

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE  
PLACAS DE CONCRETO ARMADO DE DUCTILIDAD LIMITADA**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Carlos Alfredo Gálvez Roldan & César Augusto Olivos Mendoza

**ASESOR:**

Gustavo Juan Franklin Loa Canales

Lima, mayo, 2024

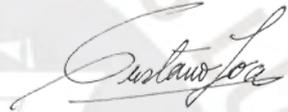
## Informe de Similitud

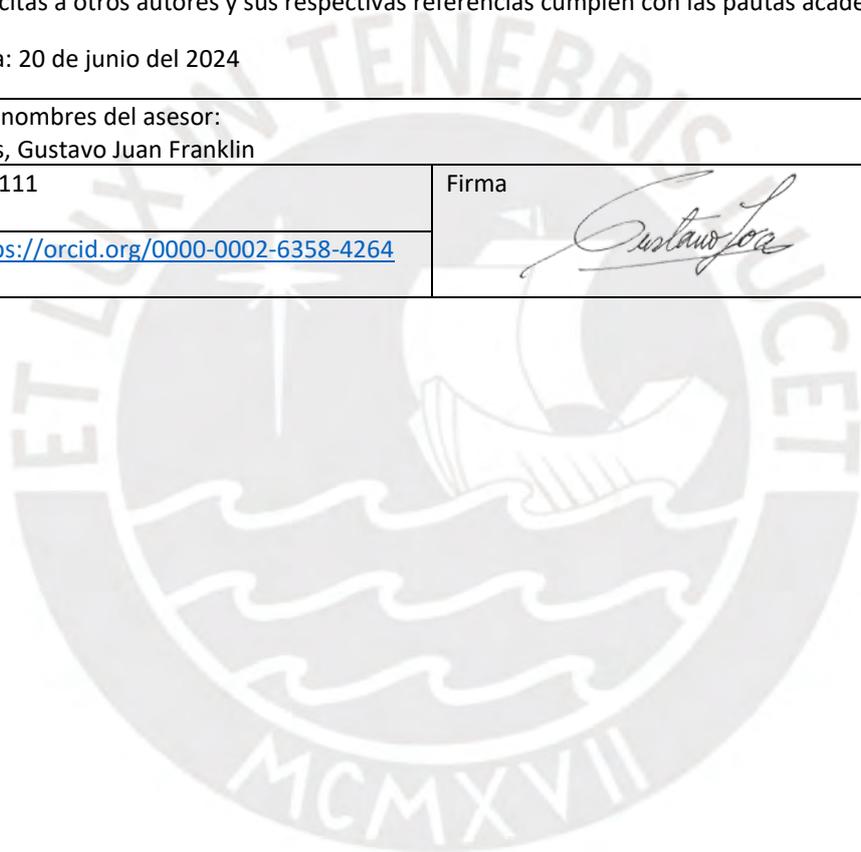
Yo, Gustavo Juan Franklin Loa Canales, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la carrera de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis de investigación titulada:

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PLACAS DE CONCRETO ARMADO DE DUCTILIDAD LIMITADA, de los autores Carlos Alfredo Gálvez Roldan y César Augusto Olivos Mendoza, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 19%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 16/05/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: 20 de junio del 2024

Apellidos y nombres del asesor: Loa Canales, Gustavo Juan Franklin	
DNI: 72161111	Firma 
ORCID: <a href="https://orcid.org/0000-0002-6358-4264">https://orcid.org/0000-0002-6358-4264</a>	



## RESUMEN

Existen edificios en el Perú que representan un bajo costo en la etapa de construcción (por aspectos de economía y rapidez), debido a que son construidos con muros de concreto armado de espesor reducido que soportan las cargas de gravedad y fuerzas sísmicas. Este sistema, a diferencia de los muros de concreto armado convencionales, no poseen extremos confinados y su refuerzo vertical se dispone en una sola capa. La norma E-0.30 de diseño sismorresistente y E-0.60 de diseño en concreto armado los denomina “Muros de Ductilidad Limitada” (MDL).

La norma peruana presenta prescripciones específicas que podrían presentar limitaciones en cuanto a la seguridad estructural frente a sismos. Esta ha planteado el análisis y diseños de los muros de ductilidad limitada a partir de diversos ensayos cíclicos de muros cuadrados y ensayos de módulos en mesa vibradora, realizados en los laboratorios de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú y de la Universidad Nacional de Ingeniería. Con estos ensayos, los factores de reducción sísmica ( $R$ ) y amortiguamiento se han deducido para muros cuadrados pequeños; sin embargo, no existen deducciones al comportamiento real ante un sismo de un edificio típico en el Perú con muros en distintas configuraciones (muros T, muros C, muros con altas cuantías de acero, muros de grandes dimensiones, etc.). Por lo tanto, este trabajo busca modelar y evaluar mediante el uso de un software computacional, la capacidad sísmica de muros en distintas configuraciones.

## DEDICATORIA

A Dios, por siempre escucharme y estar  
conmigo de la mano a lo largo de todos estos años.

A mi madre, por haberme permitido llegar a esta  
etapa con su esfuerzo y sacrificio.

A mi familia, por su apoyo y siempre estar  
pendientes de mis triunfos y caídas.

*César Augusto Olivos Mendoza*

A la PUCP por toda la educación que me ha  
brindado a lo largo de esta etapa universitaria.

A mis padres Carlos y Ruth, las personas que siempre han  
estado apoyándome y dándome su efecto en todo momento.

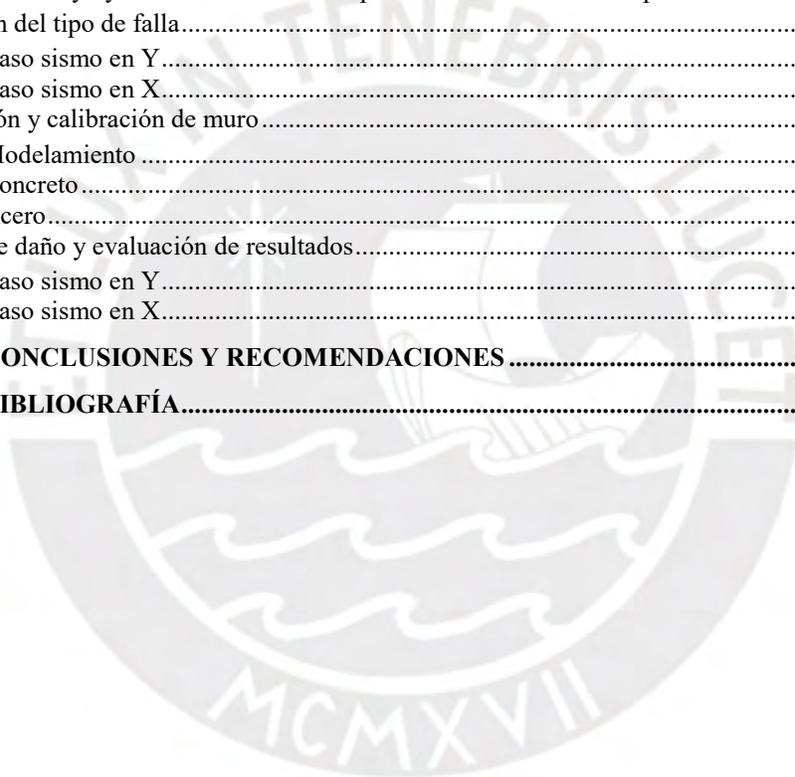
A mi familia por sus consejos y apoyo a lo largo de la carrera.

*Carlos Alfredo Gálvez Roldán*

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedente y motivación.....	2
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Metodología.....	4
1.4 Organización del documento.....	4
<b>CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>6</b>
2.1 Diseño de muros de ductilidad limitada según normas .....	6
2.1.1 Normas peruanas.....	6
2.1.2 Normas internacionales.....	10
2.2 Vulnerabilidad sísmica de muros de ductilidad limitada.....	11
2.2.1 Conclusiones de ensayos de MDL .....	11
2.2.2 Estudios de vulnerabilidad sísmica de MDL.....	16
2.3 Método de espectro de capacidad para la evaluación de desempeño .....	19
2.3.1 Objetivos de la Ingeniería Sismorresistente orientada al desempeño.....	19
2.3.2 Análisis estático no lineal (Pushover) .....	21
2.3.3 Espectro de capacidad.....	22
2.3.4 Sectorización de la curva de capacidad en base al nivel de desempeño.....	22
2.3.5 Espectro de demanda sísmica.....	23
2.3.6 Punto de desempeño.....	24
2.4 Comportamiento no lineal de MDL .....	24
2.4.1 Modos de falla.....	25
2.4.2 Comportamiento no lineal a flexo-compresión .....	26
2.4.3 Comportamiento no lineal a corte .....	28
2.4.4 Estados de daño.....	30
2.5 Modelamiento de comportamiento no lineal.....	32
2.5.1 Modelo tipo fibras.....	32
2.5.2 Modelo con elementos Layer .....	33
<b>CAPÍTULO 3. CONSIDERACIONES GENERALES PARA MODELACIÓN NUMÉRICA ....</b>	<b>34</b>
3.1 Descripciones de ensayos experimentales.....	34
3.1.1 Ensayo de San Bartolomé 2003 .....	34
3.1.2 Ensayo de Sencico 2016 .....	35
3.1.3 Ensayo de CEER 2017.....	37
3.2 Proceso de modelamiento en Etabs .....	39
3.2.1 Modelamiento de muros.....	39
3.2.2 Procedimiento Pushover .....	41
3.2.3 Procedimiento Quasi-estático.....	44
3.2.4 Distribución de fibras y subdominios de análisis .....	47
3.3 Predicción del tipo de falla.....	47
3.3.1 Ensayo de San Bartolomé 2003 .....	48
3.3.2 Ensayo de Sencico 2016 .....	49
<b>CAPÍTULO 4. MODELACIÓN NUMÉRICA DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL .....</b>	<b>52</b>
4.1. Comparación de resultados sin calibración .....	52
4.1.1 Ensayo de San Bartolomé 2003 .....	52
4.1.2 Ensayo de Sencico 2016 .....	53
4.2. Calibración del modelo .....	53
4.2.1 Ensayo de San Bartolomé 2003 .....	53
4.2.2 Ensayo de Sencico 2016 .....	55
4.3. Estados de daño y evaluación de resultados.....	58

4.3.1	Ensayo de San Bartolomé 2003 .....	58
4.3.2	Ensayo de Sencico 2016 .....	61
<b>CAPÍTULO 5.</b>	<b>MODELACIÓN NUMÉRICA DE ANÁLISIS QUASI-ESTÁTICO .....</b>	<b>65</b>
5.1	Calibración del modelo .....	65
5.1.1	Ensayo de San Bartolomé 2003 .....	65
5.1.2	Ensayo de Sencico 2016 .....	68
5.1.3	Ensayo de CEER 2017 .....	70
5.2	Estados de daño y evaluación de resultados.....	71
5.2.1	Ensayo de San Bartolomé 2003 .....	71
5.2.2	Ensayo de Sencico 2016 .....	76
5.2.3	Ensayo de CEER 2017 .....	80
<b>CAPÍTULO 6.</b>	<b>EVALUACIÓN DE MURO TÍPICO DE EMDL.....</b>	<b>81</b>
6.1	Descripción de muro típico .....	81
6.2	Elección de ensayo y modelación numérica para evaluación de muro típico .....	83
6.3	Predicción del tipo de falla.....	83
6.3.1	Caso sismo en Y.....	85
6.3.2	Caso sismo en X.....	86
6.4	Modelación y calibración de muro .....	87
6.4.1	Modelamiento .....	87
6.4.2	Concreto.....	90
6.4.3	Acero.....	91
6.5	Estados de daño y evaluación de resultados.....	92
6.5.1	Caso sismo en Y.....	93
6.5.2	Caso sismo en X.....	100
<b>CAPÍTULO 7.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>105</b>
<b>CAPÍTULO 8.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>107</b>



## LISTA DE FIGURAS

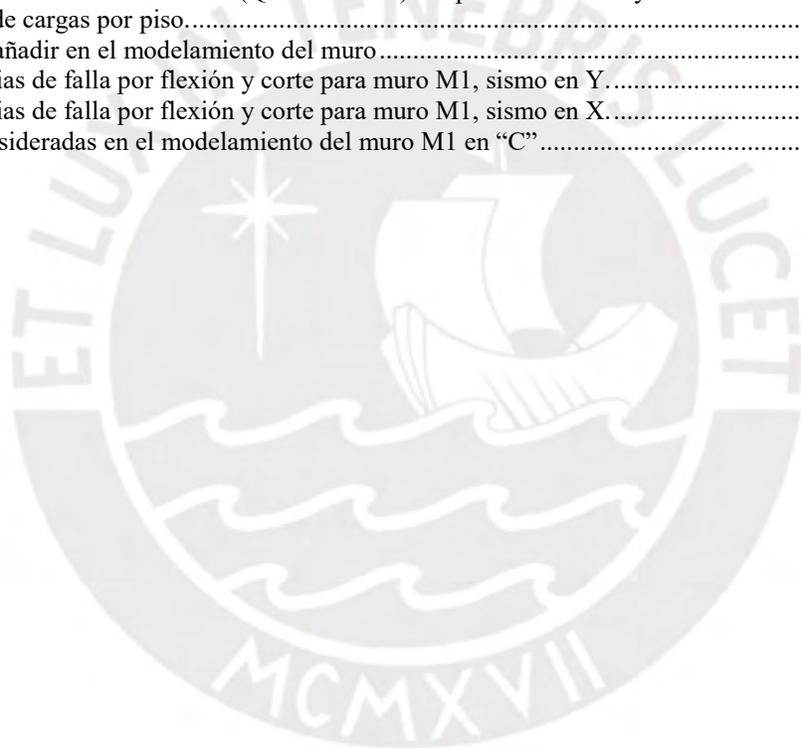
Figura 1.1. Diagrama de flujo de investigación.....	4
Figura 2.1. Extensión de la armadura vertical a ambos lados de la sección. (E.060, 2020) .....	8
Figura 2.2. Cálculo de cuantía de acero concentrado en los extremos. (E.060, 2020).....	9
Figura 2.3. Análisis estático no lineal y curva de capacidad (Poma de la Cruz, 2018).....	21
Figura 2.4. Espectro de capacidad en estructuras de varios grados de libertad (Muñoz, 2011).....	22
Figura 2.5. Curva de capacidad y desempeño (Muñoz, 2011).....	23
Figura 2.6. Espectro de demanda elástico para el registro del El Centro, 1940 (Muñoz, 2011) .....	23
Figura 2.7. Obtención del desplazamiento objetivo (ATC-40, 1996).....	24
Figura 2.8. Rendimiento estructural típico y estados de daño asociados (Gálvez, 2008).....	25
Figura 2.9. Modos de fallo en voladizo (Paulay y Priestley, 1992).....	25
Figura 2.10. Columnas a flexocompresión (Park y Paulay, 1988).....	26
Figura 2.11. Obtención de un punto del diagrama de interacción (Ottazzi, 2019) .....	26
Figura 2.12. Diagrama de interacciones para una sección de columna de concreto reforzado cargada excéntrica (Paulay y Priestley, 1992).....	27
Figura 2.13. Relaciones momento curvatura (Enríquez y Acero, 2017).....	27
Figura 2.14. Resistencia nominal asociada a falla balanceada (Ottazi, 2019) .....	28
Figura 2.15. Fallas en tracción, compresión y balanceada (Ottazi, 2019) .....	28
Figura 2.16. Diagrama de cuerpo libre en la falla. Elemento sin refuerzo en el alma (Ottazi, 2019) .....	29
Figura 2.17. Diagrama de cuerpo libre en la falla. Elemento con refuerzo en el alma (Ottazi, 2019) .....	29
Figura 2.18. Fuerza-Desplazamiento en columnas con distintos esfuerzos de corte (Priestley, 2007).....	30
Figura 2.19. Modelos para simular la respuesta no lineal de muros (NIST, 2010).....	32
Figura 3.1. Detalle estructural de placas ensayadas (San Bartolomé, 2003).....	34
Figura 3.2. Placa P1 reforzada con una malla electrosoldada, sin confinamiento en los extremos (San Bartolomé, 2003) .....	35
Figura 3.3. Detalle estructural de placas ensayadas (Sencico, 2016).....	36
Figura 3.4. Configuración geométrica de muro W4 (CEER, 2017).....	38
Figura 3.5. Detalle estructural de muro W4 (CEER, 2017).....	39
Figura 3.6. Gráfico esfuerzo vs deformación del concreto sin calibración.....	40
Figura 3.7. Gráfico esfuerzo vs deformación del acero sin calibración.....	40
Figura 3.8. Muro modelado mediante software ETABS .....	41
Figura 3.9. Asignación de rótulas plásticas para ensayo Sencico. En extremos de muros (izquierda). En parte central (derecha).....	41
Figura 3.10. Asignación de rótulas plásticas para ensayo San Bartolomé. En extremos de muros (izquierda). En parte central (derecha).....	42
Figura 3.11. Propiedades de viga rígida modelada .....	42
Figura 3.12. Patrón de carga “Push”. Creación de patrón de carga (izquierda). Asignación de patrón a viga rígida (derecha).....	43
Figura 3.13. Asignación Load Case “Gravedad no lineal”.....	43
Figura 3.14. Asignación Load Case “Pushover”.....	44
Figura 3.15. Restricción de la articulación superior del muro .....	44
Figura 3.16. Desplazamiento de muro modelado. Definición de la función en el tiempo (izquierda). Desplazamiento unitario en viga rígida (derecha).....	45
Figura 3.17. Asignación Load Case “Quasi-estática”.....	45
Figura 3.18. Parámetros utilizados para modelamiento Quasi-estático. Pestaña “Parámetros no lineales” (Derecha). Pestaña “Direct Integration Damping” (Izquierda).....	46
Figura 3.19. Tipo de histéresis de materiales. Caso de concreto (izquierda). Caso de acero (derecha).....	46
Figura 3.20. Distribución de fibras de concreto y acero .....	47
Figura 3.21. Subdominios para evaluación de puntos de interés .....	47
Figura 3.22. Sección transversal de la Placa P-1 del ensayo de San Bartolomé .....	48
Figura 3.23. Diagrama Momento-Curvatura de la Placa P-1 del ensayo de San Bartolomé .....	48
Figura 3.24. Sección transversal del muro de Sencico .....	49
Figura 3.25. Diagrama Momento-Curvatura del muro sin carga axial y con carga axial del ensayo de Sencico .....	50

Figura 4.1. Curva de capacidad de la placa P-1 de ensayo de San Bartolomé. Curva obtenida mediante modelación numérica sin calibración (izquierda). Curva obtenida de envolvente de ciclos estables de ensayo experimental (derecha).	52
Figura 4.2. Curva de capacidad de MDL-SCA de ensayo de Sencico. Curva obtenida mediante modelación numérica sin calibración (izquierda). Curva promedio de ensayo experimental (derecha).	53
Figura 4.3. Gráfico esfuerzo vs deformación del concreto calibrado. Ensayo de San Bartolomé	55
Figura 4.4. Curva de capacidad mediante Pushover calibrada para la placa P-1. Ensayo de San Bartolomé	55
Figura 4.5. Gráfico esfuerzo vs deformación del concreto calibrado. Ensayo de Sencico	56
Figura 4.6. Curva de capacidad mediante Pushover calibrada para MDL-SCA. Ensayo de Sencico	57
Figura 4.7. Curva de capacidad mediante Pushover calibrada para MDL-CCA. Ensayo de Sencico	57
Figura 4.8. Agrietamiento del concreto en tracción de la placa P1- Fibra 7 mediante Pushover	58
Figura 4.9. Falla de la malla electrosoldada de la placa P1- Fibra 13 mediante Pushover	59
Figura 4.10. Falla del concreto en compresión en el talón del muro P1 – Fibra 1 mediante Pushover	59
Figura 4.11. Trituración de los talones de la placa P-1. Ensayo experimental San Bartolomé	60
Figura 4.12. Secuencia de rótulas plásticas mediante Pushover para la placa P-1	61
Figura 4.13. Agrietamiento del concreto para ensayo de Sencico mediante Pushover. Fibra 7 en caso sin carga axial (izquierda). Fibra 1 en caso con carga axial (derecha).	62
Figura 4.14. Falla del muro para ensayo de Sencico mediante Pushover. Fibra 1 en caso sin carga axial (izquierda). Fibra 1 en caso con carga axial (derecha).	62
Figura 4.15. Secuencia de rótulas plásticas mediante Pushover para MDL-SCA.	63
Figura 4.16. Secuencia de rótulas plásticas mediante Pushover para MDL-CCA.	64
Figura 5.1. Ajuste de datos de deformación al modelo para la tensión de compresión al inicio del pandeo en ensayos cíclicos (Rodríguez, 1999)	65
Figura 5.2. Propuesta de deformaciones iniciales en el inicio del pandeo de una barra de acero según esbeltez (Rodríguez, 2017)	66
Figura 5.3. Historia de desplazamientos laterales para la placa P1	67
Figura 5.4. Lazos histeréticos de la placa P1 – San Bartolomé, comparación experimental vs computacional	67
Figura 5.5. Historia de desplazamiento laterales para muros de Sencico.	68
Figura 5.6. Lazos histeréticos en muros de Sencico, comparación experimental vs computacional. Caso sin carga axial	69
Figura 5.7. Lazos histeréticos en muros de Sencico, comparación experimental vs computacional. Caso con carga axial	69
Figura 5.8. Historia de desplazamiento laterales para el muro en T del CEER.	70
Figura 5.9. Curva esfuerzo vs. Deformación unitaria del concreto utilizado en el muro en T (izquierda). Esfuerzos de fluencia y últimos para el acero del muro en T (derecha).	70
Figura 5.10. Lazos histeréticos de muro W4, CEER. Sin proceso de escalamiento (izquierda). Con proceso de escalamiento (derecha).	71
Figura 5.11. Deformaciones unitarias máximas de la placa P1.	72
Figura 5.12. Agrietamiento del concreto en tracción de la placa P-1. Fibra 7 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).	73
Figura 5.13. Primera rótula por falla de la malla electrosoldada. Fibra 13 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).	74
Figura 5.14. Progresión de falla de malla electrosoldada	74
Figura 5.15. Falla del acero convencional de la placa P-1. Fibra 13 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).	75
Figura 5.16. Falla del concreto a compresión de la placa P-1. Fibra 7 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).	75
Figura 5.17. Deformaciones unitarias máximas. Caso sin carga axial (izquierda). Caso con carga axial (derecha).	76
Figura 5.18. Agrietamiento del concreto para MDL-SCA. Fibra 7 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).	77
Figura 5.19. Agrietamiento del concreto para MDL-CCA. Fibra 7 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).	78
Figura 5.20. Falla del muro para MDL-SCA. Fibra 13 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).	79
Figura 5.21. Falla del muro para MDL-CCA. Fibra 1 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).	79

Figura 5.22. Curva de histéresis de muro W4, CEER. Obtenida en el ensayo experimental (izquierda). Obtenida mediante modelo numérico escalado (derecha).....	80
Figura 6.1. Ubicación de muro M1 a modelar en plano de encofrados .....	81
Figura 6.2. Detalle estructural de sección y bordes confinados de muro M1 .....	82
Figura 6.3. Sección transversal del muro M1 en Section Designer, SAP2000 .....	84
Figura 6.4. Sistema de coordenadas X e Y para evaluación .....	84
Figura 6.5. Diagrama de momento vs curvatura de muro M1, caso sismo en Y .....	85
Figura 6.6. Diagrama de momento vs curvatura de muro M1, caso sismo en X. ....	86
Figura 6.7. Definición del muro en C .....	87
Figura 6.8. Propiedades de la viga rígida.....	88
Figura 6.9. Restricciones asignadas en la parte superior del muro (izquierda). Desplazamiento unitario en eje X e Y(derecha).....	88
Figura 6.10. Historia de desplazamientos laterales para el muro M1 .....	90
Figura 6.11. Modelo tridimensional del muro M1 de 6 pisos.....	90
Figura 6.12. Gráfico esfuerzo vs deformación unitaria del concreto .....	91
Figura 6.13. Gráfico esfuerzo vs deformación unitaria del acero .....	92
Figura 6.14. Condición de falla del concreto y acero .....	92
Figura 6.15. Condición de falla en ala menor, sismo Y-Y. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha).....	93
Figura 6.16. Deformaciones unitarias al momento de falla del ala menor del muro M1. Caso sismo Y-Y.....	94
Figura 6.17. Falla por pandeo en ala menor de muro M1 .....	94
Figura 6.18. Condición de falla en ala mayor, sismo Y-Y. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha).....	94
Figura 6.19. Deformaciones unitarias al momento de falla del ala mayor del muro M1. Caso sismo Y-Y.....	95
Figura 6.20. Falla por pandeo en ala mayor del muro M1 .....	95
Figura 6.21. Condición de falla en extremos del alma, sismo Y-Y. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha) .....	96
Figura 6.22. Deformaciones unitarias al momento de falla en extremos del alma del muro M1. Caso sismo Y-Y ....	96
Figura 6.23. Falla por pandeo en extremos del alma del muro M1 .....	97
Figura 6.24. Condición de falla en alma, sismo Y-Y. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha) .....	97
Figura 6.25. Deformaciones unitarias al momento de falla en zona central del alma del muro M1. Caso sismo Y-Y	98
Figura 6.26. Falla por pandeo en alma del muro M1 .....	98
Figura 6.27. Lazos histeréticos del muro M1. Dirección Y-Y.....	99
Figura 6.28. Gráfico momento vs curvatura del muro M1. Dirección Y-Y.....	100
Figura 6.29. Inicio de falla en ala mayor, sismo X-X. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha) .....	101
Figura 6.30. Deformaciones unitarias al momento de inicio de falla del ala mayor del muro M1. Caso sismo X-X	101
Figura 6.31. Falla por pandeo en ala menor del muro M1 .....	102
Figura 6.32. Falla por compresión en ala mayor del muro M1, sismo X-X .....	102
Figura 6.33. Lazos histeréticos del muro M1. Dirección X-X.....	103
Figura 6.34. Gráfico momento vs curvatura del muro M1. Dirección Y-Y.....	104

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Sismos de diseño para edificios (SEAOC, 2000) .....	20
Tabla 2.2. Niveles de desempeño (SEAOC, 1995).....	20
Tabla 2.3. Objetivos de desempeño según el SEAOC .....	21
Tabla 2.4. Clasificación de estados de daño (Williams y Sexmith, 1995).....	32
Tabla 3.1. Fases del ensayo de carga lateral cíclica (San Bartolomé, 2003).....	35
Tabla 3.2. Nomenclatura de especímenes ensayados (Sencico, 2016) .....	36
Tabla 3.3. Fases del ensayo de carga lateral cíclica (Sencico, 2016).....	37
Tabla 3.4. Nomenclatura de especímenes ensayados. (CEER, 2017).....	37
Tabla 3.5. Fases del ensayo de carga lateral cíclica CEER. (CEER, 2017).....	39
Tabla 4.1. Modificación de área de barras de acero para el modelamiento .....	56
Tabla 4.2. Comparación de valores teórico (Pushover) - experimental. Ensayo de San Bartolomé .....	60
Tabla 4.4. Comparación de valores teórico (Pushover) - experimental. Ensayo de Sencico .....	63
Tabla 5.1. Parámetros calibrados del acero. Ensayo de San Bartolomé .....	66
Tabla 5.2. Comparación de valores teórico (Quasi-estático) - experimental. Ensayo de San Bartolomé .....	76
Tabla 5.3. Comparación de valores teórico (Quasi-estático) - experimental. Ensayo de Sencico .....	80
Tabla 6.1. Metrado de cargas por piso.....	82
Tabla 6.2. Cargas a añadir en el modelamiento del muro.....	83
Tabla 6.3. Resistencias de falla por flexión y corte para muro M1, sismo en Y.....	85
Tabla 6.4. Resistencias de falla por flexión y corte para muro M1, sismo en X.....	86
Tabla 6.5. Fases consideradas en el modelamiento del muro M1 en “C”.....	89



# CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

La norma E.030 de Diseño sismorresistente (2020) define a las edificaciones con muros de ductilidad limitada como “edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir un máximo de 8 pisos.”

La configuración estructural de estos sistemas se caracteriza por muros de concreto armado, predominantemente con espesores de 10 a 12 cm, apoyados sobre cimentaciones denominadas plateas. Estas plateas, de 20 a 25 cm de espesor, se construyen sobre suelo compactado y se complementan con "dientes de cimentación". Estos elementos, ubicados bajo los bordes de la platea y en el interior bajo los muros, contribuyen a confinar el suelo y mejorar su capacidad portante.

La disposición del refuerzo vertical en los muros se caracteriza por la combinación del refuerzo distribuido en la sección central y el refuerzo concentrado en los extremos. El refuerzo vertical central, ya sea malla electrosoldada o acero corrugado, se selecciona en función de la altura del edificio. Según la norma E.060, la malla electrosoldada es viable en edificios de hasta tres pisos; mientras que, en edificaciones con mayor altura, se emplea malla electrosoldada en los dos tercios superiores y acero corrugado convencional en el tercio inferior. En cuanto al refuerzo vertical extremo, se utilizan varillas de acero grado 60 sin confinar debido al espesor reducido de los muros.

El sistema de techos consiste en losas macizas de concreto armado con espesores de 10 y 12 cm. El refuerzo de estas losas se realiza mediante mallas electrosoldadas o acero corrugado convencional y bastones.

En general, el sistema a base de muros de ductilidad limitada resulta estructuralmente conveniente en comparación con otros sistemas utilizados en nuestro medio, como es el caso de estructuras aporticadas y de albañilería portante; dado que, presenta una mayor rigidez y resistencia que una edificación aporticada y logra con un menor espesor, más rigidez y espacios útiles en comparación con una edificación de albañilería portante. (Muñoz et al., 2006).

Asimismo, las razones por las que el presente sistema estructural ha adquirido y sigue adquiriendo aceptación y elección por parte de la industria de la construcción son variadas y es que, este sistema puede lograr un mejor alcance del proyecto a realizar por dos aspectos: Por un lado, el aspecto económico, reflejado en el bajo consumo de los materiales y mano de obra; y por otro lado, el aspecto temporal, dada la rapidez de su construcción.

### **1.1 Antecedente y motivación**

Desde comienzos del siglo XXI, la construcción de edificaciones a base de muros de ductilidad limitada ha incrementado exponencialmente dedicándose sobre todo a las clases socioeconómicas de niveles C y D, empleados principalmente para conjuntos residenciales entre 5 y 10 pisos con alta densidad habitacional.

La historia data que, a partir del año 2001 se generalizó el uso de muros de 10 a 12 cm de espesor en edificios de 5 pisos, dado el impulso del gobierno peruano para la fomentación de la construcción de vivienda popular, la mejora de la tecnología del concreto y la introducción al mercado de las mallas electrosoldadas como reemplazo de los fierros convencionales.

A medida que la popularidad de estos edificios iba en aumento, surgieron algunos problemas con las disposiciones en la normativa peruana; debido a que, las características particulares de este sistema no permitían su aplicación directa. Es así que, en el año 2003 se introduce el término de “Muros de Ductilidad Limitada” y se realizan los ajustes pertinentes, modificando el valor del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ) para obtener el valor de fuerza cortante.

Con el paso del tiempo, el sistema se volvía cada vez más atractivo y se empezó a utilizar en edificios de 7 a más pisos por medio de sistemas de losas de transferencias. El uso de estas losas era común para habilitar sótanos o el primer nivel como estacionamientos mediante pórticos, seguido del sistema de muros. Sin embargo, esta configuración presentaba inconvenientes como la falta de muros continuos desde la cimentación y la pérdida de la densidad de muros necesaria en ambas direcciones de la planta estructural. (Blanco, 2006).

En ese sentido, en el año 2004 el ingeniero Antonio Blanco informó al Colegio de ingenieros del Perú (CIP) su preocupación con respecto a la pérdida de densidad de muros, el uso de mallas de acero electrosoldadas, entre otros. Consecuentemente, se realizó una comisión en donde participaron una gran cantidad de profesionales, en la cual se desarrolló un documento titulado “Normas para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada” con modificaciones a las normas vigentes. En diciembre del mismo año, se hace pública la resolución en el diario El Peruano por parte del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, otorgando al documento un valor oficial y obligatorio.

Desde ese entonces hasta la actualidad se han venido desarrollado en el Perú ensayos en laboratorio con el propósito de conocer el comportamiento de este sistema ante sollicitaciones sísmicas severas. A pesar de las modificaciones realizadas en la normativa peruana, la respuesta de estos muros ante sollicitaciones sísmicas es una pregunta que aqueja constantemente a los expertos. Esto se debe a que, en más de 150 años el Perú no ha sido sometido a sismos severos (Intensidad mayor a XI en la escala de Mercalli modificada), dado que el último sismo severo que afectó al país fue el ocurrido en Arica 1868. En ese contexto, la motivación que condujo el desarrollo de la presente investigación por parte de los autores es tratar de predecir el desempeño que tendrán distintas configuraciones de muros en condiciones sísmicas medias y severas, teniendo en cuenta que el comportamiento inelástico de estos se ven repercutidos de manera directa por la duración y magnitud de los sismos.

## **1.2 Objetivos**

Los objetivos de la presente investigación se listan a continuación:

### Objetivo general:

Modelar mediante el uso de métodos numéricos los efectos asociados a la respuesta sísmica de muros de ductilidad limitada según los resultados de ensayos de laboratorio; para así, predecir el comportamiento no lineal de muros de EMDL.

### Objetivos específicos:

- Desarrollar mediante el software computacional Etabs modelos numéricos basados en muros de ductilidad limitada ensayados en distintos laboratorios.
- Calibrar los modelos (comportamiento a flexión, tracción diagonal, deslizamiento y adherencia del refuerzo) para obtener una respuesta similar a los obtenidos en ensayos.

- Evaluar la capacidad sísmica que tendrán muros típicos de edificaciones peruanas de ductilidad limitada.

