intención de comparar los resultados obtenidos.

Los especímenes con citara (MA) representan la tipología típica de muros de quincha de un segundo nivel de las casonas del Centro Histórico de Lima. Estos son de 4 m de altura y 2.5 m de largo. Consisten en postes de madera con sección cuadrada de 0.10 x 0.10 m, distanciados 0.6 m entre ejes. Estos postes se apoyan en vigas soleras inferior y superior de sección similar a la de los postes. El elemento rigidizador son las tornapuntas que se encuentran clavadas a los postes y a la viga solera inferior. Entre las tornapuntas se encuentra una pared de adobe, asentado con mortero de barro, cuya altura es de aproximadamente 0.7 m. Cada 0.7 m de altura existen perforaciones horizontales en los postes que se utilizan para ensartar cañas horizontales que servirán para sostener a las verticales, en donde se aplicará un relleno de barro y paja. Finalmente, el muro presenta un enlucido de yeso que permite observar las grietas durante el ensayo.

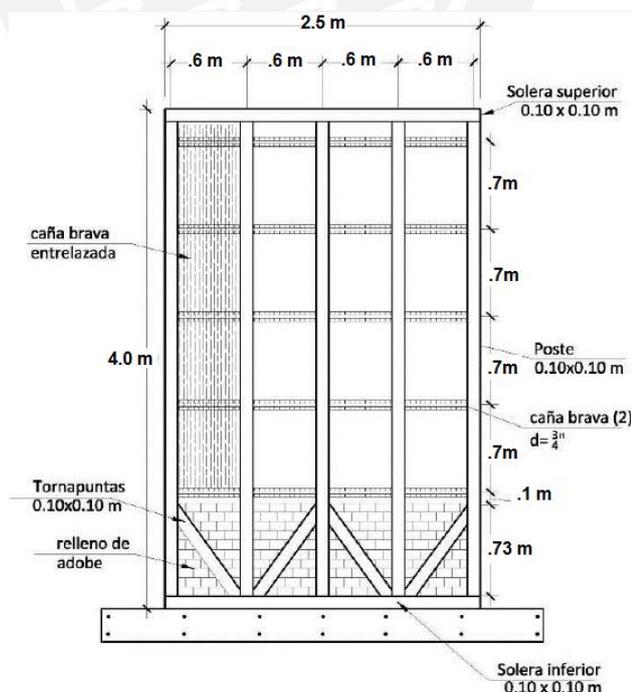


Figura 13.- *Especimen de ensayo, muro con citara (MA)*

FUENTE: Torrealva & Vicente (2012)

Los especímenes con diagonal (MB) representan la tipología de muros de un tercer nivel de las casonas del Centro Histórico de Lima. Estos muros son de 3.2 m de altura y de 2.5 m de largo. De manera similar a los muros con citara, presentan postes de madera de secciones 0.08 x 0.06 m, con distancias entre ejes variables (entre 0.6 y 1 m). Los postes se apoyan en vigas soleras de igual sección a la de los postes y presentan las mismas perforaciones por donde se insertan las cañas horizontales. El relleno sigue siendo el mismo, barro con paja junto a cañas verticales. El elemento rigidizador en este caso es una diagonal de madera que se encuentra clavada en la solera inferior, superior y a los postes.

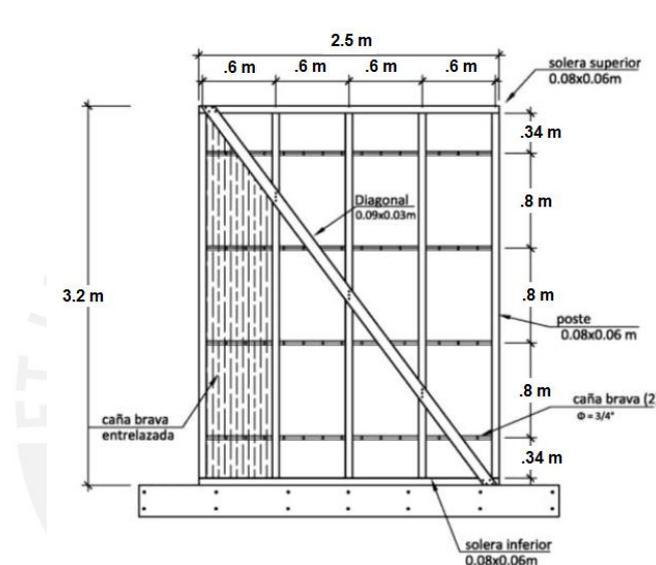


Figura 14.- *Especimen de ensayo, muro con diagonal (MB)*

FUENTE: Torrealva & Vicente (2012)

Finalmente, el muro original (MC) es de una tipología similar a los muros MA pero de dimensiones ligeramente distintas. Tiene una altura de 4.52 m y un largo de 2.72 m. Los postes que posee son también de sección cuadrada cuyas dimensiones son de 0.11 m x 0.11 m aproximadamente, mientras que las vigas poseen una sección rectangular de 0.15 m x 0.08 m aproximadamente. Finalmente, las tornapuntas tienen una longitud de 1.15 m y una sección de 0.1 m x 0.1 m.

El procedimiento de ensayo para el muro original fue distinto a los realizados para los otros muros. Se realizó un ensayo de cuatro fases con desplazamiento controlado de ± 30 mm, ± 60 mm y ± 140 mm. En la última fase del ensayo se modificó el sistema de aplicación de carga para obtener un desplazamiento en un solo sentido de +290 mm.

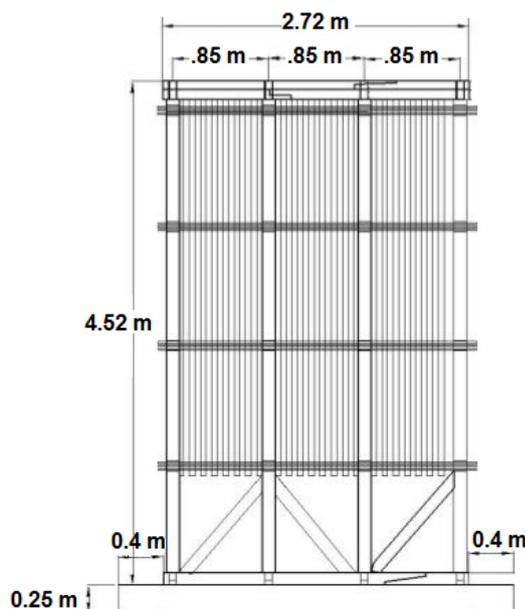


Figura 15.- *Especimen de ensayo, muro original (MC)*

FUENTE: Torrealva & Vicente (2012)

4.1.2. Curva de capacidad de los muros de quincha

El presente trabajo desarrollará el análisis sísmico solo en cinco de los muros ensayados, ya que algunos de ellos presentan la misma configuración de carga. De los seis muros de tipología MA, se analizarán los muros MA1 y MA6. De forma similar, para los muros con diagonal, se analizarán los muros MB1 y MB6. El muro original MC también será analizado.

A continuación se presentan las envolventes de los ciclos estables obtenidos luego de procesar los resultados de los ensayos realizados.

MA-1

El muro MA-1 fue ensayado en cuatro fases con desplazamientos iguales a ± 25 mm, ± 50 mm, ± 100 mm y ± 140 mm y sin carga vertical. A continuación se muestra la envolvente de los ciclos estables.

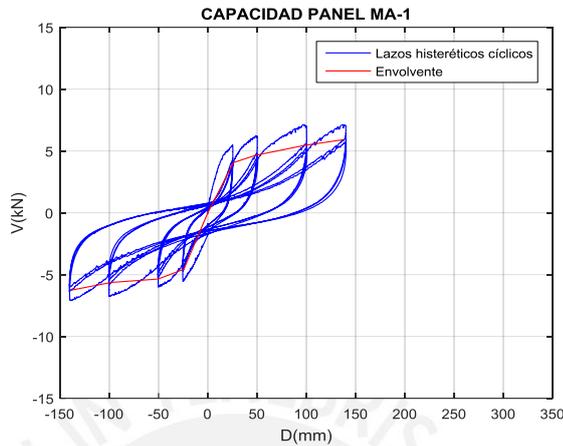


Figura 16.- Curva de capacidad del muro MA-1, obtenido a través de los ensayos realizados en PUCP

MA-6

El muro MA-6 fue ensayado en cinco fases, cuatro de ellas cíclicas con desplazamientos iguales a ± 25 mm, ± 50 mm, ± 100 mm y ± 140 mm y una última fase con desplazamiento en un solo sentido de +287 mm. Este muro si tuvo carga vertical igual a 8 ton o 78 kN. A continuación se muestra la envolvente de los ciclos estables.

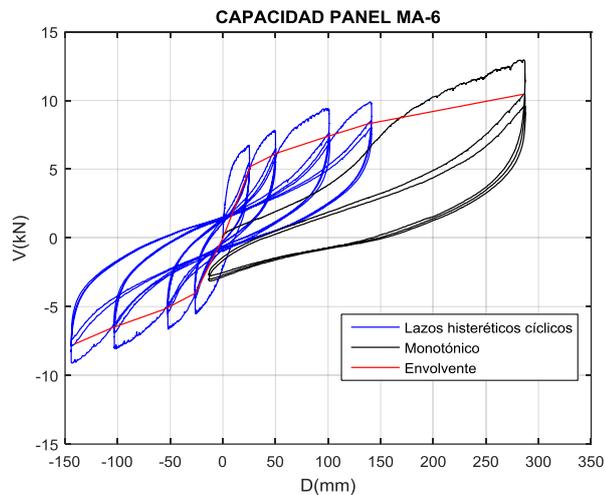


Figura 17.- Curva de capacidad del muro MA-6, obtenido a través de los ensayos realizados en PUCP

MB-1

El muro MB-1 fue ensayado en cuatro fases cíclicas con desplazamientos cercanos a ± 25 mm, ± 50 mm, ± 100 mm y ± 140 mm y sin carga vertical. A continuación se muestra la envolvente de los ciclos estables.

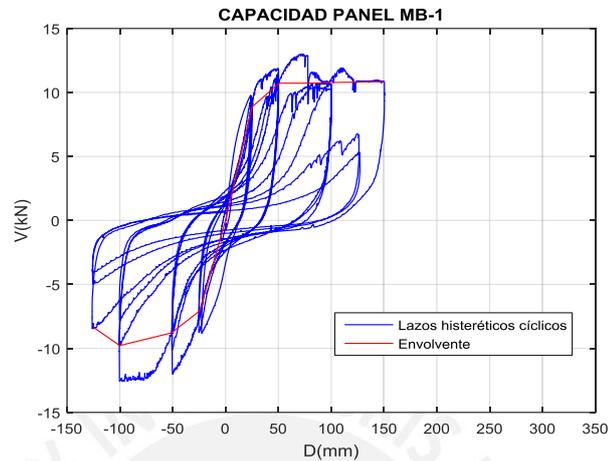


Figura 18.- Curva de capacidad del muro MB-1, obtenido a través de los ensayos realizados en PUCP

MB-6

El muro MB-6 fue ensayado en cinco fases, cuatro de ellas cíclicas con desplazamientos iguales a ± 25 mm, ± 50 mm, ± 100 mm y ± 140 mm y una última fase con desplazamiento en un solo sentido de $+300$ mm. Este muro sí tuvo carga vertical igual a 3.2 ton o 31 kN. A continuación se muestra la envolvente de los ciclos estables.

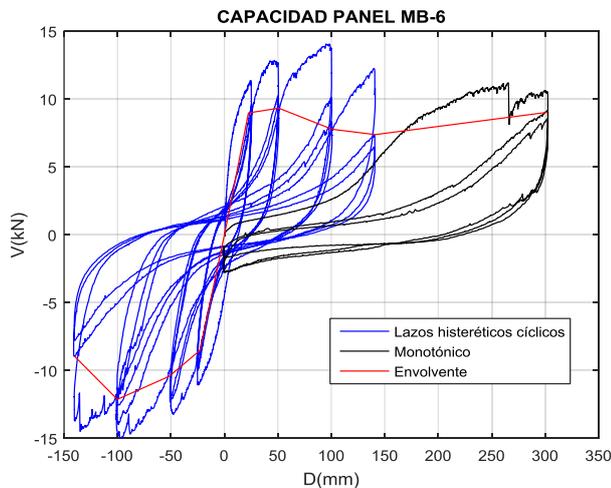


Figura 19.- Curva de capacidad del muro MB-6, obtenido a través de los ensayos realizados en PUCP

MC

El muro MC fue ensayado en cuatro fases, tres de ellas cíclicas con desplazamientos iguales a ± 30 mm, ± 60 mm y ± 140 mm y una última fase con desplazamiento en un solo sentido de $+290$ mm aproximadamente. Este muro fue ensayado sin carga vertical.

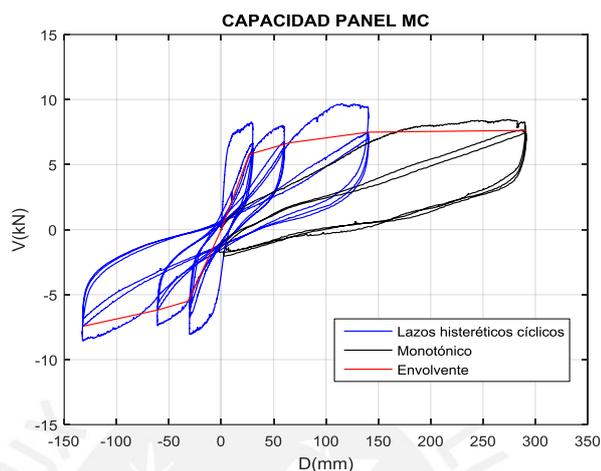


Figura 20.- Curva de capacidad del muro MC, obtenida a través de los ensayos realizados en PUCP

4.2. Espectros de demanda sísmica usando la norma NTE E-030

La norma NTE E-030 de diseño sismorresistente clasifica el peligro sísmico en un emplazamiento según distintos parámetros.

El primero de ellos es el factor "Z", de zonificación y se basa en la distribución espacial de la sismicidad en el territorio peruano, las características de los movimientos sísmicos y la atenuación de los mismos respecto a su epicentro. Este factor representa la máxima aceleración horizontal que se desarrollaría si el suelo fuese rígido para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años y, además, se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Según la clasificación del SEAOC, un sismo catalogado como Ocasional, posee un periodo de retorno de 72 años, visto de otra manera, un sismo cuya probabilidad de excedencia es de 50% en 50 años de vida. Para un sismo Raro, el periodo de retorno es de 475 años o 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años de vida. Finalmente, un sismo Muy Raro es definido como aquel que posee un periodo de retorno de 970 años o 10% de probabilidad de ser excedido en 100 años de vida.

Entonces, los sismos catalogados como Ocasional, Raro y Muy Raro que sucedan en la costa oeste de América del Sur tendrían valores de “Z” como los siguientes.

Tabla 11.- *Valores del factor Z para los niveles de sismo Ocasional, Raro y Muy raro*

Clasificación del movimiento sísmico	Aceleración esperada para la costa oeste de América del Sur (g)
Ocasional	0.25
Raro	0.40
Muy raro	0.50

Fuente: adaptado de Muñoz (2001)

El valor esperado de aceleración en el suelo de la costa de América del Sur, proviene del estudio de la severidad del movimiento en la región de interés. Una manera de cuantificar el peligro sísmico en una región consiste en conocer la sismicidad del lugar (a través de la ley de recurrencia) y la atenuación del movimiento (a través de la ecuación de atenuación).

Otro parámetro que se toma en cuenta en la NTE E-030 es el factor “S” proveniente de las consideraciones geotécnicas del emplazamiento, específicamente el perfil del suelo sobre el que se encontrará el punto de interés.

Existen cinco perfiles de suelos definidos por la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte \bar{V}_s , o alternativamente, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} de un ensayo de penetración estándar para suelos granulares, o también, el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u para suelos cohesivos.

Tabla 12.- *Clasificación de los perfiles de suelo*

Perfil de suelo	V_s	N_{60}	S_u
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	<15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: adaptado de NTE-030

Entonces, a partir del lugar o zonificación y del perfil del suelo, se puede obtener el valor del factor de amplificación del suelo “S”. Así mismo, la NTE-030 define unos

periodos “Tp” y “Tl” que dependen únicamente del perfil del suelo. Estos periodos definirán la forma del espectro de demanda, a través de un factor de amplificación sísmica conocido como factor “C”.

Tabla 13.- Factores de amplificación del suelo “S”

Zonificación	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: adaptado de NTE-030

Tabla 14.- Periodos “Tp” y “Tl”

Perfil de suelo	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
Tl (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: adaptado de NTE-030

El siguiente factor que se utiliza para poder realizar el espectro de demanda es el factor de amplificación sísmica “C”. Según la norma sismorresistente, este factor se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración en el suelo, por lo tanto, su valor dependerá del periodo de la estructura.

Tabla 15.- Factor de amplificación sísmica “C”

Período	C
$T < T_p$	2.5
$T_p < T < T_l$	$2.5 * \frac{(T_p)}{T}$
$T > T_l$	$2.5 * \frac{(T_p * T_l)}{T^2}$

Fuente: adaptado de NTE-030

Finalmente, existe el factor de uso “U”, el cual ya no clasifica como parámetro de peligro sísmico, más bien toma en cuenta las características de la edificación a analizar.