### 1.3 Metodología

El trabajo se iniciará estudiando los ensayos experimentales de muros de ductilidad limitada armados con diferentes configuraciones. Se identificarán los datos necesarios (calidad del concreto armado, malla electrosoldada convencional, patrón de cargas, entre otros) para el modelamiento no lineal del muro en el software. Se calibrará el modelo para que represente el adecuado comportamiento a flexión, tracción diagonal, deslizamiento y adherencia del refuerzo. Finalmente, con los parámetros obtenidos de la calibración, se modelarán muros típicos de EMDL para así tratar de predecir su comportamiento no lineal. La Figura 1.1 resume a más detalle lo señalado anteriormente:

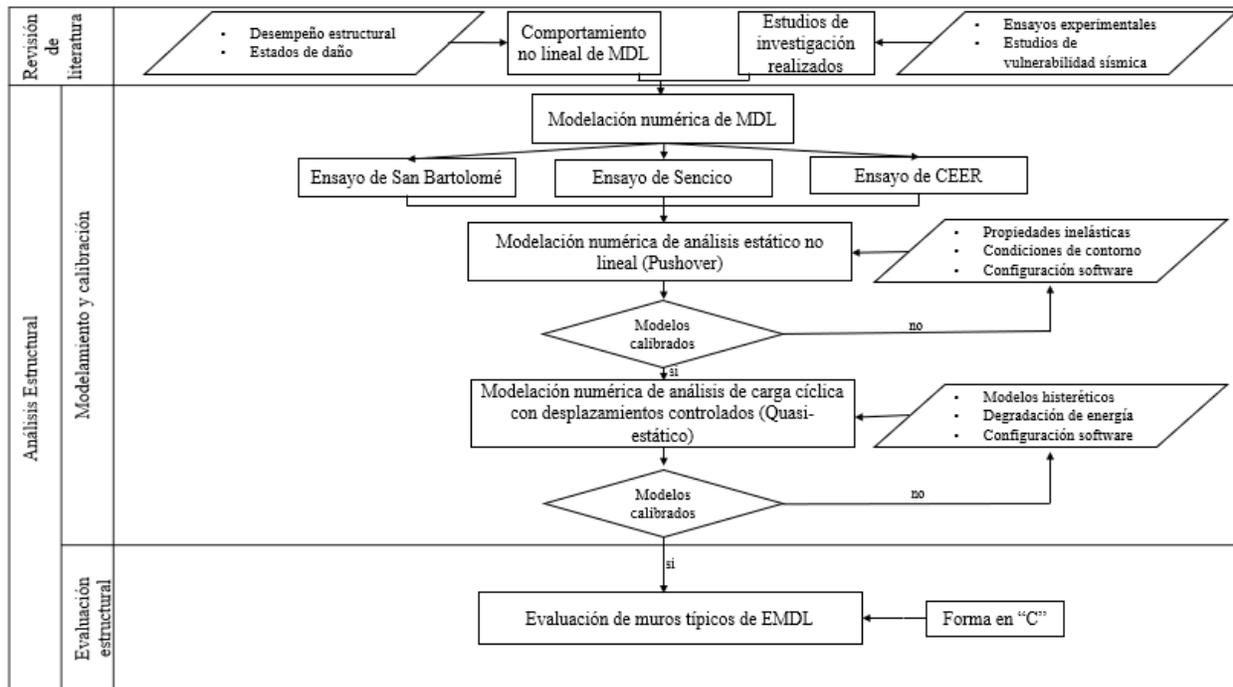


Figura 1.1. Diagrama de flujo de investigación

### 1.4 Organización del documento

Con el fin de una óptima comprensión del presente trabajo de investigación, se ha dispuesto una organización compuesta de siete capítulos: Introducción, marco teórico, consideraciones generales para modelación numérica, modelación numérica de análisis estático no lineal, modelación numérica de análisis Quasi-estático, evaluación de muros típicos de EMDL y conclusiones.

En el primer capítulo, previamente desarrollado, se presenta la descripción de las edificaciones a base de muros de ductilidad limitada y los antecedentes que marcan el punto de partida de esta investigación; asimismo, se muestran los objetivos y la metodología a emplear a lo largo del documento.

En el segundo capítulo se presenta el marco teórico que consta principalmente del diseño de MDL según la normativa peruana e internacional; además, se trata sobre la vulnerabilidad sísmica del presente sistema constructivo, así como su comportamiento y modelamiento no lineal.

En el tercer capítulo se presentan las descripciones de los ensayos experimentales a ser modelados y se otorgan pautas generales de modelamiento.

En el cuarto capítulo, se realiza la calibración de los modelos a ser analizados mediante el análisis estático no lineal (Pushover), para así realizar una evaluación de resultados y estados de daño.

En el quinto capítulo, se realiza la calibración de los modelos a ser analizados mediante el análisis Quasi-estático en base al modelo calibrado del capítulo anterior, para así realizar también una evaluación de resultados y estados de daño.

En el sexto capítulo, una vez realizada la modelación y calibración de los distintos ensayos experimentales, se presenta la evaluación de muros típicos de EMDL con el fin de predecir su respuesta ante sollicitaciones sísmicas severas.

Finalmente, en el séptimo capítulo, se presentan las conclusiones más resaltantes una vez culminada la investigación.

## **CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO**

En el capítulo 2 se revisan las prescripciones específicas de MDL que se encuentran en las normas nacionales e internacionales. Luego, se analizan las conclusiones más importantes de los ensayos experimentales y los estudios de vulnerabilidad sísmica realizados en el Perú. Finalmente, se analiza el desempeño estructural y los estados de daños de MDL para definir así su comportamiento no lineal

### **2.1 Diseño de muros de ductilidad limitada según normas**

A continuación, se describirán las prescripciones para Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL) basadas en las normas E.030 Diseño sismorresistente (2020) y E.060 Concreto Armado (2020).

#### **2.1.1 Normas peruanas**

- **Norma sismorresistente E.030 (2020)**

##### **Definición y número máximo de pisos**

La norma E.030 de Diseño sismorresistente (2020) define a las edificaciones con muros de ductilidad limitada (EMDL) como “edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir un máximo de 8 pisos.”

##### **Coefficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R)**

Se estipula un valor de Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas ( $R_0$ ) igual a 4, siendo este valor menor que el estipulado para edificios de concreto armado convencionales de 6.

La obtención del valor del Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) se obtiene multiplicando el valor de  $R_0$  por los factores de irregularidad estructural en altura ( $I_a$ ) e irregularidad estructural en planta ( $I_p$ ), tal como se muestra en la siguiente fórmula:

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Los factores de irregularidad pueden observarse en las Tablas N°8 y 9, pertenecientes al Artículo 20 de la Norma E.030 (2020).

Cabe resaltar que, es necesario respetar las restricciones de irregularidad según la categoría y zona de ubicación de la edificación.

### **Sistemas de transferencia**

La norma E.030 de Diseño sismorresistente (2020) define a los sistemas de transferencia como “sistemas conformados por losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos de elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior”.

La normativa peruana limita el uso de estos sistemas en zonas sísmicas 4, 3 y 2. Dicha restricción se aplica cuando más del 25% de las cargas de gravedad o sísmicas en cualquier nivel (excepto el último) se soportan mediante elementos verticales que carecen de continuidad hasta la cimentación.

Sin embargo, para el caso de EMDL, desde la norma E.030 publicada en 2016 se prohíbe el uso de sistemas de transferencias y estructuras mixtas para este sistema.

### **Límites de distorsión de entrepiso (deriva)**

La deriva estructural se determina dividiendo el máximo desplazamiento relativo entre pisos por la altura del entrepiso.

En el caso de EMDL, la Norma E.030 establece un límite de deriva más estricto de 0.005, en comparación con el límite de 0.007 para las estructuras convencionales de concreto armado.

- **Norma concreto armado E.060 (2020)**

### **Materiales**

Se estipula una resistencia a la compresión del concreto de mínimo  $f'_c=175 \text{ kg/cm}^2$  (17 MPa) y en los sistemas de transferencia una resistencia de  $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$  (28 MPa). El acero de las barras de refuerzo, deberá ser dúctil de grado 60, según lo estipulado en las especificaciones ASTM A615 (2018) y ASTM A706 (2016). Asimismo, se podrá usar malla electrosoldada de alambres corrugados como refuerzo distribuido según las especificaciones ASTM A496 (2007) y ASTM A497 (2007).

## Diseño de muros

El espesor mínimo de muros será de 10 cm. Asimismo, durante la construcción se debe prestar especial atención a las condiciones de trabajabilidad del concreto, con el objetivo de obtener una mezcla homogénea, libre de segregación y cangrejeras. En edificios de hasta tres pisos, se permite el uso de malla electrosoldada como refuerzo distribuido central. Sin embargo, para edificios con un mayor número de niveles, es obligatorio emplear barras de acero de refuerzo en el tercio inferior de la altura del muro.

En cuanto al confinamiento en los extremos, este no es necesario siempre que la profundidad del eje neutro ( $c$ ) cumpla con la siguiente expresión:

$$c < \frac{l_m}{600} \frac{\Delta_m}{h_m} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

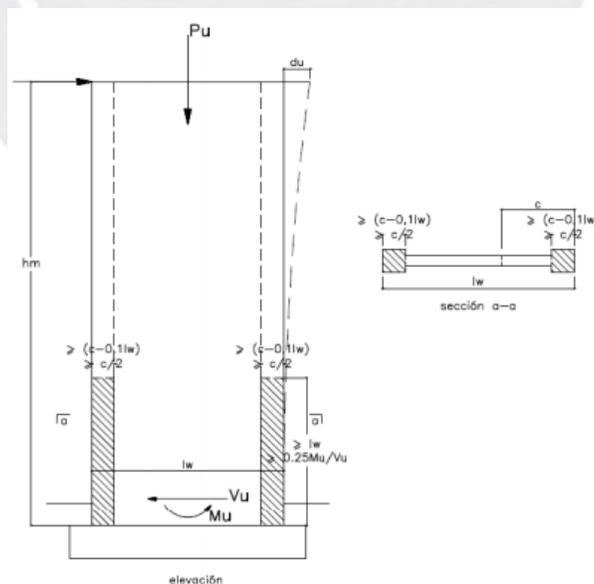
Donde:

$L_m$  = Longitud del muro en el plano horizontal

$H_m$  = Altura total del muro

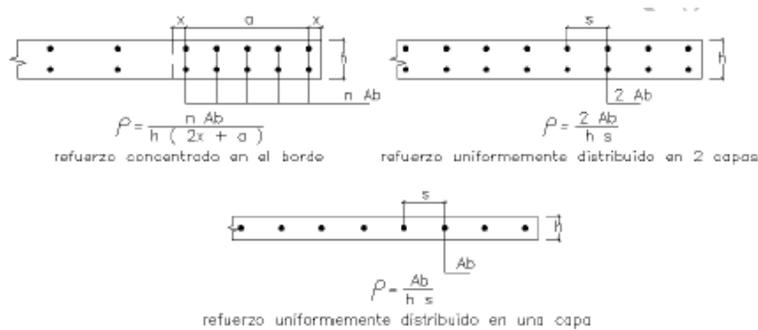
$\Delta_m$  = Desplazamiento en el nivel más alto del muro producido por el sismo

En caso no se cumpla con la ecuación 2.2, es necesario incrementar el espesor del muro hasta un mínimo de 15 cm y extender la armadura vertical a ambos lados de la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre  $L_m$  y  $M_u/4V_u$ , tal como se muestra en la figura 2.1.



**Figura 2.1.** Extensión de la armadura vertical a ambos lados de la sección. (E.060, 2020)

Dado que nuestro tema de interés es el caso particular de muros de espesores reducidos, la norma estipula que el refuerzo vertical deberá espaciarse de tal manera que su cuantía no exceda el 1% medida en el área en la cual se distribuye. En la siguiente imagen podemos apreciar la manera del cálculo de la cuantía de acero concentrado en los extremos:



**Figura 2.2.** Cálculo de cuantía de acero concentrado en los extremos. (E.060, 2020)

El cálculo de la resistencia al corte de muros delgados viene dado por:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi(A_c \alpha \sqrt{f'c}) + \phi(A_c \rho_h f_y) \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$A_c$  = Área de corte en dirección analizada

$\rho_h$  = Cuantía horizontal del muro

$\alpha$  = Valor que depende del cociente entre altura total del muro ( $h_m$ ) y la longitud del muro en planta ( $l_m$ ).

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 0.80$$

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$$

Para valores entre 1.5 y 2.5, se obtiene el valor de  $\alpha$  interpolando linealmente.

Adicionalmente, se estipula el máximo valor de  $V_n$  mediante la siguiente expresión:

$$V_n < 2.7 \sqrt{f'c} A_c \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Por otro lado, la norma establece que el refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al cortante por fricción ( $\phi V_n$ ) en la base de los muros. El cálculo de la resistencia en mención viene dado por la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$N_u$  = Fuerza normal última, calculada en función de la carga muerta ( $N_m$ ) como  $N_u = 0.9 N_m$ .

$\mu$  = Coeficiente de fricción igual a 0.6 (Con posibilidad de tomar  $\mu=1$  cuando se prepare adecuadamente la junta).

$A_v$  = Área de la armadura transversal.

Por último, las cuantías mínimas de refuerzo vertical y horizontal, se presentan las siguientes expresiones:

$$\text{Si } V_u > 0.5 \phi V_c \rightarrow \rho_h \geq 0.0025, \quad \rho_v \geq 0.0025$$

$$\text{Si } V_u < 0.5 \phi V_c \rightarrow \rho_h \geq 0.0020, \quad \rho_v \geq 0.0015$$

Adicionalmente, cuando  $h_m / l_m \leq 2$ , la cuantía vertical debe ser que mayor que la horizontal.

Cabe recalcar que la aplicación de las cuantías son indistintas de la resistencia del acero.

### 2.1.2 Normas internacionales

Al igual que en Perú, en distintos países latinoamericanos se ha venido incrementando la práctica de construcción con muros de espesores reducidos por razones anteriormente señaladas.

En el caso de Colombia, el proyecto sismorresistente de estas estructuras se basa en la normativa colombiana sismorresistente (NSR,2010). Las edificaciones con este sistema se pueden presentar hasta en edificios de 22 pisos y se ha identificado un vacío en la presente normativa, dado que no hay restricciones específicas entre el diseño de muros delgados y convencionales (Vélez et al, 2017).

En Chile, el decreto (DS 60,2010) permite el uso de muros de concreto armado convencionales en edificaciones de hasta 5 pisos, siempre y cuando la estructura es diseñada con un factor de reducción sísmica equivalente al de mampostería; en este mismo decreto, se permite la construcción de edificaciones con muros de espesores reducidos con un espesor mínimo de 10 cm y el uso de refuerzo de una sola capa. Sin embargo, estos muros no se han incorporado de manera masiva dado que no se ha demostrado su rendimiento en terremotos de grandes magnitudes (Hube et al, 2017).

En el caso de México, se permite el uso de este sistema en viviendas de baja altura; sin embargo, las recomendaciones de diseño vigentes en los reglamentos de dicho país no son aplicables, dado que están

enfocados principalmente al diseño de muros de concreto para edificios de mediana y gran altura (Duffey et al., citado en Carrillo & Alcocer, 2011).

A pesar de que los países mencionados cuentan con normativas sísmicas, no hay especificaciones exclusivas para el diseño con muros de espesores reducidos. Es por ello que, en los sismos ocurridos en países como Colombia, Haití y México se ha evidenciado la ausencia de recomendaciones y reglamentos de diseño eficientes para este sistema, siendo el sector poblacional con bajos recursos económicos el más afectado tras la ocurrencia de desastres naturales (Carrillo, citado en Carrillo & Alcocer, 2011).

## **2.2 Vulnerabilidad sísmica de muros de ductilidad limitada**

### **2.2.1 Conclusiones de ensayos de MDL**

Tal como se ha indicado previamente, la normativa peruana de Diseño Sismorresistente ha experimentado diversas modificaciones a lo largo del tiempo, basándose en los resultados de ensayos y el comportamiento de las estructuras durante eventos sísmicos.

En el caso de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL), aún no se ha podido observar su desempeño ante un evento sísmico de gran severidad, con una intensidad superior a XI en la escala de Mercalli modificada. Esto se debe a la ausencia de un sismo de tal magnitud en el territorio peruano durante los últimos 150 años. En vista de ello, se han llevado a cabo diversos ensayos en muros delgados en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). A continuación, se detallarán las conclusiones más relevantes de dichos ensayos.

#### **“Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas”**

San Bartolomé et al. en su investigación del 2003, ensayaron tres muros con las mismas características geométricas, cuantía de refuerzo vertical y horizontal, calidad del concreto y mano de obra. Estos muros delgados contaron con una viga de cimentación que permitía anclar el refuerzo vertical y una viga solera que permitía transmitir la carga lateral y vertical al espécimen.

Los 3 muros ensayados contaron con el mismo refuerzo vertical concentrado en sus extremos y se varió el refuerzo distribuido en su parte central y su confinamiento. La placa P-1 contó con malla electrosoldada como refuerzo distribuido en la parte central, la placa P-2 con refuerzo convencional y, la placa P-3 con doble malla electrosoldada y confinamiento en los extremos.

Las tres placas fueron ensayadas a carga lateral cíclica con desplazamientos horizontales controlados, manteniendo la carga vertical constante que representaba el peso de 4 pisos superiores de un muro central.

Las conclusiones más resaltantes fueron las siguientes:

- Las placas P-1 y P-2 presentaron falla por deslizamiento en su base y la placa P-3 falla por flexión. No fue posible analizarse el efecto de la fuerza cortante en la resistencia del refuerzo en las zonas centrales de los muros.
- La base de las placas en su junta de construcción con el cimiento, es una zona por donde puede incurrir la falla por deslizamiento. Este tipo de falla puede originarse dado que los ingenieros estructurales no contemplan para el diseño del refuerzo vertical las acciones del momento flector y fuerza cortante sísmica en simultáneo.
- Dado que la carga vertical ayuda a los muros a tener una mejor respuesta ante sollicitaciones de corte-fricción, los muros esquineros que poseen baja carga axial podrían presentar una falla por deslizamiento por anticipado.
- Además, se concluyó que debe evitarse la falla por deslizamiento ya que incluso llega a cizallar el refuerzo vertical de la malla electrosoldada, pandear al refuerzo vertical en los extremos y reducir la sección transversal del muro al triturarse el concreto en la base.
- Para evitar la falla por deslizamiento, es necesario considerar para el diseño a la rotura una deriva máxima de 0.005 y un factor de reducción sísmica (R) de 3.
- Dado que en la norma E.030 (2003) se estipula un valor de  $R=4$  y distorsión máxima de 0.007, el diseño no es seguro, salvo que los edificios tengan una adecuada densidad de muros.

#### **“Control del fallo por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas”**

San Bartolomé et al. en su investigación del 2004, trató de controlar la falla por deslizamiento en la base de las placas reforzadas con malla electrosoldada presentada en el ensayo previo, se optó por usar como refuerzo barras verticales adicionales de acero convencional dúctil (espigas) dispuestas en zig-zag para que resistiera la fuerza cortante actuante.

Los especímenes ensayados consistieron de tres muros con las mismas características geométricas, cuantía de refuerzo vertical y horizontal, refuerzo vertical en los extremos, calidad del concreto, técnica de vaciado y compactación del concreto. Estos muros delgados contaron con una viga de cimentación que permitía anclar el refuerzo vertical y una viga solera que permitía transmitir la carga lateral y vertical al espécimen.

Los 3 muros presentaron mallas electrosoldadas como refuerzo vertical central; sin embargo, el refuerzo vertical usado en la zona de traslape fue distinto entre ellos. La placa P-1 contó con malla electrosoldada con una altura de 50cm, en la placa P-2 se usaron espigas dúctiles y en la placa P-3 se usó el doble de cuantía que la placa P-2 con alturas de espigas variables entre 50 y 80cm.

Las tres placas fueron ensayadas a carga lateral cíclica con desplazamientos horizontales controlados, sin carga vertical.

Las conclusiones más resaltantes fueron las siguientes:

- Las placas P-1 y P-2 fallaron por deslizamiento, contando con un mejor desempeño ante la falla por deslizamiento en el caso P-2 en comparación con la P-1, mientras que la placa P-3 cumplió el objetivo del ensayo y falló por fuerza cortante.
- Con un enfoque conservador se señaló que, para evitar la falla por deslizamiento, la distorsión angular máxima debe ser del orden de 0.005 con un factor de reducción sísmica de 3. Sin embargo, de ser el caso de emplear acero dúctil, diseñado para soportar sollicitaciones por cizalle, se puede admitir una deriva máxima de 0.007 y un factor de reducción de fuerzas sísmicas de 4.

### **“Comportamiento a carga lateral de muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada y acero dúctil”**

San Bartolomé et al. en su investigación del 2006, ensayó 4 especímenes con distinto refuerzo central distribuido (malla electrosoldada y acero dúctil convencional) y cuantía de acero (el mínimo estipulado por la norma y el doble del mínimo requerido). Este ensayo tuvo como objetivo estudiar el comportamiento de los muros ante los tipos de falla de corte y flexión.

Cabe resaltar que el ensayo fue realizado luego de la publicación de la norma E.060 (2006) por lo que, otro de los objetivos fue verificar el punto recientemente añadido a ella, el cual manifestaba la prohibición de malla electrosoldada como refuerzo central en el tercio inferior de la edificación.

Las cuatro placas fueron ensayadas a carga lateral monotónica ascendente y sin carga vertical, siendo este ensayo no representativo del efecto cíclico que ocurre en un movimiento sísmico.

Las conclusiones más resaltantes fueron las siguientes:

- Se logró cumplir el objetivo de estudiar el comportamiento del muro ante falla de corte; sin embargo, no se presentó falla tipo flexión, sino más bien una falla mixta por flexión y fuerza cortante.
- La cuantía de refuerzo exigida por la norma E.060 es adecuada ya que se logró controlar el carácter frágil de la falla por corte.
- Se sugirió la revisión del punto añadido a la norma E.060 (2006) el cual manifestaba la prohibición de malla electrosoldada como refuerzo central en el tercio inferior de la edificación, dado que el comportamiento que se evidenció en los muros fue independiente del refuerzo usado.

- El comportamiento de los muros reforzados con malla electrosoldadas fue similar al caso en que se utilizó acero corrugado convencional

### **“Estudio experimental de los dos criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de concreto armado”**

San Bartolomé et al. en su investigación del 2007a, estudió los dos criterios del ACI 318-05 (2005) para determinar la necesidad de confinar los bordes de muro (criterio de desplazamientos y criterio de esfuerzos). Cabe recalcar que la norma E.060 (2006) hacía mención al criterio de desplazamientos para el análisis de confinamiento, dado que en ocasiones ambos métodos señalados en el ACI se contradicen al ser aplicados en un mismo ejemplar.

El ensayo fue realizado en dos muros (uno con confinamiento en sus extremos y otro sin confinamiento); en donde, teóricamente bajo un criterio no era necesario el confinamiento y mediante el otro criterio sí. Estos especímenes fueron construidos presentando las mismas características físicas, calidad del concreto, cuantía de refuerzo horizontal y vertical y mano de obra.

Los dos muros fueron ensayados mediante carga lateral cíclica manteniendo constante la carga vertical.

Las conclusiones más resaltantes fueron las siguientes:

- Se observó un mejor comportamiento inelástico del muro no confinado en comparación con el muro confinado, dado que este último tuvo un defecto al momento de la construcción (corrimiento de los estribos de confinamiento).
- Ambos muros excedieron la distorsión angular especificada en la norma E.030 (2006) que constaba de una deriva máxima de 0.005, sin presentar fallas indeseables por lo que no se requeriría de confinamiento en los extremos.
- El criterio de desplazamientos es adecuado siempre y cuando se presente una falla por flexión. En cuanto al criterio por esfuerzos, se propuso que el límite de esfuerzo de compresión para verificar la necesidad de confinar aumente de un valor de  $0.2f_c$  a  $0.4f_c$ ; además de confinar obligatoriamente siempre que la posición del eje neutro sea menor que el 10% de la longitud del muro.
- Finalmente, se sugirió continuar con la investigación, analizando distintos casos como, por ejemplo: paredes transversales, muros con distintas esbelteces, distintos niveles de carga axial, etc.

### **“Comportamiento a fuerza cortante de muretes de concreto reforzados con malla electrosoldada, acero dúctil y fibra metálica”**

San Bartolomé et al. en su investigación del 2007b, ensayó muretes cuadrados de 70 cm de lado y 10 cm de espesor, reforzados con malla electrosoldada, acero dúctil y fibra de acero. El motivo del uso de la fibra de acero fue para reemplazar la malla electrosoldada central y así disminuir la congestión del refuerzo que origina cangrejeras en estos muros de tan poco espesor; asimismo, ocasionar un menor empleo de horas-hombres para la partida de instalación de malla.

Estos especímenes fueron ensayados mediante comprensión diagonal y se buscó estudiar la influencia del refuerzo en el comportamiento de estos a fuerza cortante pura.

La conclusión más resaltante fue que la técnica empleada no fue la apropiada ya que se produjo una falla local en la esquina superior de los muretes poco después del agrietamiento diagonal; por tanto, no fue posible analizar la influencia del refuerzo en el rango inelástico.

### **“Comportamiento a fuerza cortante de muros delgados de concreto reforzados en su zona central convencionalmente, con fibra de polipropileno y con fibra de acero”**

San Bartolomé et al. realizó el ensayo con la finalidad de reducir las cangrejeras y segregación del concreto en muros de espesor pequeño; por ello, se estudió el comportamiento de muros de 1.2m de alto y 8 cm de espesor, al reemplazar la malla electrosoldada central por fibras de polipropileno y acero, manteniendo constante el refuerzo en los extremos mediante acero convencional.

Para evitar la falla por deslizamiento, se decidió el uso de espigas en los muros que contaron con fibras como refuerzo central.

A diferencia del ensayo anterior, este fue realizado mediante carga lateral cíclica.

Las conclusiones más resaltantes fueron las siguientes:

- El uso tanto de las fibras de polipropileno y de acero, produjeron un concreto menos denso, el cual ocasionó un decremento del 10% en el módulo de elasticidad y en la rigidez lateral.
- En los muros reforzados con fibras, luego del agrietamiento diagonal, el incremento de resistencia de corte fue mínimo, obteniendo una ligera ventaja por parte de la fibra de acero sobre la de polipropileno.
- El uso de espigas para evitar la falla por deslizamiento cumplió con el objetivo.

- Finalmente se concluye que la propuesta del uso de fibras es válida, siempre y cuando se demuestre tener en los muros de las edificaciones una fuerza cortante última igual o menor que la resistencia de corte aportada por el concreto ( $V_c$ ). Para el momento del diseño por corte no se consideraría el mínimo aporte de las fibras.

### **“Estudio del comportamiento de muros de ductilidad limitada de 5 niveles a escala ½”**

Zavala & Díaz, en su investigación del 2015, ensayaron un muro de 5 niveles con 6.8m de altura, 1.5m de longitud y 0.075m de espesor, altura de entrepiso de 1.26m y altura de viga de 0.10m (escala reducida 1:2). El refuerzo en los extremos fue de acero convencional y el central estuvo conformado por una malla electrosoldada.

Este espécimen fue estudiado mediante un ensayo estático cíclico; en donde, se empleó un pórtico de acero que lo rodeaba en caso de desplome y un actuador electrohidráulico para la aplicación de la carga horizontal cíclica.

Las conclusiones más resaltantes fueron las siguientes:

- Se observó que el máximo valor de esfuerzo cortante promedio que alcanzó el muro fue mucho menor al admisible, concluyendo así que se originó una falla por flexión.
- Para una distorsión de 0.005 se alcanzó la máxima resistencia, coincidiendo con el valor límite de la norma E.030 (2016). Este hecho se ve reflejado para el análisis de este ejemplar de 5 pisos; sin embargo, al incrementarse la cantidad de pisos, se torna más importante la diferencia entre deformación por corte y flexión, por lo que se esperaría una menor distorsión donde se alcanza la máxima resistencia. Por tanto, es necesaria una verificación más profunda con el fin de establecer los valores límites en la norma.

#### **2.2.2 Estudios de vulnerabilidad sísmica de MDL**

Son múltiples las investigaciones que se han realizado para estudiar la vulnerabilidad de las edificaciones de muros de ductilidad limitada, en esta sección se manifestarán algunas de ellas:

#### **“Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada”**

San Bartolomé et al. en su investigación del 2006, buscó estimar el desempeño sismorresistente de EMDL en distintos niveles de intensidad sísmica bajo herramientas que permitieron cuantificar las posibles pérdidas materiales de éstos mismos. La metodología empleada fue mediante el método Delphi, el cual constó de una recolección de opiniones de expertos en el tema. Finalmente, la relación Intensidad – Daño

se manejó por medio de distribuciones Beta, las cuales hicieron posible la obtención de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

Los resultados de la presente investigación manifestaron que las EMDL típicas de 5 y 7 pisos quedarían con daño irreparable para intensidades mayores o iguales a IX MM.

Asimismo, para el caso de sismos frecuentes y raros, los resultados mostraron que el daño sería reparable. Por tanto, las EMDL tendrían un desempeño sismorresistente apropiado.

Por otro lado, se concluyó que el problema estaría enfocado en la reparación post-sismo; ya que, este constituirá un serio problema económico. Finalmente, se deja abierta la sugerencia de un plan de contingencia por parte del gobierno para la reparación de estas edificaciones ante un eventual sismo severo.

### **“Propuesta del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electrosoldadas”**

En 2008, Gálvez propuso un factor de reducción de fuerzas sísmicas mediante las metodologías del ATC-63 para EMDL, se realizó la calibración del modelo en base a los ensayos realizados anteriormente y de esa manera se realizó el análisis no lineal.

Finalmente, concluye un valor de reducción sísmica (R) igual a 4, siempre y cuando las estructuras cumplan con las limitaciones de densidad de muros, regularidad en altura, uso en viviendas, entre otras. Asimismo, se concluyó que el valor de R es independiente del periodo de las estructuras.

### **“Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados”**

En 2011, Gonzáles en su tesis doctoral, realizó un estudio numérico de la vulnerabilidad de las EMDL se realizó mediante el análisis estático no lineal (“push-over”) y análisis dinámicos no lineales. Para ello se seleccionaron siete edificios ubicados en Lima y Chiclayo (zonas de mayor peligrosidad sísmica); en donde los periodos naturales fueron identificados a partir de pruebas de campo (esclerométricas).

Los resultados muestran que las consideraciones optadas en la Norma E.030 (2016) podría ser insuficiente, dado que la resistencia sísmica de todos los edificios analizados no fue la óptima. Cinco de los siete edificios analizados mostraron un comportamiento inadecuado para el nivel de comportamiento de Completamente

Operacional; mientras que, para los niveles de Resguardo de vida y Cerca al colapso, el número de edificios con comportamiento inadecuado fue de siete y cuatro respectivamente.

Por otro lado, se concluye que el mejoramiento de las vigas de acoplamiento podría ocasionar mejoras en el comportamiento sismorresistente de las estructuras. Como dato adicional, se concluye que el análisis estático no lineal sobreestima los daños en comparación con el análisis dinámico no lineal.

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

En el 2017, Reyes en su tesis de maestría, realizó un estudio analítico de la vulnerabilidad sísmica de EMDL ante diversas intensidades sísmicas para la costa central del Perú. La metodología realizada consistió en primer lugar en la obtención de respuestas sísmicas de las estructuras mediante un Análisis Dinámico Incremental; luego, se obtuvieron las curvas de fragilidad y vulnerabilidad, que evalúan la probabilidad de excedencia y la estimación de costo de reparación, respectivamente. Las conclusiones más importantes son las siguientes:

- La probabilidad de colapso de EMDL está asociada a valores de pseudoaceleración mayores de 3g, valor perteneciente a grandes eventos sísmicos.
- En relación al estudio del comportamiento de la estructura, para valores de deriva mayor al establecido por la norma (0.5%) el análisis Pushover es ineficiente.
- Los costos de reparación para un sismo raro y muy raro se estimaron en un 33% y 50% del costo de reconstrucción. Sin embargo, en la presente investigación no se consideraron efectos de pandeo y se notó que, a mayor intensidad de un sismo, hay más riesgo que se presenten falla por pandeo en los muros antes que una falla por corte o flexo compresión.

### **“Construcción de curvas de fragilidad para viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada”**

López & Rodríguez, en su tesis de maestría del 2017, evaluaron la fragilidad de viviendas de muros de concreto de ductilidad limitada de dos y tres niveles mediante la técnica de simulación de Montecarlo.

Los resultados muestran que el modelado de los muros de ductilidad limitada mediante macro elementos (previamente calibrados con incorporación de fibras de concreto y acero, relaciones constitutivas de los materiales ante carga axial y una ley de corte) es preciso.

Adicionalmente, se concluyó que las viviendas analizadas presentan baja vulnerabilidad para escenarios de peligro con aceleraciones en la base de hasta 1.0g.

### **2.3 Método de espectro de capacidad para la evaluación de desempeño**

Existen distintos métodos para conocer el desempeño de una estructura ante un sismo, para este trabajo se utilizará el método del espectro de capacidad. Para aplicarlo, en primer lugar, se debe conocer la capacidad que tiene la estructura mediante un análisis estático no lineal (PUSHOVER), este análisis permite calcular la curva de capacidad (Fuerza aplicada vs desplazamiento) para luego poder calcular el espectro de capacidad de la estructura. En segundo lugar, según la norma E.060 o algún registro sísmico, se puede construir una curva denominada espectro de amortiguamiento variable. Finalmente, este método permite comparar la capacidad de la estructura con la capacidad demandada del sismo mediante la interacción de ambas curvas.

#### **2.3.1 Objetivos de la Ingeniería Sismorresistente orientada al desempeño**

En años precedentes, la Ingeniería Sismorresistente tenía como principal objetivo evitar el colapso de las estructuras diseñadas ante terremotos grandes. Esta perspectiva ocasionaba que las normas sismorresistentes no mencionen las repercusiones en la estructura a partir de los sismos de menor severidad. Por ello, en los últimos años, se ha evolucionado esta idea y se han desarrollado iniciativas que implican la resistencia de la estructura ante sismos de gran magnitud y, de igual manera, presentan un buen desempeño frente a sismos menos importantes, pero con mayor frecuencia (Muñoz, 2011).

Los objetivos del diseño sismorresistente orientados al desempeño establecen cuatro niveles de severidad según la intensidad del sismo y cinco niveles de desempeño de la estructura sugeridas por el SEAOC.

La Tabla 2.1 señala los periodos de retorno correspondientes para cada sismo de diseño sugerido por el SEAOC.

**Tabla 2.1.** Sismos de diseño para edificios (SEAOC, 2000)

Sismos de diseño	Periodo de retorno (años)
Sismos frecuentes	45
Sismos ocasionales	75
Sismos raros	475
Sismos muy raros	970

Nota. Recuperado del libro de Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica 2011

La Tabla 2.2 clasifica el desempeño según el nivel de daño que sufren los componentes estructurales, no estructurales, instalaciones y demás servicios, luego de un sismo.

**Tabla 2.2.** Niveles de desempeño (SEAOC, 1995)

Nivel de desempeño	Descripción
Completamente operativo	No hay daño. El edificio es seguro. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente. La estructura conserva su rigidez y resistencia. No es necesario hacer reparaciones.
Operativo	Daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso para la seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en elementos estructurales sin compromiso de la seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez. Luego del sismo, las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero podrían ser fácilmente recuperados
Resguardo de la Vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura ha perdido una parte importante de su rigidez y resistencia, pero conserva un margen de seguridad contra el colapso. Luego del sismo, es baja la probabilidad de derrumbes. Los ascensores podrían estar fuera de servicio, pero las rutas de evacuación están seguras. El edificio podría repararse, aunque no siempre resulte económicamente aconsejable
Cerca al colapso	Daño importante y extendido. La estructura ha sido seriamente afectada en su capacidad de resistir acciones laterales y cargas de gravedad, pero aún conserva un pequeño margen contra el colapso. Componentes no estructurales desplomadas en peligro de hacerlo. Probablemente, no es técnica o económicamente posible reparar el edificio. Las réplicas podrían ocasionar el colapso
Colapso	La estructura no puede resistir acciones laterales y han perdido su competencia para cargas de gravedad. Pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad. Colapso parcial o total. No es posible reparar la edificación.

Nota. Recuperado del libro de Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica 2011

La Tabla 2.3 muestra la matriz planteada por el SEAOC, en donde se ven reflejados los objetivos de la Ingeniería Sismorresistente enfocada al desempeño. Cada casillero de la matriz señala el daño o desempeño que debería tener una estructura.

**Tabla 2.3.** Objetivos de desempeño según el SEAOC

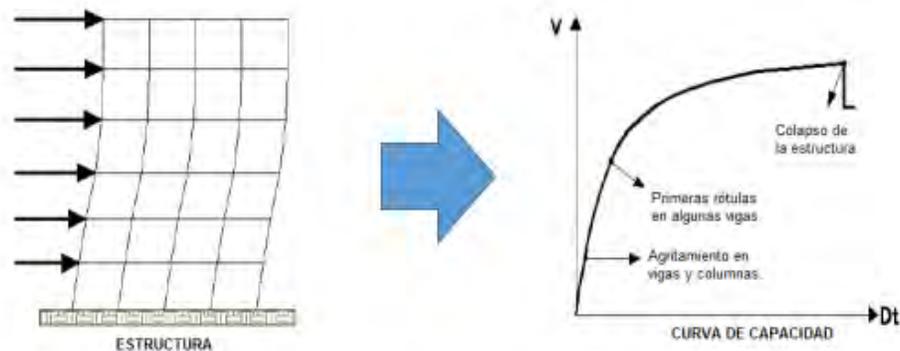
		Nivel de desempeño			
		Completamente operativo	Operativo	Resguardo de vida	Cerca del colapso
Sismo de diseño	Sismo frecuente (45 años)				
	Sismo ocasional (75 años)				
	Sismo raro (475 años)				
	Sismo muy raro (970 años)				

Nota. Recuperado del libro de Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica 2011

- Edificio común
- Edificio esencial
- Edif. de seguridad crítica

### 2.3.2 Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal, conocido popularmente “Pushover”, es un método matemático que permite hallar la capacidad de una estructura (curva fuerza-desplazamiento). Este método implica la creación de un modelo matemático de la estructura y su posterior sujeción a fuerzas laterales progresivamente crecientes aplicadas en cada nivel. La aplicación continua de estas fuerzas se realiza hasta alcanzar el límite de capacidad de la estructura. Con este análisis se puede identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y falla de elementos, mecanismo de colapso general, como también la historia de deformaciones y cortantes de la estructura que corresponde a la curva de capacidad (Loa, 2017).



**Figura 2.3.** Análisis estático no lineal y curva de capacidad (Poma de la Cruz, 2018)

### 2.3.3 Espectro de capacidad

Al tener la curva de capacidad del análisis estático no lineal y el modo fundamental elástico de la estructura se puede obtener el espectro de capacidad. Este espectro relaciona la Seudo-Aceleración (SA) y el Seudo-Desplazamiento (SD) de la estructura. Por un lado, la Seudo-Aceleración (SA) resulta al dividir la Fuerza Cortante en la base de la estructura entre la masa efectiva ( $L^2/M^*$ ). Por otro lado, el Seudo-Desplazamiento (SD) resulta al dividir el desplazamiento de la estructura entre el factor de participación ( $L^*/M^*$ ).

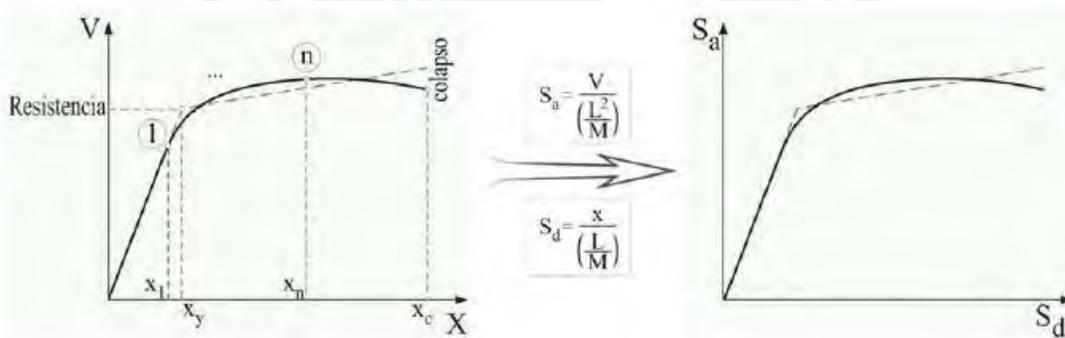
$$SA = V * \frac{M^*}{L^{*2}} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

$$SD = D * \frac{M^*}{L^*} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Donde:

$M^*$ : Masa generalizada

$L^*$ : Masa participante

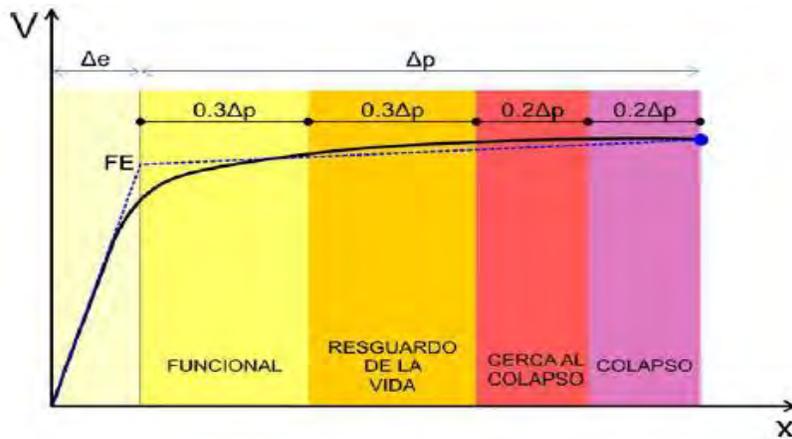


**Figura 2.4.** Espectro de capacidad en estructuras de varios grados de libertad (Muñoz, 2011)

### 2.3.4 Sectorización de la curva de capacidad en base al nivel de desempeño

El SEAOC asigna un nivel de desempeño a distintos sectores de la curva de capacidad, tomando como base el desplazamiento elástico ( $\Delta e$ ) y el desplazamiento inelástico ( $\Delta p$ ) de la estructura. Para hallar estos desplazamientos es necesario identificar el punto de comienzo del régimen inelástico, conocido como “punto de fluencia efectiva (FE)”.

El punto de fluencia efectiva se puede definir asumiendo un modelo bilineal que abarque un área igual al abarcado por la curva de capacidad.

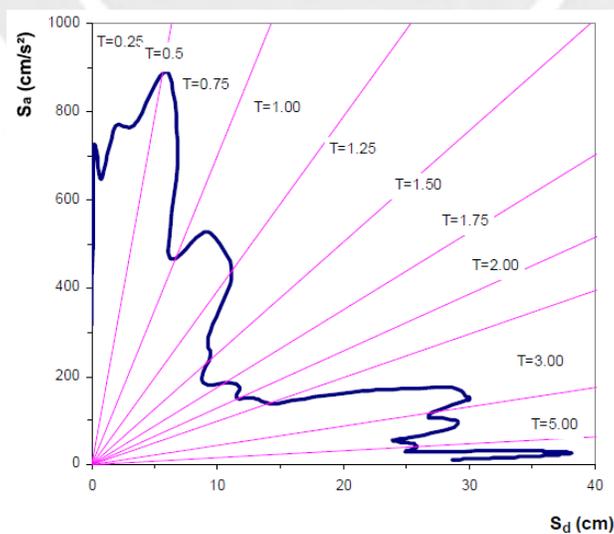


**Figura 2.5.** Curva de capacidad y desempeño (Muñoz, 2011)

### 2.3.5 Espectro de demanda sísmica

Las demandas sísmicas se representan comúnmente por medio de espectro de respuesta, estos espectros representan respuestas máximas (fuerza restitutiva, desplazamiento y aceleración) de sistemas de un grado de libertad dinámico. Los espectros cumplen un papel muy importante para la ingeniería sismorresistente ya que de ellos depende el diseño y análisis de las estructuras. Un método para analizar el desempeño de una estructura es utilizando un espectro de demanda, el cual relaciona las Seudo-aceleraciones (eje vertical) y los Seudo-Desplazamientos (eje horizontal).

Las rectas que pasan por el origen y un punto de la curva con coordenadas ( $S_d, S_a$ ), corresponden a periodos constantes  $T_i$ :



**Figura 2.6.** Espectro de demanda elástico para el registro del El Centro, 1940 (Muñoz, 2011)

### 2.3.6 Punto de desempeño

El método de espectro de demanda permite obtener el punto de desempeño de manera gráfica. Para determinar este punto se superponen el espectro de capacidad y el espectro de demanda y se halla la intersección de estos gráficos, este punto indica el efecto del sismo en la estructura en evaluación.

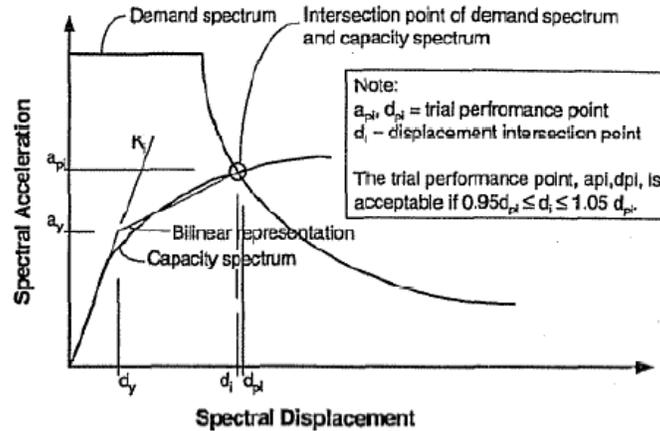
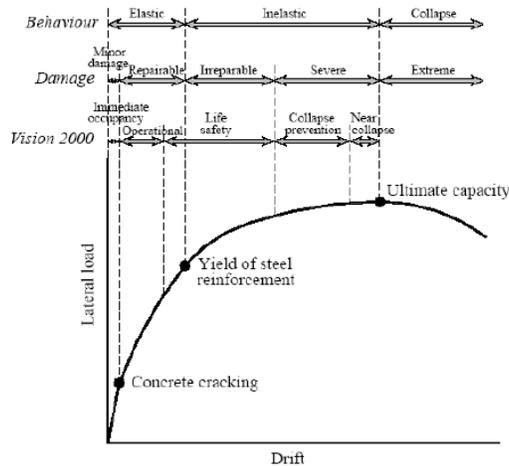


Figura 2.7. Obtención del desplazamiento objetivo (ATC-40, 1996)

## 2.4 Comportamiento no lineal de MDL

Cuando una estructura alcanza su resistencia lateral nominal, la estructura pasa de comportarse elásticamente a iniciar un comportamiento inelástico. Entonces al someter a la estructura una carga esta tendrá una deformación recuperable y una deformación permanente e irreversible. Esto ocurre debido a que una parte del trabajo realizado por la fuerza externa a lo largo del desplazamiento se transforma en energía de deformación y otra parte como en energía que es disipada en forma de daño estructural (Muñoz, 2011).

La Figura 2.8 muestra la curva capacidad de una estructura sometida a cargas, además de señalar el comportamiento, daño y desempeño de la estructura según la deformación y la carga aplicada a la estructura.



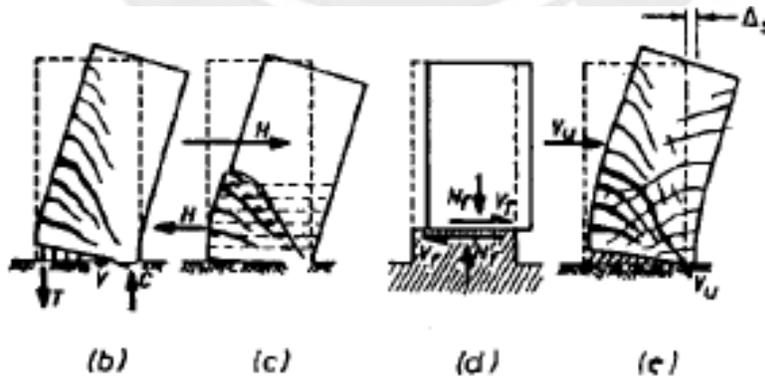
**Figura 2.8.** Rendimiento estructural típico y estados de daño asociados (Gálvez, 2008)

### 2.4.1 Modos de falla

Un requisito para el diseño de estructuras es que no debe permitirse que ocurran mecanismos de falla frágil. Esto se logra realizando un diseño en donde el rendimiento a flexión en zonas plásticas controle la disipación de energía en todo el sistema estructural.

Los modos de fallas describen la razón física de porque un elemento estructural no puede resistir los esfuerzos a los que se le somete. Estos modos de fallas dependen de parámetros tales como el tipo de sección, cuantía de acero, propiedades del concreto y acero, etc.

En la siguiente figura se puede observar cómo al aplicarle cargas a un muro estructural, este tendrá diversas repuestas de falla: flexión (b), tracción diagonal (c), corte deslizamiento (d) y deslizamiento en la base (e).



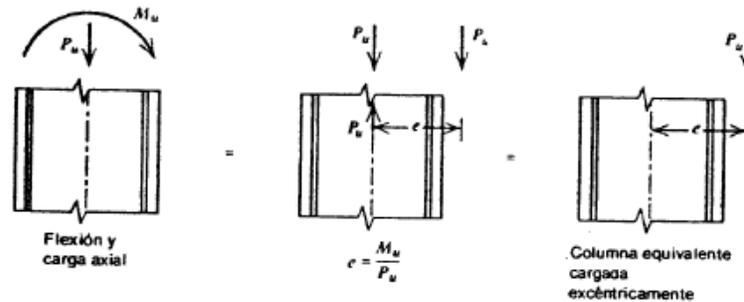
**Figura 2.9.** Modos de fallo en voladizo (Paulay y Priestley, 1992)

Para muros estructurales la principal fuente de disipación de energía en una pared en voladizo debe ser el refuerzo de flexión en las regiones de rotulas plásticas, normalmente en la base de la pared (figura 2.9 (b)).

Por otro lado, la Norma Sismorresistente busca evitar los modos de fallas debidos a la tracción diagonal ocasionadas por cortante (figura 2.9 (c)), además del corte deslizante a lo largo de las juntas de construcción (figura 2.9 (d)) y el corte o falla de unión a lo largo de empalmes solapados o anclajes (figura 2.9 (e)).

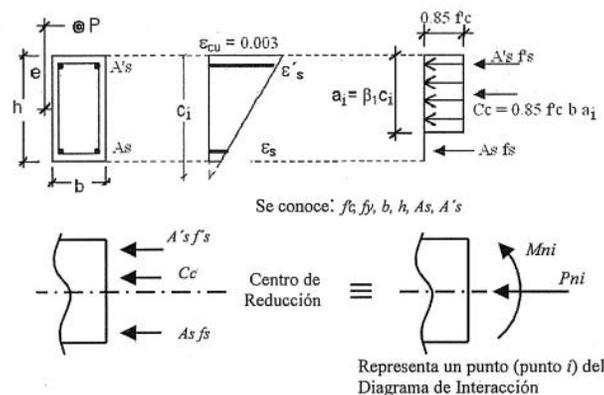
### 2.4.2 Comportamiento no lineal a flexo-compresión

Las columnas y placas son elementos que trabajan a flexo-compresión ya que soportan cargas axiales y de flexión.



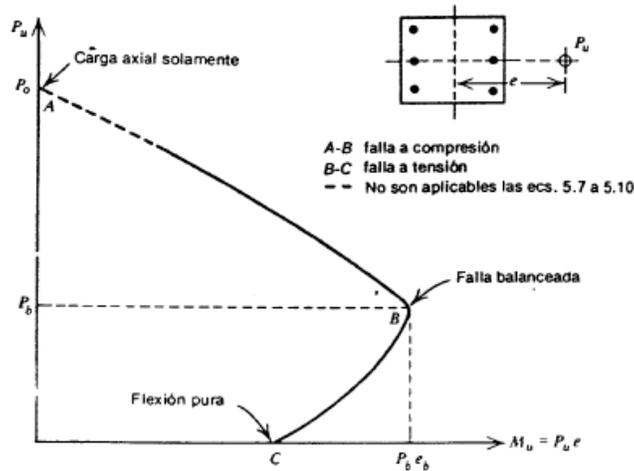
**Figura 2.10.** Columnas a flexocompresión (Park y Paulay, 1988)

Para el diseño y análisis de elementos que trabajan a flexocompresión se suele utilizar Diagramas de Interacción, el cual describe completamente la resistencia de una sección sometida a flexocompresión. Un Diagrama de interacciones, es la región geométrica de las combinaciones de cargas flexo-compresión (P y M) que agotan la capacidad de la sección. El Diagrama de Interacción se forma a partir del cálculo de la resistencia nominal del elemento para distintas ubicaciones del eje neutro (c).



**Figura 2.11.** Obtención de un punto del diagrama de interacción (Ottazzi, 2019)

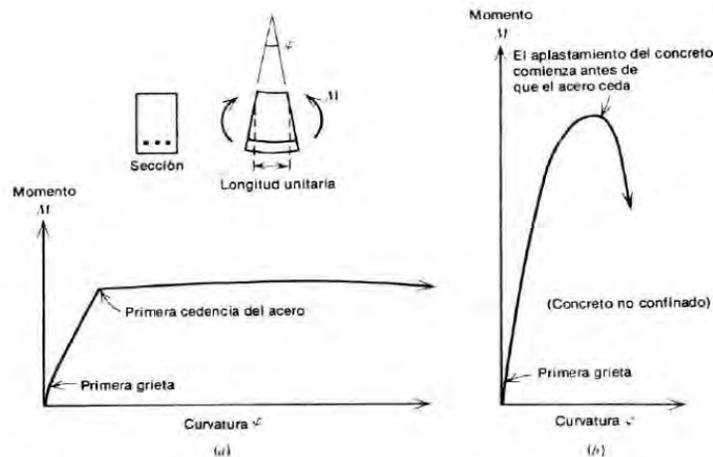
Al realizar el procedimiento de la Figura 2.11 para distintas ubicaciones del eje neutro nos permitirá construir el diagrama de interacciones.



**Figura 2.12.** Diagrama de interacciones para una sección de columna de concreto reforzado cargada excéntricamente (Paulay y Priestley, 1992)

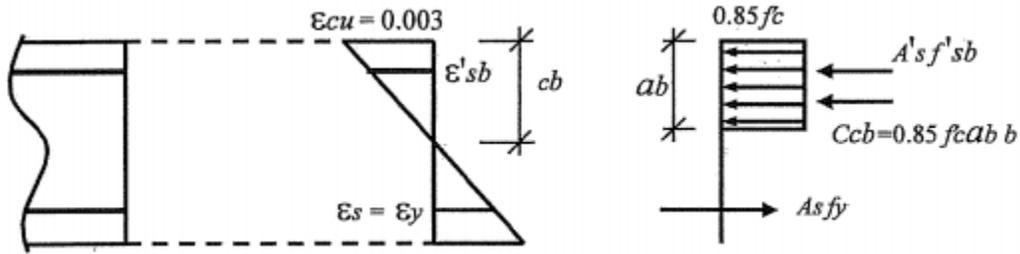
Como se puede observar en la Figura 2.12 existen puntos notables en común en todos los diagramas de interacciones, estos son flexión pura, carga axialmente y falla balanceada. Este último punto es muy importante ya que nos puede definir el tránsito entre la falla por compresión y la falla por tracción. La falla por compresión se da cuando la carga axial a la que se le somete la columna o placa es mayor que la carga axial balanceada provocando así que las armaduras en la parte más alejada del borde comprimido no lleguen a la fluencia cuando la sección alcance su capacidad máxima, provocando una falla frágil. Por otro lado, la falla por tracción permite que al menos una armadura este en fluencia, teniendo así una falla dúctil.

La Figura 2.13 muestra las relaciones momento-curvatura para secciones con falla por tracción, falla frágil (figura 2.13 (b)), y secciones con falla a compresión, falla dúctil (figura 2.13 (a)).



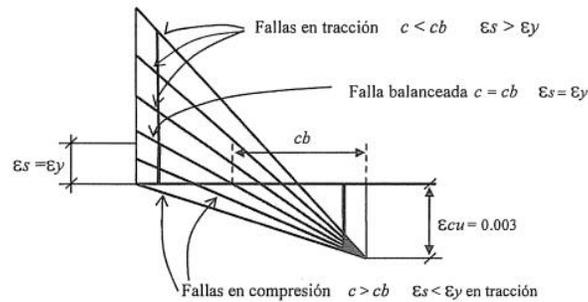
**Figura 2.13.** Relaciones momento curvatura (Enríquez y Acero, 2017)

La Figura 2.14 muestra lo que ocurre en la falla balanceada, en donde el concreto alcanza la deformación de agotamiento ( $\epsilon_{cu} = 0.003$ ) a la misma vez que el acero alcanza su deformación de fluencia ( $\epsilon_y = 0.0021$ ).



**Figura 2.14.** Resistencia nominal asociada a falla balanceada (Ottazi, 2019)

La Figura 2.15 muestra la relación de los tipos de fallas con respecto a la ubicación del eje neutro.

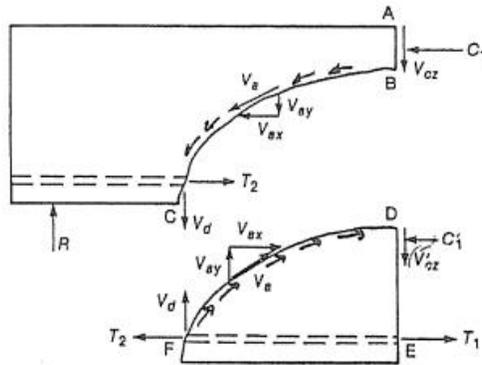


**Figura 2.15.** Fallas en tracción, compresión y balanceada (Ottazi, 2019)

### 2.4.3 Comportamiento no lineal a corte

El comportamiento a flexión de un elemento de concreto armado es menos complejo que el comportamiento a corte de estos, ya que en este último intervienen una cadena de factores que no permiten predecir con mucha precisión la resistencia al corte de la sección. La normativa peruana reconoce que la falla por cortante es una falla frágil, por lo que se trata de lograr que elemento falle por flexión (falla dúctil) antes que se produzca la falla por cortante.

Para entender el comportamiento a corte en una sección y las fuerzas que se generan cuando se produce un agrietamiento en este, se examinará una viga sin refuerzo en el alma (Figura 2.16) y luego con refuerzo en el alma (Figura 2.17).



**Figura 2.16.** Diagrama de cuerpo libre en la falla. Elemento sin refuerzo en el alma (Ottazi, 2019)

En el equilibrio de la Figura 2.16:

$$V_{\text{externo}} = V_n = V_{cz} + V_d + V_{ay} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Donde:

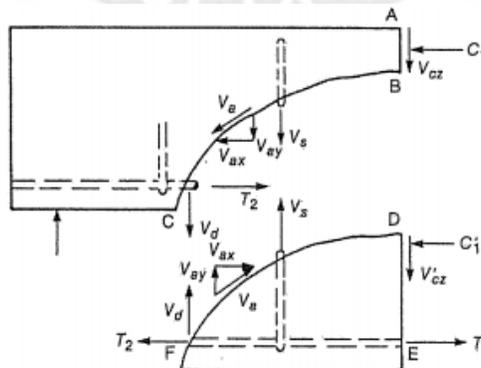
$V_{cz}$  = Fuerza cortante que toma el concreto comprimido.

$V_d$  = Fuerza cortante que toma el acero por acción de dovela.

$V_{ay}$  = Fuerza cortante que se transfiere por la interacción entre los agregados a lo largo de la grieta inclinada.

Como es muy complicado el cálculo individual de los valores  $V_{cz}$ ,  $V_d$  y  $V_{ay}$ , para el diseño y análisis se agrupan estas tres componentes en una llamada resistencia nominal del concreto ( $V_c$ ). Esta resistencia del concreto se halla mediante normas (E060) que fueron especificadas anteriormente.

En muchos casos la resistencia nominal del concreto no es suficiente para resistir la fuerza cortante a la que se le somete al elemento, ocasionando una falla por corte mucho antes de que alcance la falla por flexión. Por lo tanto, al elemento se le colocan estribos que ayudan a resistir la fuerza cortante externa.

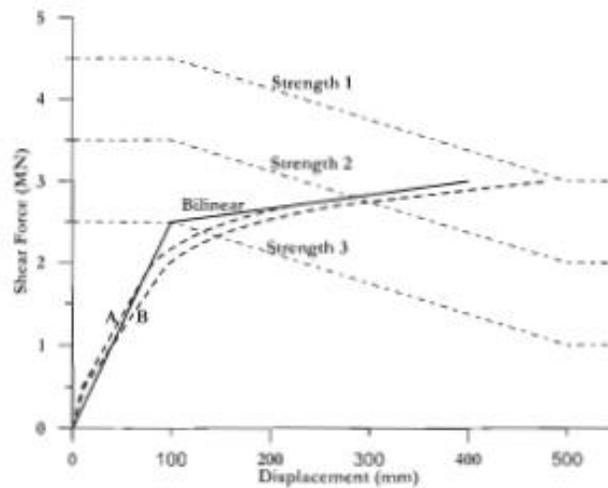


**Figura 2.17.** Diagrama de cuerpo libre en la falla. Elemento con refuerzo en el alma (Ottazi, 2019)

En la Figura 2.17 se puede observar, a diferencia de la Figura 2.16, la existencia de fuerzas de resistencia al corte debido a la presencia del refuerzo del corte (estribos). La resistencia de los estribos ( $V_s$ ) se calcula mediante fórmulas que nos brinda la norma de concreto armado (E060). Estos estribos permiten incrementar la resistencia al corte del elemento, además de la ductilidad reduciendo así la posibilidad de tener una falla frágil como ocurre en los elementos que no portan refuerzo en el alma.

Para entender la reducción de la ductilidad por fuerza cortante, se hará uso del modelo presentado por Priestley (Priestley, 2007). En este se presentan la superposición de la respuesta fuerza-desplazamiento de columnas de un puente existente con posibles curvas de esfuerzo de corte (resistencia a la tracción diagonal), las cuales dependen de la separación del refuerzo transversal.

La curva 1 (“Strength 1”) corresponde a espaciamientos reducidos de refuerzo transversal. Mientras que, la curva 3 (“Strength 3”) corresponde a un espaciamiento amplio de refuerzo transversal:



**Figura 2.18.** Fuerza-Desplazamiento en columnas con distintos esfuerzos de corte (Priestley, 2007)

En la Figura 2.18 se puede apreciar que al colocar el refuerzo transversal con poco espaciamiento se logra que la capacidad total de desplazamiento sea alcanzada antes que se produzca una falla por corte. Por otro lado, se observa que el hecho de colocar el refuerzo transversal con espaciamientos considerables origina que se produzca una falla frágil antes que la sección alcance su ductilidad esperada, evidenciándose así la reducción de ductilidad por fuerza cortante.

#### 2.4.4 Estados de daño

En el ámbito de la Ingeniería Sismorresistente basada en el desempeño, conocer el estado de daño de una estructura posterior a un sismo resulta crucial. El daño estructural constituye un factor determinante en la

clasificación de los niveles de desempeño. El análisis de daño global se erige como una herramienta valiosa para evaluar el daño total de una estructura. Este análisis se fundamenta en análisis locales que permiten identificar los daños en elementos tanto estructurales como no estructurales.

Para los objetivos de la Ingeniería Sismorresistente basado en el desempeño es necesario conocer el estado de daño de una estructura post-sismo, ya que un factor importante para la clasificación de los niveles de desempeño es el daño de la estructura. Un análisis de daño global es una manera de cuantificar el daño de una estructura, este análisis se lleva a cabo a partir de análisis locales que permiten hallar los daños en elementos estructurales y no estructurales.

Para evaluar el estado de daño local en elementos de concreto armado, se propone definirlo mediante una sectorización de los diagramas momento-curvatura de las secciones (Williams y Sexsmith, 2007). Esta metodología se basa en la adecuada capacidad a flexión de los elementos y en la suposición de que el efecto de corte no afecta directamente a ninguno de ellos (Loa, 2017). El estado de daño local se representará mediante un parámetro denominado índice de daño.

$$D = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \beta_e \frac{\int dE}{My\phi_u} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Donde:

- $D$  = índice de daño
- $\phi_m$  = Curvatura máxima del elemento
- $\phi_y$  = Curvatura de fluencia
- $\phi_u$  = Curvatura última del elemento
- $\beta_e$  = Parámetro de degradación de resistencia
- $\int dE$  = Energía histerética acumulada
- $My$  = Momento de fluencia

Según Williams y Sexsmith (2007), la degradación de resistencia en secciones de concreto armado es relativamente baja. En consecuencia, el parámetro asociado a este fenómeno tendrá un impacto despreciable y una participación mínima en el cálculo del índice de daño. Considerando lo anterior, es posible simplificar la ecuación original y establecer que el índice de daño depende únicamente del primer factor.

$$D = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

William y Smith (1995) proponen la siguiente clasificación de estados de daño según los índices de daños (D).

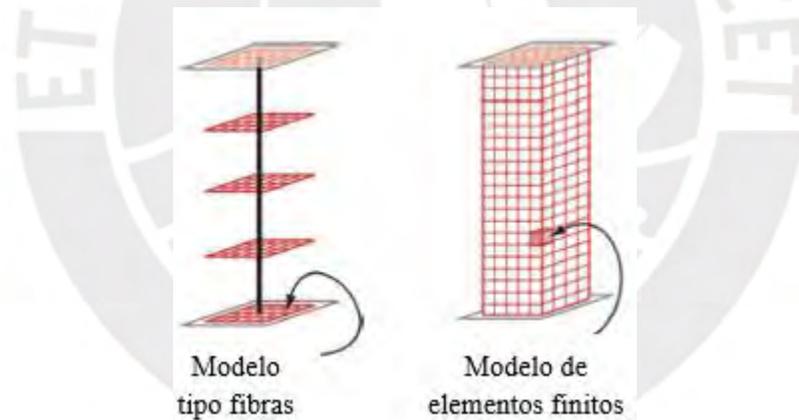
**Tabla 2.4.** Clasificación de estados de daño (Williams y Sexmith, 1995)

Índice de daño	Descripción del daño
$D < 0.10$	Sin daño o daño ligero o localizado
$0.10 < D < 0.25$	Daño menor, agrietamientos pequeños
$0.25 < D < 0.40$	Daño moderado, agrietamiento severo, desprendiendo de recubrimiento localizado
$0.40 < D < 1.00$	Daño severo, desprendiendo del recubrimiento, refuerzo descubierto
$D > 1.00$	Colapso

## 2.5 Modelamiento de comportamiento no lineal

En los últimos años, a través de la tecnología, se han desarrollado modelos computacionales sofisticados que tienen la capacidad de analizar una estructura y calcular su comportamiento estructural, el cual es similar a la respuesta de los ensayos físicos de estos. Por ello, la existencia de los nuevos modelos simplifica el cálculo de la respuesta estructural al no ser necesarios los ensayos físicos.

La Figura 2.19 muestra dos tipos de modelos para el cálculo de la respuesta no lineal de muros, los cuales son: modelo tipo de fibras y modelo con elementos Layer (elementos finitos).



**Figura 2.19.** Modelos para simular la respuesta no lineal de muros (NIST, 2010)

### 2.5.1 Modelo tipo fibras

El modelo de tipo fibras es un modelo sofisticado que simula la respuesta de gravedad y cíclica de muros de concreto. Utilizando estos modelos, la respuesta de flexión no lineal se simula a nivel de sección utilizando una discretización de tipo fibra de la sección transversal de la pared en la que se utilizan métodos unidimensionales (NIST, 2017). Estas secciones dependiendo del material en su área tributaria, cada fibra tendrá una relación tensión-deformación. La respuesta de la sección se integra a lo largo de la longitud del elemento para calcular la respuesta del elemento.

Cabe señalar que mediante este tipo de modelamiento no se considera el fenómeno de corte; en ese sentido, este efecto se suele considerar independientemente del comportamiento a flexión.

### **2.5.2 Modelo con elementos Layer**

El modelo con elementos Layer o también conocido como modelo de elementos finitos es un método numérico que permite solucionar sistemas continuos que son representados por sistemas de ecuaciones diferenciales muy complejos. Este método consiste en la discretización de un sistema continuo, es decir una división del modelo continuo a un sistema discreto, generando así una serie de subdominios o elementos finitos. Estos subdominios se caracterizan por poseer nodos, los cuales son responsables del comportamiento de los elementos discretizados. Por lo tanto, el problema se concentra en la solución de las funciones que rigen en los nodos, las cuales son de una menor complejidad. Finalmente, se concluye que, al tener una mayor cantidad de subdominios, la solución se vuelve más exacta, pero se requiere un mayor esfuerzo computacional para el cálculo.



# CAPÍTULO 3. CONSIDERACIONES GENERALES PARA MODELACIÓN NUMÉRICA

En el capítulo 3 se describen los ensayos experimentales a ser modelados y se otorgan las pautas generales para una correcta modelación numérica mediante los análisis Pushover y Quasi-estático. Finalmente, con los modelos ya definidos, se predice el comportamiento teórico no lineal de los MDL, para ser constatados en los próximos capítulos.

## 3.1 Descripciones de ensayos experimentales

### 3.1.1 Ensayo de San Bartolomé 2003

Este ensayo consistió en estudiar el comportamiento sísmico de placas de concreto de 10 cm de espesor. Para lograr este objetivo, se ensayaron tres placas (P1, P2, P3) con longitud de 2 metros, altura de 2.40 metros, un espesor de 10 cm y un esfuerzo de compresión del concreto igual a 175 kg/cm<sup>2</sup>. Estos muros fueron construidos sobre una viga de cimentación para poder anclar las barras de acero verticales, además se construyó encima de éste una viga solera para transmitir de una mejor manera las cargas al muro. En la Figura 3.1 es posible observar las dimensiones de los especímenes ensayados.