Este factor depende de la categoría del edificio. La norma E-030 clasifica a las edificaciones como “Esenciales”, “Importantes” y “Comunes”, asignándoles un valor de 1.5, 1.3 y 1 respectivamente.

Por lo tanto, el espectro elástico de pseudo aceleraciones queda definido como se muestra a continuación.

$$S_a = Z * U * C * S * g$$

S_a = pseudo aceleración del espectro de demanda

Z = factor de zona, en el presente trabajo se tomarán los valores de 0.25, 0.4 y 0.5 para los niveles de sismo ocasional, raro y muy raro, respectivamente

U = factor de uso, el presente trabajo se desarrollará con un factor de uso igual a 1 pues los muros provienen de casones históricas

S = factor de amplificación del suelo, al tratarse de muros provenientes del Centro histórico de Lima, el perfil de suelo es S1 en una zona Z4, por lo que el valor de S con el que se trabajará será igual a 1

C = factor de amplificación sísmica

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

4.2.1. Sismo ocasional

Los valores utilizados para realizar el espectro de demanda para un sismo ocasional se definen a continuación.

$Z =$	0.25	g	$T_p =$	0.4	s
$U =$	1		$T_I =$	2.5	s
$S =$	1		$g =$	9810	mm/s

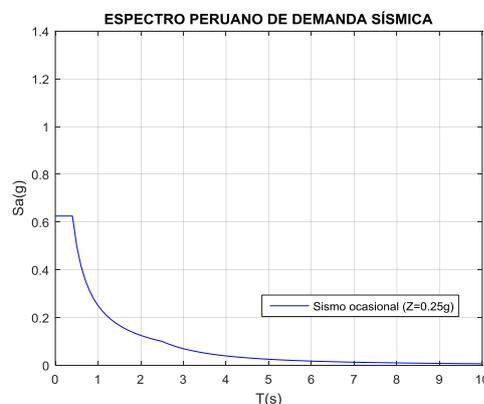


Figura 21.- Espectro correspondiente a un sismo ocasional (S_a vs T), según NTP E-030

4.2.2. Sismo raro

Los valores utilizados para realizar el espectro de demanda para un sismo raro se definen a continuación.

$$\begin{array}{ll} Z = & 0.4 \text{ g} & T_p = & 0.4 \text{ s} \\ U = & 1 & T_l = & 2.5 \text{ s} \\ S = & 1 & g = & 9810 \text{ mm/s} \end{array}$$

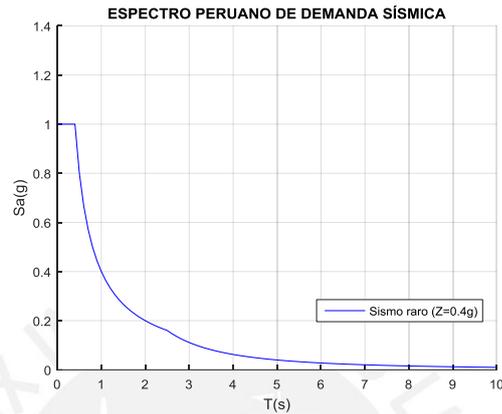


Figura 22.- Espectro correspondiente a un sismo raro (S_a vs T), según NTP E-030

4.2.3. Sismo muy raro

Los valores utilizados para realizar el espectro de demanda para un sismo muy raro se definen a continuación.

$$\begin{array}{ll} Z = & 0.5 \text{ g} & T_p = & 0.4 \text{ s} \\ U = & 1 & T_l = & 2.5 \text{ s} \\ S = & 1 & g = & 9810 \text{ mm/s} \end{array}$$

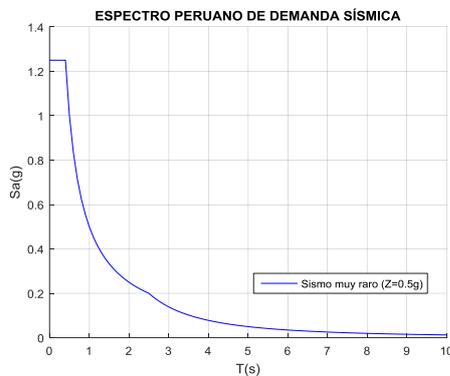


Figura 23.- Espectro correspondiente a un sismo muy raro (S_a vs T), según NTP E-030

4.3. Obtención de los factores dinámicos de los muros de quincha

Los factores dinámicos que permitirán construir el espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad son conocidos como factor de participación (L^*) y masa efectiva (M^*).

El procedimiento para obtener los factores dinámicos de los muros de quincha inicia con el cálculo de la masa total de la estructura suponiendo una distribución uniforme del peso a lo alto del muro. En el caso de los muros MA-6 y MB-6, se añadirá una masa puntual en la parte más alta de la estructura que represente la carga vertical del ensayo; ya que este simulaba el peso que soportaría un muro típico de una casona.

Luego, se debe reconocer la forma en la que los muros se deforman frente a cargas horizontales, ya que es imprescindible conocer la función de forma; quiere decir, la elástica del muro. Esta función forma permitirá obtener los parámetros dinámicos L^* y M^* según las ecuaciones presentadas en el capítulo 3.3.4.

Cabe recordar que el método del espectro de capacidad es un método que simplifica el comportamiento de la estructura suponiendo que esta puede ser modelada como de un grado de libertad.

4.3.1. Metrado de los muros de quincha

Para realizar el metrado, se ha tomado como referencia a Rossi & Sáenz (2016), así como a Quinn et al. (2016). Rossi & Sáenz realizaron los ensayos de los muros con diagonal (MB), por lo que los materiales utilizados y los pesos específicos considerados son los más representativos posibles. Por otro lado, el trabajo de Quinn et al. está enfocado en desarrollar un modelo numérico de los muros de quincha históricos, tomando como referencia el Hotel Comercio.

Tabla 16.- *Peso específico de los principales materiales usados en la construcción de los muros de quincha*

Material	Peso específico	Fuente
Madera	8829 N/m ³	Rossi-Sáenz, 2016
Adobe	17658 N/m ³	Rossi-Sáenz, 2016
Yeso	9810 N/m ³	E-020
Barro + Caña	11379.6 N/m ³	Quinn et al., 2016
Caña	4.905 N/ml	Rossi-Sáenz, 2016

El modelo planteado para los paneles de quincha consiste en simular la masa distribuida del muro en su altura “m(x)” y poseer una masa concentrada “m1” en la parte superior; solo para el caso donde se aplicó una carga vertical durante el ensayo.

MA-1 Y MA-6

Tabla 16.- *Materiales y dimensiones presentes en los muros con citara (MA)*

Material	Elemento	Cantidad	Dimensiones		
			L (m)	A (m)	e (m)
Madera Moena	Postes	5	3.8	0.1	0.1
	Vigas	2	2.5	0.1	0.1
	Diagonales	4	0.945	0.1	0.1
Adobe	Muro	1	0.73	2.5	0.13
Yeso	Revestimiento	2	4	2.5	0.015
Barro + Caña	Relleno	4	3.8	0.6	0.15
Caña	Cañas horizontales	10	2.5	-	-

Tabla 17.- *Metrado de los muros con citara (MA)*

Material	Elemento	Peso específico		Volumen		Peso (N)
Madera Moena	Postes	8829	N/m ³	0.19	m ³	1677.51
	Vigas	8829	N/m ³	0.05	m ³	441.45
	Diagonales	8829	N/m ³	0.038	m ³	333.74
Adobe	Muro	17658	N/m ³	0.24	m ³	4189.36
Yeso	Revestimiento	9810	N/m ³	0.3	m ³	2943.00
Barro + Caña	Relleno	11379	N/m ³	1.37	m ³	15567.29
Caña	Cañas horizontales	4.91	N/ml	25	ml	122.63
Peso total (N)						25274.97

1° MODELO

$$\begin{aligned}
 H_{\text{total}} &= 4 \text{ m} \\
 \text{Peso Total} &= 25274.97 \text{ N} \\
 \text{Masa total} &= 2576.45 \text{ kg} \\
 m(x) &= 644.11 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

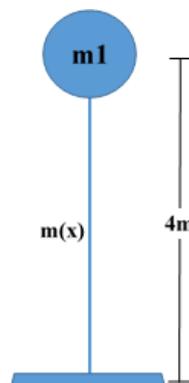


Figura 24.- *Modelo utilizado para simular el comportamiento dinámico de los muros con citara (MA)*

MC

Tabla 18.- *Materiales y dimensiones presentes en el muro original (MC)*

Material	Elemento	Cantidad	Dimensiones		
			L (m)	A (m)	e (m)
Madera Moena	Postes	4	4.3	0.11	0.11
	Vigas	2	2.7	0.15	0.08
	Diagonales	3	1.15	0.1	0.1
Adobe	Muro	1	1.1	2.3	0.13
Yeso	Revestimiento	2	4.5	2.7	0.015
Barro + Caña	Relleno	3	4.3	0.7	0.15
Caña	Cañas	8	2.7	-	-

Tabla 19.- *Metrado del muro original (MC)*

Material	Elemento	Peso específico		Volumen		Peso (N)
Madera Moena	Postes	8829	N/m ³	0.2081	m ³	1837.49
	Vigas	8829	N/m ³	0.0648	m ³	572.12
	Diagonales	8829	N/m ³	0.0345	m ³	304.60
Adobe	Muro	17658	N/m ³	0.3289	m ³	5807.72
Yeso	Revestimiento	9810	N/m ³	0.3645	m ³	3575.75
Barro + Caña	Relleno	11379	N/m ³	1.3545	m ³	15413.67
	Cañas horizontales	4.91	N/ml	21.6	ml	105.95

Peso total (N) 27617.29

1° MODELO

Htotal = 4.52 m
 Peso Total = 27617.29 N
 Masa total = 2815.22 kg
 m(x) = 622.84 kg/m

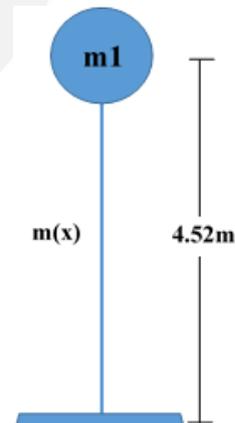


Figura 25.- *Modelo utilizado para simular el comportamiento dinámico del muro original (MC)*

MB-1 y MB-6

Tabla 20.- *Materiales y dimensiones presentes en el muro con diagonal (MB)*

Material	Elemento	Cantidad	Dimensiones		
			L (m)	A (m)	e (m)
Madera Moena	Postes	5	3	0.08	0.06
	Vigas	2	2.5	0.08	0.06
	Diagonales	1	4.06	0.09	0.03
Yeso	Revestimiento	2	3.2	2.5	0.015
Barro + Caña	Relleno	4	3	0.6	0.15
Caña	Cañas horizontales	8	2.5	-	-

Tabla 21.- *Metrado del muro con diagonal (MB)*

Material	Elemento	Peso específico	Volumen	Peso (N)
Madera Moena	Postes	8829 N/m ³	0.072 m ³	635.69
	Vigas	8829 N/m ³	0.024 m ³	211.90
	Diagonales	8829 N/m ³	0.011 m ³	96.78
Yeso	Revestimiento	9810 N/m ³	0.240 m ³	2354.40
Barro + Caña	Relleno	11379 N/m ³	1.080 m ³	12289.97
Caña	Cañas horizontales	4.91 N/ml	20.00 ml	98.10
Peso total (N)				15686.84

MODELO

$$\begin{aligned}
 H_{\text{total}} &= 3.2 \text{ m} \\
 \text{Peso Total} &= 15686.84 \text{ N} \\
 \text{Masa total} &= 1599.07 \text{ kg} \\
 m(x) &= 499.71 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

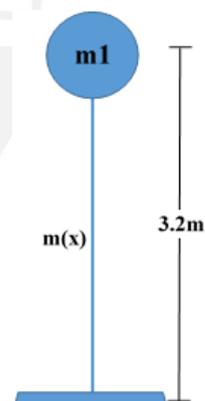


Figura 26.- *Modelo que simula el comportamiento dinámico de los muros con diagonal (MB)*

4.3.2. Función forma en los muros

La función forma a utilizar para hallar los factores de participación y masa efectiva de los muros de quincha dependen de las condiciones de borde.

Con el fin de predecir la forma de la estructura durante el ensayo, se recopilaban los desplazamientos en la parte superior, media e inferior del muro obtenidos por medio de instrumentos transformadores diferencial de variación lineal, conocidos también como "LVDT". Estos instrumentos registran los desplazamientos horizontales

del muro durante el ensayo y es así que a partir de los desplazamientos recopilados, se desarrollaron curvas para distintos instantes del ensayo, ligados a distintos desplazamientos del muro; con lo que se logra reconocer la forma que adopta el panel durante el ensayo.

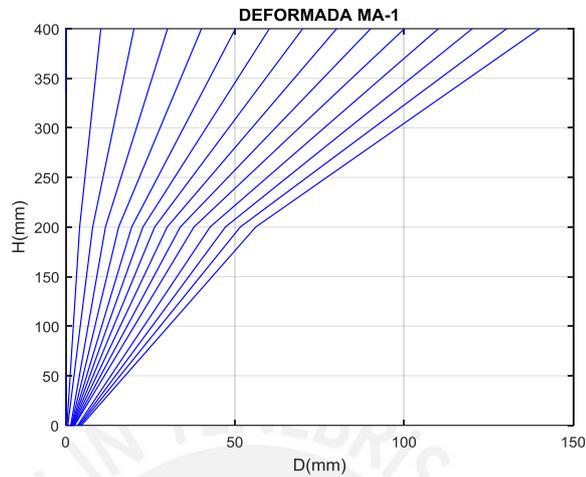


Figura 27.- Deformación en el muro MA-1 obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP

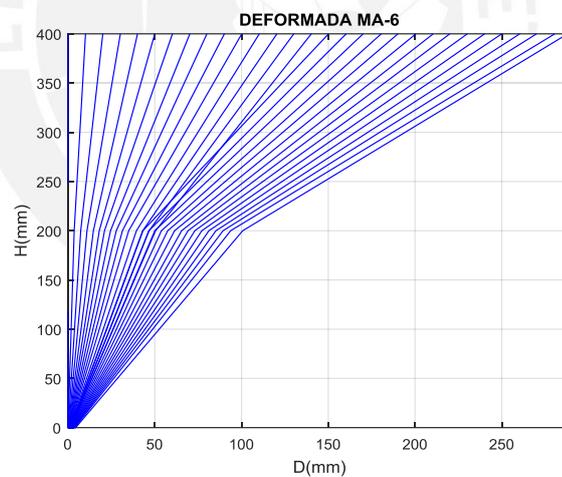


Figura 28.- Deformación en el muro MA-6 obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP

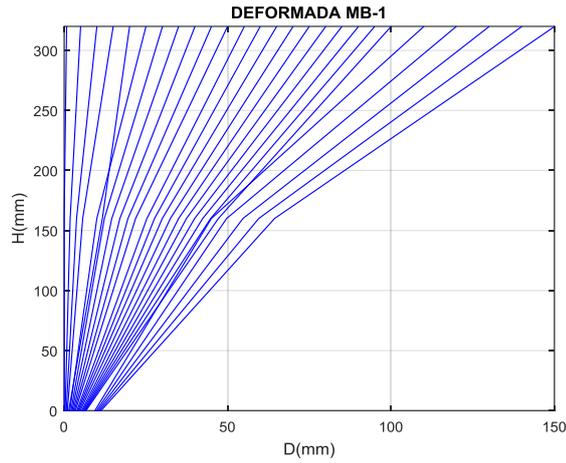


Figura 29.- Deformación en el muro MB-1 obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP

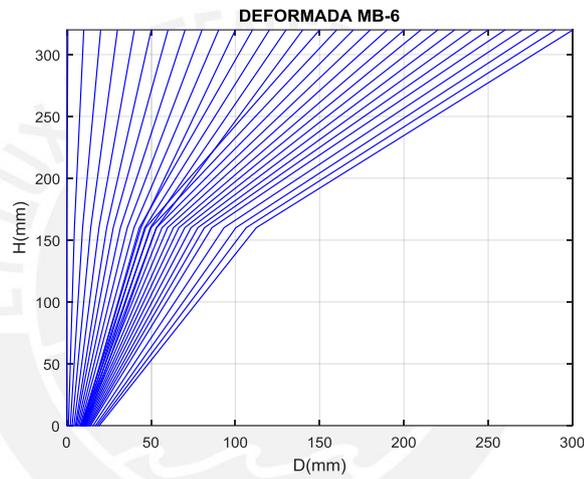


Figura 30.- Deformación en el muro MB-6 obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP

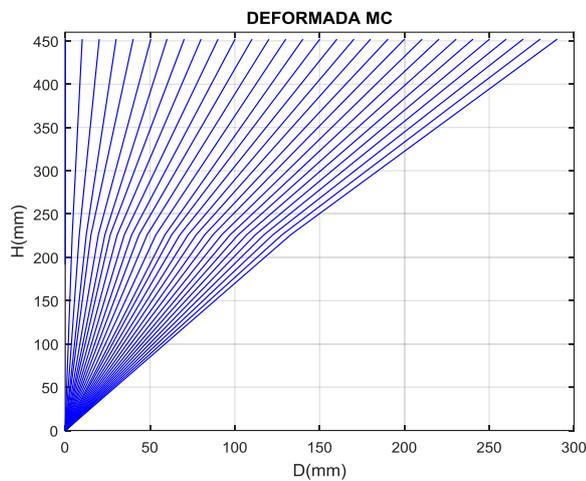


Figura 31.- Deformación en el muro MC obtenido de la instrumentación usada durante el ensayo en PUCP

Los desplazamientos en la parte superior, media e inferior del muro muestran una deformación similar en MA-1, MA-6, MB-1 y MB-6. En el caso del muro MC, la deformación es muy similar a un línea recta, sobre todo en los mayores desplazamientos.

A partir de estos resultados, se trabajarán los cuatro primeros muros como si no tuvieran desplazamiento ni giro en la zona inferior, mientras que en la parte superior se ha tomado un desplazamiento “V1”, el cual representa un desplazamiento genérico y un giro igual a 1.5 veces el desplazamiento entre la altura del muro.

Respecto al muro MC, la deformada que se asumirá es lineal, tal y como se observó en los resultados de los desplazamientos. Por ello, se considerará para la zona inferior un desplazamiento nulo y un giro igual al desplazamiento en la parte superior entre la altura del muro; y en cuanto a la zona superior, el desplazamiento es también uno genérico “V1”, mientras que el giro que adopta en esta posición es igual al giro en la parte inferior.

Según estas condiciones de borde se puede hallar la función forma de los muros con las ecuaciones presentadas en el capítulo 3.3.4. A continuación se presentan los cálculos más relevantes.

MA-1, MA-6, MB-1 y MB-6

Las condiciones de borde son las siguientes.

Zona inferior (x=0)	Zona superior (x=H)
$v(x) = 0$	$v(x) = V_1$
$\frac{dv}{dx} = 0$	$\frac{dv}{dx} = 1.5 * \frac{V_1}{H}$

Reemplazando en las siguientes ecuaciones, se obtienen los valores de las constantes de integración A, B, C y D.

$$1) EI * \frac{dv}{dx} = \frac{A * X^2}{2} + B * X + C \quad 2) EI * v(x) = \frac{A * X^3}{6} + \frac{B * X^2}{2} + C * X + D$$

$$A = -\frac{3 * EI}{H^3} * V_1 ; B = \frac{3 * EI}{H^2} * V_1 ; C = 0 ; D = 0$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación (2), se tiene lo siguiente.

$$v(x) = V_1 \left[\frac{1}{2} * \left(\frac{x}{H} \right)^2 * \left(3 - \frac{x}{H} \right) \right]$$

Donde, la función forma queda definido por la función que acompaña a la constante de desplazamiento V_1 .

$$\Psi_1(x) = \left[\frac{1}{2} * \left(\frac{x}{H} \right)^2 * \left(3 - \frac{x}{H} \right) \right]$$

MC

Las condiciones de borde son las siguientes.

Zona inferior (x=0)	Zona superior (x=H)
$v(x) = 0$	$v(x) = V_1$
$\frac{dv}{dx} = \frac{V_1}{H}$	$\frac{dv}{dx} = \frac{V_1}{H}$

Reemplazando en las ecuaciones anteriores, se obtienen los valores de las constantes de integración A, B, C y D.

$$1) EI * \frac{dv}{dx} = \frac{A * X^2}{2} + B * X + C \quad 2) EI * v(x) = \frac{A * X^3}{6} + \frac{B * X^2}{2} + C * X + D$$

$$A = 0 \quad B = 0 \quad C = \frac{EI}{H} * V_1 \quad D = 0$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación (2), se tiene lo siguiente.

$$v(x) = V_1 \left(\frac{x}{H} \right)$$

Donde, la función forma queda definido por la función que acompaña a la constante de desplazamiento V_1 .

$$\Psi_2(x) = \left(\frac{x}{H} \right)$$

4.3.3. Factor de participación y masa efectiva

El factor de participación y masa efectiva, reconocidos como L^* y M^* , permitirán obtener el espectro de capacidad de los muros de quinch. Estos factores dependen de la masa de la estructura y de la forma constante que adoptan cuando son solicitadas en su base.

Como se recuerda, el presente trabajo propone dos modelos para los muros con citara. El primero de ellos corresponde a uno de masa distribuida a lo alto de la estructura, mientras que el segundo modelo considera una masa distribuida junto a una masa puntual en la parte baja debido al peso que genera el muro de adobe en la zona donde se ubica la citara. En el caso de los muros con diagonal, el modelo es único y corresponde a uno con masa distribuida en altura. Para ambas tipologías se considera una masa puntual en la parte más alta del muro, en aquellos muros ensayados con carga.

Respecto a la forma, en los muros MA y MB se propuso utilizar la función $\Psi_1(x)$ que correspondía a una deformación con desplazamiento y giro nulo en la base y con desplazamiento V_1 y giro igual a 1.5 veces el desplazamiento entre la altura del muro. En cuanto al muro original MC, la función será $\Psi_2(x)$ que corresponde a una deformación lineal del muro, según se observa en las deformaciones obtenidas por los LVDT utilizados en el ensayo.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada tipo de muro analizado.

MA-1: No cuenta con carga vertical aplicada.

Tabla 22.- Factores dinámicos para muro MA-1

Factores dinámicos	
L^* (kg)	966.17
M^* (kg)	607.31
L^*/M^*	1.591
L^{*2}/M^* (kg)	1537.09

MA-6: Cuenta con una carga vertical de 8 ton, quiere decir 8000 kg de masa.

Tabla 23.- Factores dinámicos para muro MA-6

	Factores dinámicos
L* (kg)	8966.17
M* (kg)	8607.31
L*/M*	1.042
L ² /M* (kg)	9339.99

MB-1: No cuenta con carga vertical aplicada.

Tabla 24.- Factores dinámicos para muro MB-1

	Factores dinámicos
L* (kg)	599.65
M* (kg)	376.92
L*/M*	1.591
L ² /M* (kg)	953.99

MB-6: Cuenta con una carga vertical de 3.2 ton, quiere decir 3200 kg de masa.

Tabla 25.- Factores dinámicos para muro MB-6

	Factores dinámicos
L* (kg)	3799.65
M* (kg)	3576.92
L*/M*	1.062
L ² /M* (kg)	4036.25

MC: No cuenta con carga vertical aplicada.

Tabla 26.- Factores dinámicos para muro MC

	Factores dinámicos
L* (kg)	1407.62
M* (kg)	938.41
L*/M*	1.500
L ² /M* (kg)	2111.43

A continuación se muestra un cuadro que muestra los factores dinámicos hallados para cada muro.

Tabla 27.- Resumen de los factores dinámicos obtenidos para cada muro de quincha

		MA-1	MA-6	MB-1	MB-6	MC
Carga vertical	(kN)	0	78.5	0	31.4	0
L*	(kg)	966.17	8966.17	599.65	3799.65	1407.62
M*	(kg)	607.31	8607.31	376.92	3576.92	938.41
L*/M*	-	1.591	1.042	1.591	1.062	1.500
L ² /M*	(kg)	1537.09	9339.99	953.99	4036.25	2111.43

4.4. Representación bilineal de la curva de capacidad

Antes de realizar la representación bilineal de la curva de capacidad se tuvo que encontrar una función que mantuviera las características de la envolvente de la curva. Se utilizaron las líneas de tendencia de Excel y el comando polyfit del programa Matlab para poder encontrar polinomios que se ajustaran a los datos de las envolventes y se escogió la curva que presentara el menor error porcentual respecto al área total de la curva envolvente.

El criterio asumido para escoger la función consiste en que el área delimitada por la función y el área bajo la envolvente sean equivalentes. Este criterio es similar al que proponen ATC-40 y FEMA-356 para convertir la curva de capacidad en un gráfico bilineal.

El presente trabajo enfoca el procedimiento del método del espectro de capacidad en la región de desplazamientos positivos de la curva de capacidad, ya que las cuatro primeras fases del ensayo eran simétricas, siendo la quinta y última fase condicionada para obtener un mayor desplazamiento positivo.

MA-1

Los polinomios de menor grado eran los que se ajustaban mejor a la envolvente ya que mostraban el menor porcentaje de error. Por ello, se decidió trabajar con la función 1 ($f_1(x)$), polinomio de menor grado, pues no solo era la que presentaba el menor error, sino también la que se ajustaba mejor a la forma de la envolvente.

Tabla 28.- *Funciones matemáticas que representan el comportamiento del muro MA-1, según su curva de capacidad*

		Área envolvente	629.2
		Área Total función	Error (%)
Grado 2	$f_1(x) = -0.0006x^2 + 0.1259x$	674.5	-7.2
Grado 3	$f_2(x) = 0.000008x^3 - 0.0021x^2 + 0.1869x + 0.1098$	682.0	-8.4
Grado 4	$f_3(x) = -2E-07x^4 + 6E-05x^3 - 0.0062x^2 + 0.2817x + 1E-11$	690.5	-9.7
Grado 2	$f_4(x) = -0.0005x^2 + 0.1087x + 0.5980$	680.9	-8.2

El procedimiento para hallar el punto de fluencia (x_k, y_k) fue explicado en el capítulo 3.3.2. Luego, los resultados de realizar el proceso iterativo son los que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 29.- Procedimiento para hallar el punto de cambio de pendiente de la curva bilineal, según FEMA-356

ÁREA BAJO LA CURVA			
ACurvaCapacidad =		674.5	
RIGIDEZ INICIAL Ko = 0.156 kN/mm			
PROCESO ITERATIVO			
y _k (kN)	x _k (mm)	Abilineal	Error (%)
5.00	32.01	660.94	2.01
5.10	32.67	666.08	1.25
5.17	33.08	669.31	0.77
5.21	33.34	671.32	0.47
5.23	33.49	672.55	0.29
5.25	33.59	673.31	0.18
5.26	33.65	673.78	0.11
5.26	33.69	674.06	0.07
5.27	33.71	674.23	0.00

A partir de estos resultados, se ha obtenido la representación bilineal de la curva de capacidad, donde el primer tramo es reconocido como L1 cuya pendiente es igual a la rigidez inicial de la curva de capacidad; mientras que el segundo tramo es reconocido como L2. Las ecuaciones que gobiernan ambas rectas son presentadas a continuación.

$$L1: y = 0.156 * x$$

$$L2: y = 0.0064 * (x - 33.71) + 5.27$$

Finalmente, en la siguiente figura se puede apreciar la diferencia de formas entre la envolvente y la función f1(x); sin embargo, esta función se encuentra aún dentro de los límites formados por los lazos de histéresis del ensayo. Por otro lado, la representación bilineal modifica el punto de fluencia; sin embargo, existe una equivalencia de áreas con la función f1(x).

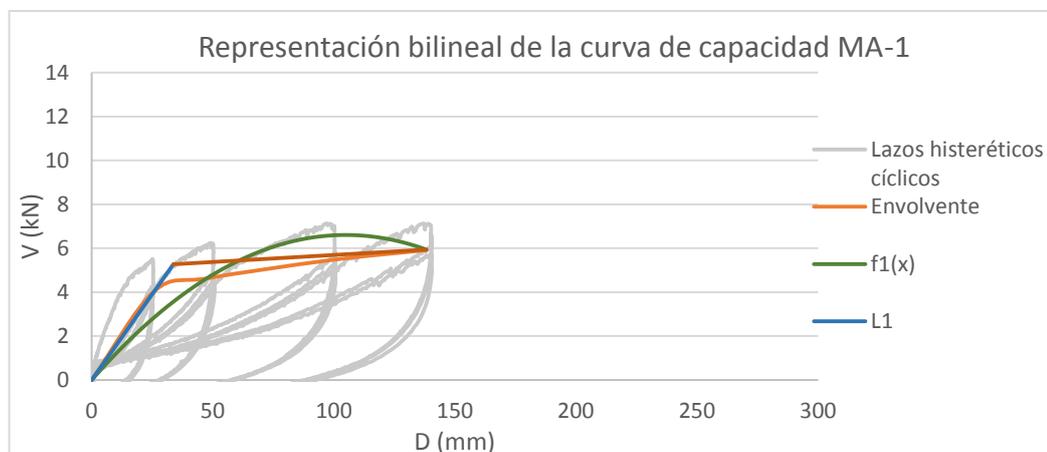


Figura 32.- Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MA-1

El resto de los muros fueron procesados de igual manera, donde los resultados son los que se muestran a continuación.

MA-6

La función con la que se trabajó fue la $f_1(x)$. El error obtenido al escoger esta función es pequeño, según se observa en la siguiente tabla.

Tabla 30.- *Función elegida para representar la curva de capacidad del muro MA-6*

		Área envolvente	2230.1
		Área Total función	Error (%)
Grado 2	$f_1(x) = -0.00023 * x^2 + 0.1025 * x$	2262.3	-1.4

Los resultados obtenidos luego de realizar el proceso iterativo se muestran en la siguiente tabla. Los valores de x_k , y_k corresponden a las coordenadas del punto de cambio de pendiente, K_0 es la rigidez inicial de la curva de capacidad y m_2 es la pendiente de la recta L2.

Tabla 31.- *Valores de la curva bilineal y ecuación de las rectas L1 y L2 en el modelo bilineal del muro MA-6*

RESULTADOS			ECUACIÓN DE LAS RECTAS	
$x_k =$	33.00	mm	L1	$y = 0.198 * x$
$y_k =$	6.53	kN		
$K_0 =$	0.198	kN/mm	L2	$y = 0.0157 * (x - 33.00) + 6.53$
$m_2 =$	0.0157			

La función $f_1(x)$ discrepa en forma con la envolvente; sin embargo, su representación bilineal no. De manera similar al muro MA-1, $f_1(x)$ se encuentra dentro de los límites de las curvas histeréticas.

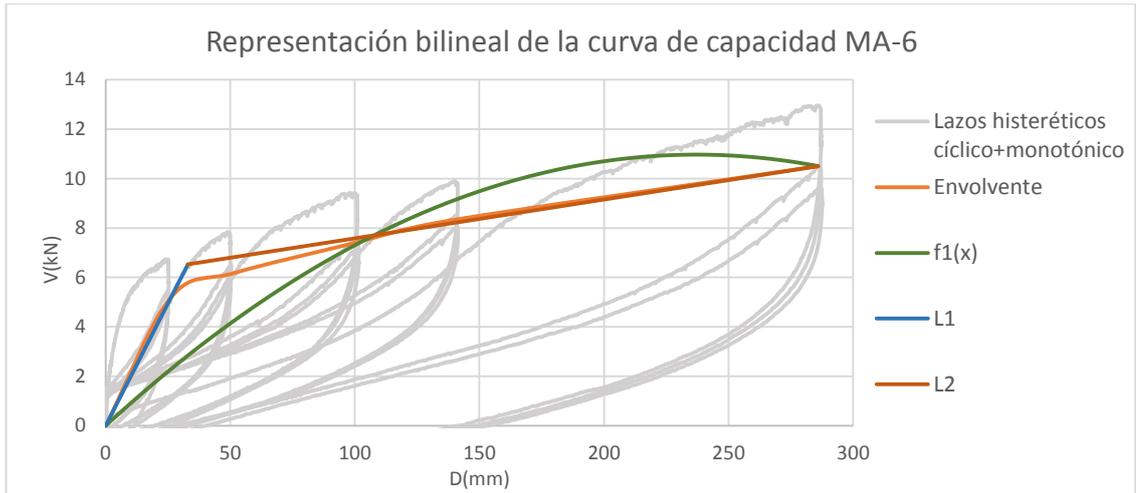


Figura 33.- Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MA-6 MB-1

El área bajo la función $f_1(x)$ es similar al área de la envolvente, por lo que se trabajó con dicha función para representar a la curva.

Tabla 32.- Función elegida para representar la curva de capacidad del muro MB-1

		Área envolvente	1434.8
		Área Total función	Error (%)
Grado 2	$f_1(x) = -0.0012 * x^2 + 0.2471 * x$	1432.6	0.2

Los resultados para el punto de cambio de pendiente, así como la ecuación de las rectas que definen la representación bilineal son presentadas a continuación.

Tabla 33.- Valores de la curva bilineal y ecuación de las rectas L1 y L2 en el modelo bilineal del muro MB-1

RESULTADOS			ECUACIÓN DE LAS RECTAS	
$x_k =$	31.44	mm	L1	$y = 0.354 * x$
$y_k =$	11.13	kN		
$K_o =$	0.354	kN/mm	L2	$y = -0.0092 * (x - 31.44) + 11.13$
$m_2 =$	-0.0092			

La función $f_1(x)$ discrepa en forma con la envolvente, de manera similar al muro MA-6. También se observa que esta función queda fuera de los límites de los lazos de histéresis, entre los desplazamientos de 80 hasta los 140 mm aproximadamente. Por otro lado, la representación bilineal se adapta de manera aceptable a la forma de la envolvente.