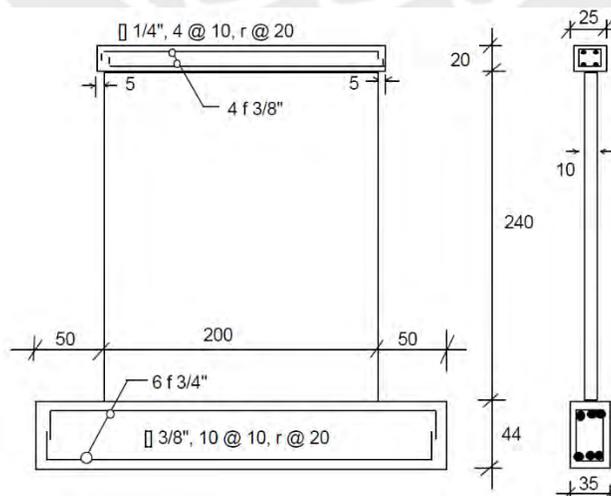


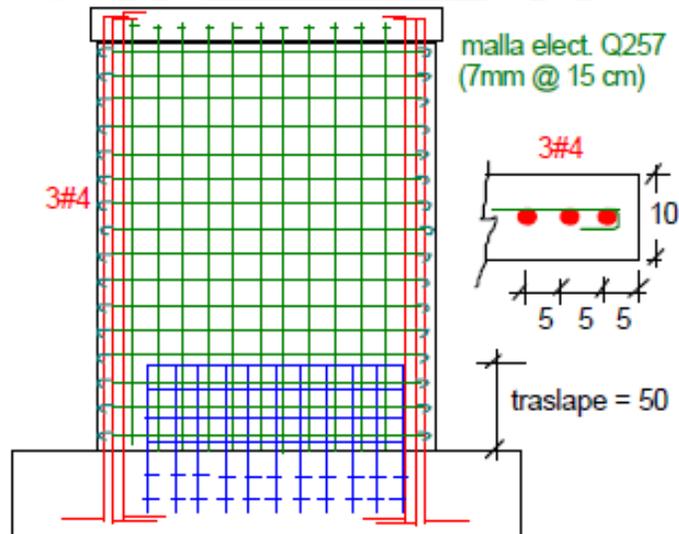
Figura 3.1. Detalle estructural de placas ensayadas (San Bartolomé, 2003)

Estos muros fueron sometidos a carga lateral cíclica controlando su desplazamiento y manteniendo una carga vertical constante simulando las cargas de gravedad de un muro central de un edificio (16 ton). El ensayo se dividió en 10 fases las cuales dependían del desplazamiento lateral del muro, en cada fase se aplicó un número determinado de ciclos (Ver Tabla 3.1).

**Tabla 3.1.** Fases del ensayo de carga lateral cíclica (San Bartolomé, 2003)

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Dl(mm)	0.25	1.00	2.50	5.00	7.50	10.00	12.5	15.00	17.5	20.00
No. ciclos	1	2	3	3	3	3	3	3	3	4

Como se mencionó anteriormente, en el ensayo se trabajó con tres tipos de muros; sin embargo, para la modelación numérica solo se trabajará con la placa P1 la cual estaba reforzada por una malla electrosoldada Q257. La Figura 3.2 se muestra las características de la placa P1.

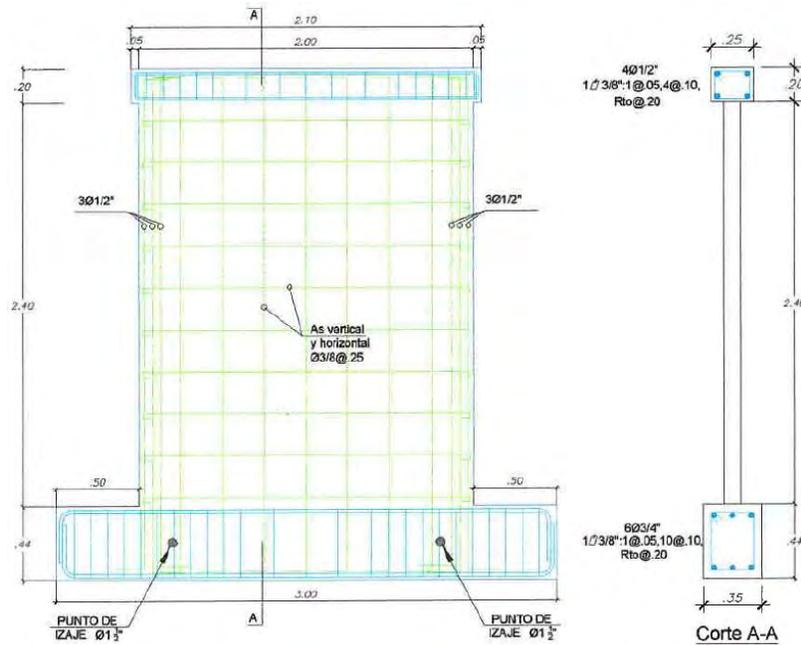


**Figura 3.2.** Placa P1 reforzada con una malla electrosoldada, sin confinamiento en los extremos (San Bartolomé, 2003)

### 3.1.2 Ensayo de Sencico 2016

Este ensayo consistió en estudiar el comportamiento sísmico de muros de ductilidad limitada de concreto con fibras de polipropileno (resistencia  $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$ ). Para lograr este objetivo, se ensayaron nueve muros con longitud de 2 metros, altura de 2.40 metros y un espesor de 10 cm. Estos muros fueron construidos sobre una viga de cimentación para poder anclar las barras de acero vertical, además se construyó encima de éste una viga solera para transmitir de una mejor manera las cargas al muro.

A diferencia del ensayo descrito anteriormente, se hizo uso de barras de acero de refuerzo tanto en los extremos del muro como en la zona central. En la Figura 3.3 es posible observar el detalle estructural de los especímenes ensayados.



**Figura 3.3.** Detalle estructural de placas ensayadas (Sencico, 2016)

Con el fin de mantener un orden, se decidió etiquetar a los muros con un código y nomenclatura según las características de ensayo sometido. La Tabla 3.2 muestra las dimensiones y nomenclatura de los especímenes.

**Tabla 3.2.** Nomenclatura de especímenes ensayados (Sencico, 2016)

Código	Nomenclatura	Descripción	Dimensiones (m)
MDL-SCA-LR	MDL 01	Muro de ductilidad limitada con carga lateral y sin carga axial, llevado al límite de reparabilidad.	2.00x2.40x0.10
	MDL 02		
	MDL 03		
MDL-R-SCA	MDL 01 R	Muro de ductilidad limitada reparado con carga lateral y sin carga axial	2.04x2.40x0.14
	MDL 02 R		
	MDL 03 R		
MDL-SCA	MDL 04	Muro de ductilidad limitada con carga lateral y sin carga axial	2.00x2.40x0.10
	MDL 05		
	MDL 06		
MDL-CCA	MDL 07	Muro de ductilidad limitada con carga lateral y carga axial de 30 ton.	2.00x2.40x0.10
	MDL 08		
	MDL 09		

Cabe resaltar que para la modelación numérica se dará enfoque exclusivo a los muros ensayados hasta la rotura sin reparación previa, identificados como MDL-SCA y MDL-CCA. Estos muros fueron sometidos a una carga lateral cíclica con desplazamiento controlado, implementada en fases sucesivas en función de las condiciones de carga. Cada fase consistía en dos ciclos de carga con un mismo desplazamiento máximo. Estos desplazamientos se incrementaban gradualmente en cada fase hasta alcanzar el límite de rotura (Ver Tabla 3.3).

**Tabla 3.3.** Fases del ensayo de carga lateral cíclica (Sencico, 2016)

<b>MDL-SCA</b>	<b>FASE</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>
	Deriva (%)	0.20	0.35	0.42	0.63	0.83	1.25	1.88	2.50	3.54	5.00	6.88	9.80	12.71
	Desp. (mm)	0.50	0.80	1.00	1.50	2.00	3.00	4.50	6.00	8.50	12.00	16.50	23.50	30.50
<b>MDL-CCA</b>	<b>FASE</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>
	Deriva (%)	0.20	0.35	0.42	0.63	0.83	1.25	1.88	2.50	3.54	5.00	6.88	9.80	12.71
	Desp. (mm)	0.50	0.80	1.00	1.50	2.00	3.00	4.50	6.00	8.50	12.00	16.50	23.50	30.50

### 3.1.3 Ensayo de CEER 2017

El programa experimental realizado por el Centro Colombiano de Investigación en Ingeniería Sísmica (Colombian Earthquake Engineering Research Center – CEER) en colaboración con la Escuela Politécnica Federal de Lausane (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne – EPFL), consistió en estudiar el comportamiento de muros delgados de concreto armado con una sola capa de refuerzo (resistencia  $f'c=25\text{MPa} \approx 255 \text{ kg/cm}^2$ ), variando las relaciones de aspecto, detallado de refuerzo, sección transversal y nivel de carga axial.

Con el fin de mantener un orden, se etiquetaron a los muros como W4, W5, W6 y W7. La geometría de los tres primeros especímenes tenía forma de “T”; mientras que, en el último muro se agregó una aleta asimétrica en el extremo opuesto a la aleta “T” (Ver Tabla 3.4)

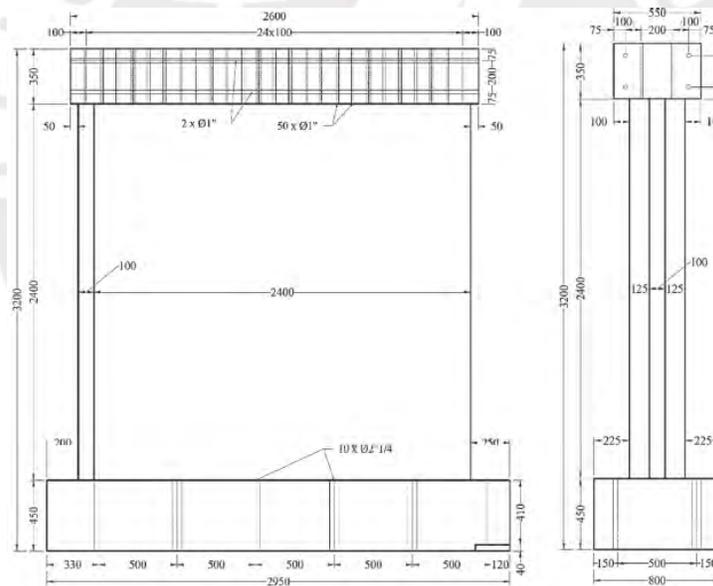
**Tabla 3.4.** Nomenclatura de especímenes ensayados. (CEER, 2017)

<b>Muro</b>	<b>Tipo de refuerzo</b>	<b>Sección</b>	<b>Observación</b>
W4	Barra	Forma "T"	Sin elemento de borde.
W5	Malla electrosoldada	Forma "T"	Sin elemento de borde.
W6	Barra	Forma "T"	Elemento de borde sin confinar.

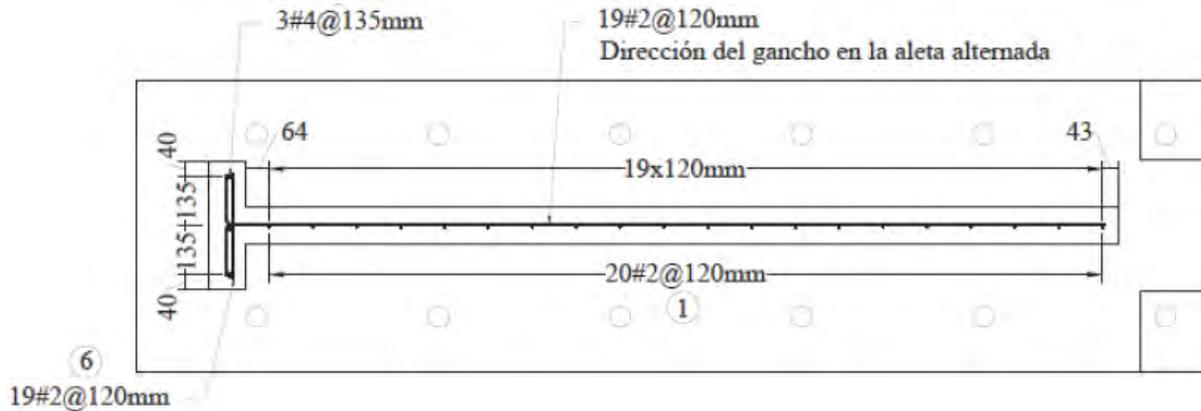
Muro	Tipo de refuerzo	Sección	Observación
W7	Barra	Forma "T" + aleta asimétrica	Elemento de borde con gancho y recrecimiento de sección transversal.

Cabe resaltar que para la modelación numérica se hará uso del muro W4, el cual contó con una longitud de alma de 2.50 m, longitud de aleta de 0.35 m, altura de 2.40 m y espesor de 0.10 m. La distribución de refuerzo vertical del alma consistió de 20 barras #2 espaciadas a 0.12m (cuantía igual a 0.27%); mientras que, el refuerzo vertical en la aleta consistió de 3 barras #4 espaciadas a 0.135m (cuantía igual a 1.11%). Por otro lado, el refuerzo horizontal consistió de 19 barras #2 espaciadas a 0.12m (cuantía igual a 0.27%).

Al igual que en los ensayos descritos anteriormente, estos muros fueron construidos sobre una viga de cimentación para poder anclar las barras de acero vertical, además se construyó encima de éste una viga solera para transmitir de una mejor manera las cargas al muro. Las Figuras 3.4 y 3.5 resumen la geometría y el detalle estructural del espécimen W4.



**Figura 3.4.** Configuración geométrica de muro W4 (CEER, 2017)



**Figura 3.5.** Detalle estructural de muro W4 (CEER, 2017)

Estos muros fueron sometidos a una carga axial correspondiente al 5% de la resistencia nominal de la sección de transversal de concreto y a carga lateral cíclica con desplazamiento controlado, manteniendo en todo momento la relación constante  $M / VL_W$  de 2.00 a partir de la primera fase de carga lateral. El ensayo empezó aplicando la carga axial y luego se siguió el protocolo de desplazamiento lateral. Cada fase estuvo conformada por 2 ciclos en cada nivel de desplazamiento, de los cuales 5 eran inferiores al desplazamiento correspondiente a la fluencia (0.4mm, 0.8mm, 1.2mm, 1.6mm y 2mm), seguidos de desplazamiento para distintas ductilidades (Ver Tabla 3.5).

**Tabla 3.5.** Fases del ensayo de carga lateral cíclica CEER. (CEER, 2017)

	FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
W4	Deriva (%)	0.015	0.031	0.046	0.062	0.08	0.10	0.12	0.18	0.31	0.42	0.50	0.82
	Desp. (mm)	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.6	3.12	4.55	8.06	10.92	13	21.32

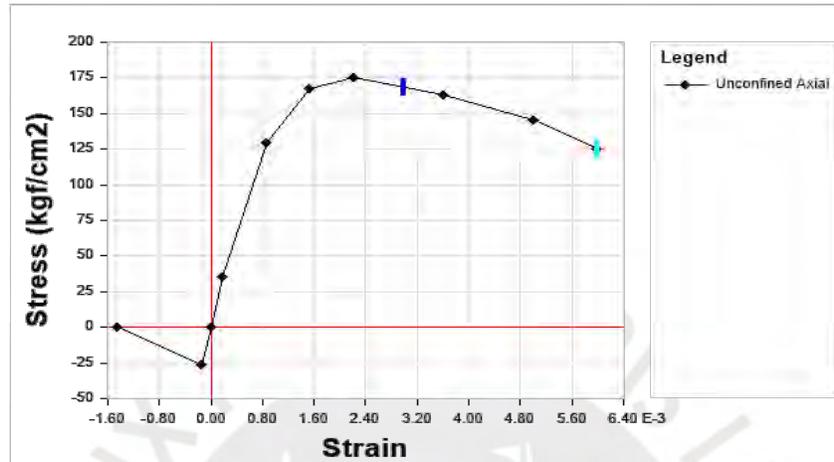
### 3.2 Proceso de modelamiento en Etabs

De manera ilustrativa, se explicará el proceso de modelamiento del muro del Ensayo de San Bartolomé. Este proceso fue replicado para el muro del Ensayo de Sencico, teniendo en consideración las propiedades de los materiales, las cuales no necesariamente son iguales en ambos casos.

#### 3.2.1 Modelamiento de muros

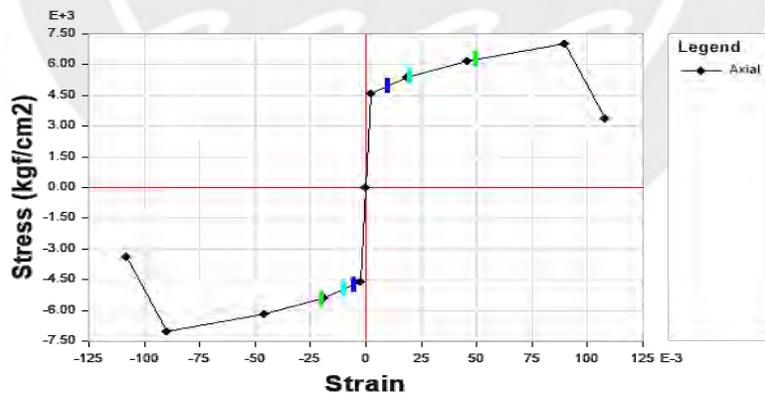
En un principio se modeló el muro en el software Etabs considerando únicamente las dimensiones del muro y el refuerzo de éste, con el objetivo de saber si empleando los parámetros que brinda el software por defecto se podría obtener mediante un análisis Pushover un comportamiento similar a lo que se obtuvo en el ensayo experimental. En los siguientes párrafos se brindará las consideraciones para el modelado.

En primer lugar, se definió el concreto utilizado en el ensayo, este concreto tuvo un esfuerzo de compresión igual a  $175 \text{ kg/cm}^2$  con un módulo de elasticidad igual a  $198431.35 \text{ kg/cm}^2$ . Además, en la Figura 3.6 se muestra la curva esfuerzo vs deformación que se definió para el concreto, haciendo uso del modelo constitutivo de Mander con una deformación máxima del concreto igual a 0.006.



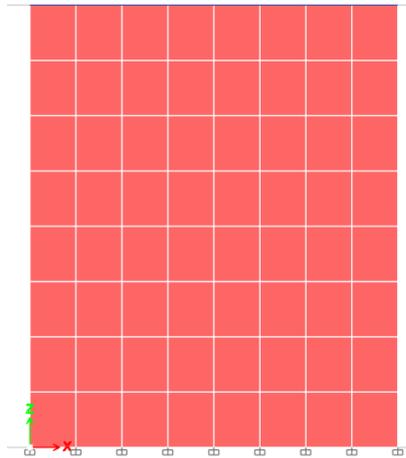
**Figura 3.6.** Gráfico esfuerzo vs deformación del concreto sin calibración

En segundo lugar, se definió el refuerzo que se utilizó en el muro, el cual tuvo un esfuerzo de fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . Además, se definió las áreas de las barras de  $1/2''$ ,  $3/8''$  y de la malla electrosoldada (Q257). La Figura 3.7 muestra la curva esfuerzo vs deformación del acero, donde se muestra una deformación última o de falla igual a 0.09.



**Figura 3.7.** Gráfico esfuerzo vs deformación del acero sin calibración

En tercer lugar, se modeló el muro en el programa ETABS definiéndolo como una wall section de concreto  $f'c=175\text{kg/cm}^2$  y espesor de 10 cm; este muro se dividió en un número finito de subdominios para que representen de una mejor manera el comportamiento del muro ante una carga lateral incremental (Pushover). El número de subdominios se obtuvo al usar la herramienta “edit shell”, en donde se dividió el muro en cuadriláteros con dimensiones de  $0.25\text{m}\times 0.30\text{m}$ .

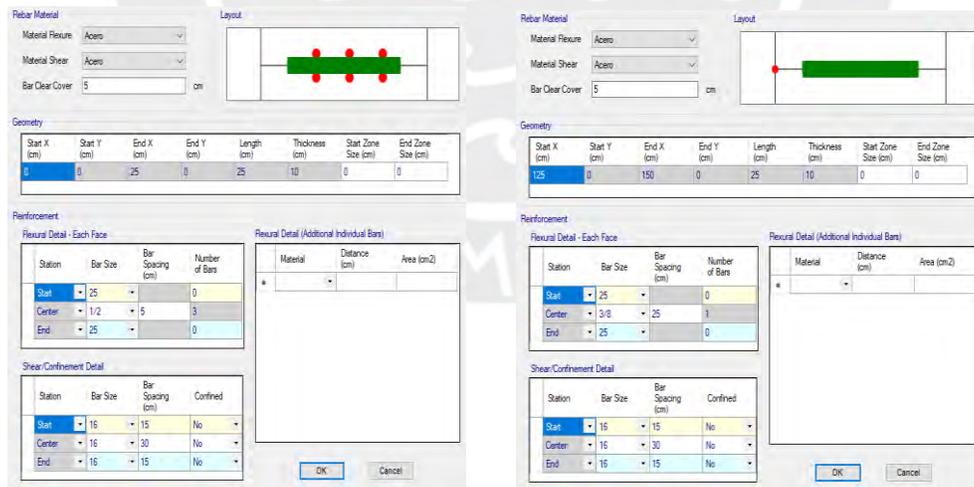


**Figura 3.8.** Muro modelado mediante software ETABS

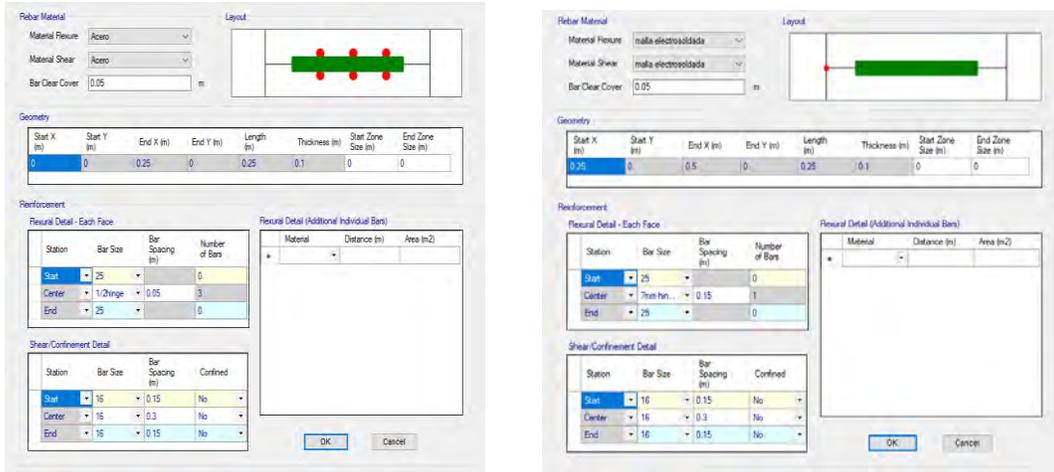
### 3.2.2 Procedimiento Pushover

Para la comparación entre el modelo y el ensayo se sometió a los muros a una carga lateral incremental en la parte superior. En los siguientes párrafos se explicará el procedimiento que se siguió para obtener la curva de capacidad mediante el procedimiento Pushover.

En primer lugar, se definieron las secciones en donde se originarían las rótulas plásticas tanto para los extremos como para la parte central del muro. Para ello se tuvo en consideración la distribución de barras de acero mostrada en el detalle estructural de cada ensayo.

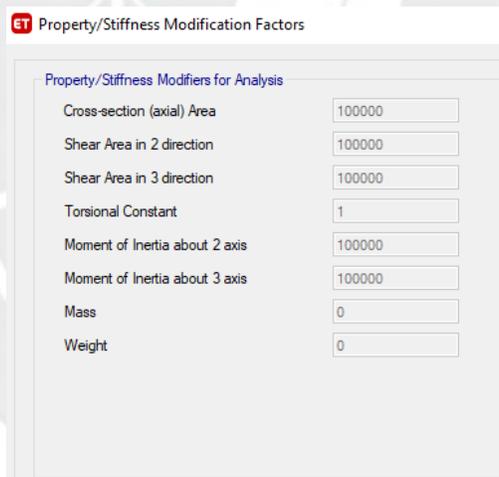


**Figura 3.9.** Asignación de rótulas plásticas para ensayo Sencico. En extremos de muros (izquierda). En parte central (derecha).



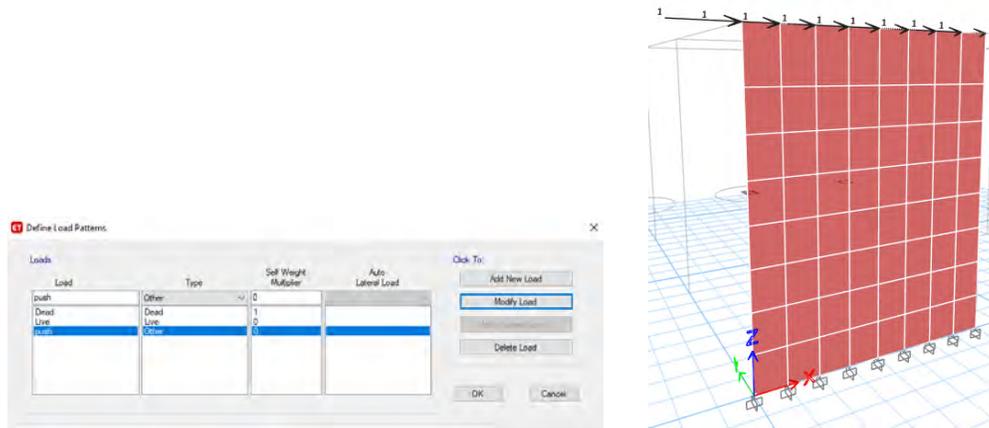
**Figura 3.10.** Asignación de rótulas plásticas para ensayo San Bartolomé. En extremos de muros (izquierda). En parte central (derecha).

Luego, se diseñó una viga rígida con el objetivo de que los puntos superiores del muro tengan una misma deformación al aplicarle una carga lateral. Para lograr esto, se diseñó una viga con una gran inercia, resistencia al corte, carga axial y un peso insignificante.



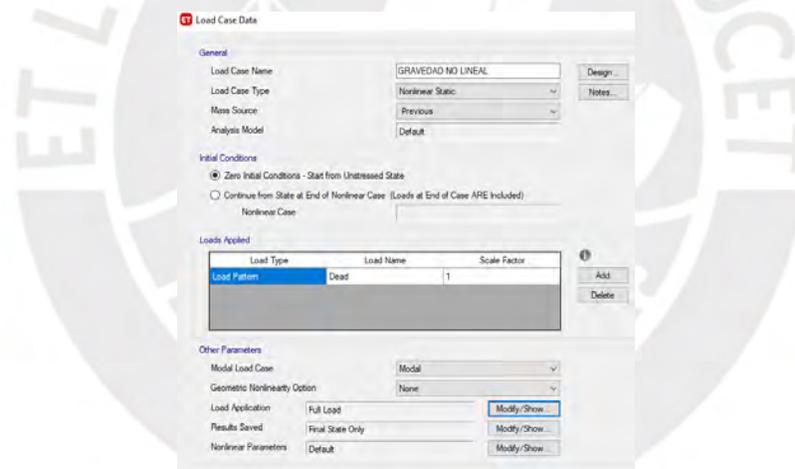
**Figura 3.11.** Propiedades de viga rígida modelada

Se definió el patrón de carga “Push” con el fin de asignar la carga a incrementarse en el ensayo Pushover. La Figura 3.12 muestra el proceso de creación del patrón de carga y la asignación de esa misma carga de 1 ton en cada punto de la viga rígida creada previamente.



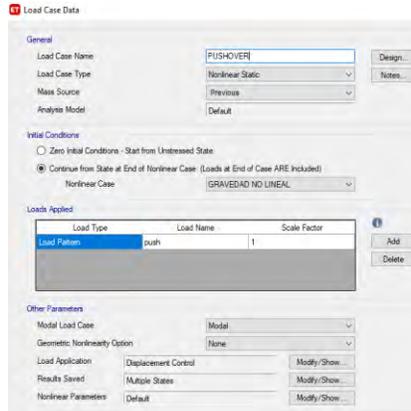
**Figura 3.12.** Patrón de carga “Push”. Creación de patrón de carga (izquierda). Asignación de patrón a viga rígida (derecha).

A continuación, se definieron los casos de carga: Gravedad no lineal y Pushover. Para el caso de Gravedad no lineal se seleccionó un tipo estático no lineal y se le asignó la carga muerta con un factor de escala igual a la unidad.



**Figura 3.13.** Asignación Load Case “Gravedad no lineal”.

Por otro lado, se asignó el caso Pushover, como un tipo estático no lineal para aplicarse luego del caso de Gravedad no lineal. Se le asignó la carga “Push” a incrementarse con un factor de escala igual a la unidad y se le aplicó un control de desplazamiento, ya que en este caso importa la progresión de las rótulas. Con el fin de que el software muestre los resultados hasta un valor de desplazamiento máximo, se definió un desplazamiento máximo monitoreado, cuyo valor varía para cada ensayo según la cantidad de fases a las que son sometidos. Adicionalmente, se definió un número mínimo de pasos a considerar de 200.



**Figura 3.14.** Asignación Load Case “Pushover”.

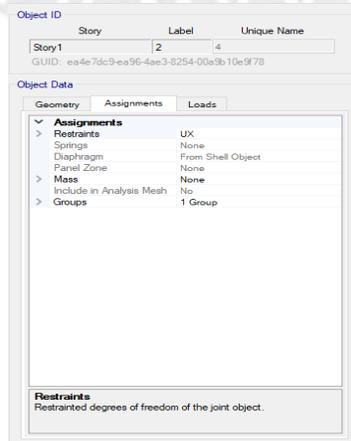
Finalmente se asignó la carga axial a los muros que presentaban esta característica y se ejecutó el programa con el fin de obtener la curva de capacidad y los resultados de las rótulas.

### 3.2.3 Procedimiento Quasi-estático

Otro método para comparar los resultados entre el ensayo y el modelo numérico es aplicarle a este último desplazamiento cíclicos similar a la aplicada en el ensayo de laboratorio. Para lograr esto es necesario tener algunas consideraciones en el modelado y seguir un procedimiento, el cual será explicado en los siguientes párrafos.

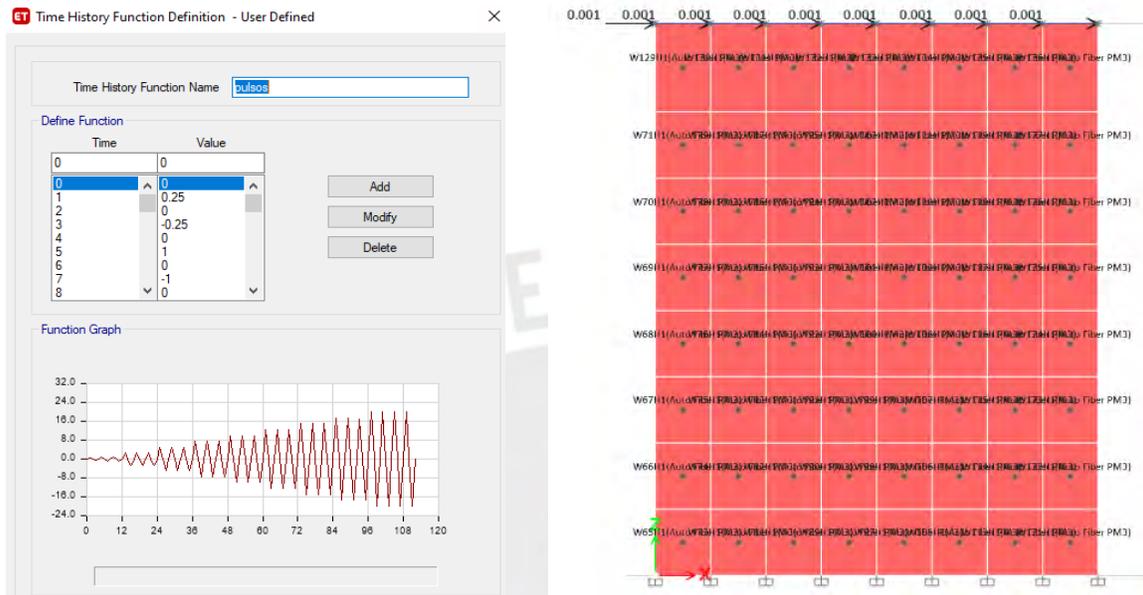
En primer lugar, se definieron las zonas en donde se iban a producir las rótulas plásticas de la misma forma que en el ensayo Pushover.

En segundo lugar, para que el software pueda leer los desplazamientos fue necesario restringir el eje en donde se está aplicando la carga. Esta restricción fue colocada en la parte superior de los subdominios del muro.



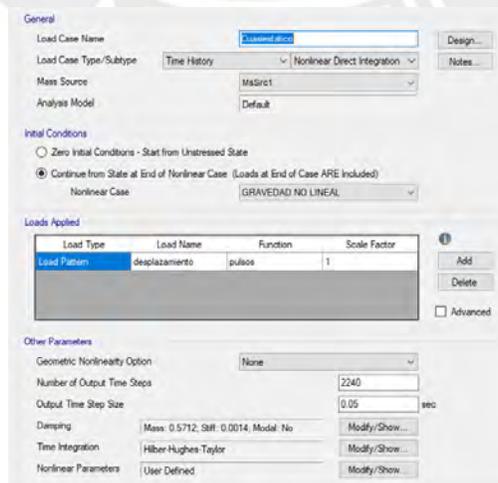
**Figura 3.15.** Restricción de la articulación superior del muro

En tercer lugar, se definió una función en el tiempo según el ensayo que se iba a modelar, ya que en cada ensayo se midieron desplazamientos en distintas fases y en diferente número de ciclos por fase. Estos desplazamientos no tenían unidades por lo que fue necesario aplicar un desplazamiento unitario en la parte superior del muro para ser multiplicado por la función introducida previamente.



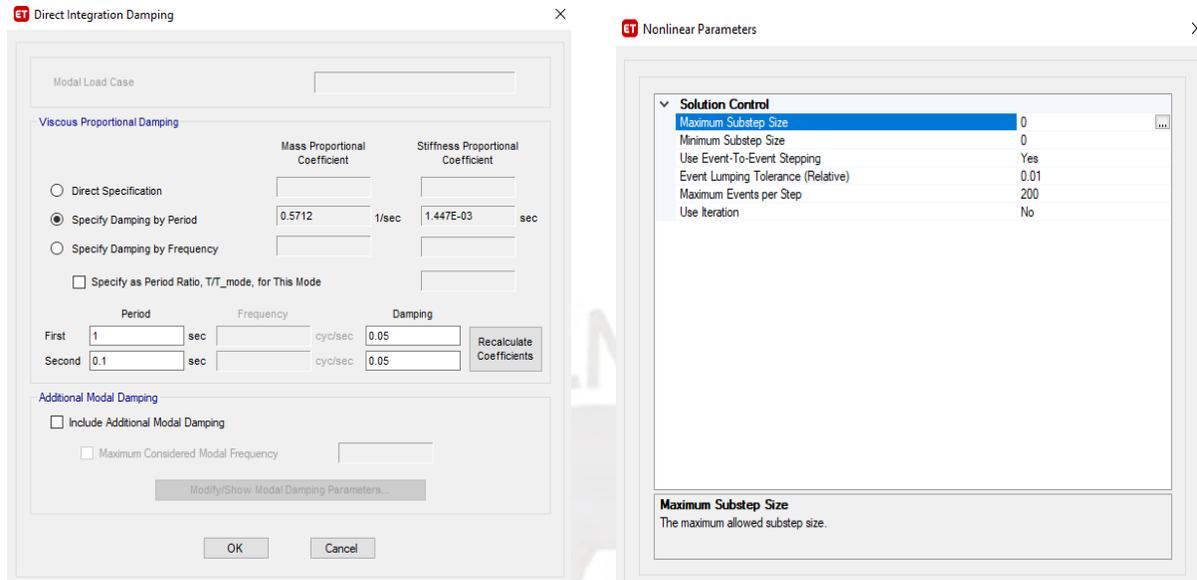
**Figura 3.16.** Desplazamiento de muro modelado. Definición de la función en el tiempo (izquierda). Desplazamiento unitario en viga rígida (derecha).