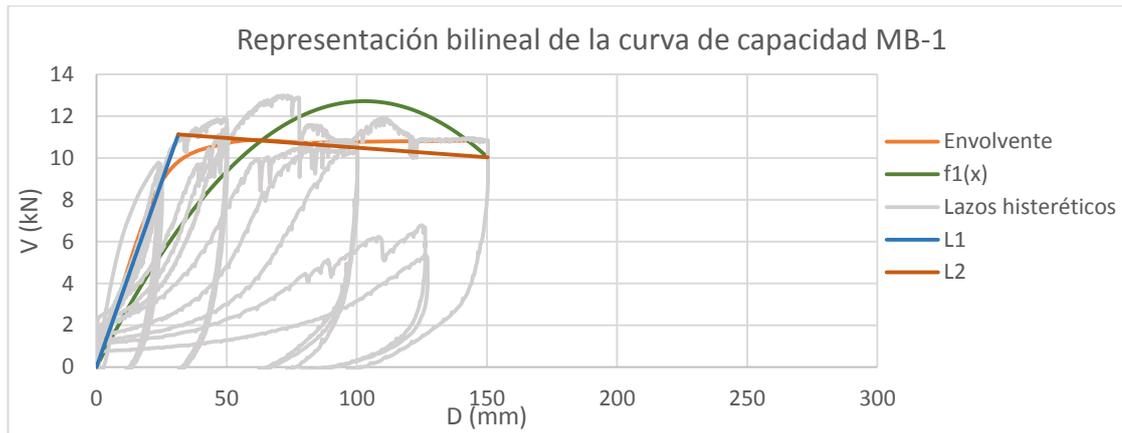


Figura 34.- Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MB-1 MB-6

La función $f1(x)$ presenta un error mayor en comparación a los muros anteriores, a excepción del muro MA-1. Se deberá revisar el resultado final para verificar si la curva bilineal y la curva de capacidad presentan una forma similar.

Tabla 34.- Función elegida para representar la curva de capacidad del muro MB-6

		Área envolvente	2333.5
		Área Total función	Error (%)
Grado 2	$f1(x) = -0.0003 * x^2 + 0.1155 * x$	2515.	-7.8

Los resultados para el punto de cambio de pendiente, así como la ecuación de las rectas que definen la representación bilineal son presentadas en la siguiente tabla.

Tabla 35.- Valores de la curva bilineal y ecuación de las rectas L1 y L2 en el modelo bilineal del muro MB-6

RESULTADOS			ECUACIÓN DE LAS RECTAS	
$x_k =$	28.60	mm	L1	$y = 0.345 * x$
$y_k =$	9.86	kN		
$K_o =$	0.345	kN/mm	L2	$y = -0.0086 * (x - 28.6) + 9.86$
$m_2 =$	-0.0086			

Al igual que las funciones anteriores, la función $f1(x)$ discrepa en forma con la envolvente; sin embargo, mas no su representación bilineal, ya que sí se asemeja a la envolvente. Todas las curvas mostradas se encuentran dentro de los límites del ensayo (lazos histeréticos).

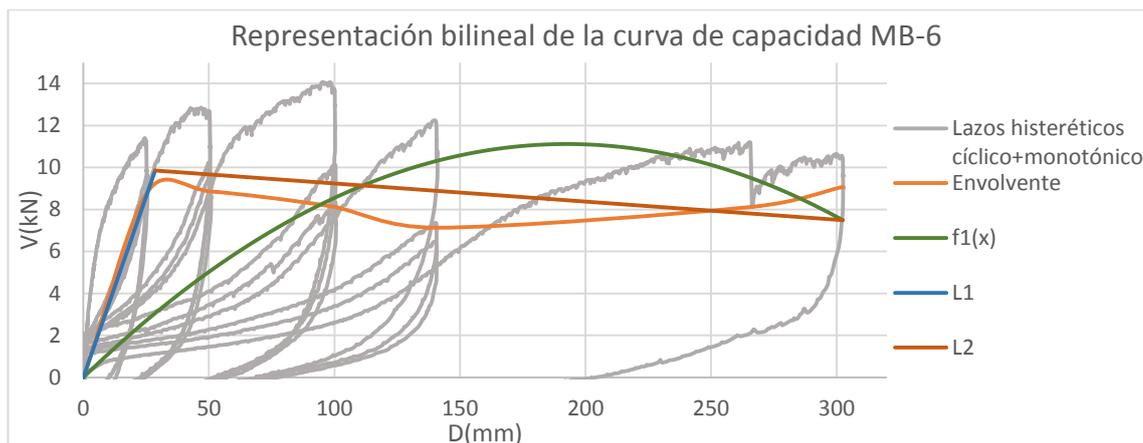


Figura 35.- Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MB-6 MC

En el caso del último muro, el error que se obtiene a partir de la función $f3(x)$ es pequeña. Se observa que la función no parte del punto (0,0) del eje de coordenadas como sí sucedía en el caso de las funciones para los muros anteriores; aún así, esta función es adecuada para representar los ciclos de ensayos pues su representación bilineal se asemeja mucho a la envolvente del gráfico.

Tabla 36.- Función elegida para representar la curva de capacidad del muro MC

		Área envolvente	1989.3
		Área total función	Error (%)
Grado 2	$f3(x) = -0.0002 * x^2 + 0.0764 * x + 1.8242$	1956.6.	1.6

Los resultados para el punto de cambio de pendiente, así como la ecuación de las rectas que definen la representación bilineal son presentadas a continuación.

Tabla 37.- Valores de la curva bilineal y ecuación de las rectas L1 y L2 en el modelo bilineal del muro MC

RESULTADOS		ECUACIÓN DE LAS RECTAS	
$x_k =$	32.77 mm	L1	$y = 0.218 * x$
$y_k =$	7.13 kN		
$K_o =$	0.218 kN/mm	L2	$y = 5.31 * 10^{-5} (x - 32.77) + 7.13$
$m_2 =$	-5.31E-5		

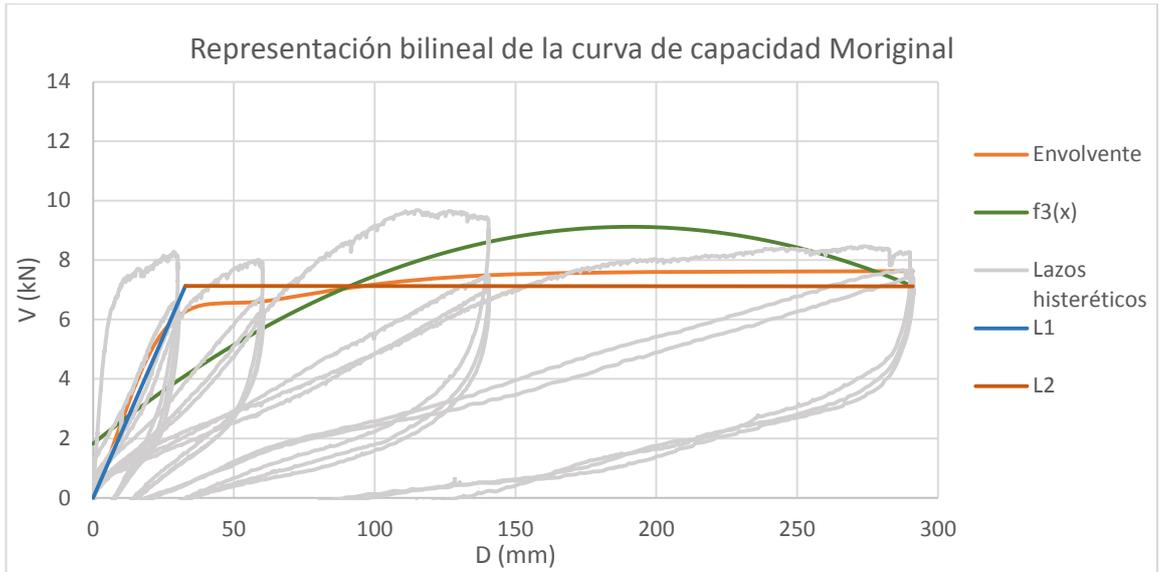


Figura 36.- Representación bilineal de la curva de capacidad y envolvente del ensayo MC

Finalmente, el siguiente gráfico compara las capacidades de los muros de quincha, según el formato bilineal desarrollado.

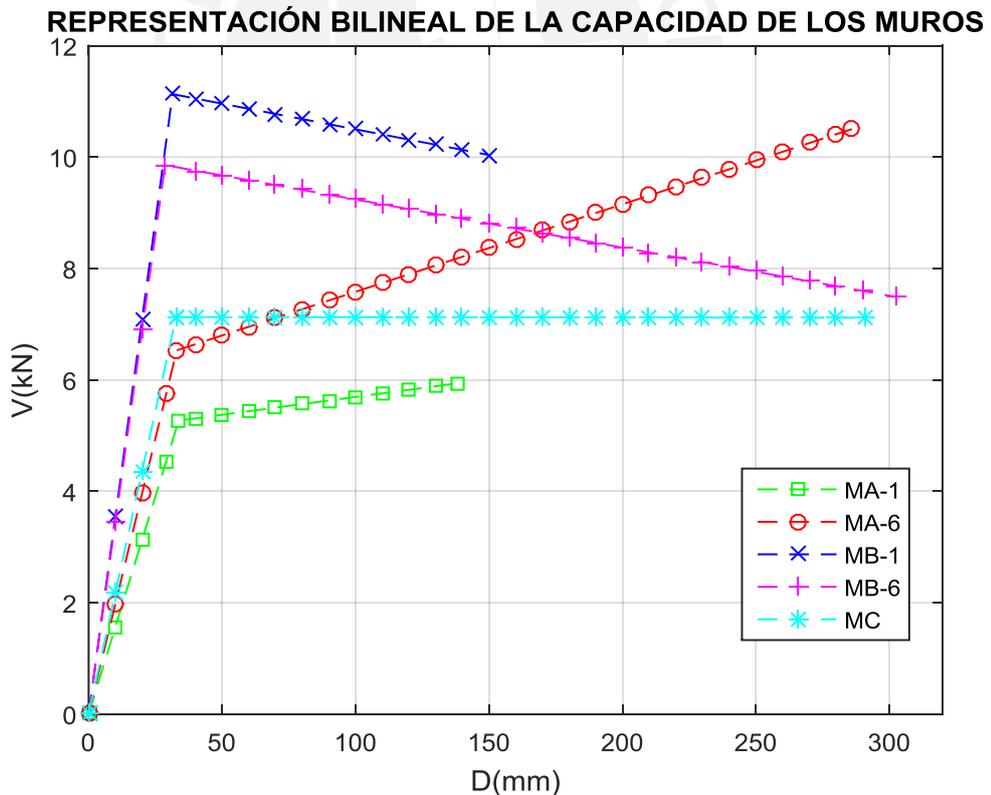


Figura 37.- Ploteo de las curvas bilineales que representan la capacidad de los muros de quincha

4.4.1. Espectros de capacidad

Una vez las curvas de capacidad se hayan representado en el formato bilineal; y por medio de los factores dinámicos (factor de participación y masa efectiva), calculados en 4.3.3; es posible obtener los gráficos espectrales de la capacidad de las estructuras.

En el siguiente gráfico se puede muestra la capacidad de todos los paneles, en su representación espectral.

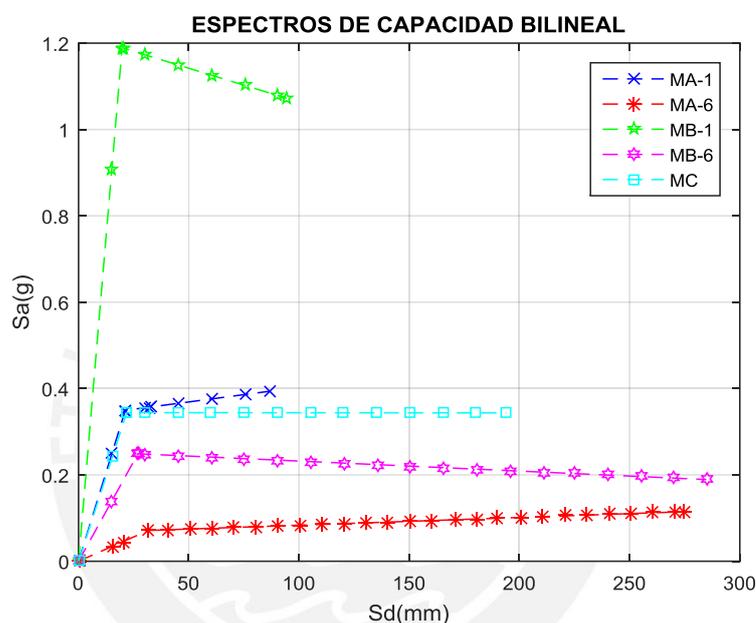


Figura 38.- Ploteo de los espectros de capacidad de todos los muros de quincha, en formato bilineal

4.5. Punto de desempeño

El punto de desempeño se obtiene a partir de la intersección de los espectros de capacidad y de demanda. Según se explicó en el capítulo 3.5.1. puede que esta intersección suceda en el rango elástico lineal de la estructura, obteniendo así directamente el punto de desempeño. En caso no exista intersección, o esta suceda en el rango inelástico de la estructura, se debe de reducir el espectro de demanda para considerar las características inelásticas como la disipación de energía histerética.

Esta reducción del espectro de demanda se realiza a través de los factores de reducción espectral (SR_a y SR_v), que dependen del amortiguamiento equivalente y de la capacidad que tiene la estructura para disipar energía (factor modificador, “k”).

4.5.1. Amortiguamiento equivalente y factor de reducción

El amortiguamiento equivalente es la suma de los amortiguamientos elástico ($\beta_{elástico}$) e hysterético (β_o). El hysterético se obtiene a partir de las energías asociadas a los ciclos de movimiento, a partir del modelo bilineal del espectro de capacidad; mientras que el amortiguamiento elástico es inherente al sistema, representado con el valor de 5% para estructuras de materiales convencionales como el concreto armado. Es así que las fórmulas que se utilizan para desarrollar los espectros de demanda del código peruano (NTE-030) consideran un valor de amortiguamiento elástico igual a 5%.

Si bien es cierto el sistema estructural de los muros de quincha es distinto a los de otros materiales convencionales y por lo tanto el valor del amortiguamiento conocido como elástico es distinto; Silva y Zegarra (2006) estiman valores por encima del 6%, el presente trabajo utilizará 5% como amortiguamiento elástico referencial para obtener el punto de desempeño.

El tipo de comportamiento estructural es también un factor importante a considerar dentro del análisis sísmico de una estructura, y es por ello que el método del espectro de capacidad utiliza un factor modificador (k). Entonces, en el caso de los muros analizados; si bien el sistema estructural de la quincha tradicional parece tener un comportamiento hysterético aceptable, existen factores que no pueden ser controlados (por ejemplo, la mano de obra, la calidad de los materiales, la eficiencia de las uniones, etc.) y están asociados a una incertidumbre. Es así que el presente trabajo propone considerar valores conservadores, por lo que se catalogarán a los muros de quincha tradicional como Tipo C, definidos como “edificios existentes de calidad pobre” o “edificios existentes promedios bajo un movimiento de duración prolongado” (Aktaş & Türer, 2015).

A continuación se presentan los resultados obtenidos (amortiguamiento equivalente y factores de reducción) para los diferentes niveles de sismos a analizar, en cada tipo de muro.

MA-1

Tabla 38.- Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MA-1

		OCASIONAL	RARO	MUY RARO	
Punto de desempeño	xi (mm)	47.21	84.56	118.89	
	yi (kN)	5.30	5.54	5.76	
Amortiguamiento equivalente	Eso (kN.mm)	122.14	238.54	344.74	
	Ed (kN.mm)	241.62	1040.35	1715.55	
	β_o (%)	15.74	34.71	39.60	
	$\beta_{elástico}$ (%)	5	5	5	
	k (TIPO C)	0.33	0.33	0.33	
	β_{eq} (%)	10.19	16.45	18.07	
Factores de reducción	SRa	0.77	0.62	0.59	> 0.56
	SRv	0.82	0.70	0.68	> 0.67

MA-6

Tabla 39.- Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MA-6

		OCASIONAL	RARO	MUY RARO	
Punto de desempeño	xi (mm)	99.73	181.33	228.64	
	yi (kN)	7.33	8.89	9.60	
	Eso (kN.mm)	367.73	795.47	1100.10	
	Ed (kN.mm)	1551.12	3535.23	4713.67	
Amortiguamiento equivalente	β_o (%)	33.57	35.37	34.10	
	$\beta_{elástico}$ (%)	5	5	5	
	k (TIPO C)	0.33	0.33	0.33	
	β_{eq} (%)	16.08	16.67	16.25	
	Factores de reducción	SRa	0.62	0.61	0.62
SRv		0.71	0.70	0.71	> 0.67

MB-1

Tabla 40.- Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MB-1

		OCASIONAL	RARO	MUY RARO	
Punto de desempeño	xi (mm)	16.5	26.73	34.18	
	yi (kN)	5.85	9.36	11.10	
Amortiguamiento equivalente	Eso (kN.mm)	-	-	181.79	
	Ed (kN.mm)	-	-	57.62	
	β_o (%)	-	-	2.52	
	$\beta_{elástico}$ (%)	5	5	5	
	k (TIPO C)	0.33	0.33	0.33	
	β_{eq} (%)	-	-	5.83	
Factores de reducción	SRa	1.00	1.00	0.95	> 0.56
	SRv	1.00	1.00	0.96	> 0.67

MB-6

Tabla 41.- *Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MB-6*

		OCASIONAL	RARO	MUY RARO	
Punto de desempeño	xi (mm)	41.46	79.73	130.70	
	yi (kN)	9.74	9.41	8.98	
Amortiguamiento equivalente	Eso (kN.mm)	202.65	376.45	587.58	
	Ed (kN.mm)	525.39	2077.11	4137.99	
	β_o (%)	20.63	43.91	56.04	
	$\beta_{elástico}$ (%)	5	5	5	
	k (TIPO C)	0.33	0.33	0.33	
Factores de reducción	β_{eq} (%)	11.81	19.49	23.49	
	SRa	0.72	0.56	0.56	> 0.56
	SRv	0.79	0.67	0.67	> 0.67

MC

Tabla 42.- *Punto de desempeño y otros valores parciales obtenidos al aplicar el MEC, para tres niveles de sismo distintos, en el muro MC*

		OCASIONAL	RARO	MUY RARO	
Punto de desempeño	xi (mm)	45.90	88.53	128.00	
	yi (kN)	7.13	7.13	7.13	
Amortiguamiento equivalente	Eso (kN.mm)	167.54	317.15	452.44	
	Ed (kN.mm)	329.08	1300.53	2179.47	
	β_o (%)	15.63	32.63	38.33	
	$\beta_{elástico}$ (%)	5	5	5	
	k (TIPO C)	0.33	0.33	0.33	
Factores de reducción	β_{eq} (%)	10.16	15.77	17.65	
	SRa	0.77	0.63	0.59	> 0.56
	SRv	0.82	0.71	0.69	> 0.67

4.5.2. Intersección de espectros y punto de desempeño

MA-1

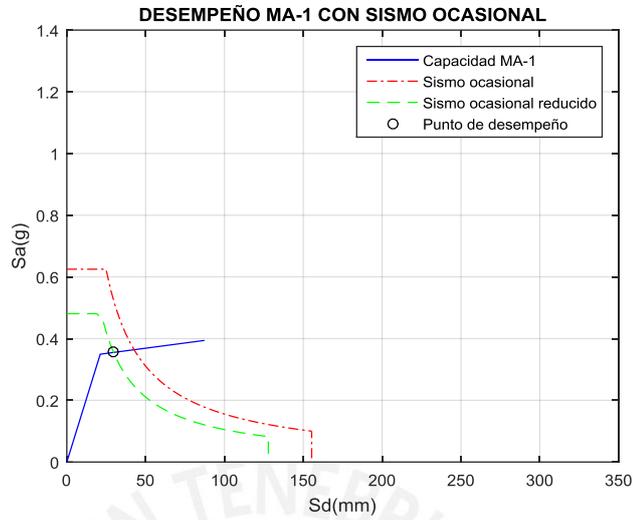


Figura 39.- Desempeño obtenido en el muro MA-1, frente a un sismo ocasional

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$43.41 < 47.21 < 47.97$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 29.67 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.36 \text{ g}$$

$$d_i = 47.21 \text{ mm} \quad V_i = 5.30 \text{ kN}$$

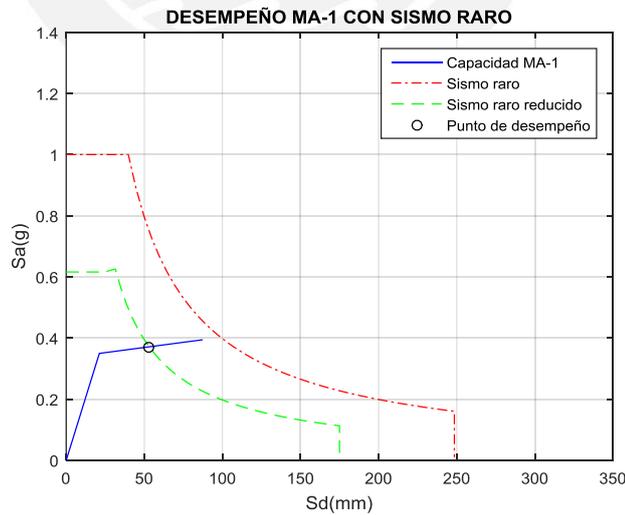


Figura 40.- Desempeño obtenido en el muro MA-1, frente a un sismo raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$80.94 < 84.56 < 89.46$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 53.15 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.37 \text{ g}$$

$$d_i = 84.56 \text{ mm} \quad V_i = 5.54 \text{ kN}$$

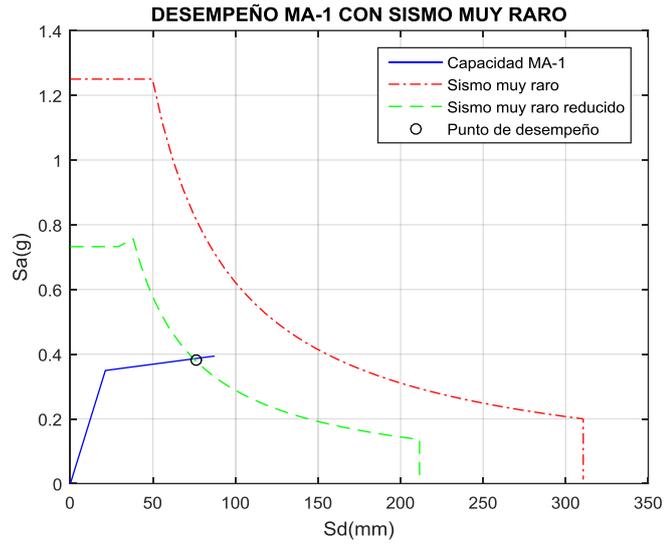


Figura 41.- Desempeño obtenido en el muro MA-1, frente a un sismo muy raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$112.67 < 118.89 < 124.53$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 74.72 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.39 \text{ g}$$

$$d_i = 118.89 \text{ mm} \quad V_i = 5.76 \text{ kN}$$

MA-6

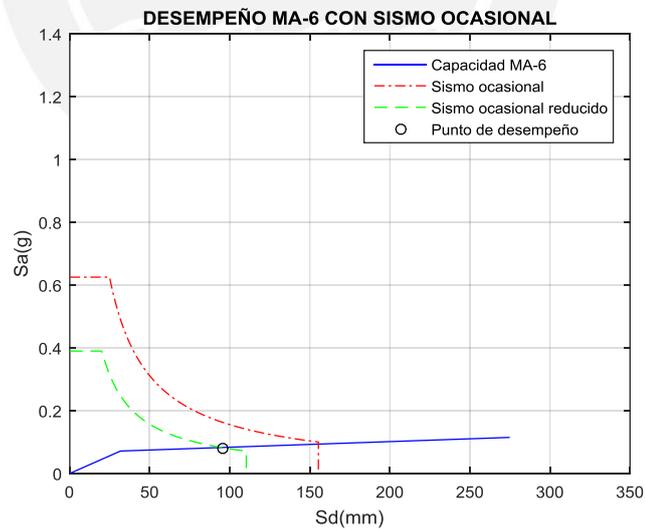


Figura 42.- Desempeño obtenido en el muro MA-6, frente a un sismo ocasional

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$92.63 < 99.73 < 102.38$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 95.71 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.08 \text{ g}$$

$$d_i = 99.73 \text{ mm} \quad V_i = 7.33 \text{ kN}$$

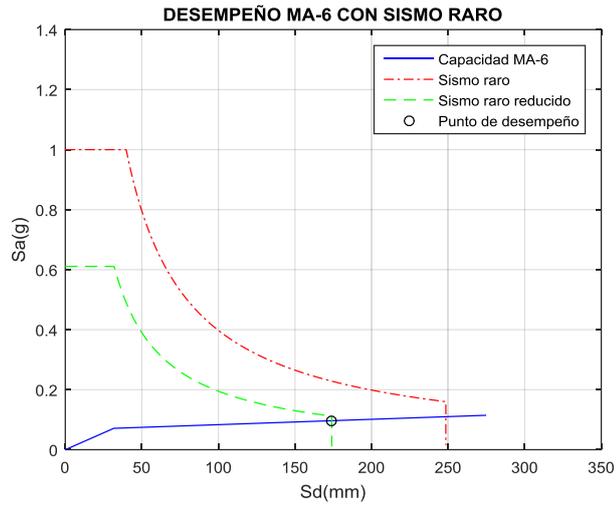


Figura 43.- Desempeño obtenido en el muro MA-6, frente a un sismo raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$171.00 < 181.33 < 189$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 174.02 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.10 \text{ g}$$

$$d_i = 181.33 \text{ mm} \quad V_i = 8.89 \text{ kN}$$

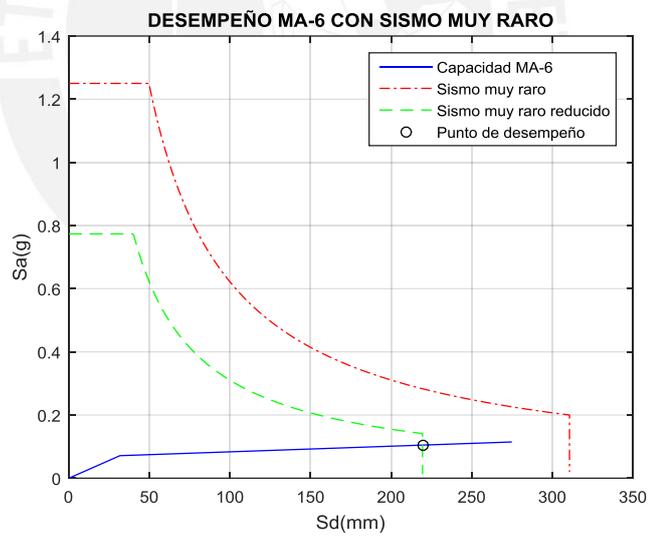


Figura 44.- Desempeño obtenido en el muro MA-6, frente a un sismo muy raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$217.55 < 228.64 < 240.45$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 219.42 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.10 \text{ g}$$

$$d_i = 228.64 \text{ mm} \quad V_i = 9.60 \text{ kN}$$

MB-1

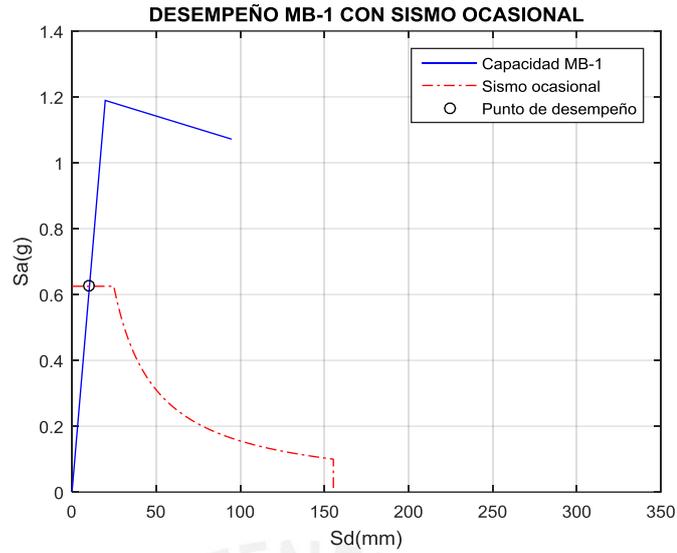


Figura 45.- Desempeño obtenido en el muro MB-1, frente a un sismo ocasional

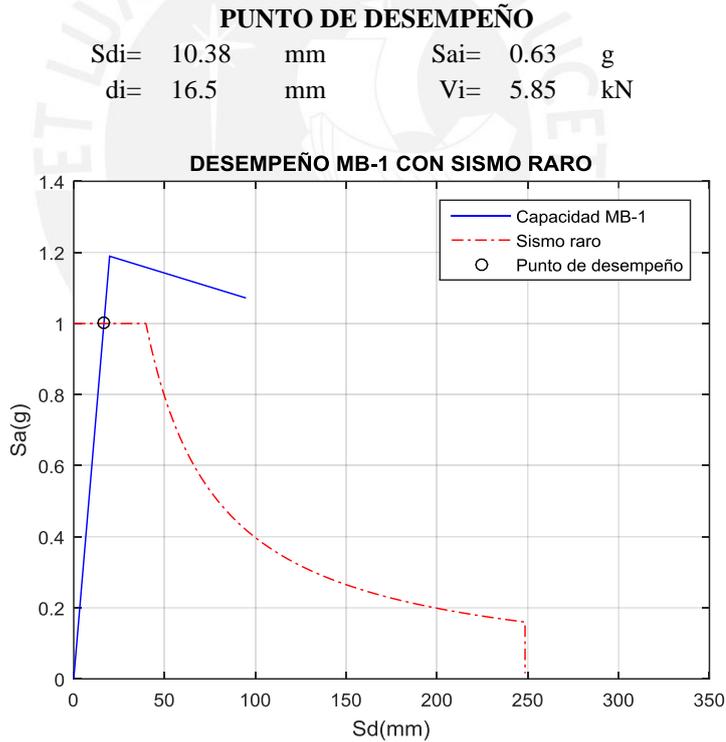


Figura 46.- Desempeño obtenido en el muro MB-1, frente a un sismo raro

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sdi=	16.8	mm	Sai=	1.00	g
di=	26.73	mm	Vi=	9.36	kN

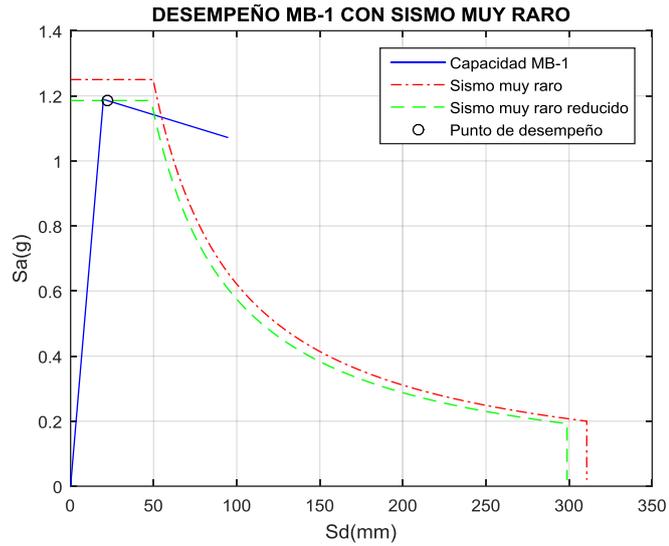


Figura 47.- Desempeño obtenido en el muro MB-1, frente a un sismo muy raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot dpi < di < 1.05 \cdot dpi$$

$$31.07 < 34.18 < 34.34$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 21.48 \text{ mm} \quad S_{ai} = 1.19 \text{ g}$$

$$d_i = 34.18 \text{ mm} \quad V_i = 11.10 \text{ kN}$$

MB-6

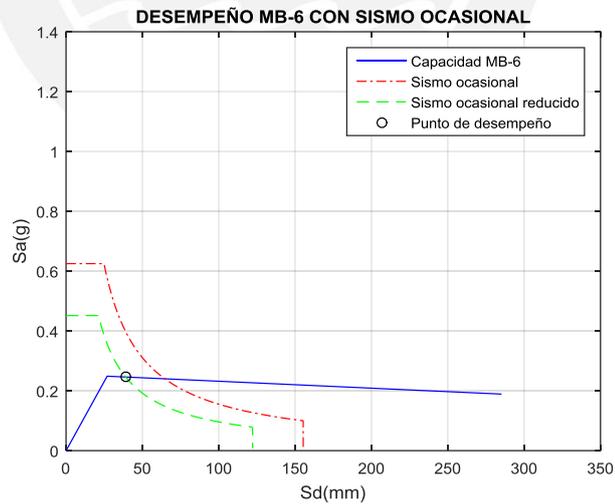


Figura 48.- Desempeño obtenido en el muro MB-6, frente a un sismo ocasional

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot dpi < di < 1.05 \cdot dpi$$

$$39.52 < 41.46 < 43.68$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 39.04 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.25 \text{ g}$$

$$d_i = 41.46 \text{ mm} \quad V_i = 9.74 \text{ kN}$$

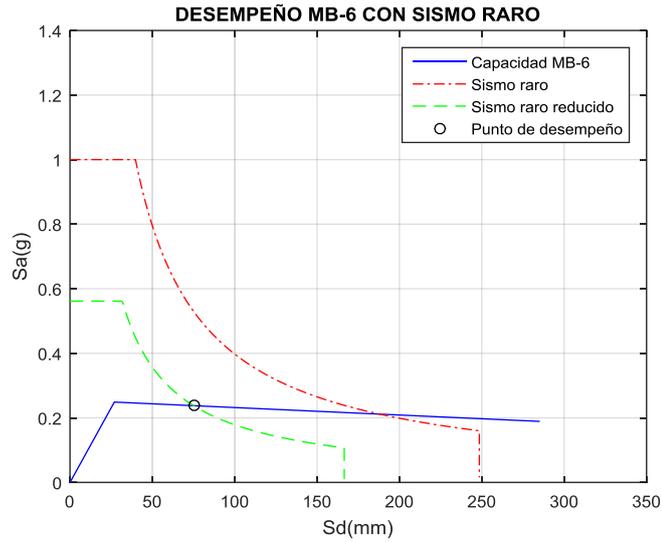


Figura 49.- Desempeño obtenido en el muro MB-6, frente a un sismo raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$76.00 < 82.62 < 84$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 75.08 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.24 \text{ g}$$