En cuarto lugar, se definió una carga (Cuasistático) que relacionaba la función en el tiempo y el desplazamiento que se aplicó en la parte superior del muro. Esta carga era de un tipo no lineal y su función era aplicar el desplazamiento real que se aplicó en los muros ensayados. La Figura 3.17 muestra la configuración que se introdujo al definir esta carga.



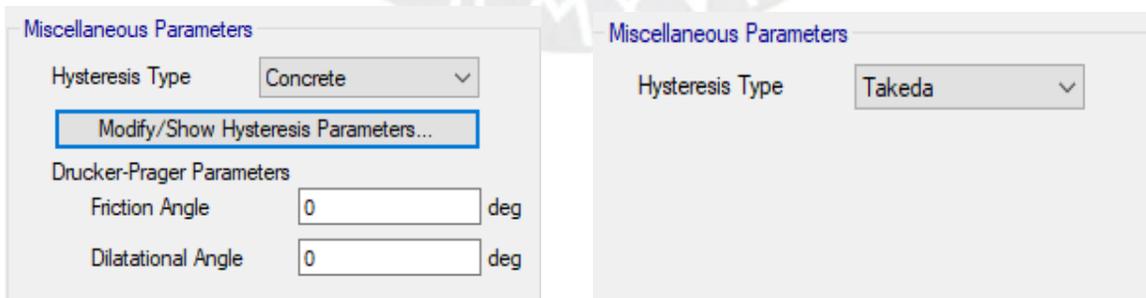
**Figura 3.17.** Asignación Load Case “Quasi-estática”

La Figura 3.18 muestra la configuración introducida con el fin de que el software resuelva los cálculos de una manera más eficiente; ya que, con la configuración que brinda el programa por defecto, no se obtenía convergencia de resultados.



**Figura 3.18.** Parámetros utilizados para modelamiento Quasi-estático. Pestaña “Parámetros no lineales” (Derecha). Pestaña “Direct Integration Damping” (Izquierda).

Finalmente, se definieron en las propiedades no lineales de los materiales, el tipo de histéresis para obtener lazos histéricos similar a los ensayos experimentales al ejecutar el programa. Por un lado, se consideró para el concreto un tipo de histéresis que el programa ETABS tiene en su repertorio denominado “Concrete”, además se definió para cada ensayo un factor de degradación de energía. Por otro lado, para el acero se consideró el tipo de histéresis de “Takeda”.

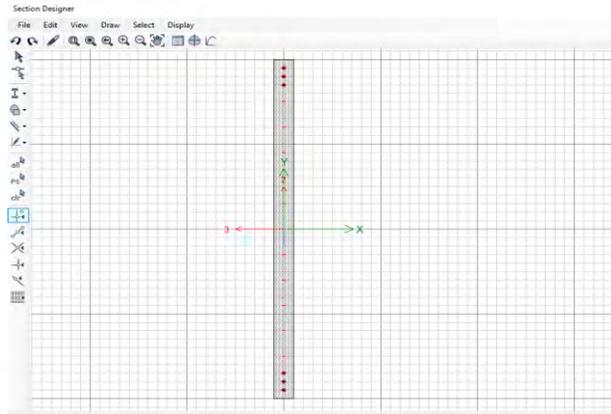


**Figura 3.19.** Tipo de histéresis de materiales. Caso de concreto (izquierda). Caso de acero (derecha)



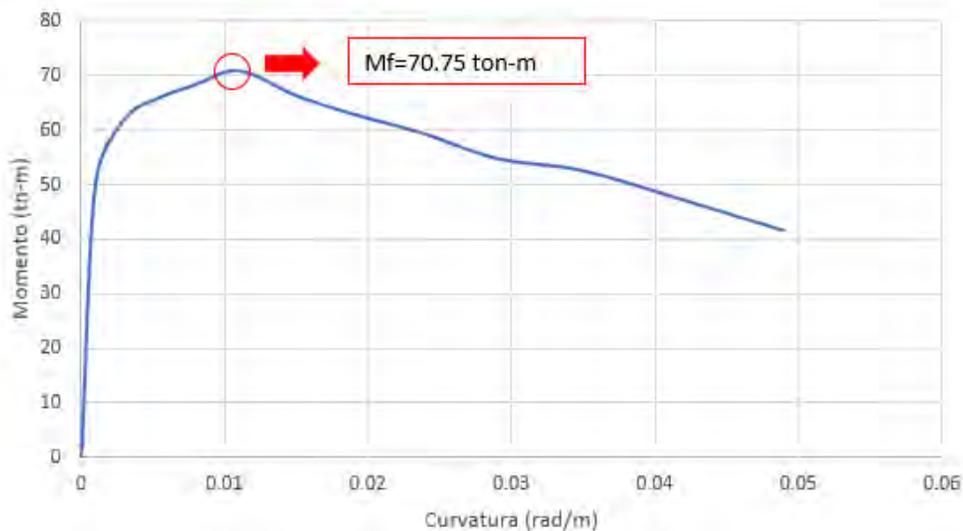
### 3.3.1 Ensayo de San Bartolomé 2003

Con el fin de hallar el tipo de falla se modeló la placa P-1 con la herramienta de “Section Designer” del Etabs, colocando las dimensiones de la placa ensayada y su distribución de acero correspondiente.



**Figura 3.22.** Sección transversal de la Placa P-1 del ensayo de San Bartolomé

Esta herramienta permite calcular el diagrama de Momento-Curvatura con el cual se podrá obtener el momento asociada a la falla por flexión del muro (Ver Figura 3.23).



**Figura 3.23.** Diagrama Momento-Curvatura de la Placa P-1 del ensayo de San Bartolomé

Al dividir este momento con la altura de la placa (2.5 m) se obtiene la carga lateral asociada a la falla por flexión ( $V_f$ ):

$$V_f = \frac{70.75 \text{ ton} - \text{m}}{2.5 \text{ ton}} = 28.3 \text{ ton}$$

Considerando un valor de  $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$ , se calculó la resistencia al corte aportada por el concreto y el acero para la placa P-1:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times \left(1 + \frac{P_u}{140 * t * b}\right) \times t \times d$$

$$V_c = 0.53 * 175^{0.5} * \left(1 + \frac{16000}{140 * 10 * 200}\right) * 10 * (0.8 * 200) = 11.86 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{S} = \frac{0.385 \text{ cm}^2 * \frac{4900 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * (0.8 * 200) \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 20.12 \text{ ton}$$

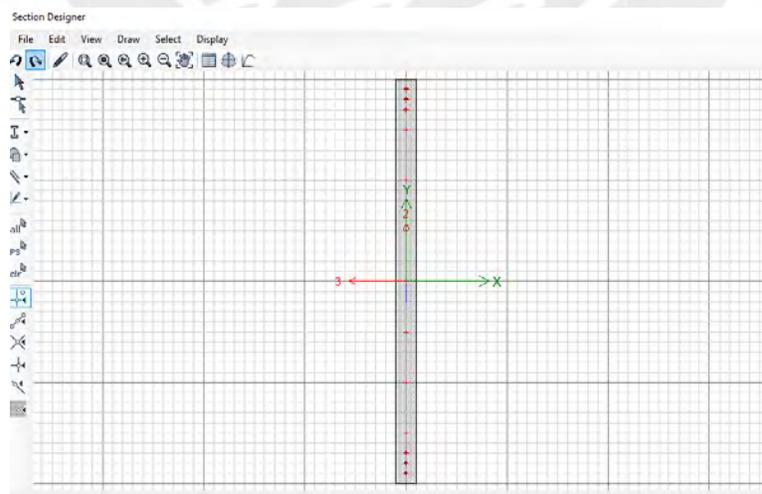
$$V_n = V_c + V_s = 11.86 \text{ ton} + 20.12 \text{ ton} = 31.98 \text{ ton}$$

### Conclusión:

Como se obtuvo un valor de falla teórica por flexión mayor a la resistencia al corte aportada por el concreto para la placa P-1 del ensayo San Bartolomé, se espera que ocurra primero el agrietamiento diagonal del muro. Asimismo, al obtener un valor resistencia por flexión menor que la asociada a la falla por corte para ambos casos, se espera que la falla de los muros sea por flexión.

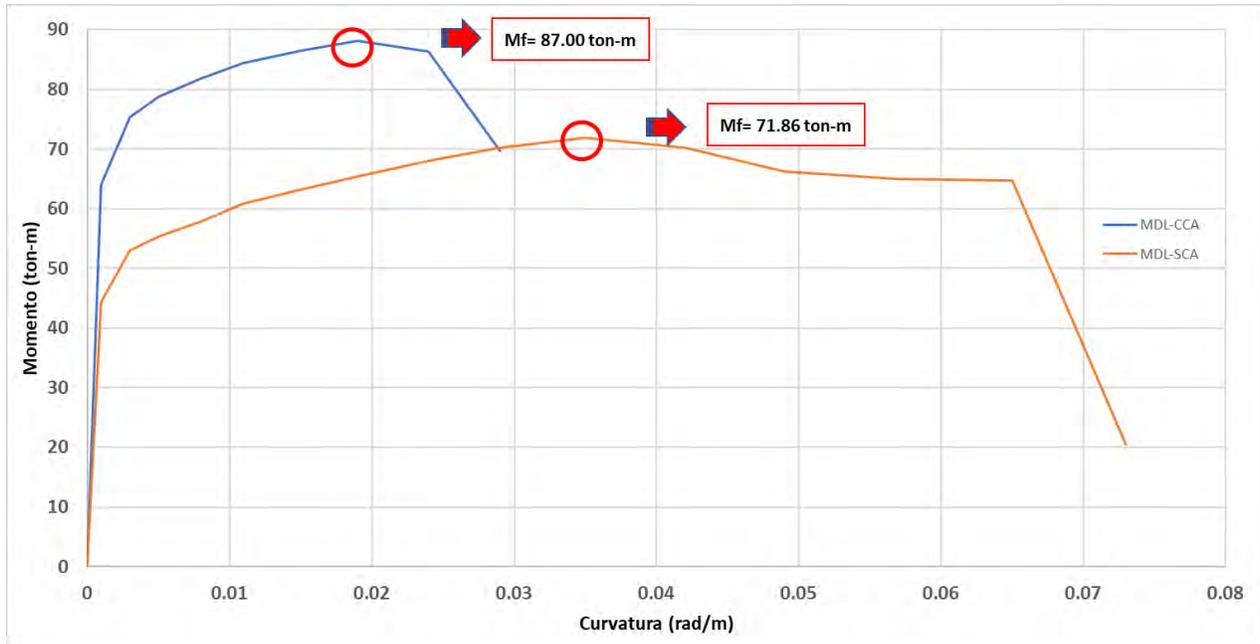
### 3.3.2 Ensayo de Sencico 2016

De igual manera, se graficó la sección del muro en la herramienta "Section Designer", tal como se muestra en la Figura 3.24:



**Figura 3.24.** Sección transversal del muro de Sencico

Luego, con el diagrama de momento curvatura que proporciona esta herramienta, se obtuvo el valor del momento asociado a la falla por flexión ( $M_f$ ).



**Figura 3.25.** Diagrama Momento-Curvatura del muro sin carga axial y con carga axial del ensayo de Sencico

Dividiendo este momento entre la altura comprendida entre la base del muro y el eje del actuador dinámico, se obtuvieron los siguientes valores de  $V_f$ :

$$MDL - SCA: V_f = \frac{71.86 \text{ mton}}{2.5 \text{ ton}} = 28.74 \text{ ton}$$

$$MDL - CCA: V_f = \frac{87.00 \text{ mton}}{2.5 \text{ ton}} = 34.8 \text{ ton}$$

Considerando un valor de  $f'_c = 220 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_y = 4600 \text{ kg/cm}^2$ , se calculó la resistencia al corte aportada por el concreto y el acero para el MDL-SCA:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times t \times d = 0.53 \times 220^{0.5} \times 10 \times (0.8 \times 200) = 12.58 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{S} = \frac{0.71 \text{ cm}^2 \times \frac{4600 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times (0.8 \times 200) \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 20.90 \text{ ton}$$

Por tanto, la carga asociada a la falla por corte para el caso sin carga axial sería:

$$V_n = V_c + V_s = 12.58 \text{ ton} + 20.90 \text{ ton} = 33.48 \text{ ton}$$

Por otro lado, para el MDL-CCA tenemos:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times \left(1 + \frac{Pu}{140 * t * b}\right) \times t \times d$$

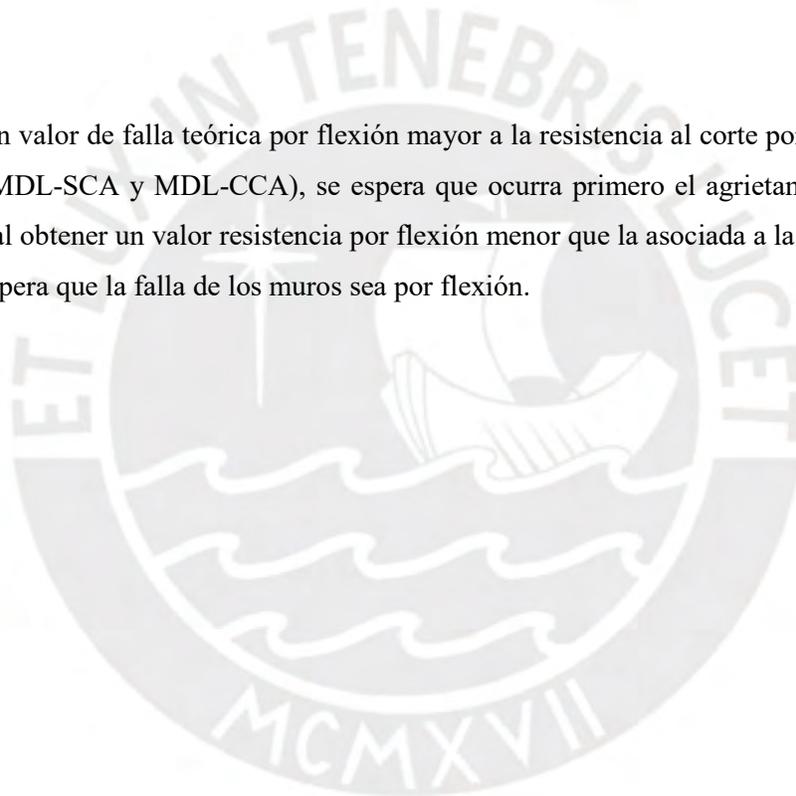
$$V_c = 0.53 * 220^{0.5} * \left(1 + \frac{30000}{140 * 10 * 200}\right) * 10 * (0.8 * 200) = 13.93 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{S} = \frac{0.71 \text{ cm}^2 * \frac{4600 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * (0.8 * 200) \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 20.90 \text{ ton}$$

$$V_n = V_c + V_s = 13.93 \text{ ton} + 20.90 \text{ ton} = 34.83 \text{ ton}$$

### Conclusión:

Como se obtuvo un valor de falla teórica por flexión mayor a la resistencia al corte por parte del concreto en ambos casos (MDL-SCA y MDL-CCA), se espera que ocurra primero el agrietamiento diagonal del muro. Asimismo, al obtener un valor resistencia por flexión menor que la asociada a la falla por corte para ambos casos, se espera que la falla de los muros sea por flexión.



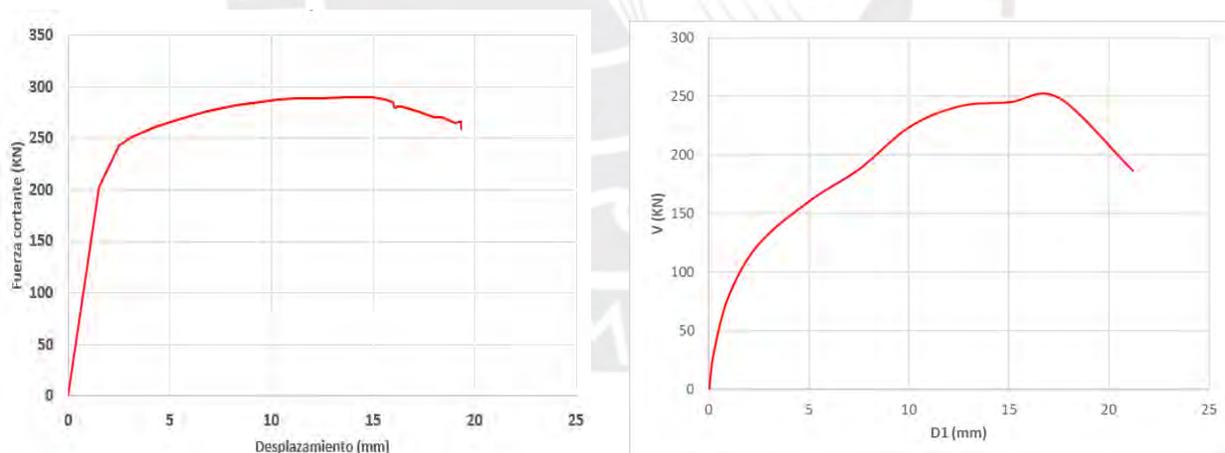
# CAPÍTULO 4. MODELACIÓN NUMÉRICA DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En el capítulo 4 se realiza la comparación de los resultados obtenidos mediante el análisis estático no lineal (Pushover) sin calibración con los ensayos experimentales. De ser el caso de presentar una notoria diferencia de resultados, se mostrará el proceso de calibración; para luego realizar una evaluación de resultados y estados de daños.

## 4.1. Comparación de resultados sin calibración

### 4.1.1 Ensayo de San Bartolomé 2003

La Figura 4.1 muestra la comparación de la curva de capacidad obtenida mediante el método Pushover en el software y el ensayo experimental de San Bartolomé:

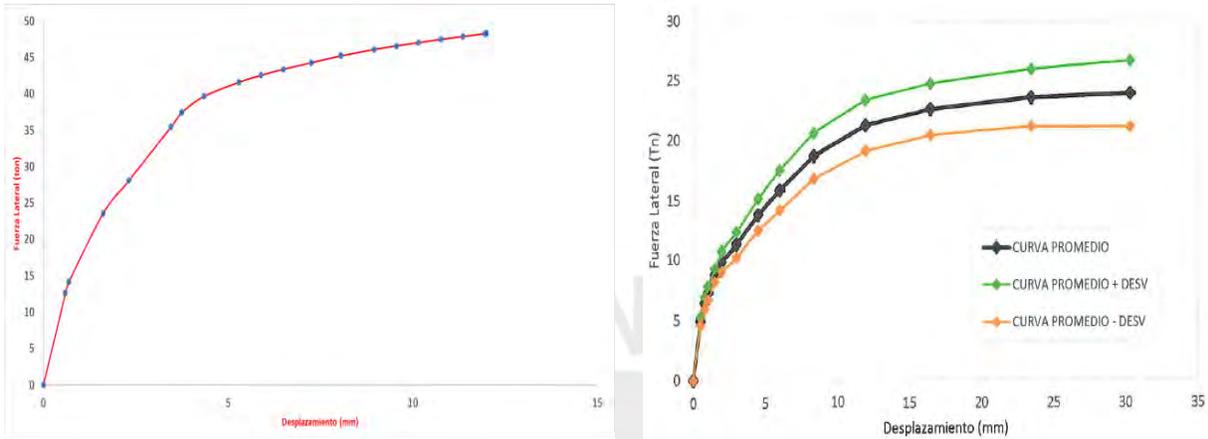


**Figura 4.1.** Curva de capacidad de la placa P-1 de ensayo de San Bartolomé. Curva obtenida mediante modelación numérica sin calibración (izquierda). Curva obtenida de envolvente de ciclos estables de ensayo experimental (derecha).

En el ensayo de San Bartolomé, se puede observar que los dos gráficos presentados anteriormente tienen cierta similitud, pero el resultado que brinda el programa Etabs, considerando los parámetros que brinda por defecto, no es apropiado.

## 4.1.2 Ensayo de Sencico 2016

A continuación, se muestra la comparación de la curva de capacidad obtenida mediante el método Pushover en el software y el ensayo experimental de Sencico.



**Figura 4.2.** Curva de capacidad de MDL-SCA de ensayo de Sencico. Curva obtenida mediante modelación numérica sin calibración (izquierda). Curva promedio de ensayo experimental (derecha).

En el ensayo de Sencico, se puede observar que los dos gráficos presentan una diferencia considerable, dado que aún no se ha realizado una previa calibración para la obtención de resultados más aproximados; por lo tanto, será necesario realizar algunas modificaciones en ciertos parámetros para obtener resultados más próximos al ensayo.

## 4.2. Calibración del modelo

### 4.2.1 Ensayo de San Bartolomé 2003

Como se mencionó anteriormente, para tener un modelo numérico más preciso se tuvo que realizar cambios en ciertos parámetros, los cuales serán especificados en la presente sección.

En primer lugar, en el modelo inicial se consideró una altura de muro de 2.4 metros; sin embargo, dado que en el ensayo experimental se aplicó la fuerza en el punto medio de la viga solera ubicada sobre el muro, se aumentó en 10 cm la altura de la última fila de los subdominios. De esta forma, se representó mejor el hecho que la carga incremental se aplicó a la mitad de la viga rígida a una altura de 2.5 metros.

En segundo lugar, dado que el software considera por defecto una doble malla de acero al momento de asignar las rótulas plásticas, se decidió dividir el área del acero considerado a la mitad, con el fin de representar la única malla central de los MDL.

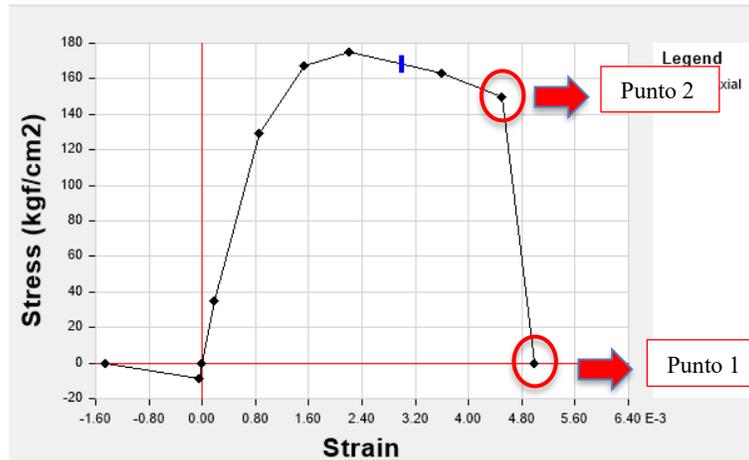
En tercer lugar, en el modelo inicial se colocó al acero convencional y a la malla electrosoldada un mismo esfuerzo de fluencia ( $4600 \text{ kg/cm}^2$ ); sin embargo, las mallas electrosoldadas (Q257) presentan un esfuerzo de fluencia mayor que  $4600 \text{ kg/cm}^2$ . Por tanto, el valor de esfuerzo de fluencia consignado para el acero convencional fue de  $4600 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que para la malla electrosoldada de  $4900 \text{ kg/cm}^2$ .

En cuarto lugar, en el caso del concreto se modificó la gráfica de esfuerzo vs deformación en el sector de la falla del concreto; debido a que el primer modelo no mostraba el comportamiento del concreto luego que éste fallara por compresión en el talón, lo que ocasionaba desconocer la pérdida de resistencia del muro luego de este punto, caso contrario a lo que ocurría en el ensayo experimental del muro donde se mostraba la progresión de la pérdida de resistencia del muro.

Por esta razón, en el nuevo modelo se representó una caída de esfuerzo en el concreto luego de superar la deformación unitaria de falla por compresión del concreto ( $0.0045$ ) con una pendiente suave que simuló de mejor manera el comportamiento del muro luego de la falla. Se relacionó el punto 2 (Ver Figura 4.3) con el momento en el cual el concreto empieza a fallar por compresión; mientras que, para representar la caída de la curva, se definió el punto 1 (Ver Figura 4.3) como el 25% adicional de la deformación unitaria del punto 2, relacionando este punto con el momento en que el concreto ya falló y no cuenta con sus propiedades de resistencia.

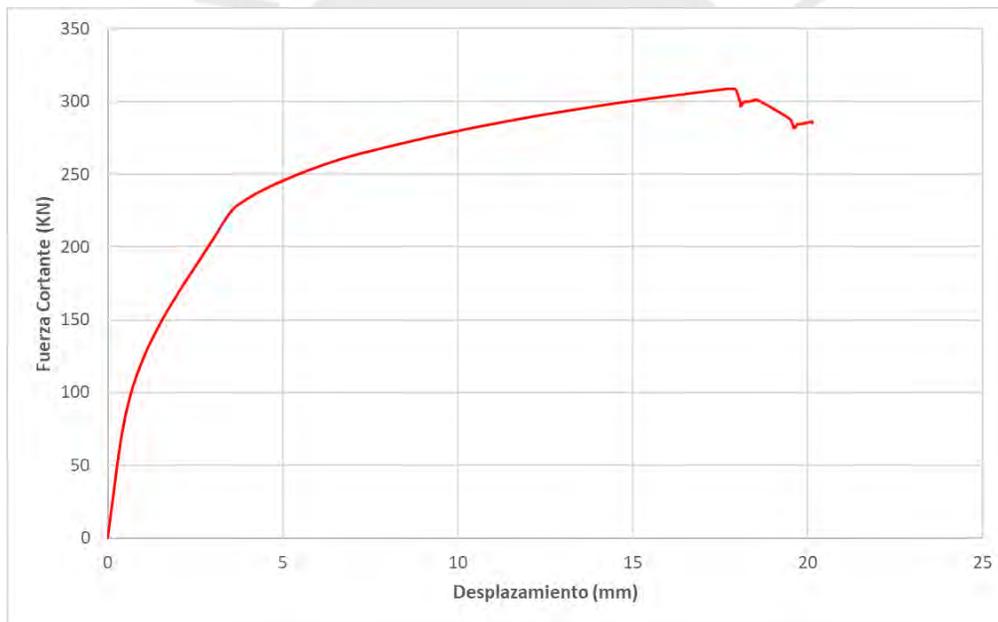
Por otro lado, en el primer modelo, el software calculaba la resistencia a tracción del concreto con un equivalente del 12% al 15% del  $f'_c$ , lo que generaba una sobre resistencia del modelo a comparación del ensayo experimental, por lo que para la calibración se consideró una  $f_r = 8.75 \text{ kg/cm}^2$  ( $5\% f'_c$ )

La Figura 4.3 muestra en el gráfico esfuerzo vs deformación del concreto.



**Figura 4.3.** Gráfico esfuerzo vs deformación del concreto calibrado. Ensayo de San Bartolomé

A continuación, se presenta la curva de capacidad obtenida luego de la calibración del modelo mediante el software para el caso de Pushover.



**Figura 4.4.** Curva de capacidad mediante Pushover calibrada para la placa P-1. Ensayo de San Bartolomé

#### 4.2.2 Ensayo de Sencico 2016

Como se mencionó en la descripción de ensayo, se realizó el modelado numérico para los muros MDL-SCA y MDL-CCA llevados hasta el límite de ruptura. Para ello al igual que en el ensayo de San Bartolomé, se aumentó en 10cm la altura de la última fila de los subdominios del muro, esto con el fin de representar el hecho que la carga incremental se aplica a mitad de la viga rígida a una altura de 2.5 metros.

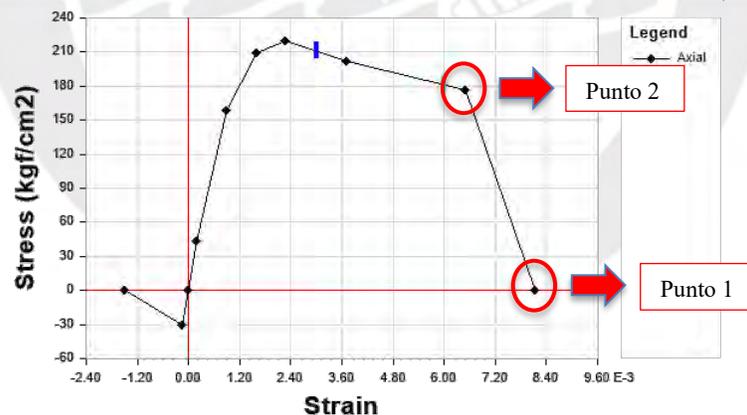
Asimismo, dado que el software considera por defecto una doble malla de acero al momento de asignar las rótulas plásticas, se decidió dividir el área del acero de 1/2" y 3/8" a la mitad, con el fin de representar la única malla central de los MDL.

**Tabla 4.1.** Modificación de área de barras de acero para el modelamiento

Bar ID	Bar Area (cm <sup>2</sup> )	Bar Diameter (cm)
28	6.2	2.8
32	8	3.2
36	10.2	3.6
40	12.6	4
50	19.6	5
1/2	0.65	1.27
3/8	0.355	0.95

Luego, se modificó las propiedades del acero convencional, dado que los materiales poseen una mayor resistencia que la presentada en sus especificaciones técnicas. Por ello se otorgó un valor de esfuerzo de fluencia de 4600 kg/cm<sup>2</sup> y un esfuerzo máximo de 7000 kg/cm<sup>2</sup>. Este hecho se repitió para el concreto, modificando su máximo esfuerzo a la compresión a un valor de 220 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el caso del concreto y al igual que en el ensayo de San Bartolomé, se modificó su curva de esfuerzo-deformación, en donde se identificaron los Puntos 1 y 2, según se muestra en la Figura 4.5.

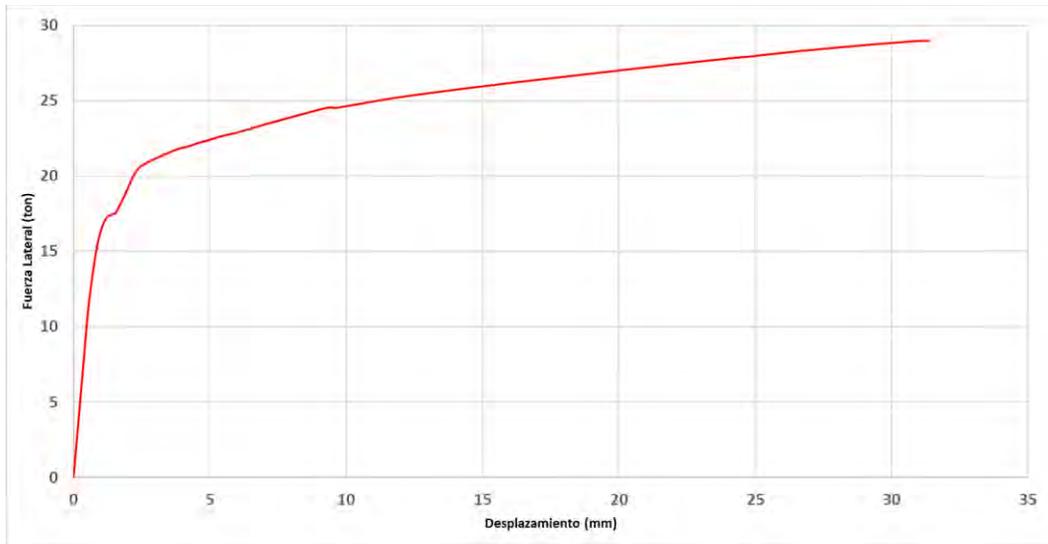


**Figura 4.5.** Gráfico esfuerzo vs deformación del concreto calibrado. Ensayo de Sencico

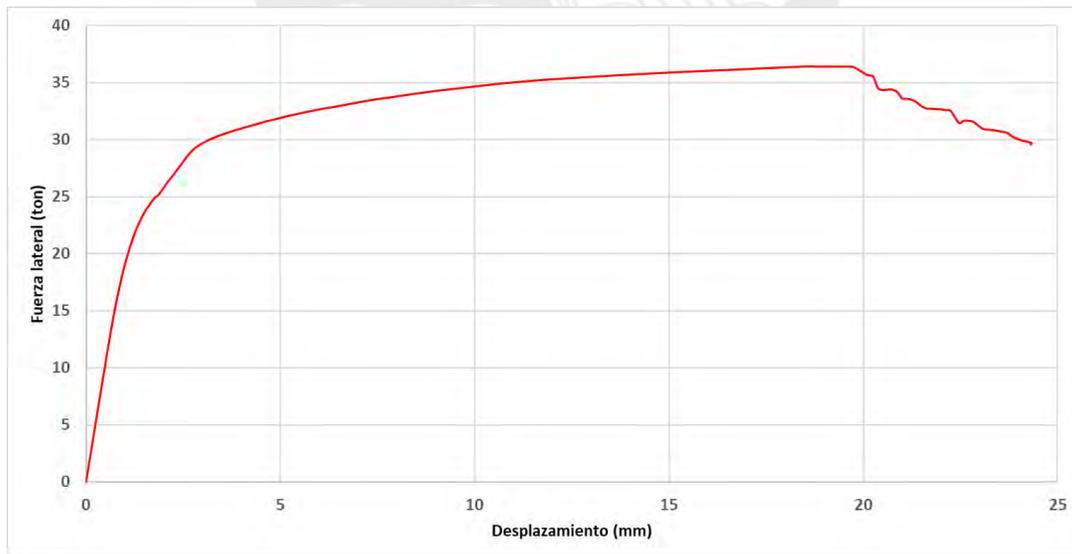
El punto 2 se relacionó con el momento en el cual el concreto empieza a fallar por compresión; mientras que, para representar la caída de la curva, se definió el punto 1 como el 25% adicional de la deformación unitaria del punto 2, relacionando este punto con el momento en que el concreto ya falló y no cuenta con sus propiedades de resistencia. Por otro lado, el segmento que une a los puntos 1 y 2 representaría el proceso en el cual ocurren una generación de grietas más grandes cuando el concreto está fallando.

Es así que, se definió un valor de deformación unitaria de falla (Punto 2) igual a 0.0065 mediante un proceso iterativo, el cual consistió en tener resultados similares a los obtenidos en el ensayo experimental para el caso de MDL-SCA y MDL-CCA.

A continuación, se mostrarán los resultados obtenidos con el modelo calibrado mediante el software para el caso de Pushover.



**Figura 4.6.** Curva de capacidad mediante Pushover calibrada para MDL-SCA. Ensayo de Sencico



**Figura 4.7.** Curva de capacidad mediante Pushover calibrada para MDL-CCA. Ensayo de Sencico

### 4.3.Estados de daño y evaluación de resultados

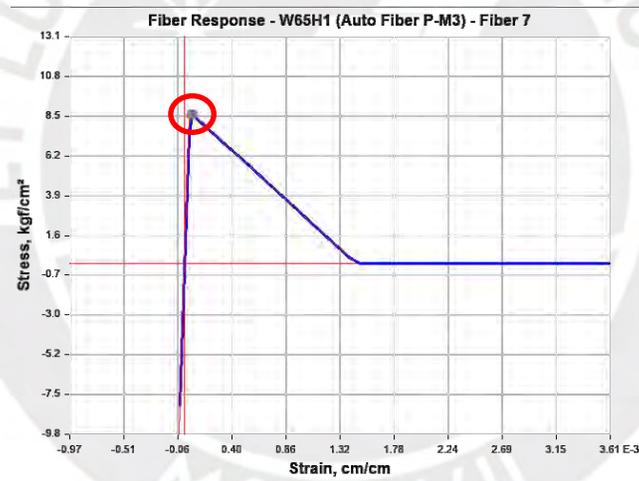
En la presente sección, se procederá a la comparación de los resultados obtenidos en los ensayos experimentales con el modelo calibrado según la distribución de las fibras y subdominios de análisis expuestos en el capítulo anterior.