$$d_i = 79.73 \text{ mm} \quad V_i = 9.41 \text{ kN}$$

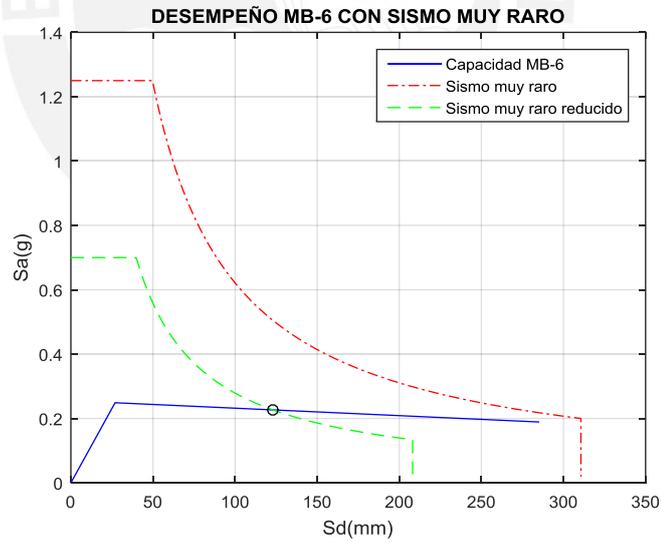


Figura 50.- Desempeño obtenido en el muro MB-6, frente a un sismo muy raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$124.45 < 130.68 < 137.55$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 123.06 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.23 \text{ g}$$

$$d_i = 130.68 \text{ mm} \quad V_i = 8.98 \text{ kN}$$

MC

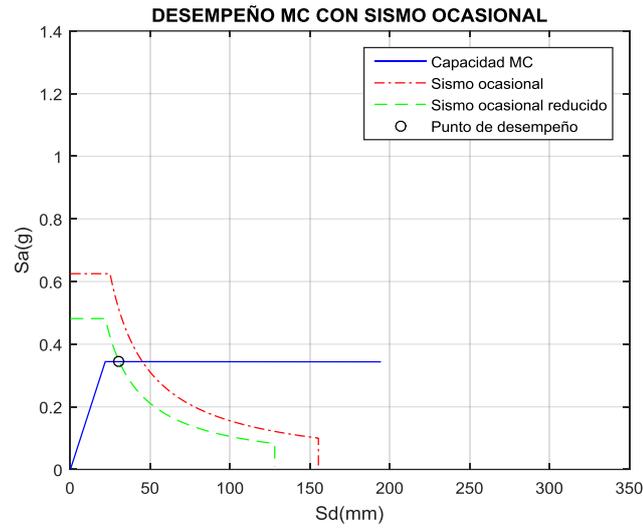


Figura 51.- Desempeño obtenido en el muro MC, frente a un sismo ocasional

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot dpi < di < 1.05 \cdot dpi$$

$$44.65 < 45.90 < 49.35$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 30.63 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.34 \text{ g}$$

$$d_i = 45.9 \text{ mm} \quad V_i = 7.13 \text{ kN}$$

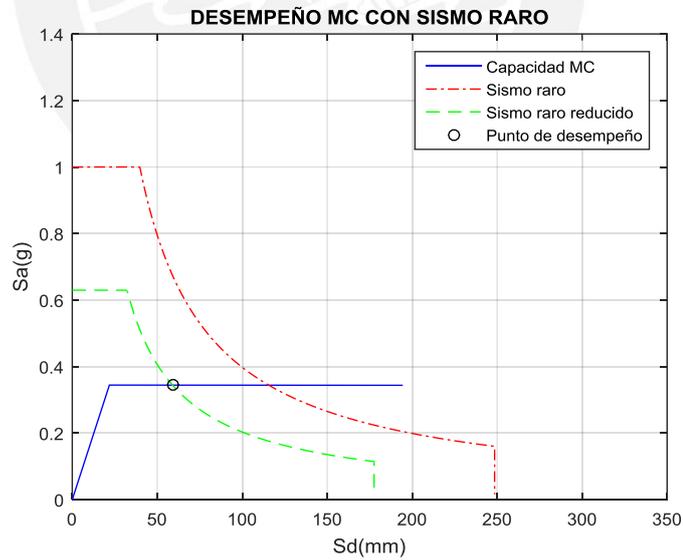


Figura 52.- Desempeño obtenido en el muro MC, frente a un sismo raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot dpi < di < 1.05 \cdot dpi$$

$$84.55 < 88.53 < 93.45$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 59.02 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.34 \text{ g}$$

$$d_i = 88.53 \text{ mm} \quad V_i = 7.13 \text{ kN}$$

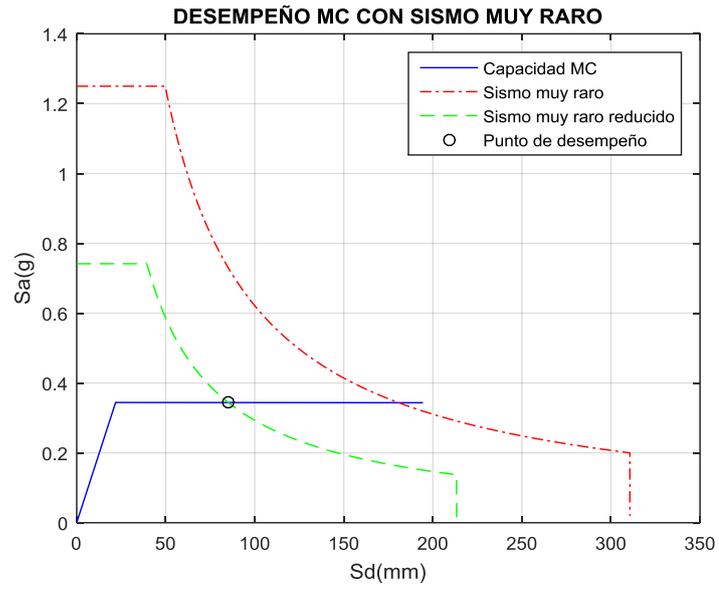


Figura 53.- Desempeño obtenido en el muro MC, frente a un sismo muy raro

PUNTO DE INTERSECCION DE ESPECTROS

$$0.95 \cdot d_{pi} < d_i < 1.05 \cdot d_{pi}$$

$$120.65 < 127.73 < 133.35$$

PUNTO DE DESEMPEÑO

$$S_{di} = 85.20 \text{ mm} \quad S_{ai} = 0.34 \text{ g}$$

$$d_i = 128.00 \text{ mm} \quad V_i = 7.13 \text{ kN}$$

Tabla 43.-Tabla resumen de los resultados obtenidos a través del método del espectro de capacidad en todos los muros de quincha

		Eso (kN.mm)	Ed (kN.mm)	β_o (%)	$\beta_{elástico}$ (%)	k (TIPO C)	β_{eq} (%)	SRa	SRv	xi (mm)	yi (kN)
MA-1	OCASIONAL	122.14	241.62	15.74	5	0.33	10.19	0.77	0.82	47.21	5.30
	RARO	238.54	1040.35	34.71	5	0.33	16.45	0.62	0.70	84.56	5.54
	MUY RARO	344.74	1715.55	39.60	5	0.33	18.07	0.59	0.68	118.89	5.76
MA-6 (carga vertical)	OCASIONAL	367.73	1551.12	33.57	5	0.33	16.08	0.62	0.71	99.73	7.33
	RARO	795.47	3535.23	35.37	5	0.33	16.67	0.61	0.70	181.33	8.89
	MUY RARO	1100.10	4713.67	34.10	5	0.33	16.25	0.62	0.71	228.64	9.60
MB-1	OCASIONAL	-	-	-	5	0.33	-	1.00	1.00	16.50	5.85
	RARO	-	-	-	5	0.33	-	1.00	1.00	26.73	9.36
	MUY RARO	181.79	57.62	2.52	5	0.33	5.83	0.95	0.96	34.18	11.10
MB-6 (carga vertical)	OCASIONAL	202.65	525.39	20.63	5	0.33	11.81	0.72	0.79	41.46	9.74
	RARO	376.45	2077.11	43.91	5	0.33	19.49	0.56	0.67	79.73	9.41
	MUY RARO	587.58	4137.99	56.04	5	0.33	23.49	0.56	0.67	130.70	8.98
MC	OCASIONAL	167.54	329.08	15.63	5	0.33	10.16	0.77	0.82	47.00	7.13
	RARO	317.15	1300.53	32.63	5	0.33	15.77	0.63	0.71	89.00	7.13
	MUY RARO	452.44	2179.47	38.33	5	0.33	17.65	0.59	0.69	127.00	7.12

CAPÍTULO V - DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS

5.1. Secuencia de desempeño de los muros

Es posible conocer si la estructura alcanza o no el objetivo de desempeño esperado a partir de los resultados del análisis estático no lineal (método del espectro de capacidad). Para ello, se debe de comparar la respuesta de la estructura (desplazamiento demandado por el sismo) con los límites para los niveles de desempeño planteados en el capítulo 2.4.

Los niveles de desempeño estudiados son definidos por aspectos cualitativos como deterioro de los elementos estructurales, pérdida de capacidad lateral, etc; y no se han establecido parámetros cuantitativos que relacionen la respuesta de la estructura con los niveles de desempeño. El ATC-40 propone delimitar los niveles de desempeño a partir de la deriva entre piso de la estructura; sin embargo, el presente trabajo no estimará el desempeño de los muros a partir de estas recomendaciones pues son sugeridos para estructuras distintas, como edificios de concreto armado.

Entonces, se plantea realizar una comparación entre el comportamiento observado y registrado durante los ensayos y los resultados obtenidos a través del análisis no lineal. Esta comparación permitirá predecir el resultado físico en los muros de quincha cuando sean sometidos a movimientos en su base.

A continuación se presentan gráficos en donde es posible observar el punto de desempeño del muro para cada nivel de sismo, junto a los registros fotográficos obtenidos durante los ensayos.

MA-1

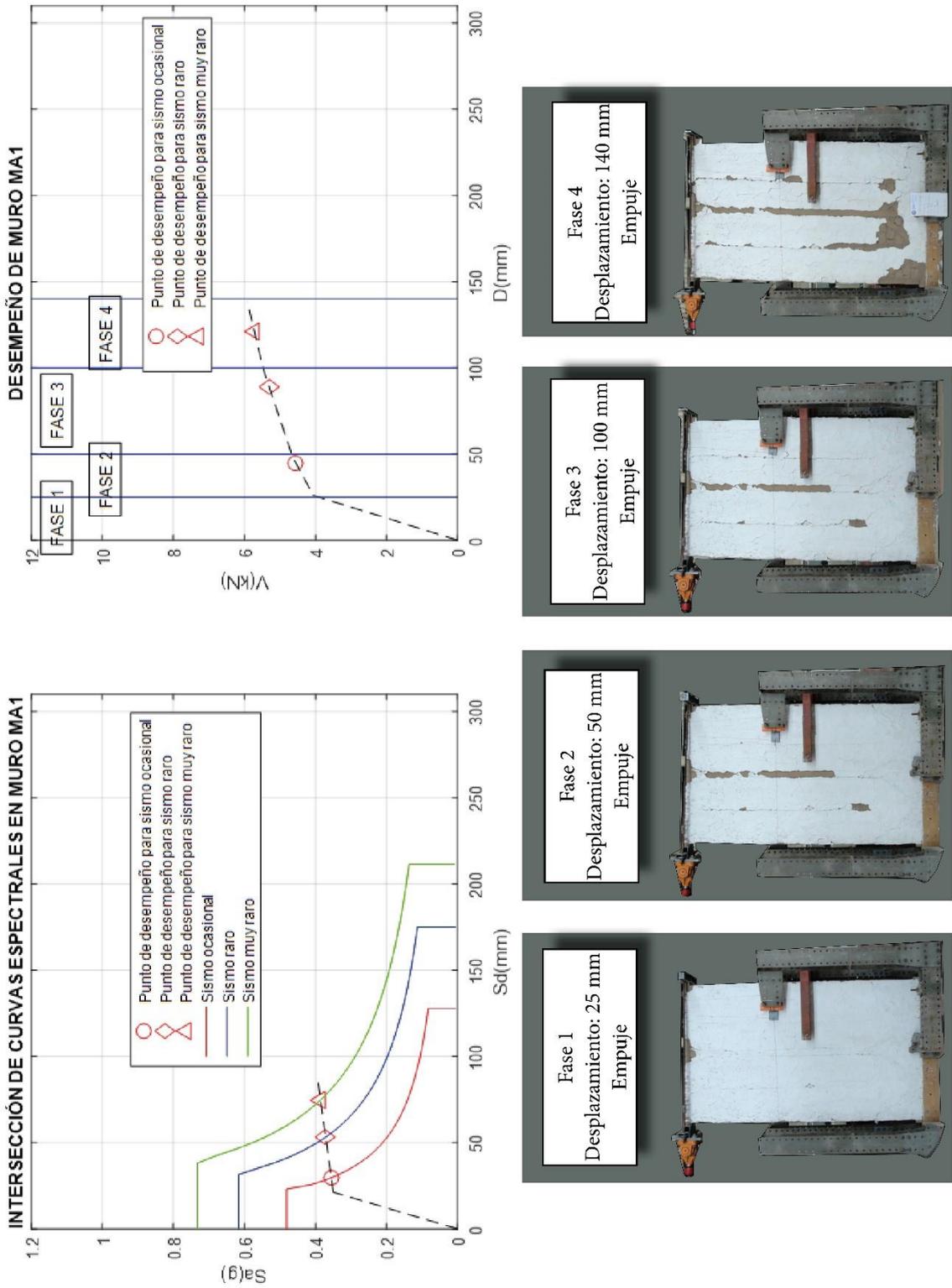


Figura 54.- Niveles de desempeño en muro MA-1

El muro MA-1 corresponde a una tipología cuyo rigidizador es la citara. El ensayo realizado en esta estructura se ejecutó sin aplicar carga vertical. La secuencia de desempeño indica que el muro con citara sin carga vertical posee la capacidad suficiente para afrontar el desplazamiento demandado por sismos ocasionales, raros y muy raros. Para cada uno de los sismos estudiados, el muro entra en un régimen inelástico producto del desplazamiento demandado.

La comparación de desplazamientos indica que el comportamiento del muro para una demanda sísmica ocasional, donde el muro alcanza un desplazamiento de 47.21 mm, sería similar al registrado durante la Fase 2 del ensayo cíclico, siendo esta igual a 50 mm. En el caso del sismo raro, los resultados del análisis sísmico indican un desplazamiento del orden de 84.56 mm, el cual se ubica en el rango de comportamiento estimado entre la Fase 2 y la Fase 3 del ensayo, cuyos desplazamientos son de 50 y 100 mm respectivamente. Finalmente, la demanda de un sismo muy raro exige un desplazamiento de 118.89 mm, el cual es menor a los 140 mm que se alcanzaron durante la Fase 4.

Los registros fotográficos indican daños menores en la Fase 2 del ensayo, pues se observa, únicamente, grietas en el recubrimiento localizadas en las zonas de los postes. Se espera entonces que para un sismo ocasional el muro reaccione de manera similar a lo que se observa en las imágenes de la Figura 59.

Un sismo raro exigiría al muro un comportamiento parecido al registrado en la siguiente fase del ensayo. En esta etapa se observa que el recubrimiento se ve más deteriorado pues presenta mayor número de grietas, también se registró un desgaste en la unión entre postes y vigas conocida como caja y espiga debido a la constante exigencia demandada por el movimiento en la base del muro.

Finalmente, la última fase del ensayo muestra que el muro pierde de manera notoria el recubrimiento de yeso que posee, no sólo en los lugares donde se ubican los postes, sino también en la zona donde se encuentra el elemento rigidizador, la citara. Entonces, los bloques de adobe quedan finalmente expuestos; sin embargo permanecen aún como una unidad.