#### 4.3.1 Ensayo de San Bartolomé 2003

A continuación, se compararán los resultados obtenidos del modelo y del ensayo de la placa P1 del ensayo de San Bartolomé.

- Agrietamiento del Concreto:

Para la placa P1 se obtuvo que teóricamente el agrietamiento por tracción del concreto se originó en la fibra 7 en talón del muro en el lado donde se está aplicando la carga. El agrietamiento por tracción se originó para un desplazamiento de 0.297 mm y una cortante igual a 54.57 KN.



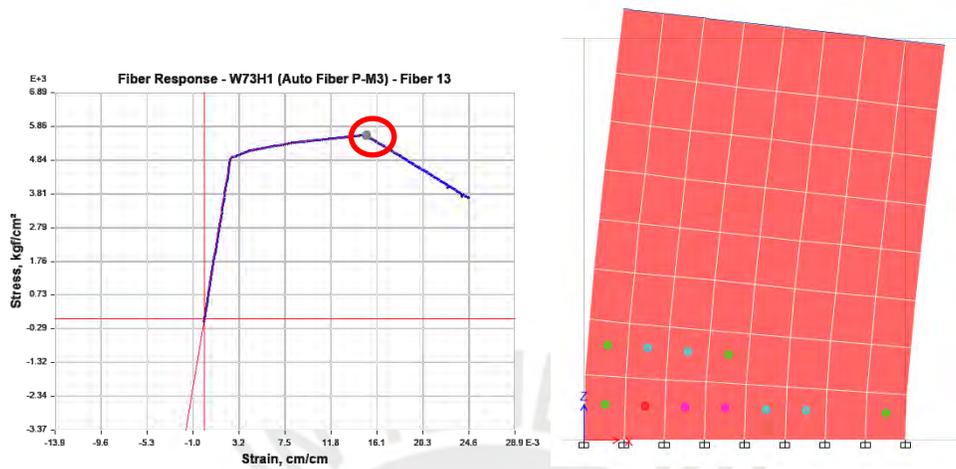
**Figura 4.8.** Agrietamiento del concreto en tracción de la placa P1- Fibra 7 mediante Pushover

En el ensayo experimental se observó que la primera fisura por tracción se produjo en la parte inferior del muro durante la Fase 2. A esta fase le corresponde, según el ensayo, un desplazamiento de 1.01 mm y una fuerza cortante igual a 81.06 KN.

- Falla de la malla electrosoldada

Posterior al agrietamiento del concreto a tracción, la primera rotula de falla se presentó en la malla electrosoldada, en el subdominio más cercano al talón del muro, al tener deformaciones mayores a

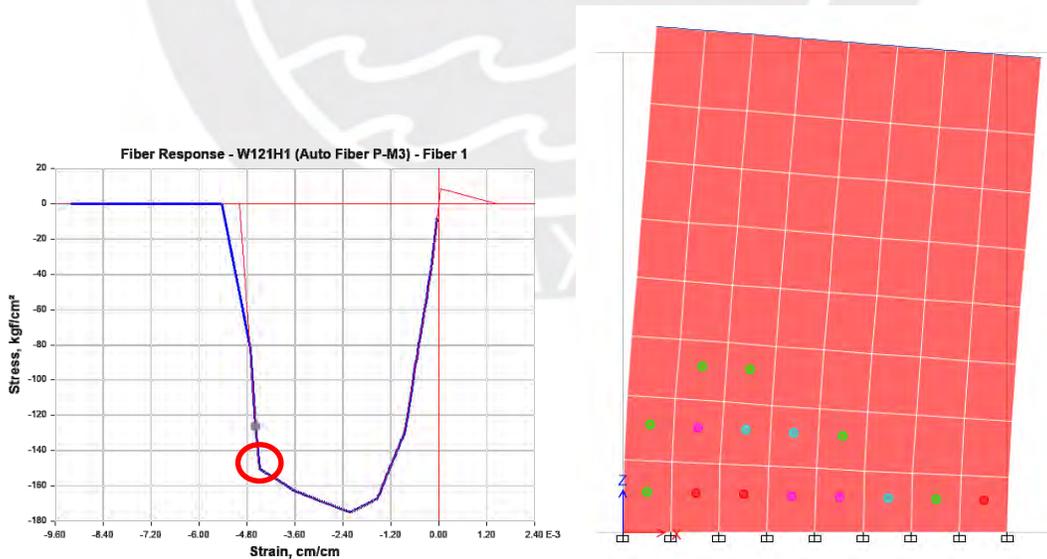
0.015mm/mm. La rotula en mención se presentó para un desplazamiento de 12.32 mm y una fuerza igual a 290.53 KN.



**Figura 4.9.** Falla de la malla electrosoldada de la placa P1- Fibra 13 mediante Pushover

- Falla del concreto a compresión

Para de la placa P1 se obtuvo que teóricamente la falla del muro se originó en el subdominio del talón derecho del muro, esto se debió a que obtuvieron deformaciones mayores a 0.0045 mm/mm. La falla del concreto se presentó para un desplazamiento lateral de 17.83 mm y una fuerza igual a 308.80 KN.



**Figura 4.10.** Falla del concreto en compresión en el talón del muro P1 – Fibra 1 mediante Pushover

En el ensayo experimental se inició la trituración de los talones durante la Fase 8 del ensayo, esta trituración nos indica la falla del muro. A esta fase le corresponde, según el ensayo, un desplazamiento de 15.04 mm y una fuerza cortante igual a 245.27 KN.



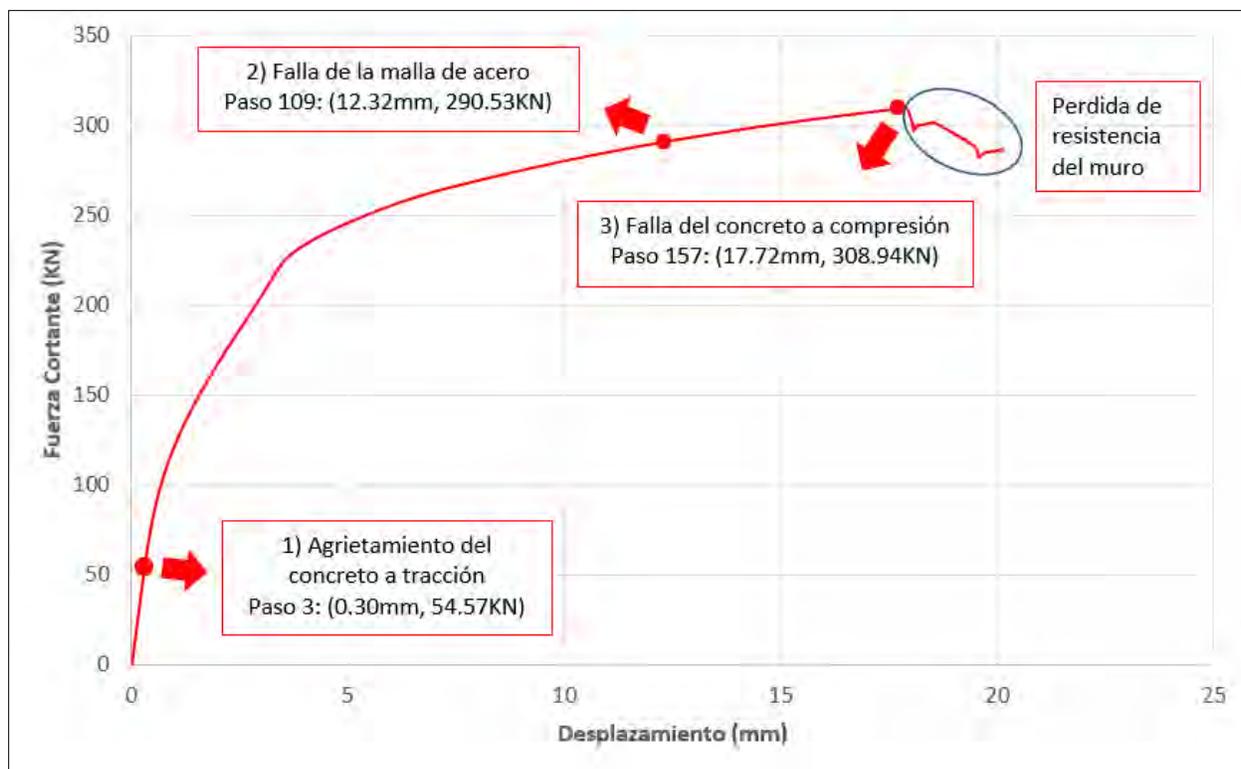
**Figura 4.11.** Trituración de los talones de la placa P-1. Ensayo experimental San Bartolomé

La Tabla 4.2 muestra el resumen de los valores teóricos obtenidos mediante el análisis estático no lineal y la comparación con los resultados experimentales en el ensayo de San Bartolomé.

**Tabla 4.2.** Comparación de valores teórico (Pushover) - experimental. Ensayo de San Bartolomé

Estado	Valor teórico		Valor experimental	
	Desplazamiento (mm)	Fuerza Lateral (KN)	Desplazamiento (mm)	Fuerza Lateral (KN)
Agrietamiento del concreto	0.297	54.57	1.01	81.06
Falla del muro	17.83	308.80	15.04	245.27

Una vez analizados los puntos de agrietamiento del concreto y falla del muro, se obtienen las siguientes secuencias de rótulas plásticas teóricas mediante el método de Pushover para la placa P1:



**Figura 4.12.** Secuencia de rótulas plásticas mediante Pushover para la placa P-1

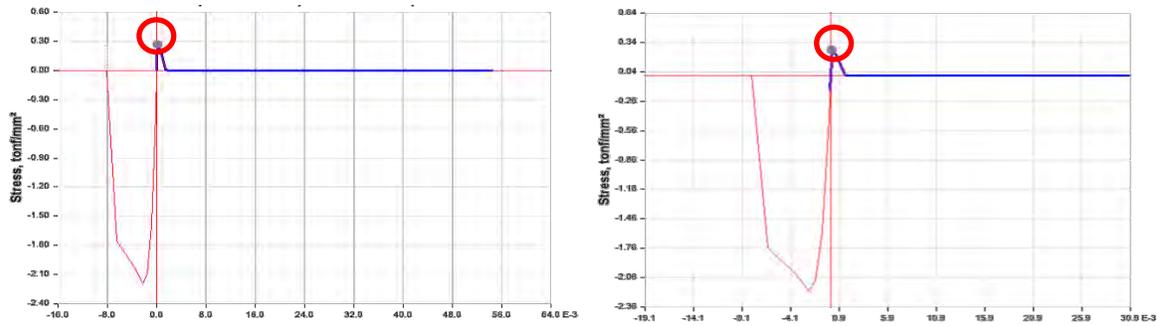
### 4.3.2 Ensayo de Sencico 2016

A continuación, se compararán los resultados obtenidos del modelo numérico con los del ensayo experimental en muros MDL-SCA y MDL-CCA.

- Agrietamiento del Concreto:

Para el caso del MDL-SCA se obtuvo que teóricamente el agrietamiento del concreto se originó en la fibra 7 correspondiente a un desplazamiento de 0.35 mm y una carga lateral de 7.33 ton. En el ensayo experimental correspondiente al MDL-05 se observó en los extremos inferiores del muro la aparición de grietas de tracción por flexión a un desplazamiento de 0.80 mm y una carga lateral de 6.26 ton.

Por otro lado, para el caso del MDL-CCA se obtuvo que teóricamente el agrietamiento del concreto se originó en la fibra 1 correspondiente a un desplazamiento de 0.63 mm y una carga lateral de 12.98 ton. En el ensayo experimental correspondiente al MDL-07 se presentó una grieta de tracción por flexión en el extremo derecho inferior del muro a un desplazamiento de 0.80mm y una carga lateral de 11.17 ton.

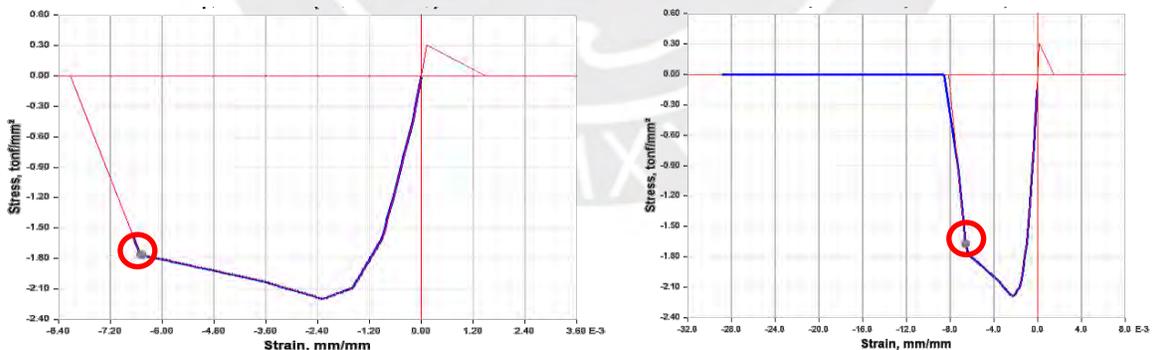


**Figura 4.13.** Agrietamiento del concreto para ensayo de Sencico mediante Pushover. Fibra 7 en caso sin carga axial (izquierda). Fibra 1 en caso con carga axial (derecha).

- Falla del muro:

Para el caso del MDL-SCA se obtuvo que teóricamente la falla del muro se originó en la fibra 1; es decir, sería una falla por compresión del concreto. Esta se originó a un desplazamiento de 30.71 mm y una carga lateral de 28.93 ton. En el ensayo experimental correspondiente al MDL-05 se presentó pandeo del acero vertical del extremo izquierdo inferior del muro a un desplazamiento de 23.50 mm y una carga lateral de 24.27 ton.

Por otro lado, para el caso del MDL-CCA se obtuvo que teóricamente la falla del muro se originó en la fibra 1, siendo también una falla por compresión del concreto. Esta se presentó a un desplazamiento de 18.50 mm y una carga lateral de 36.44 ton. En el ensayo experimental correspondiente al MDL-09 se inició aplastamiento del talón derecho del muro a un desplazamiento de 23.50mm y una carga lateral de 38.19 ton.



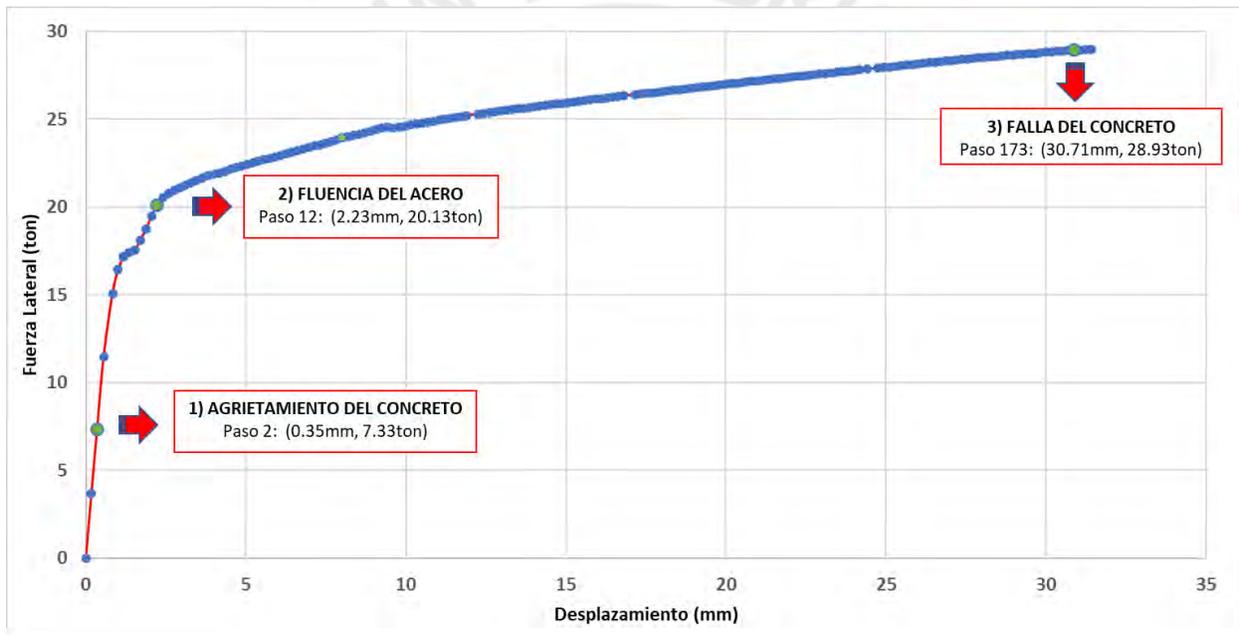
**Figura 4.14.** Falla del muro para ensayo de Sencico mediante Pushover. Fibra 1 en caso sin carga axial (izquierda). Fibra 1 en caso con carga axial (derecha).

La Tabla 4.4 muestra el resumen de los valores teóricos obtenidos mediante el análisis estático no lineal y la comparación con los resultados experimentales en el ensayo de Sencico.

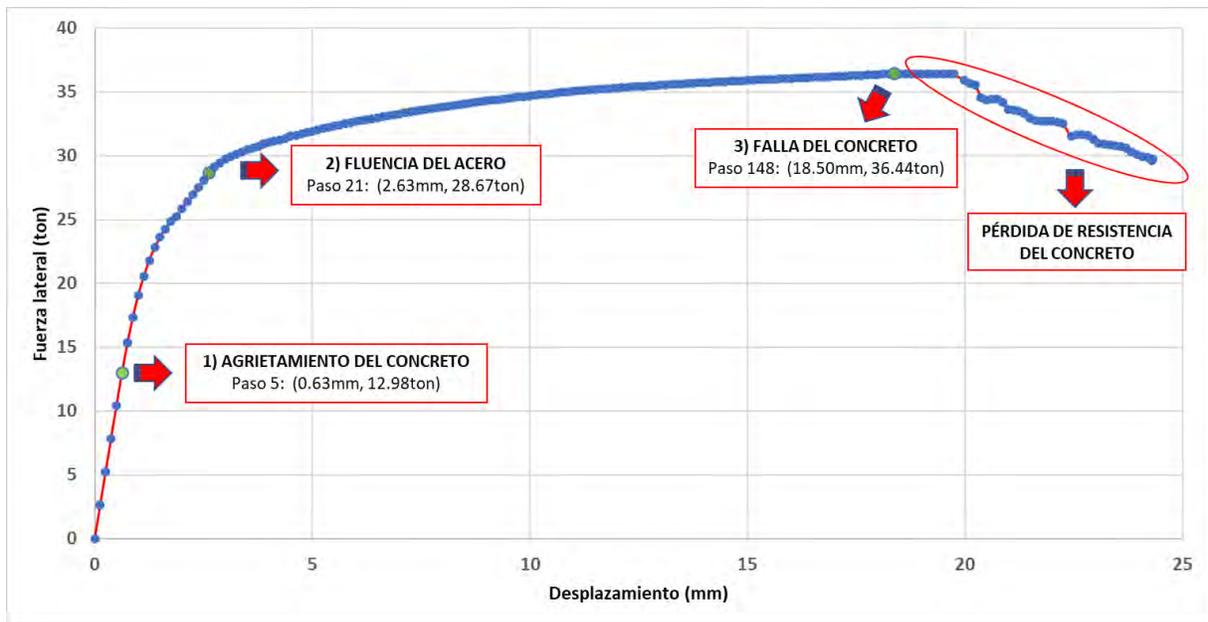
**Tabla 4.3.** Comparación de valores teórico (Pushover) - experimental. Ensayo de Sencico

Estado	Tipo de muro	Valor teórico		Valor experimental	
		Desplazamiento (mm)	Fuerza Lateral (ton)	Desplazamiento (mm)	Fuerza Lateral (ton)
Agrietamiento del concreto	MDL - SCA	0.35	7.33	0.80	6.26
	MDL - CCA	0.63	12.98	0.80	11.17
Falla del muro	MDL - SCA	30.71	28.93	23.50	24.27
	MDL - CCA	18.5	36.44	23.50	38.19

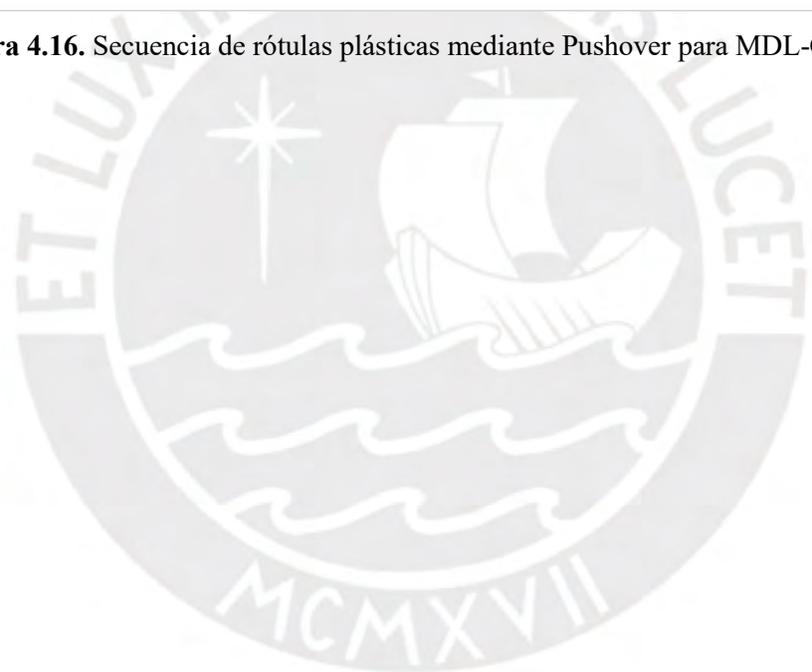
Una vez analizados los puntos de agrietamiento del concreto y falla del muro, se obtienen las siguientes secuencias de rótulas plásticas teóricas mediante el método de Pushover para el caso de MDL-SCA y MDL-CCA:



**Figura 4.15.** Secuencia de rótulas plásticas mediante Pushover para MDL-SCA.



**Figura 4.16.** Secuencia de rótulas plásticas mediante Pushover para MDL-CCA.



# CAPÍTULO 5. MODELACIÓN NUMÉRICA DE ANÁLISIS QUASI-ESTÁTICO

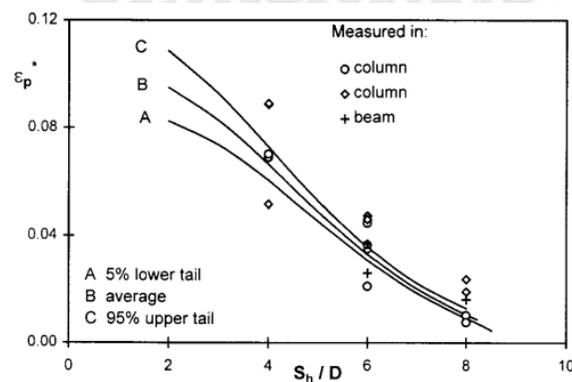
En el capítulo 5 se realiza el proceso de calibración del análisis de carga cíclica con desplazamientos controlados (Quasi-estático) en base al modelo calibrado del capítulo anterior. Luego, al obtener resultados similares a los del ensayo experimental, se evalúan de resultados y estados de daños evidenciados tanto en el modelo computacional como en el ensayo experimental.

## 5.1 Calibración del modelo

### 5.1.1 Ensayo de San Bartolomé 2003

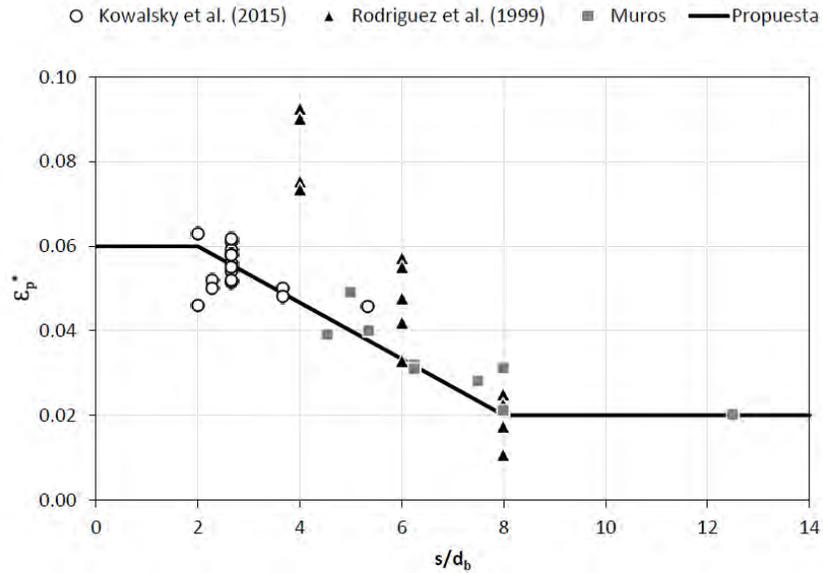
Una de las consideraciones más importantes que definen el pandeo de muros de concreto armado es la deformación a tracción del acero en los extremos del muro.

En ese sentido, en primer lugar, se consideró el efecto del pandeo en las barras de acero, tomando como referencia el artículo “CYCLIC STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF REINFORCING STEEL INCLUDING EFFECT OF BUCKLING” elaborado por Mario Rodríguez, la deformación del acero depende del refuerzo transversal del elemento; por tanto, a mayor esbeltez ( $S_h/D$ ), la deformación que soporta una barra de acero ( $\epsilon_p$ ) es menor (Ver Figura 5.1).



**Figura 5.1.** Ajuste de datos de deformación al modelo para la tensión de compresión al inicio del pandeo en ensayos cíclicos (Rodríguez, 1999)

Mario Rodríguez, en su presentación “Requisitos de diseño por sismo de edificios de concreto armado especificados por el ACI 318-14 (2014) y sugerencias de cambios en las Normas E030 Sismo y E.060 Concreto Armado” (2017), propone la predicción de las deformaciones en una barra en el inicio pandeo, tal como se muestra en la Figura 5.2.



**Figura 5.2.** Propuesta de deformaciones iniciales en el inicio del pandeo de una barra de acero según esbeltez (Rodríguez, 2017)

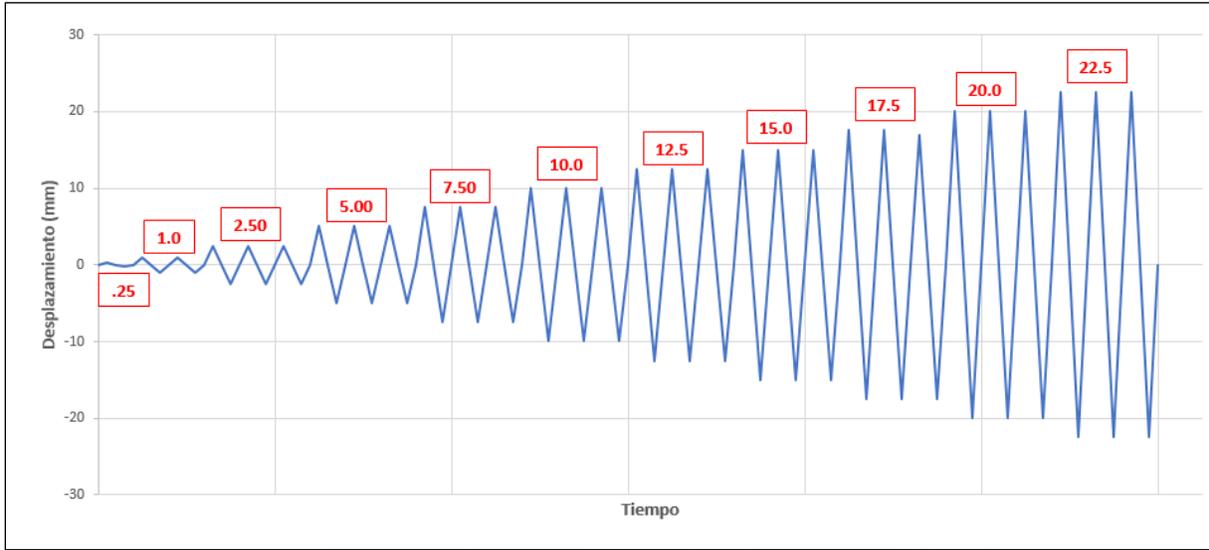
Considerando que para el muro San Bartolomé, la separación de refuerzo transversal es de 15cm con barras de 7mm, la relación de esbeltez sería mayor a 8, y por el efecto de pandeo se recomienda considerar una deformación última de 0.02 mm/mm. Para el caso del presente modelamiento, mediante un proceso de iteración con el software computacional, se consideró una deformación última de 0.03 para el acero convencional de los extremos del muro y 0.015 para la malla electrosoldada.

Por lo tanto, por lo expuesto anteriormente se modificó los parámetros a valores más representativos, los cuales se muestran en la Tabla 5.1.

**Tabla 5.1.** Parámetros calibrados del acero. Ensayo de San Bartolomé

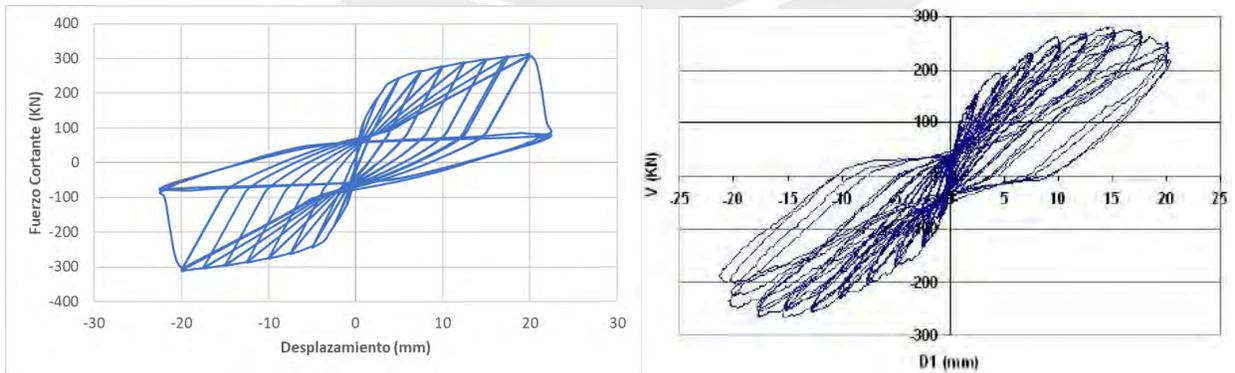
Acero Extremos (#4)	Deformación última	0.030 mm/mm
	Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ )	4600 kg/cm <sup>2</sup>
	Esfuerzo último ( $F_u$ )	7000 kg/cm <sup>2</sup>
Acero malla electrosoldada (7mm)	Deformación última	0.015 mm/mm
	Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ )	4900 kg/cm <sup>2</sup>
	Esfuerzo último ( $F_u$ )	5600 kg/cm <sup>2</sup>

En segundo lugar, para obtener los lazos histeréticos mediante el ensayo Quasi-estático, fue necesario ingresar previamente una función de historia de desplazamientos laterales, el cual involucra los desplazamientos máximos que es sometido el espécimen en cada fase. Esta función se formuló según las fases que se realizaron en el ensayo de San Bartolomé y el número de ciclos que fueron aplicados en cada fase. La Figura 5.3 muestra la función de historia de desplazamientos laterales.



**Figura 5.3.** Historia de desplazamientos laterales para la placa P1

En tercer lugar, tal como se mencionó en el capítulo 3 se definió un valor de degradación de energía para el concreto con la finalidad que se obtengan resultados similares a los ensayos experimentales. El tipo de histéresis del concreto utilizado brinda un factor de rango de degradación de energía entre 0 y 1, luego de un proceso de iteración, se concluyó que el factor de degradación de energía igual a 0.5 otorgaba resultados similares. La Figura 5.4 muestra los lazos histeréticos obtenidos.

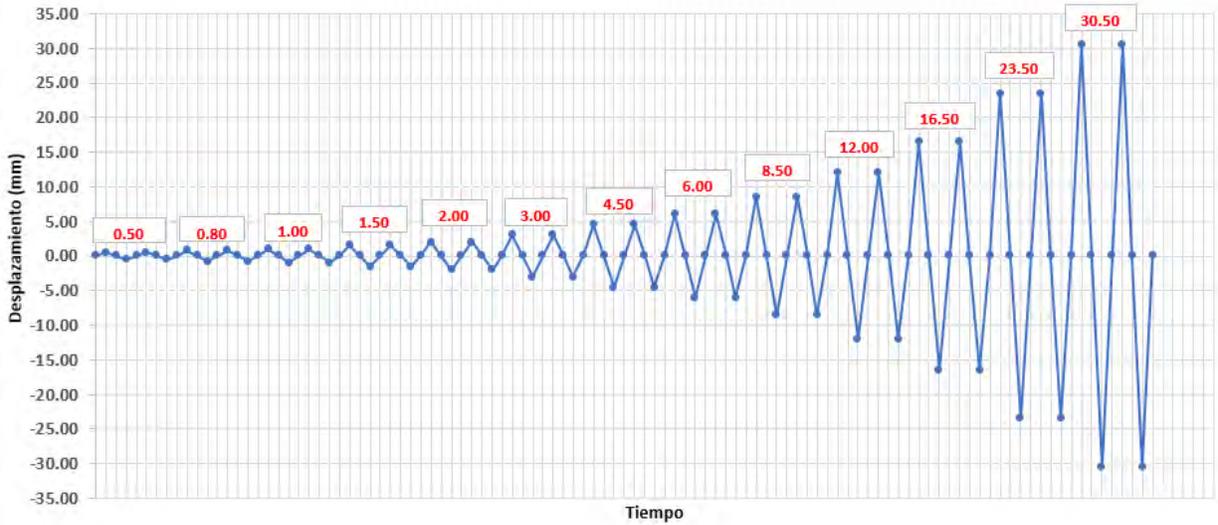


**Figura 5.4.** Lazos histeréticos de la placa P1 – San Bartolomé, comparación experimental vs computacional

### 5.1.2 Ensayo de Sencico 2016

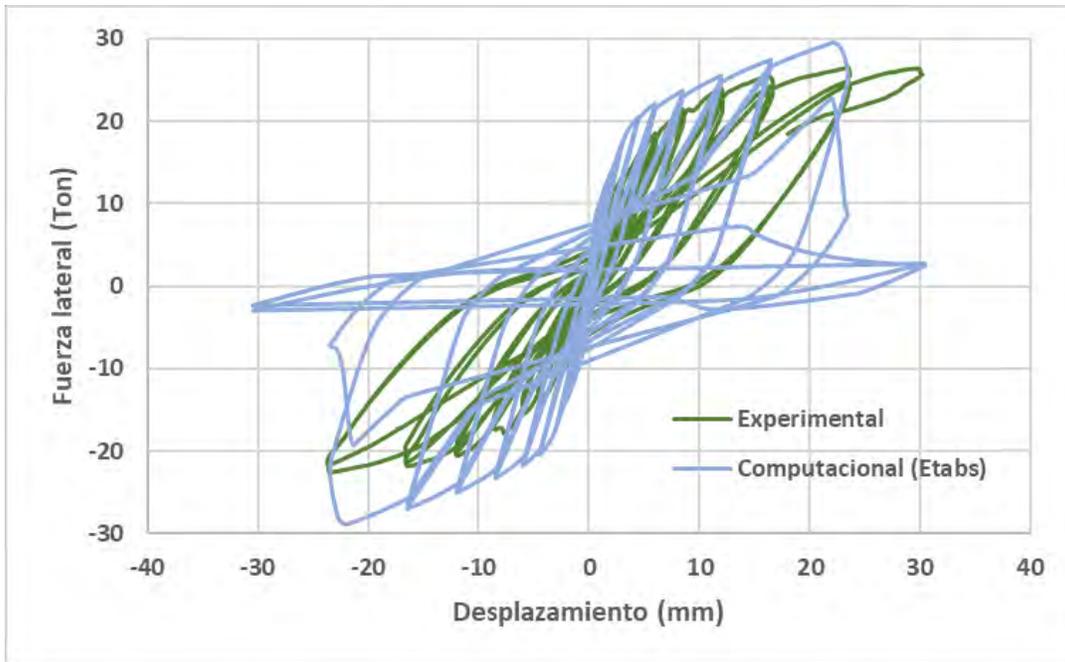
Al igual que en el ensayo de San Bartolomé, se consideró el efecto del pandeo en las barras de acero convencional. Considerando que, para este caso, la separación del refuerzo transversal es de 25 cm con barras de 8mm, la relación de esbeltez es mayor a 8, y por el efecto de pandeo se recomienda considerar una deformación última de 0.02 mm/mm (Rodríguez, 2017). Para el caso del presente modelamiento, mediante un proceso de iteración con el software computacional, se consideró una deformación última de 0.03 para el acero convencional.