MA-6

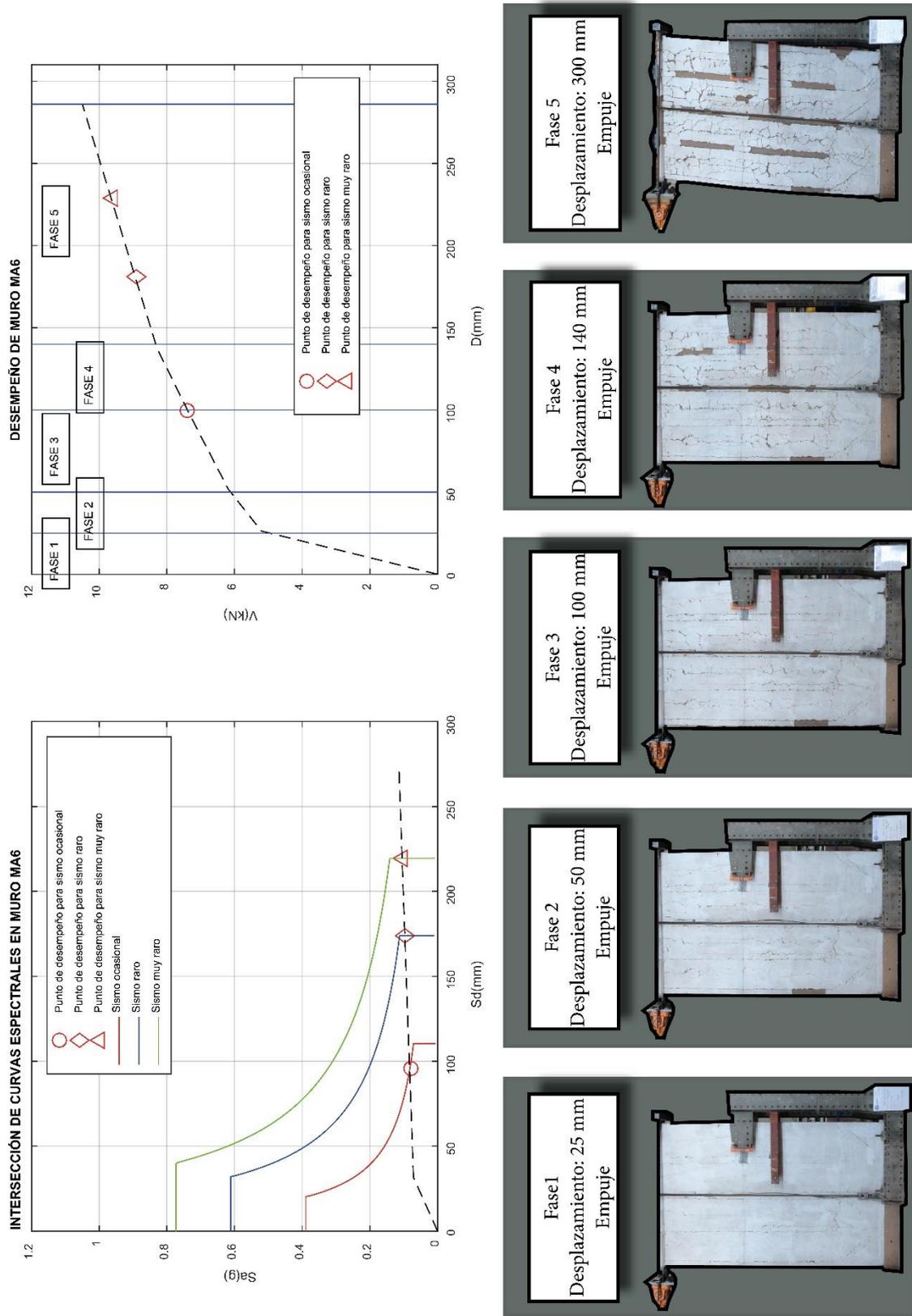


Figura 55.- Niveles de desempeño en muro MA-6

El muro MA-6 posee también la tipología tipo citara; sin embargo, a diferencia del muro MA-1, se aplicó una carga vertical igual a 8 toneladas o 78 kN durante el ensayo.

Los resultados obtenidos muestran que el muro posee la capacidad de desplazamiento suficiente para afrontar sismos ocasionales, raros y muy raros, en un rango inelástico de comportamiento. Los desplazamientos obtenidos a través del método del espectro de capacidad indican que para una demanda sísmica ocasional, el muro debe tener la capacidad para afrontar un desplazamiento de 99.73 mm aproximadamente, el cual es prácticamente igual al desplazamiento característico de la Fase 3 del ensayo (100 mm). En el caso de un sismo raro, el desplazamiento que se espera obtener es de 181.33 mm, valor superior a los 140 mm registrados en la Fase 4, pero menor a los 230 mm que se registra en la Fase 5. Finalmente, para una intensidad sísmica muy rara, el muro necesita poder desplazarse 228.64 mm, desplazamiento mucho menor a los 287mm que se alcanzó en la última fase del ensayo.

Entonces, el sismo ocasional puede verse equivalente a la Fase 3 del ensayo por lo que para una demanda como esta se espera que el muro presente daños en el recubrimiento en forma de grietas que se acentúan en las zonas donde se ubican los postes y las citaras. Además del daño en el recubrimiento, los registros fotográficos no muestran mayor impacto negativo en el muro.

Un sismo raro exigiría al muro un comportamiento intermedio entre lo que se aprecia en la Fase 4 y en la Fase 5 del ensayo. La Fase 4 muestra acentúa el deterioro del recubrimiento del muro como también debilitamiento en la conexión de caja y espiga de los elementos de madera. Finalmente, la Fase 5 del ensayo muestra una gran pérdida en el recubrimiento de los postes ubicados en la zona central del muro.

Finalmente, debido a que el desplazamiento requerido frente a un sismo muy raro se encuentra dentro de los límites de desplazamiento que se generaron en las Fases 4 y 5 del ensayo; el comportamiento que se reflejaría sería similar al del sismo raro; con la diferencia de que se acentuaría el deterioro del recubrimiento del muro.

MB-1

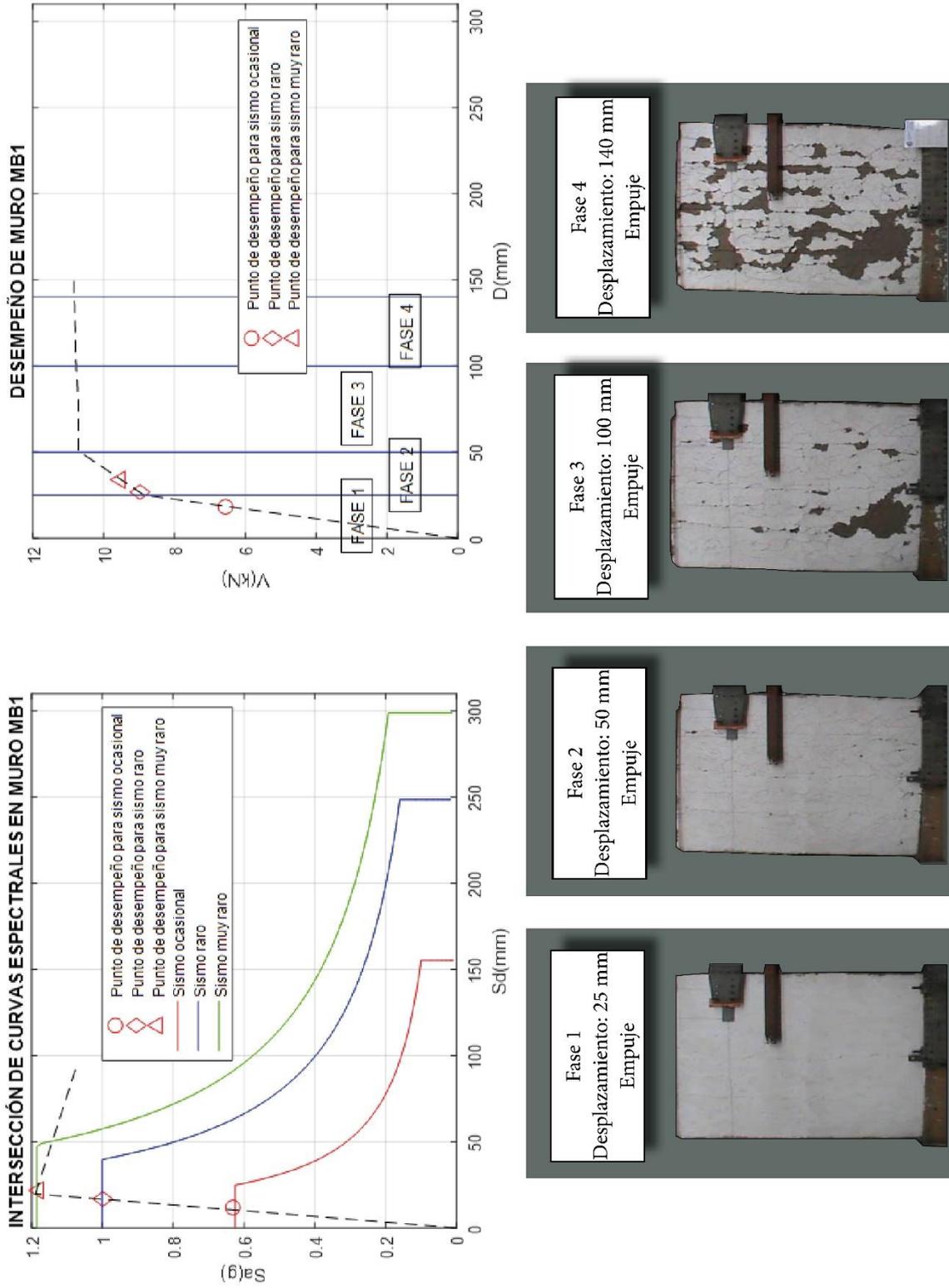


Figura 56.- Niveles de desempeño en muro MB-1

El muro MB-1 es de una tipología distinta a los muros MA. Este posee una diagonal de madera que rigidiza la estructura y permite que tenga una resistencia superior a los muros con citara. Durante el ensayo no se aplicó carga vertical en la estructura.

La secuencia de desempeño indica que el muro MB-1 posee la capacidad suficiente para comportarse elásticamente durante sismos ocasionales y raros; mientras que para un sismo muy raro, el comportamiento cambia ligeramente e incursiona en desplazamientos inelásticos.

El desempeño en este muro indica que para sismos ocasionales, el desplazamiento que se desarrolla es de 18.50 mm, cuyo valor es menor al desplazamiento que se obtiene en la Fase 1. Asimismo, para un sismo raro se obtiene un desplazamiento de 26.73 mm, mientras que para un sismo muy raro el desplazamiento es de 34.17 mm, valores menores a los desarrollados en la Fase 2 del ensayo.

Los registros fotográficos (la diagonal está ubicada en el lado opuesto a la cámara) indican que en la Fase 1 del ensayo los daños no fueron muy considerables. Únicamente se observa la aparición de fisuras en el recubrimiento ubicado sobre los postes y en la unión del muro con la viga inferior.

Para un sismo raro y muy raro, el comportamiento se estima sea similar a lo registrado durante la Fase 2. Durante esta etapa aparecen fisuras en la superficie del muro y se acentúan las existentes. También se observa que las espigas de los extremos inferiores del muro empiezan a desprenderse ligeramente de sus cajas y además existen pequeñas fisuras en los extremos de la diagonal de madera, producto del doblaje de los clavos en aquellas zonas.

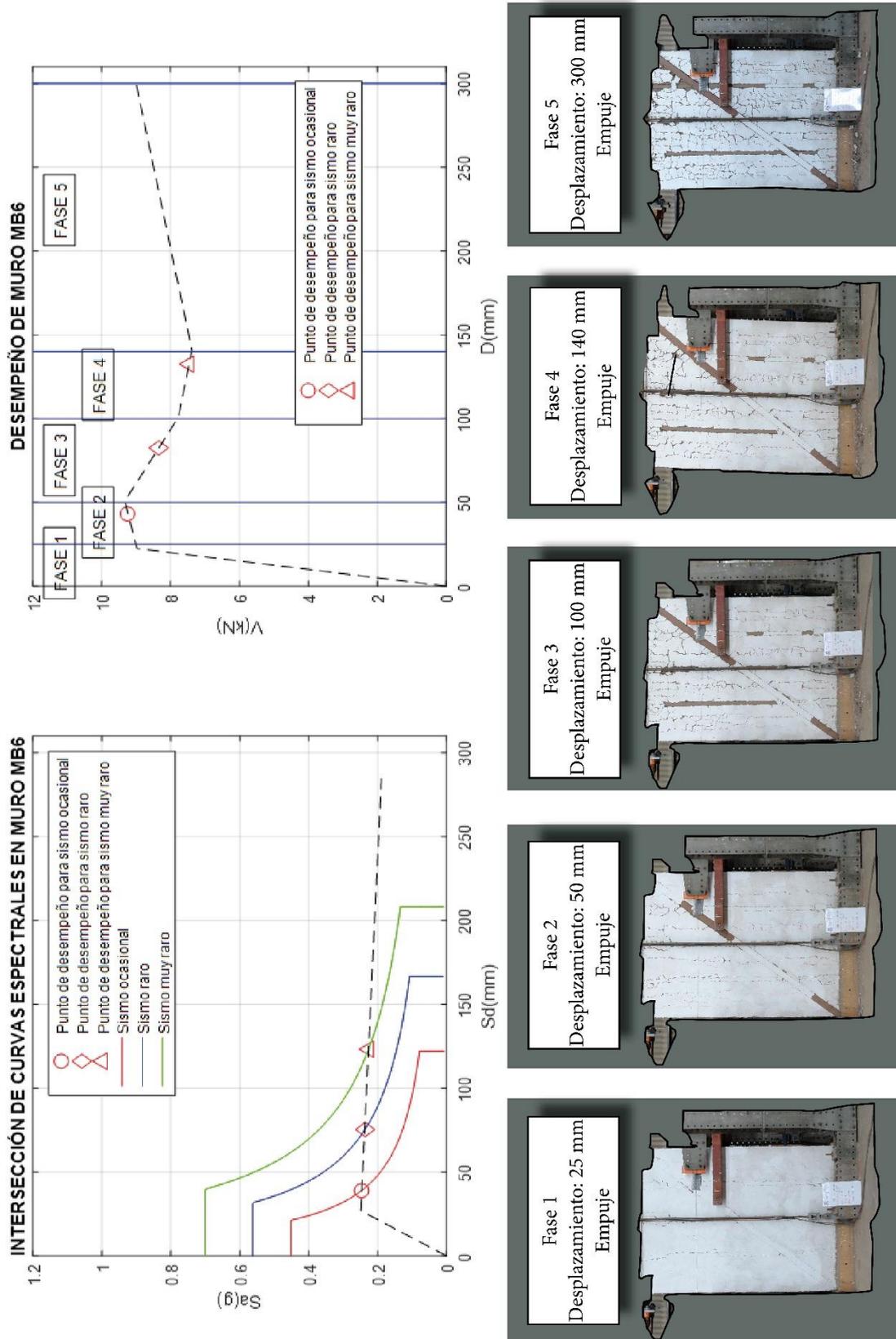


Figura 57.- Niveles de desempeño en muro MB-6

El muro MB-6 posee también la diagonal de madera como elemento rigidizador; sin embargo, a diferencia del muro MB-1, una carga de 3.2 ton o 31 kN fue aplicada en la estructura durante el ensayo.

Los resultados obtenidos muestran que el muro posee la capacidad de desplazamiento suficiente para afrontar sismos ocasionales, raros y muy raros, en un rango inelástico de comportamiento.

El punto de desempeño encontrado en esta estructura muestra que para sismos ocasionales, el desplazamiento que se desarrolla es de 43.35 mm, cuyo valor es menor al desplazamiento que se obtiene en la Fase 2 del ensayo, por lo que se espera que el muro muestre un comportamiento similar a lo registrado para los 50 mm de desplazamiento. Asimismo, para un sismo raro cuyo desplazamiento desarrollado es de 82.62 mm, se espera un comportamiento similar al observado durante la Fase 3 (100 mm de desplazamiento). Mientras que para un sismo muy raro con 132.60 mm de desplazamiento, el comportamiento se asemejaría a los resultados de la Fase 4.

Los registros fotográficos indican que en la Fase 2 del ensayo, equivalente a un sismo ocasional, el muro desarrolla fisuras que se acentúan en los postes y en la diagonal del muro, las espigas ubicadas en los extremos inferiores (unión poste-viga) empiezan a desprenderse de sus respectivas cajas y se inicia un dobléz en los clavos de unión entre la diagonal y los postes extremos, producto del movimiento.

Para un sismo raro, el comportamiento se estima similar a lo registrado en la Fase 3 donde existe una pérdida de recubrimiento notoria en los postes y diagonal, la caja y espiga se ve más debilitada, pero conserva aún la capacidad de unión y se observa que la diagonal presenta fisuras en sus lados extremos además de registrarse un dobléz en los clavos que unen la diagonal con los postes intermedios.

Finalmente, para un sismo muy raro se considera un comportamiento análogo a la Fase 4. Durante esta etapa del ensayo la diagonal se desclava casi totalmente en sus extremos además de fisurarse, pero aún mantiene unión con los postes intermedios, las espigas de los extremos inferiores logran salir de sus cajas 3 cm en cada ciclo de carga y descarga y se observa un mayor agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento.

MC

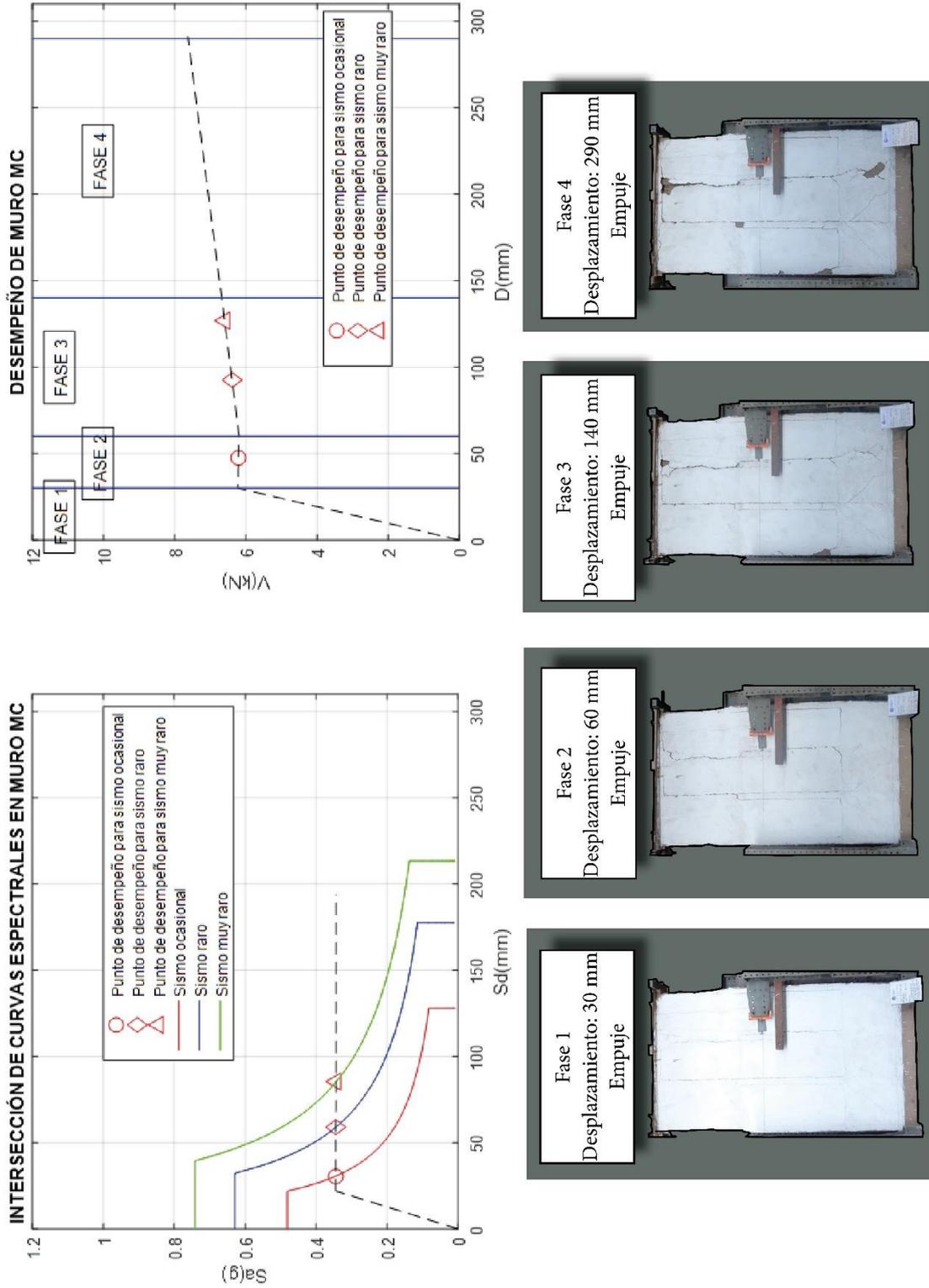


Figura 58.- Niveles de desempeño en muro MC

El muro MC corresponde al muro original que fue extriado directamente de una casona típica del Centro Histórico de Lima. La configuración del muro es similar a los paneles MA, donde existen tornapuntas denominadas citara y adobe en su parte inferior. El ensayo realizado al muro MC no incluyó carga vertical.

Los resultados muestran que el muro original posee la capacidad de desplazamiento para afrontar las tres intensidades de sismo analizados, en un rango inelástico de comportamiento.

Para sismos ocasionales, el desplazamiento que desarrolla el muro MC es de 47.6 mm, valor menor al desplazamiento aplicado durante la Fase 2 del ensayo; por lo que el comportamiento que adoptará el muro será similar a lo registrado hasta los 60mm de desplazamiento. Luego, para un sismo raro, el método muestra que el muro necesitaría poder desplazarse 92.7mm, valor intermedio a los desarrollados durante la Fase 2 y Fase 3 de los ensayos. Finalmente, para un sismo muy raro, la disponibilidad de desplazamiento es de 127mm, valor que se encuentra aún dentro del los límites de desplazamiento de las Fases 2 y 3 (60 y 140 mm respectivamente).

En consecuencia, para un sismo ocasional el muro mostraría un comportamiento similar a lo registrado en las dos primeras fases del ensayo. Se registrarían fisuras en el recubrimiento de barro, siendo más notorios en los elementos de madera como los postes, vigas y las tornapuntas de las citarás, así también en los lugares donde las cañas fueron colocadas horizontalmente.

En el caso del sismo raro, el comportamiento se estima similar a lo registrado durante las Fases 2 y 3 del ensayo. En esta etapa, existiría desprendimiento del recubrimiento en algunas áreas del muro; además de un desprendimiento de la unión caja y espiga, entre postes y vigas, de alrededor de 2 cm.

Finalmente, para un sismo muy raro se considera un comportamiento análogo a la Fase 3. En este caso, las fisuras acentuarían el sistema estructural del muro, perdiendo aún más recubrimiento en los puntos de unión de los elementos de madera y el desprendimiento de la unión caja y espiga sería aún mayor (hasta 7 cm en la última fase del ensayo); sin embargo, no se perdería la resistencia a cargas laterales ya que no se produce la separación completa de la unión entre elementos estructurales.

5.2. Comparación del comportamiento de los muros

En base a los resultados de los ensayos cíclicos efectuados en los muros de quincha, se puede observar que los muros con diagonal logran desarrollar mayor resistencia frente a las cargas laterales, en comparación a los muros con citara. Este comportamiento se debe a que la diagonal de madera es un elemento rigidizador muy efectivo en contraste a las tornapuntas de madera ubicadas en la zona inferior del muro con citara.

Por otra parte, los espectros de capacidad muestran tener mayores valores de aceleración espectral para aquellos muros cuyo ensayo fue efectuado sin carga vertical (MA-1 y MB-1). El espectro del muro MA-6 es el que presenta la menor pendiente inicial. Esto muestra que el peso en una estructura afecta significativamente el comportamiento dinámico y el desempeño del sistema estructural, pues se evidencia que los muros MA-6 y MB-6 son los que desarrollan los mayores desplazamientos para un mismo nivel de intensidad de sismo.

Durante el desarrollo de la metodología del espectro de capacidad se había asumido una forma de vibración de los muros con la finalidad de desarrollar el espectro de capacidad. Esta forma de vibración fue obtenida en base a los desplazamientos registrados por tres LVDT's ubicados en las zonas superior, media e inferior de los muros durante los ensayos.

Respecto a la forma asumida para poder desarrollar el espectro de capacidad, se habían considerado los resultados obtenidos a través de la instrumentación (LVDT's) en los ensayos. La deformación para distintos puntos en el tiempo mostraba una forma similar para los muros MA y MB, mientras que para el muro MC la forma era una recta que variaba de pendiente en el tiempo. Estos resultados son entendibles dado que los muros MA-i, MB-i fueron réplicas de muros tradicionales del Centro Histórico de Lima, quiere decir, son muros construidos con materiales nuevos, mano de obra calificada y ciertos estándares de calidad. Por otra parte, el muro MC es un muro original, extraído y ensamblado nuevamente en un laboratorio, por lo que si se tiene en cuenta que el tipo de conexión empleado entre los elementos de madera es la de caja y espiga, es bastante probable que las conexiones en el muro MC hayan estado

deterioradas por el paso de los años y no posean la capacidad para restringir el giro en la base del muro, como si sucedió en los otros muros.

El resultado obtenido a través del método del espectro de capacidad es denominado como punto de desempeño, este punto estima el desplazamiento que demanda un sismo determinado en una estructura y lo compara con la capacidad que posee. En el caso de los muros de quincha analizados, todos mostraron tener la capacidad suficiente para afrontar sismos ocasionales, raros y muy raros.

Las curvas de capacidad utilizadas para estimar el desempeño de los muros de quincha, no muestran la verdadera extensión de desplazamientos que pudiera desarrollar su sistema estructural. Los ensayos que se llevaron a cabo fueron de desplazamiento controlado por lo que, a pesar que se consiguen grandes desplazamientos, estos están aún lejos del colapso de los paneles. Es así que estos ensayos omiten información importante para poder estimar el desempeño de los muros según las recomendaciones del SEAOC o el ATC-40, donde es necesario conocer la capacidad total de la estructura que se busca analizar.

Esta es una de las razones que implicó que se estimara el comportamiento de los muros de quincha por medio de la comparación de desplazamientos entre el resultado del análisis sísmico a través del método del espectro de capacidad y los desplazamientos que se registraron en cada fase del ensayo cíclico. Asimismo, se considera que es mejor hacer uso de información obtenida directamente de los ensayos aplicados en los muros, en lugar de utilizar las recomendaciones para estimar los límites de desempeño que plantea el ATC-40, fundamentalmente porque estas tienen una aplicación enfocada a sistemas estructurales más convencionales.

CAPÍTULO VI - CONCLUSIONES Y LIMITACIONES

6.1. Conclusiones

Los muros de quincha tradicional de las dos tipologías analizadas poseen un sistema estructural con capacidad suficiente para soportar desplazamientos laterales de sismos catalogados como ocasionales, raros y muy raros. Las demandas de desplazamiento son completamente cubiertas por sus capacidades, además que se constata que los muros no presentan daños que pongan en peligro su integridad estructural, para todos los casos de sismo estudiados, según los registros fotográficos de los ensayos.

Ambos sistemas estructurales presentan un correcto desempeño; sin embargo son los muros de quincha tradicional con diagonal de madera (MB) los que desarrollan menores desplazamientos en contraste a los que poseen la citara en su base (MA). Este comportamiento se debe a que la diagonal de madera es un rigidizador más efectivo respecto a la citara por cubrir el panel desde la solera inferior, hasta la superior. A pesar que durante el ensayo la diagonal se llega a desclavar, el muro se mantiene en pie y con la capacidad de seguir soportando deformaciones debido a las uniones caja y espiga.

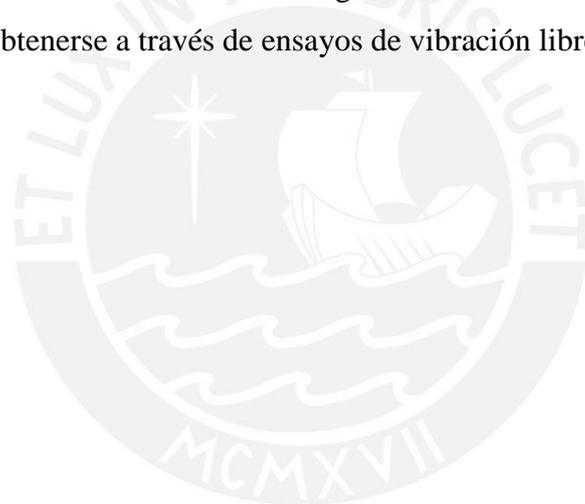
Los niveles de desempeño definidos por entidades como el SEAOC o el ATC-40 han sido definidos para estructuras de materiales convencionales y modernos, como el concreto, y estos niveles de desempeño requieren conocer la capacidad total de la estructura hasta el colapso. El presente trabajo utilizó los resultados de ensayos de estructuras que no fueron llevados al colapso por lo que para definir los niveles de desempeño se utilizaron medidas cualitativas basadas en los registros fotográficos de los ensayos.

El método del espectro de capacidad se muestra como una opción a considerar al realizar análisis sísmicos de estructuras cuyo comportamiento es complejo, si se desea un resultado rápido y coherente. A pesar de las simplificaciones que considera, este método permite obtener resultados con un nivel de confiabilidad aceptada en el ámbito profesional. Esta herramienta puede ser útil para reconocer de manera rápida estructuras en las que sea necesario realizar una intervención estructural.

6.2. Limitaciones y trabajos futuros

Existen limitaciones en el trabajo realizado que suponen ideas para trabajos futuros. Por ejemplo, sería interesante poder replicar los ensayos en los muros, con la diferencia de lograr un registro total de la capacidad de la estructura, quiere decir, que los muros sean ensayados hasta el colapso. De esta manera, sería posible conocer el desempeño a través de los objetivos de desempeño del ATC-40.

Al desarrollar el análisis sísmico se consideró un amortiguamiento elástico igual a 5%, número aceptado en estructuras de concreto armado; sin embargo, el amortiguamiento inherente a estructuras de madera corresponde a un valor mayor, entre 8 al 10%, dependiendo de la bibliografía consultada. Se decidió utilizar el valor de 5% para desarrollar la metodología pues es el valor estimado por el ATC-40; sin embargo, se debería considerar un amortiguamiento más característico a este material, el cual puede obtenerse a través de ensayos de vibración libre.



REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2014). Análisis matricial de estructuras con CEINCI-LAB. Cuarta Edición. Quito, Ecuador. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Alberca, B. (1990). Respuesta dinámica de un módulo de quincha. (Tesis de Grado). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Aktaş, Y. & Türer, A. (2015). Seismic performance evaluation of traditional timber Himiş frames: capacity spectrum method based assessment. Bulletin of Earthquake Engineering.
- Bariola, J., Tinman, M., Ortiz, R., Alberca, B., & Vargas, J. (1990). Comportamiento estructural de la quincha. In 6th International Conference on the Conservation of Earthen Architecture: Adobe 90 preprints: Las Cruces, New Mexico, USA, October 14-19, 1990 (pp. 311-315). Getty Conservation Institute.
- Blondet, M., Zegarra, L., Perla M. (1986). Comportamiento sísmico de las estructuras de quincha. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. (Tesis Doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña.
- Burgos, M. (2007). “Estudio de la metodología “diseño por capacidad” en edificaciones aperticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa al diseño” (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería.
- Chácará, C. (2013). Evaluación estructural de construcciones históricas en la costa peruana utilizando tecnologías modernas: El caso del Hotel “El Comercio” en Lima. (Tesis de Grado). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Comartin, C. & Niewiarowski, R. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Redwood City, Calif.: Applied Technology Council.
- Fajardo, C. (2012). Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad. (Tesis de Grado). Universidad Nacional de Ingeniería.

- Figueroa, J. (1991). Estudio del comportamiento dinámico de las estructuras de quincha prefabricada. (Tesis de Maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Freeman, S. A. (1998). The capacity spectrum method as a tool for seismic design. In Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering (pp. 6-11).
- Hansen, C. (2012). Método estático y dinámico para el análisis sísmico. Recuperado de <https://www.scribd.com/doc/98096654/Metodo-Estatico-y-Dinamico-para-el-analisis-sismico>, el 05 de junio del 2016.
- Linder, A. (2002). El Primer Reglamento de Construcciones Asísmicas. Revista Ingeniería Civil Año 6 N°27-2002- Cabildos de Lima, Lima, Tomo 33.
- Mendoza, M. (2011). Desarrollo y validación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño para edificios de concreto reforzado. (Tesis Doctoral). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ministerio de Vivienda, C. y. S. (2006). Norma Técnica de Edificación de Diseño Sismorresistente E.030. Lima, Perú.
- Muñoz, A. (2001). Ingeniería Sismorresistente. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Ortiz, Á. (1990). Comportamiento de muros de quincha ante cargas dinámicas en dirección perpendicular a su plano. (Tesis de Grado). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Quinn, N., D'Ayala, D. & Descamps, T. (2016) Structural Characterization and Numerical Modeling of Historic Quincha Walls. International Journal of Architectural Heritage.
- Rodríguez, D. (2013). Análisis estático no lineal. Revista: Construcción. 86-87. Recuperado de http://civilgeeks.com/2013/09/18/analisis-estatico-no-lineal-aenl-metodo-pushover/?utm_source=feedburner&utm_medium=feed&utm_campaign=Feed%3A+CivilGeeks+%28La+web+del+Ingeniero+Civil%29, el 05 de junio del 2016.
- Rossi, A. & Sáenz, O. (2016). Comportamiento estructural de un muro de quincha tradicional del centro histórico de Lima – Muros con diagonales. (Tesis de Grado). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Safina, S. (2003). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Universidad Politécnica de Catalunya.

- Sánchez, M. (2013). Vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales históricas de mampostería en Chile: Aplicación a los torreones españoles de Valdivia. (Tesis de Grado). Universidad Austral de Chile.
- Santana, R. (2012). Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada. (Tesis de Maestría). Universidad Nacional de Ingeniería.
- Schilder, C. (2000). La herencia española: las bóvedas y cúpulas de quincha en El Perú. In Actas del Tercer Congreso Nacional de Historia de la construcción: Sevilla, 26 a 28 de octubre de 2000 (pp. 1019-1026). Instituto Juan de Herrera.
- SEAOC, (1995). Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Vols. I & II. Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee. Sacramento, California.
- Silva, W. & Zegarra, L. (2006). Ensayos de simulación sísmica en dos módulos de adobe y quincha, de dos pisos (M1-SR: Tradicional y M2-CR: Mejorado). SENCICO. Lima, Perú.
- Tavera, H. (2001). Peligro sísmico en Lima y el país. Prevención, revista del Centro de Estudios y Prevención de Desastres, Año 8, Número 14.
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú. Física de la Tierra, (10), 187.
- Torrealva, D., & Muñoz, A. (1987). Proyecto de Investigación “Vivienda de Quincha en dos Pisos” Primera Etapa: Comportamiento Dinámico. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Torrealva, D. y E. Vicente (2012). Proyecto de Reforzamiento Sísmico: Evaluación experimental del comportamiento sísmico de muros de quincha del centro histórico de Lima-Perú.