Posteriormente, se ingresó la historia de desplazamiento laterales, el cual involucra los desplazamientos máximos en los que fueron sometidos los especímenes experimentalmente. Como se mencionó en la descripción del ensayo (Ver sección 3.1.2), cada fase consistió en dos ciclos de igual desplazamiento máximo (Ver Figura 5.5).

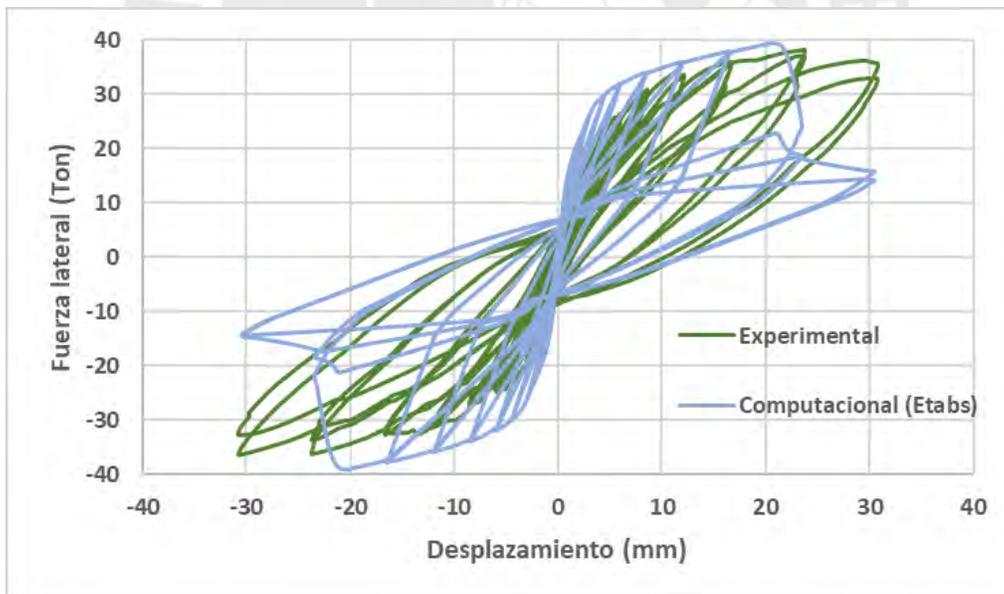


**Figura 5.5.** Historia de desplazamiento laterales para muros de Sencico.

Finalmente, se le asignó un porcentaje de degradación de energía al tipo de histéresis del concreto. En un proceso iterativo se concluyó que el factor de degradación de energía igual a 0.5 otorgaba resultados similares. Las Figuras 5.6 y 5.7 muestran los lazos histeréticos obtenidos y su comparación con los lazos obtenidos experimentalmente:



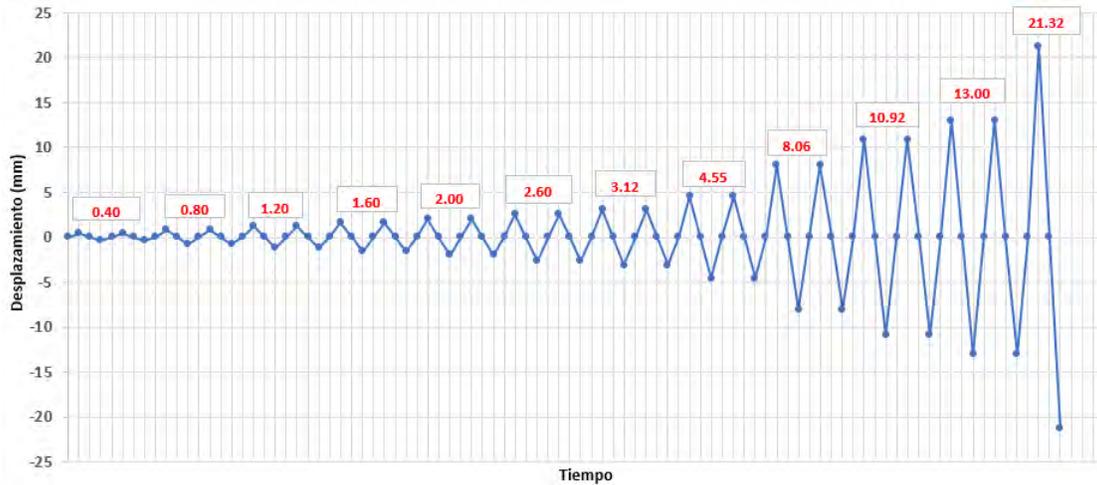
**Figura 5.6.** Lazos histéricos en muros de Sencico, comparación experimental vs computacional. Caso sin carga axial



**Figura 5.7.** Lazos histéricos en muros de Sencico, comparación experimental vs computacional. Caso con carga axial

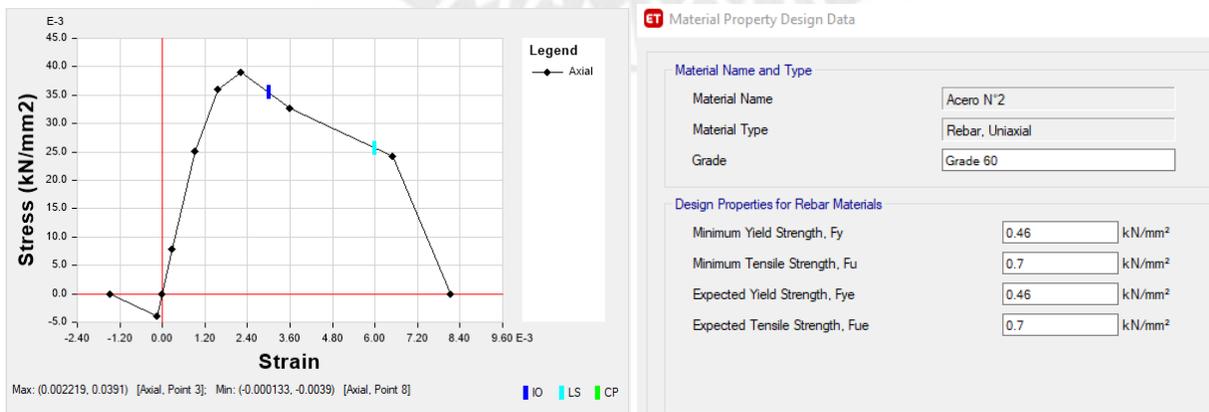
### 5.1.3 Ensayo de CEER 2017

De la misma manera que los muros rectangulares del ensayo de San Bartolomé y Sencico, se ingresó una función de historia de desplazamientos laterales. Como se mencionó en la descripción del ensayo, se contó con 2 ciclos por cada desplazamiento, de los cuales 5 eran inferiores al desplazamiento correspondiente a la fluencia, seguidos de desplazamientos para distintas ductilidades (Ver Figura 5.8).



**Figura 5.8.** Historia de desplazamiento laterales para el muro en T del CEER.

El muro en T del CEER al contar con acero convencional en la sección del alma y ala se consideró los mismos parámetros de la calibración del acero para el ensayo Sencico 2016. Además, al igual que en la sección 4.2, se realizó una modificación en la gráfica de esfuerzo vs. deformación del concreto, en donde se suavizó la caída de la curva al considerar que el concreto falla completamente (esfuerzo igual a 0 KN/m<sup>2</sup>) cuando este alcanza el 25% adicional de la deformación unitaria del punto 2 (Ver Figura 4.5). Asimismo, se consideró un factor de degradación de energía para concreto de 0.5.

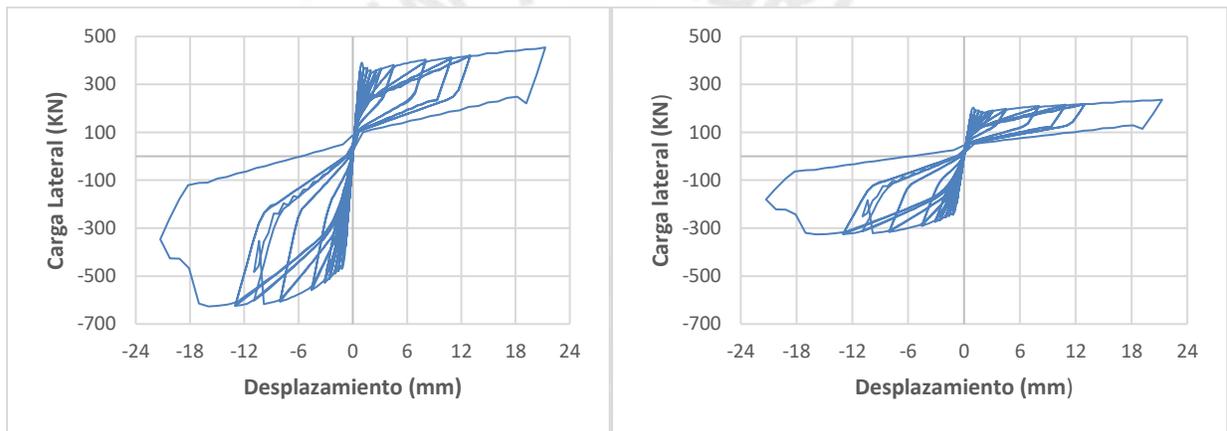


**Figura 5.9.** Curva esfuerzo vs. Deformación unitaria del concreto utilizado en el muro en T (izquierda). Esfuerzos de fluencia y últimos para el acero del muro en T (derecha).

Dado que en el ensayo experimental la carga axial que se aplicó al muro variaba a lo largo del ensayo con el objetivo de que el momento en la base y la fuerza lateral aplicada cumplan con la relación de  $M/VL_w$  igual a 2.0, al ejecutar el análisis Quasi-estático en el modelo se obtuvieron los pares de momento en la base vs. desplazamiento lateral considerando una carga axial constante. Luego, para obtener la carga lateral se realizó un proceso de escalamiento considerando la longitud del muro ( $L_w$ ) y la relación constante igual a 2, tal como se muestra a continuación:

$$V = \frac{M}{2 \times L_w}$$

La Figura 5.10, muestra los lazos histeréticos obtenidos antes y después del proceso de escalamiento, notándose la gran diferencia de resistencia entre ambas etapas.



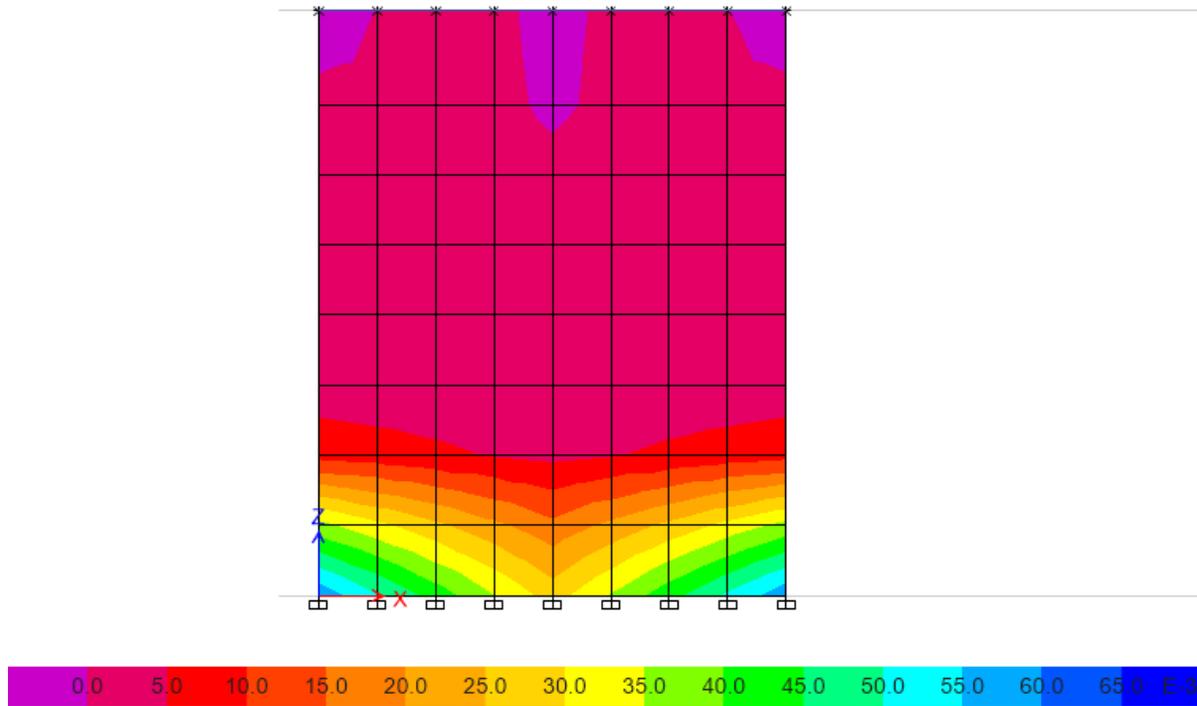
**Figura 5.10.** Lazos histeréticos de muro W4, CEER. Sin proceso de escalamiento (izquierda). Con proceso de escalamiento (derecha).

## 5.2 Estados de daño y evaluación de resultados

En la presente sección, al igual que en el análisis Pushover, se procederá a la comparación de los resultados obtenidos en los ensayos experimentales con la modelación numérica calibrada del análisis Quasi-estático, según la distribución de fibras y subdominios expuestos en el capítulo 3.

### 5.2.1 Ensayo de San Bartolomé 2003

Para estudiar el comportamiento de la placa P1 mediante un análisis Quasi-estático, se realizó un gráfico de deformaciones unitarias máximas a lo largo de todo el muro (Ver Figura 5.11).



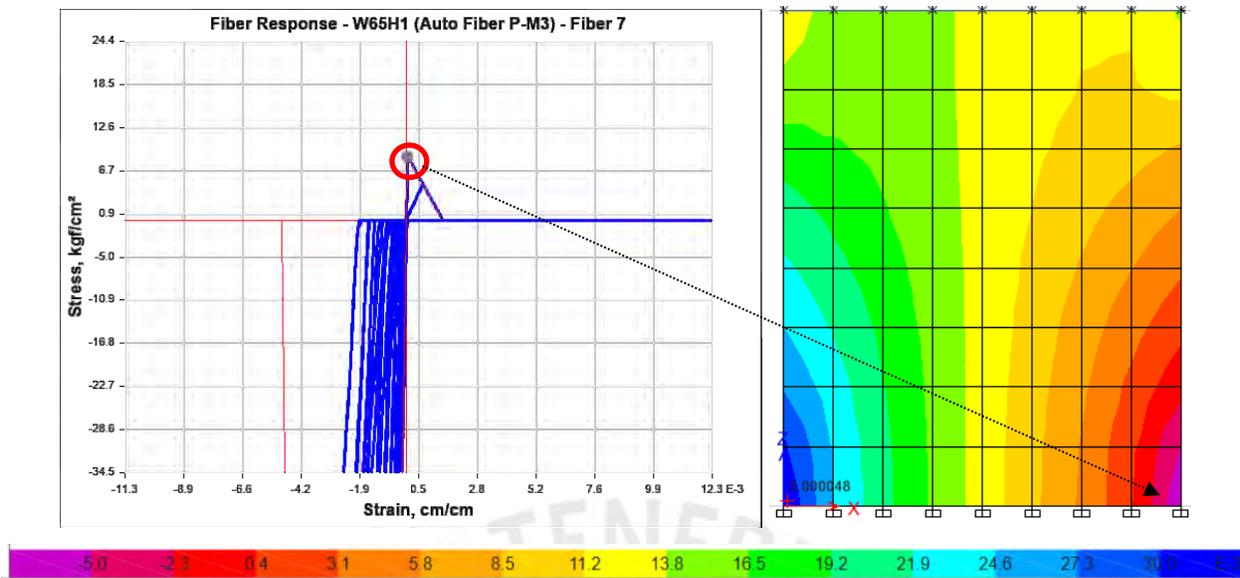
**Figura 5.11.** Deformaciones unitarias máximas de la placa P1.

De acuerdo a la imagen anterior, las mayores deformaciones unitarias se presentan en la primera fila de subdominios del muro, específicamente en los talones de la placa.

En los siguientes párrafos se detallará el progreso de falla del muro desde el agrietamiento del concreto hasta la falla propiamente dicha del muro.

- Agrietamiento del concreto:

Para la placa P1 se obtuvo que teóricamente el agrietamiento por tracción del concreto se originó en el talón izquierdo de la placa, al superar la deformación máxima del concreto a tracción ( $0.000044$ ). El agrietamiento se originó para un desplazamiento de  $0.25\text{mm}$  y una cortante igual a  $46.10\text{ KN}$ .

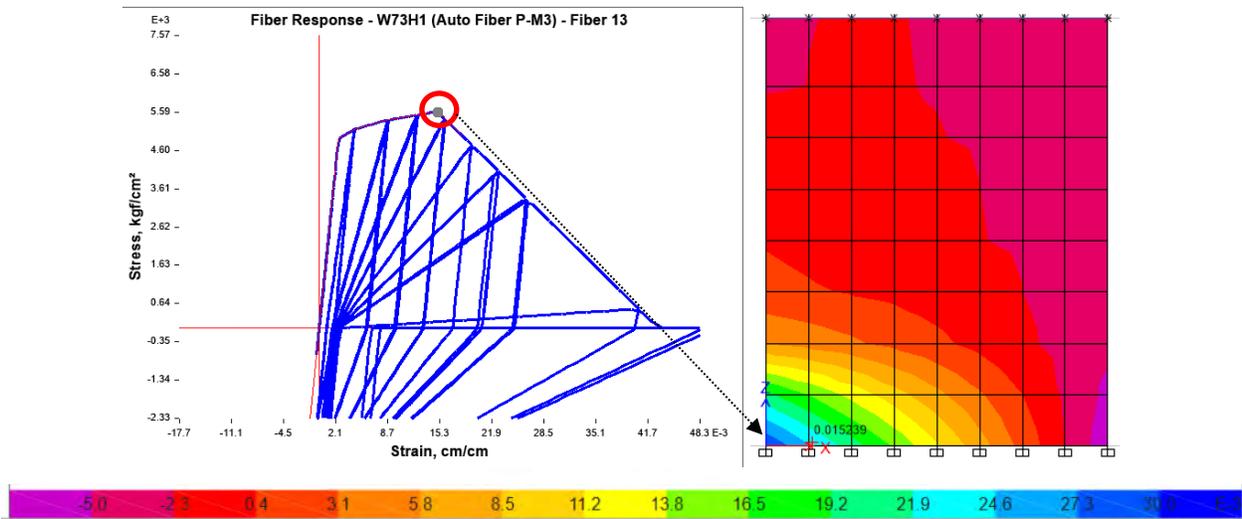


**Figura 5.12.** Agrietamiento del concreto en tracción de la placa P-1. Fibra 7 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).

En el ensayo experimental se observó que la primera fisura por tracción se produjo en la parte inferior del muro durante la Fase 2. A esta fase le corresponde, según el ensayo, un desplazamiento de 1.01 mm y una fuerza cortante igual a 81.06 KN.

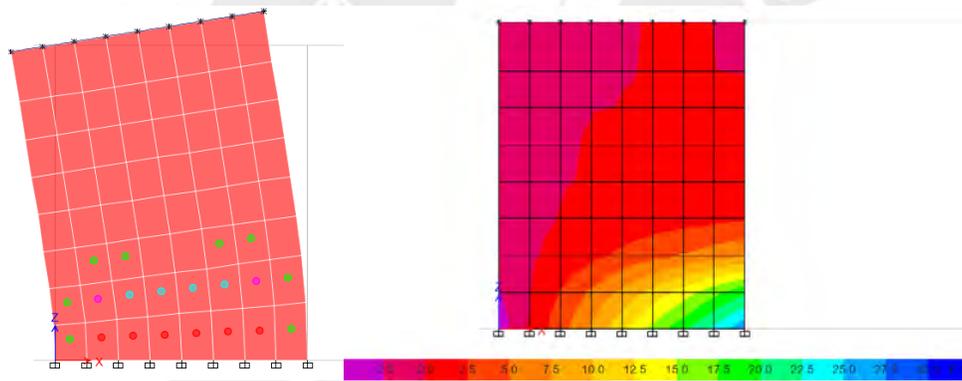
- Falla de la malla electrosoldada:

Posterior a al agrietamiento del concreto por tracción, se obtuvo la primera rótula por la falla de placa electrosoldada, al tener deformaciones unitarias mayores a la deformación de falla de la malla (0.015 m/m). La rótula en mención se presentó para desplazamiento lateral de 11.857 mm y una fuerza cortante igual a 285.73 KN.



**Figura 5.13.** Primera rótula por falla de la malla electrosoldada. Fibra 13 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).

A partir de este punto, las siguientes rótulas se presentaron en la parte central debido a la falla de la malla a lo largo del muro como se puede apreciar en la Figura 5.14.

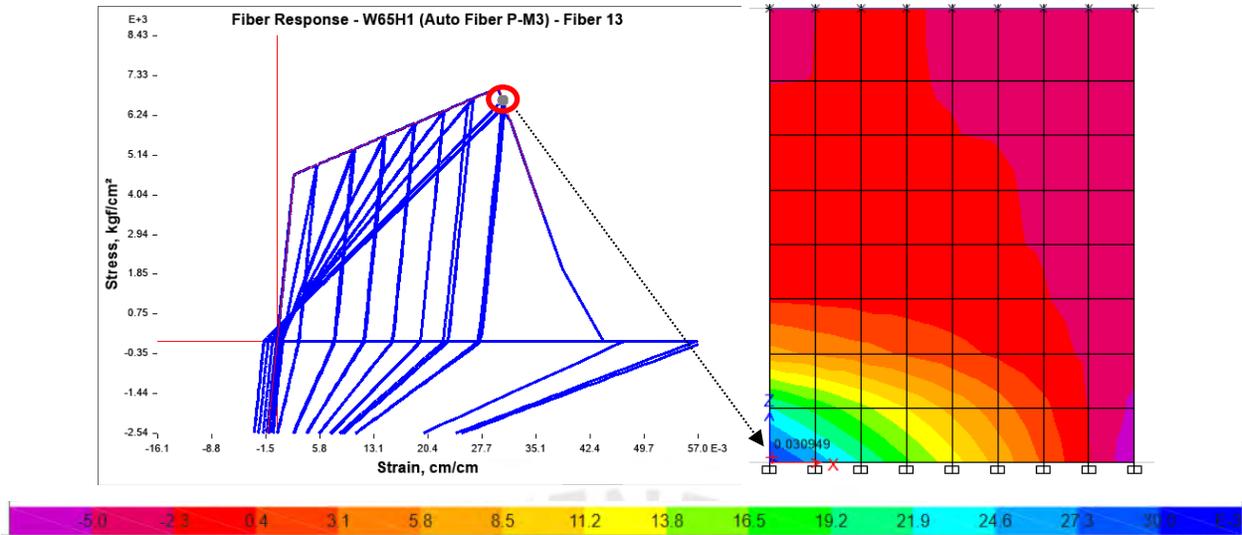


**Figura 5.14.** Progresión de falla de malla electrosoldada

De igual manera que en la comparación de resultados mediante PUSHOVER, este punto no se podrá comparar con los resultados del ensayo experimental, debido a la dificultad de la obtención del desplazamiento y carga que origina la falla de la malla.

- Falla del acero convencional:

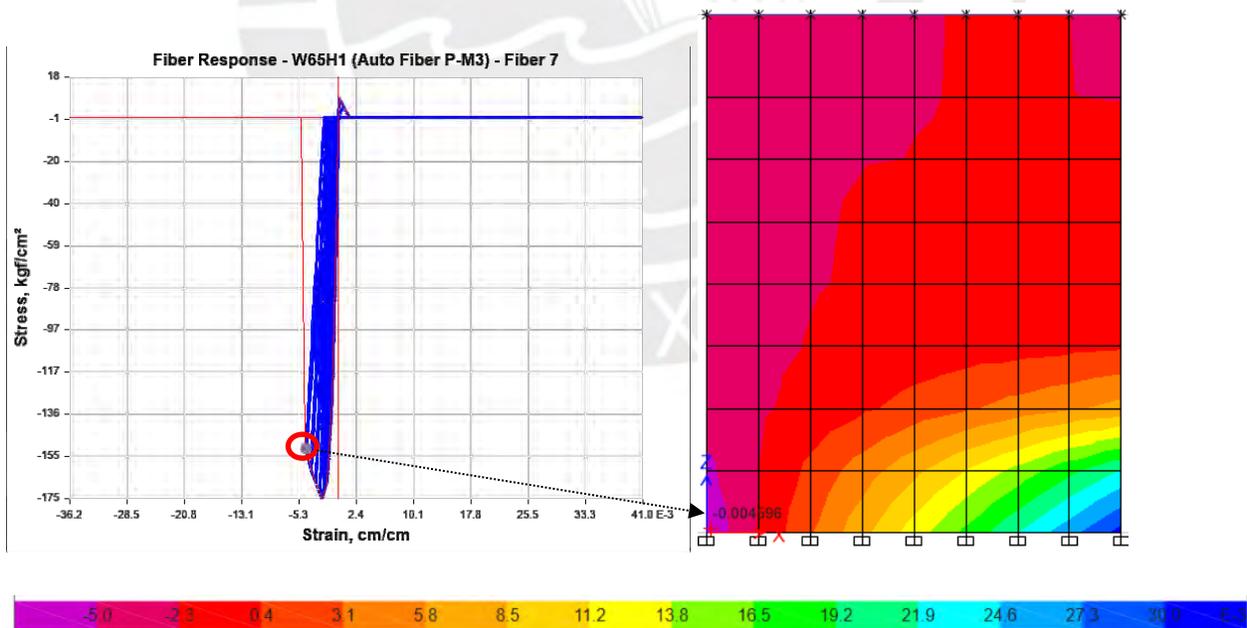
La primera rótula en los extremos del muro se obtuvo en el talón izquierdo por la falla del acero, al tener deformaciones unitarias mayores a 0.0030 m/m. La rótula se presentó para un desplazamiento de 19.971 mm y una fuerza cortante igual a 312.52 KN.



**Figura 5.15.** Falla del acero convencional de la placa P-1. Fibra 13 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).

- Falla del concreto a compresión:

La falla del concreto a compresión se obtuvo en el talón izquierdo del muro, al tener deformaciones mayores 0.0045 m/m. La falla se presentó para un desplazamiento de 19.971 mm y una fuerza cortante igual a 311.61 KN.



**Figura 5.16.** Falla del concreto a compresión de la placa P-1. Fibra 7 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).

En el ensayo experimental se inició la trituración de los talones durante la Fase 8 del ensayo, esta trituración nos indica la falla del muro. A esta fase le corresponde, según el ensayo, un desplazamiento de 15.04 mm y una fuerza cortante igual a 245.27 KN.

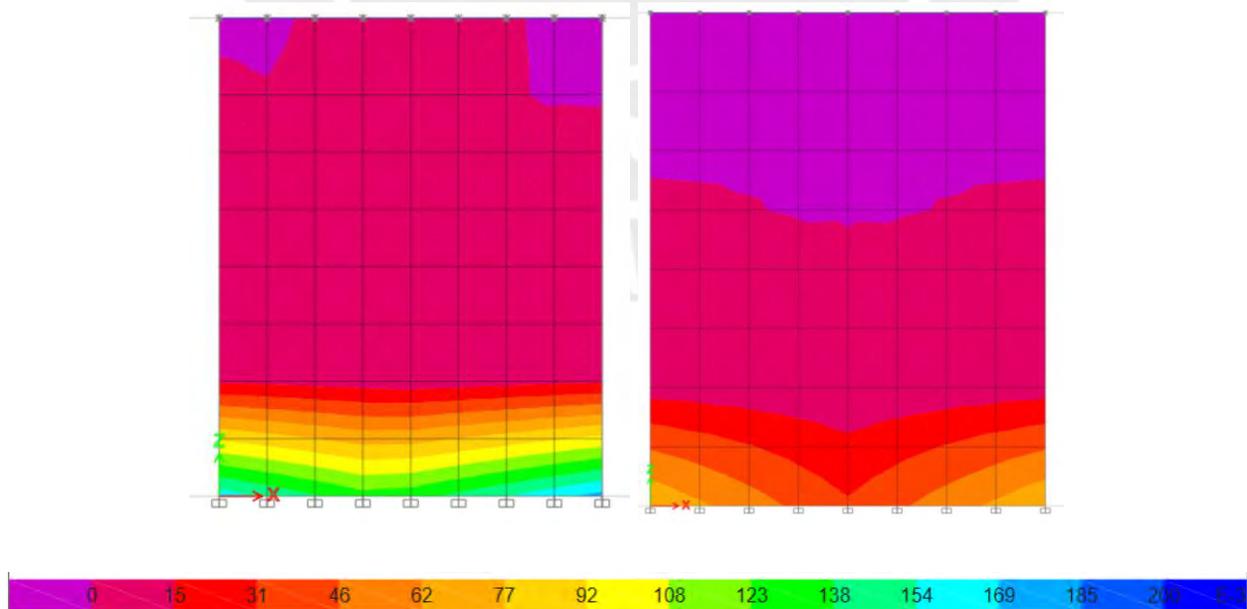
La Tabla 5.2 muestra el resumen de los valores teóricos obtenidos mediante el análisis Quasi-estático y la comparación con los resultados experimentales en el ensayo de San Bartolomé.

**Tabla 5.2.** Comparación de valores teórico (Quasi-estático) - experimental. Ensayo de San Bartolomé

Estado	Valor teórico		Valor experimental	
	Desplazamiento (mm)	Fuerza Lateral (KN)	Desplazamiento (mm)	Fuerza Lateral (KN)
Agrietamiento del concreto	0.25	46.10	1.01	81.06
Falla del muro	19.971	311.61	15.04	245.27

### 5.2.2 Ensayo de Sencico 2016

Para estudiar el comportamiento del muro mediante un análisis Quasi-estático, se realizó un gráfico de deformaciones unitarias máximas a lo largo de todo el muro, tanto para el caso de sin carga axial como con carga axial (Ver Figura 5.17).



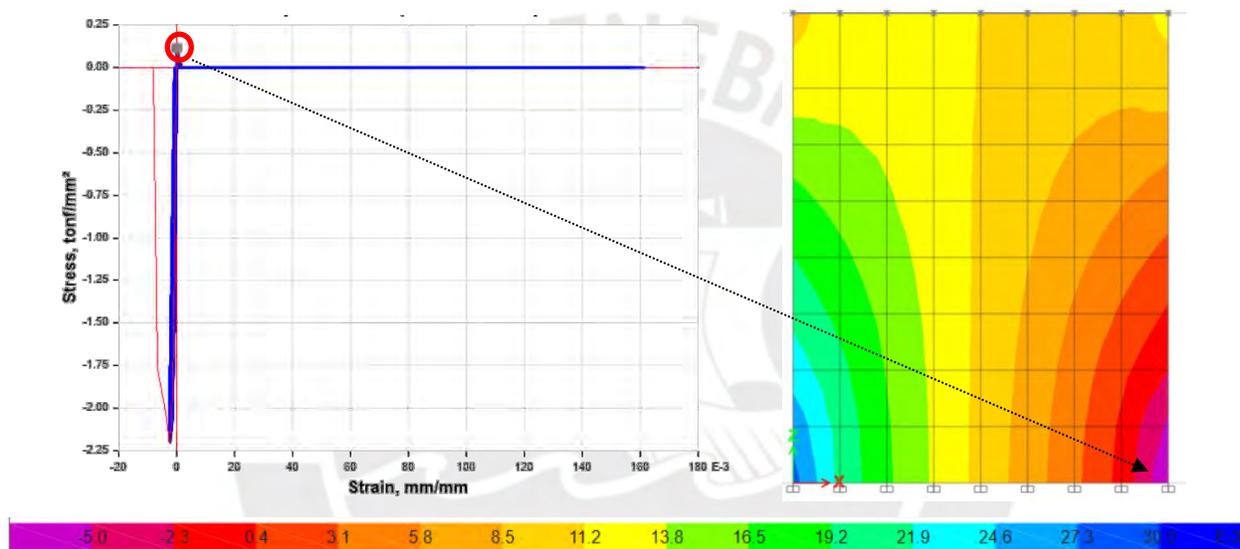
**Figura 5.17.** Deformaciones unitarias máximas. Caso sin carga axial (izquierda). Caso con carga axial (derecha).

De acuerdo a la figura anterior, las mayores deformaciones unitarias se presentan en la primera fila de subdominios del muro, específicamente en los talones de la placa.

En los siguientes párrafos se detallará el progreso de falla del muro desde el agrietamiento del concreto hasta la falla propiamente dicha del muro.

- Agrietamiento del Concreto:

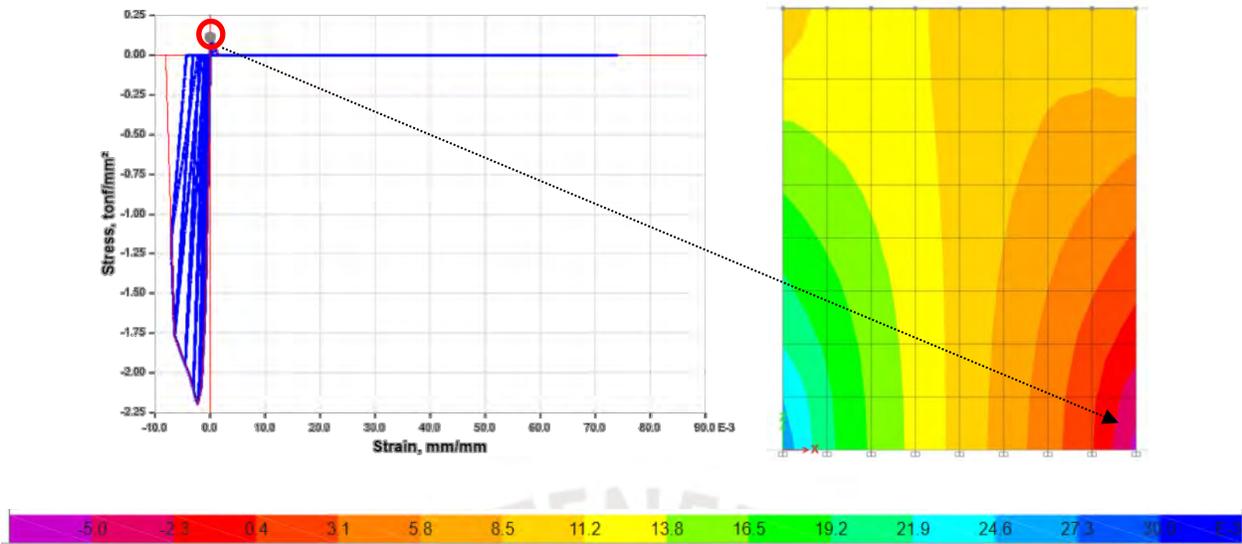
Para el caso del MDL-SCA se obtuvo que teóricamente el agrietamiento del concreto se originó en la fibra 7 correspondiente a un desplazamiento de 0.15 mm y una carga lateral de 3.13 ton.



**Figura 5.18.** Agrietamiento del concreto para MDL-SCA. Fibra 7 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).

En el ensayo experimental, correspondiente al MDL-05, se observó en los extremos inferiores del muro la aparición de grietas de tracción por flexión a un desplazamiento de 0.80 mm y una carga lateral de 6.26 ton.

Por otro lado, para el caso del MDL-CCA se obtuvo que teóricamente el agrietamiento del concreto se originó en la fibra 7 correspondiente a un desplazamiento de 0.33 mm y una carga lateral de 7 ton.

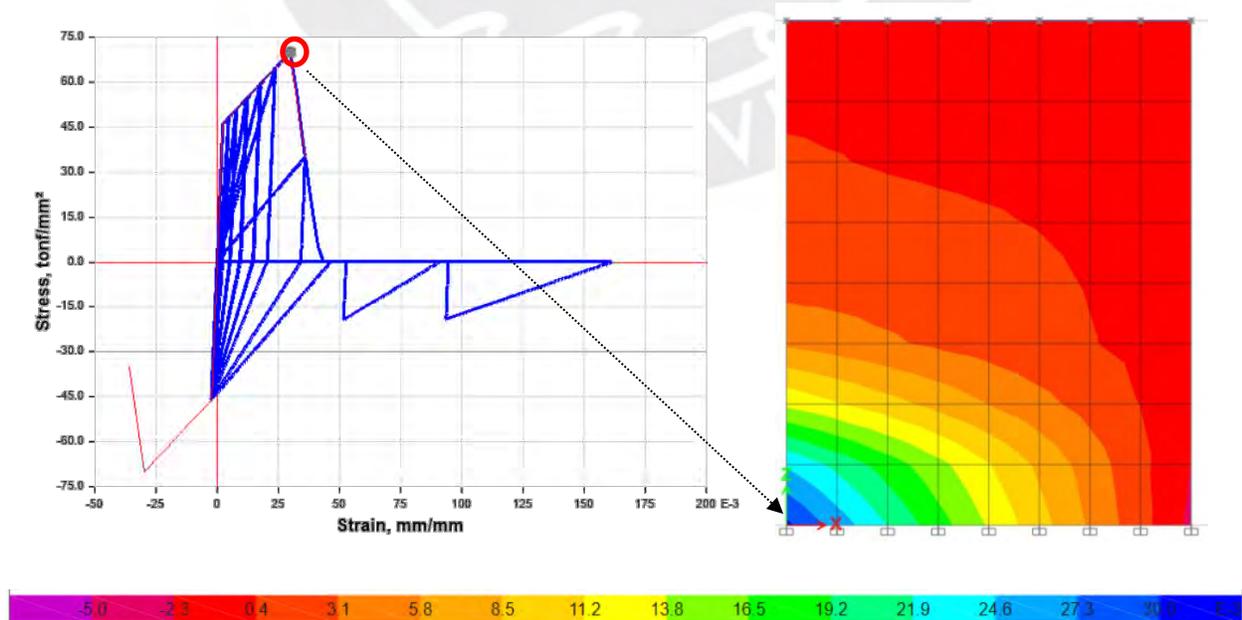


**Figura 5.19.** Agrietamiento del concreto para MDL-CCA. Fibra 7 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).

En el ensayo experimental, correspondiente al MDL-07, se presentó una grieta de tracción por flexión en el extremo derecho inferior del muro a un desplazamiento de 0.80mm y una carga lateral de 11.17 ton.

- Falla del muro:

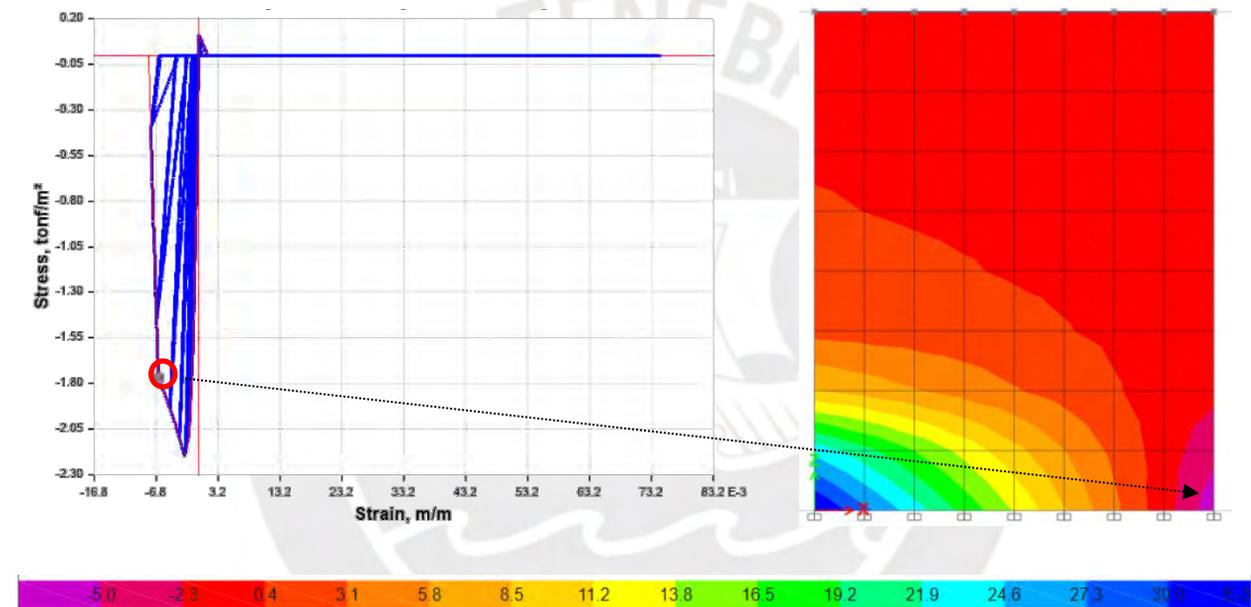
Para el caso del MDL-SCA se obtuvo que teóricamente la falla del muro se originó en la fibra 13; es decir, sería una falla por pandeo del acero en el extremo izquierdo inferior del muro (Ver Figura 5.20). Esta se originó a un desplazamiento de 22.06 mm y una carga lateral de 29.50 ton.



**Figura 5.20.** Falla del muro para MDL-SCA. Fibra 13 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).

En el ensayo experimental correspondiente al MDL-05 se presentó pandeo del acero vertical del extremo izquierdo inferior del muro a un desplazamiento de 23.50 mm y una carga lateral de 24.27 ton.

Por otro lado, para el caso del MDL-CCA se obtuvo que teóricamente la falla del muro se originó en la fibra 1, siendo una falla por compresión del concreto en el extremo inferior derecho del muro. Esta se presentó a un desplazamiento de 21.59 mm y una carga lateral de 38.67 ton. Cabe señalar que, en este caso, se originó la falla por pandeo en el extremo inferior izquierdo del muro casi simultáneamente (Ver Figura 5.21).



**Figura 5.21.** Falla del muro para MDL-CCA. Fibra 1 mediante modelación numérica (izquierda). Gráfico de deformaciones unitarias (derecha).

En el ensayo experimental correspondiente al MDL-09 se inició aplastamiento del talón derecho del muro a un desplazamiento de 23.50mm y una carga lateral de 38.19 ton.

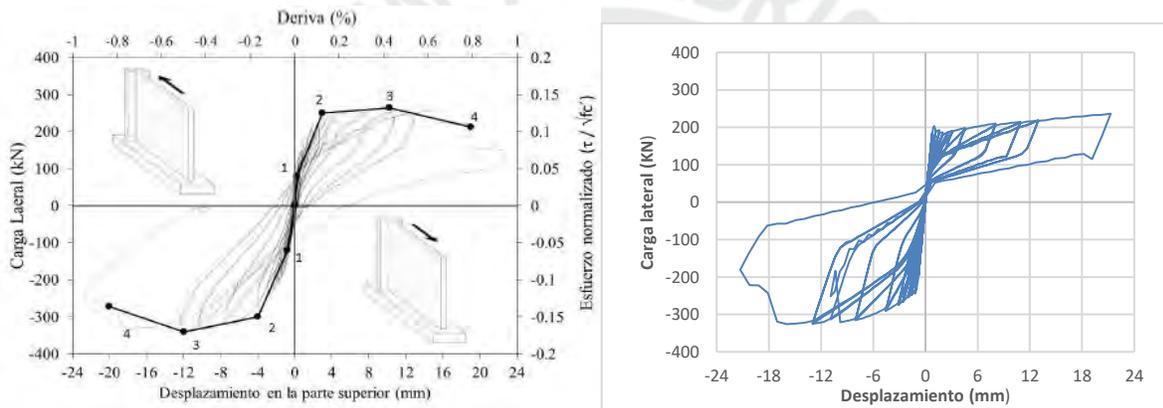
La Tabla 5.3 muestra el resumen de los valores teóricos obtenidos mediante el análisis Quasi-estático y la comparación con los resultados experimentales en el ensayo de Sencico.

**Tabla 5.3.** Comparación de valores teórico (Quasi-estático) - experimental. Ensayo de Sencico

Estado	Tipo de muro	Valor teórico		Valor experimental	
		Desplazamiento (mm)	Fuerza Lateral (ton)	Desplazamiento (mm)	Fuerza Lateral (ton)
Agrietamiento del concreto	MDL - SCA	0.15	3.13	0.80	6.26
	MDL - CCA	0.33	7.00	0.80	11.17
Falla del muro	MDL - SCA	22.06	29.50	23.50	24.27
	MDL - CCA	21.59	38.67	23.50	38.19

### 5.2.3 Ensayo de CEER 2017

A continuación, se compararán los lazos histeréticos obtenidos del modelo numérico escalado con los del ensayo experimental del muro en T.



**Figura 5.22.** Curva de histéresis de muro W4, CEER. Obtenida en el ensayo experimental (izquierda). Obtenida mediante modelo numérico escalado (derecha).

Al comparar las gráficas de los lazos histeréticos del ensayo experimental y del modelo numérico, notamos una diferencia considerable de resultados. Esto debido a la metodología aproximada de escalamiento que se realizó en la sección 5.1.3 para mantener la relación constante de  $M/VLw$  igual a 2.0. Es por ello que, no se realizarán la comparación teórico-experimental de cada estado límite (agrietamiento y resistencia máxima) como se ha realizado en los ensayos anteriores. No obstante, en la Figura 5.22 se puede apreciar un comportamiento similar entre el muro del ensayo experimental con el modelado numérico. Por un lado, se puede apreciar que tomando como referencia el eje de desplazamiento igual a 0mm, los lazos no son simétricos, ocasionado por la asimetría del muro. Por otro lado, se puede observar que el ala soporta mayores cargas laterales que el alma, debido a que presenta mayor cantidad de barras de acero y tamaño superior; por tanto, una mayor cuantía.

# CAPÍTULO 6. EVALUACIÓN DE MURO TÍPICO DE EMDL

En el capítulo 6 se describe el muro típico de EMDL a modelar, para luego predecir el comportamiento teórico no lineal. Finalmente, se somete el modelo a un análisis de carga cíclica con desplazamientos controlados (Quasi-estático) y se evalúan los resultados y estados de daño evidenciados.

## 6.1 Descripción de muro típico

El modelamiento del muro típico de ductilidad limitada, se basó en los planos de una edificación de 20 pisos con sistema estructural de muros, ubicado en la ciudad de Lima, Perú. Estos muros son en su mayoría de espesor de 15cm y doble malla de acero; sin embargo, algunos de éstos se reducen a un espesor a 10 cm en los últimos 6 pisos con un refuerzo distribuido en una sola capa.

Es por ello que, se decidió realizar el modelamiento de MDL de los últimos 6 pisos del muro M1 ubicado entre los ejes D y E con 5 y 6, según se aprecia en la Figura 6.1

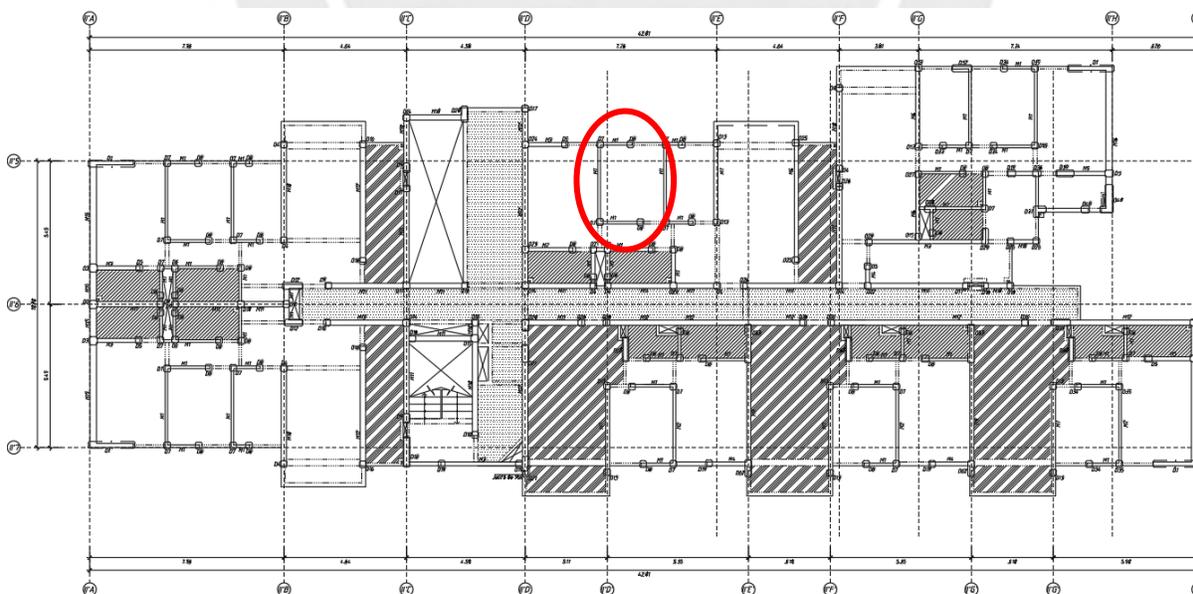
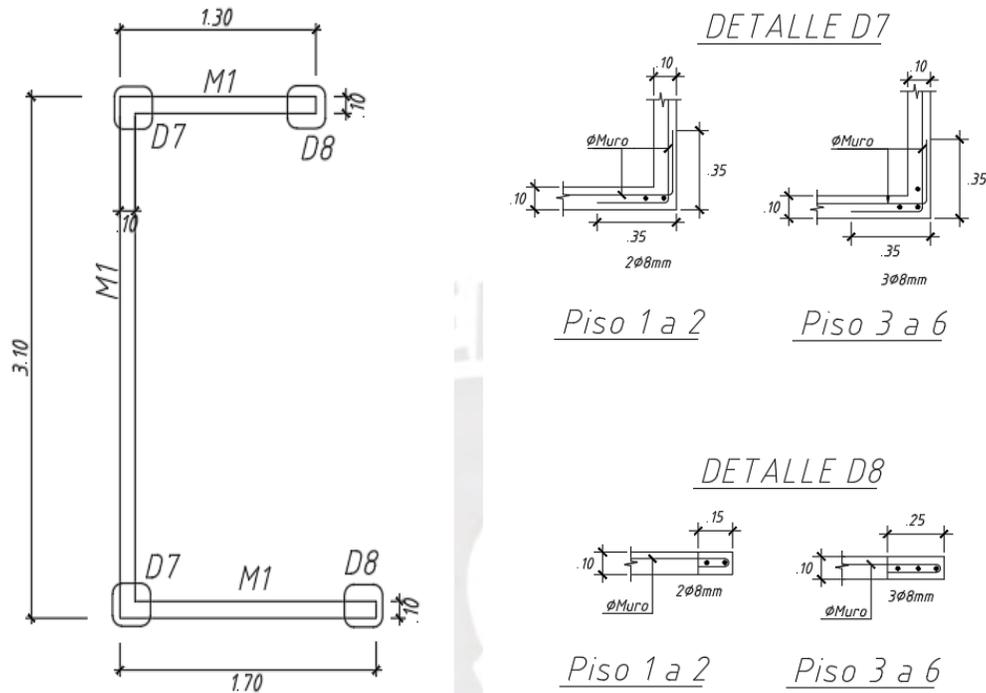


Figura 6.1. Ubicación de muro M1 a modelar en plano de encofrados

La altura de entrepiso es de 2.45 m y el refuerzo distribuido central tanto horizontal como vertical consiste en barras de acero convencional de 8mm@0.25m. El detalle de la sección y de los bordes confinados se muestran en la Figura 6.2.



**Figura 6.2.** Detalle estructural de sección y bordes confinados de muro M1

Dado que para el modelamiento es necesario conocer las cargas de servicio a las que está sometido el muro, se realizó un metrado de cargas muerta y viva. La carga muerta consiste en la aportada por las losas macizas de 10 cm de espesor y el piso terminado de 5 cm. Cabe señalar que no se consideró el peso propio del muro, dado que éste es considerado por el mismo software; por otro lado, para la sobrecarga se consideró un peso de 0.2 ton/m<sup>2</sup> para los pisos típicos y 0.1 ton/m<sup>2</sup> para la azotea.

**Tabla 6.1.** Metrado de cargas por piso.

Pisos 1 al 5				Piso 6 (Azotea)			
Carga muerta		Carga viva		Carga muerta		Carga viva	
Peso losa maciza (ton)	2.251	Sobrecarga (ton)	1.876	Peso losa maciza (ton)	2.393	Sobrecarga (ton)	0.997
Peso piso terminado (ton)	0.938			Peso piso terminado (ton)	0.997		

Finalmente, debido a que el software Etabs realiza el recorrido de cargas al momento de efectuar el análisis, se calculó el peso que carga el muro por piso sin necesidad de sumar la carga proveniente de un piso superior. La carga a asignar se estipuló como la carga muerta más el 25% de la sobrecarga.

**Tabla 6.2.** Cargas a añadir en el modelamiento del muro

PISO	CM (ton)	CV (ton)	CM+25%CV (ton)
6 (azotea)	3.39	1.00	3.64
5	3.19	1.88	3.66
4	3.19	1.88	3.66
.3	3.19	1.88	3.66
2	3.19	1.88	3.66
1	3.19	1.88	3.66

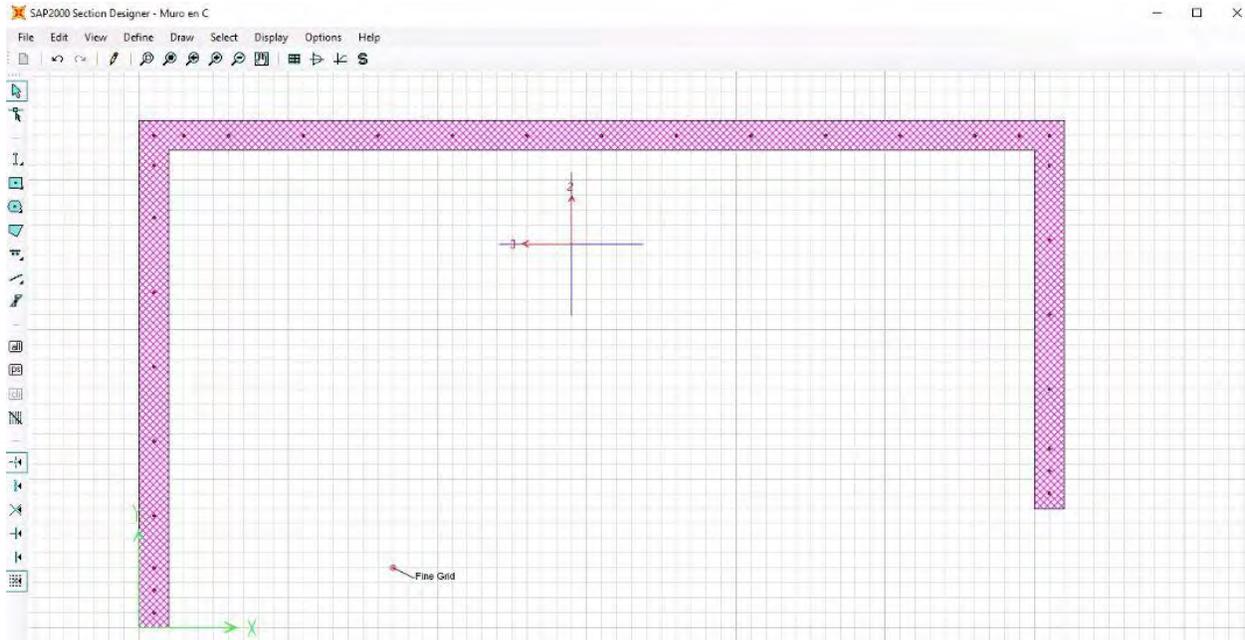
## 6.2 Elección de ensayo y modelación numérica para evaluación de muro típico

Para poder conocer el comportamiento no lineal del muro M1 en forma de C descrito en la sección anterior, se modeló en el programa ETABS con los parámetros obtenidos del muro modelado del ensayo de SENCICO 2016 mediante una modelación numérica de análisis Quasi-estática (Ver Capítulo 5.1.2). Esta elección se basó en la similitud de características que poseen el muro experimental de Sencico y el muro M1 en forma de C a modelar.

A continuación, se describirá el tipo de falla esperado, el proceso del modelado y calibración del muro C típico en edificaciones del Perú.

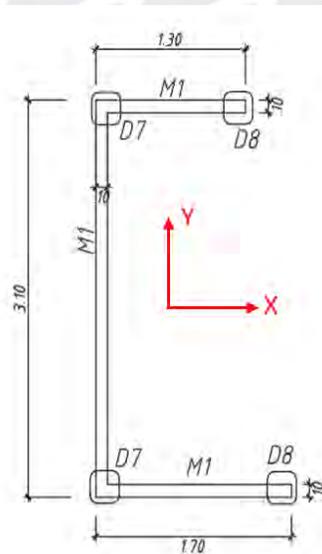
## 6.3 Predicción del tipo de falla

Con el fin de predecir el tipo de falla, se esquematizó el muro M1 con la herramienta “Section Designer” del software SAP2000, colocando las dimensiones de la sección transversal del muro y su distribución de acero correspondiente.



**Figura 6.3.** Sección transversal del muro M1 en Section Designer, SAP2000

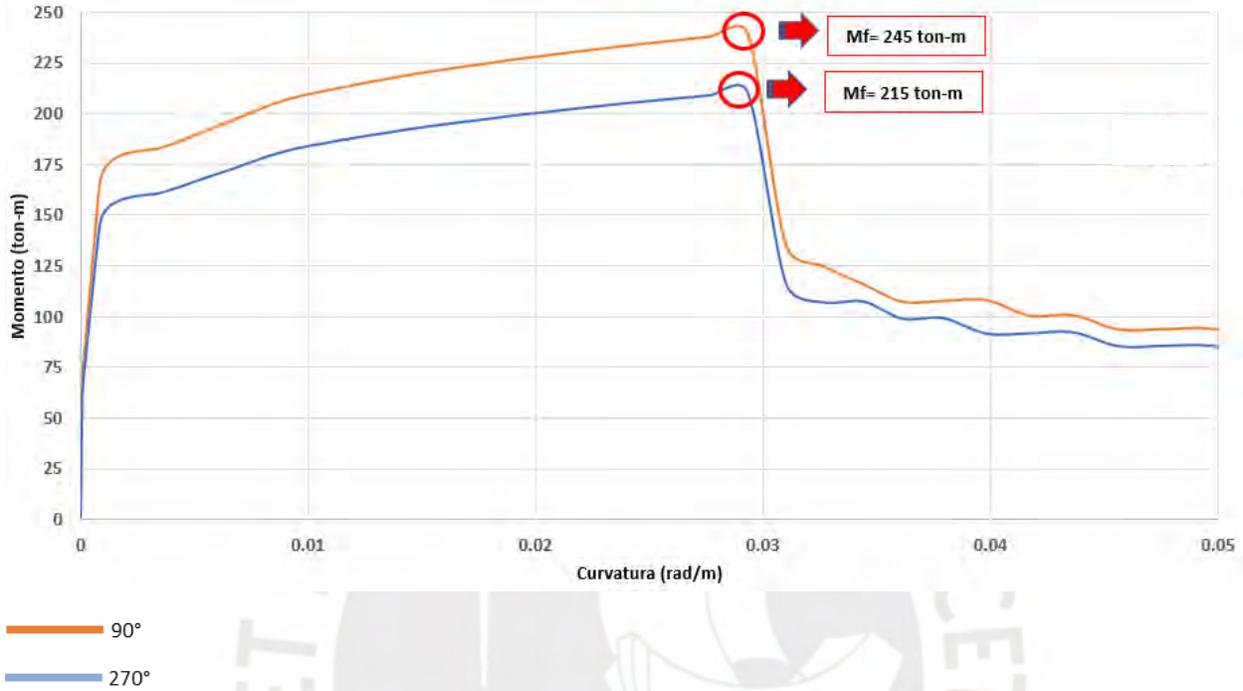
Esta herramienta permitió calcular el diagrama de Momento-Curvatura con el cual es posible obtener el momento asociada a la falla por flexión del muro. Cabe recalcar que, debido a que el muro en forma de C no es simétrico, se espera un comportamiento a flexión distinto según la dirección en donde se realice la evaluación. Por esta razón, se evaluarán las fallas tanto en el caso de sismo en el eje X como en Y, según el sistema de coordenadas mostrado en la Figura 6.4.



**Figura 6.4.** Sistema de coordenadas X e Y para evaluación

### 6.3.1 Caso sismo en Y

Siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.3, se obtuvo el diagrama de Momento-Curvatura para un sismo en dirección Y-Y (según sistema de coordenadas de la Figura 6.4), para los ángulos de 90° y 270°.



**Figura 6.5.** Diagrama de momento vs curvatura de muro M1, caso sismo en Y

Con el diagrama momento-curvatura, se obtuvo el valor del momento asociado a la falla por flexión ( $M_f$ ); luego dividiendo este momento entre la altura total del muro se obtuvo el valor de la resistencia por flexión ( $V_f$ ). Asimismo, considerando la geometría del muro y las propiedades del concreto y el acero, se obtiene el valor de fuerza asociada a la falla por corte ( $V_n$ ).

**Tabla 6.3.** Resistencias de falla por flexión y corte para muro M1, sismo en Y.

	90°	270°
Mf (ton-m)	245	215
Altura muro (m)	14.7	14.7
$V_f$ (ton)	<b>16.67</b>	<b>14.63</b>
Carga axial (ton)	42.82	42.82
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4600	4600
$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	220	220
$V_c$ (ton)	<b>21.42</b>	<b>21.42</b>
$V_s$ (ton)	23.00	23.00
$V_n$ (ton)	<b>44.42</b>	<b>44.42</b>

### Conclusión:

Como se obtuvo un valor de falla teórica por flexión mayor a la resistencia al corte por parte del concreto, se espera que ocurra primero el agrietamiento diagonal del muro. Asimismo, al obtener un valor resistencia por flexión mucho menor que la asociada a la falla por corte, se espera que las deformaciones por corte sean menores que por flexión y que la falla del muro ocurra por el efecto de flexión.

#### 6.3.2 Caso sismo en X

Al igual que en el caso anterior, se obtuvo el diagrama de Momento-Curvatura para un sismo en dirección X-X (según el sistema de coordenadas de la Figura 6.4), para los ángulos de  $0^\circ$  y  $180^\circ$ .



**Figura 6.6.** Diagrama de momento vs curvatura de muro M1, caso sismo en X.

Siguiendo lo estipulado en el caso anterior, se obtiene la siguiente tabla resumen:

**Tabla 6.4.** Resistencias de falla por flexión y corte para muro M1, sismo en X.

	$0^\circ$	$180^\circ$
Mf (ton-m)	65	115
Altura muro (m)	14.7	14.7
Vf (ton)	<b>4.42</b>	<b>7.82</b>
Carga axial (ton)	42.82	42.82

	0°	180°
fy(kg/cm2)	4600	4600
fc(kg/cm2)	220	220
Vc (ton)	<b>20.79</b>	<b>20.79</b>
Vs (ton)	22.26	22.26
Vn (ton)	<b>43.05</b>	<b>43.05</b>

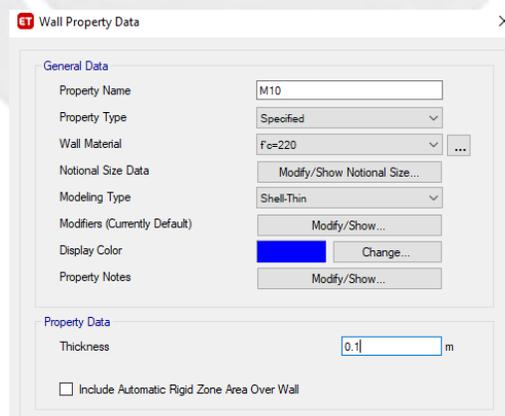
### Conclusión:

Como se obtuvo un valor de falla teórica por flexión mayor a la resistencia al corte por parte del concreto, se espera que ocurra primero el agrietamiento diagonal del muro. Asimismo, al obtener un valor resistencia por flexión mucho menor que la asociada a la falla por corte, se espera que las deformaciones por corte sean menores que por flexión y que la falla del muro ocurra por el efecto de flexión

## 6.4 Modelación y calibración de muro

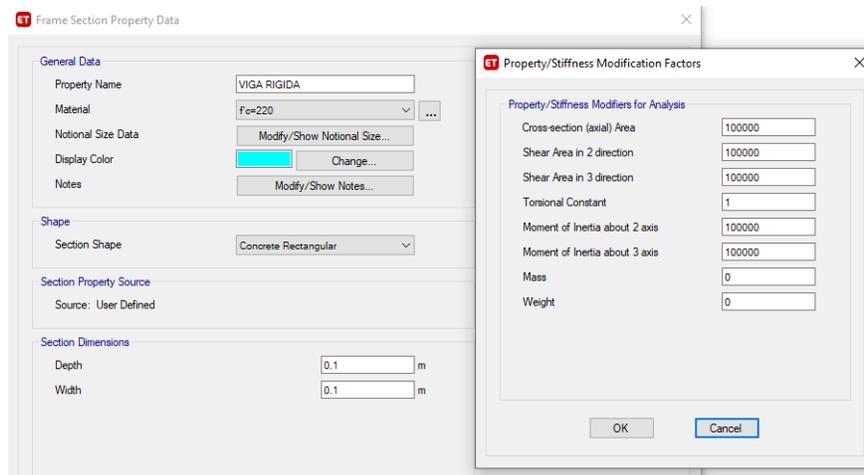
### 6.4.1 Modelamiento

En primer lugar, se procedió a definir la sección del muro según las características presentadas en el plano de estructuras con un concreto  $f^c$  de 220kg/cm<sup>2</sup> y un espesor de 10 cm; asimismo, se dividió el muro en un número finito de subdominios. Para obtener mejores resultados, a cada subdominio se le asignó una rótula con la cantidad de acero mostrada en el detalle del muro (Ver Figura 6.2).



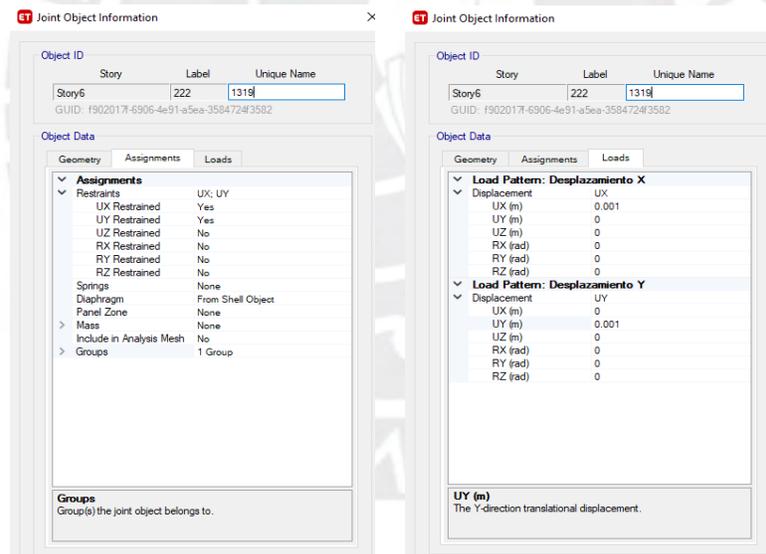
**Figura 6.7.** Definición del muro en C

En segundo lugar, para poder considerar la carga muerta (peso propio del muro, peso de la losa y peso del piso terminado) y la sobrecarga, se modeló en cada entresuelo una viga rígida en la cual se le asignó una carga distribuida según el metrado descrito en la sección 6.1.



**Figura 6.8.** Propiedades de la viga rígida

En tercer lugar, debido a que el muro en C es asimétrico, se aplicó el desplazamiento cíclico en los ejes X e Y; por lo tanto, se asignó una restricción de desplazamiento en ambos ejes en la parte superior del muro. Además, se definió un patrón de desplazamiento en cada eje para luego aplicar un desplazamiento unitario tanto en el eje X como en Y.



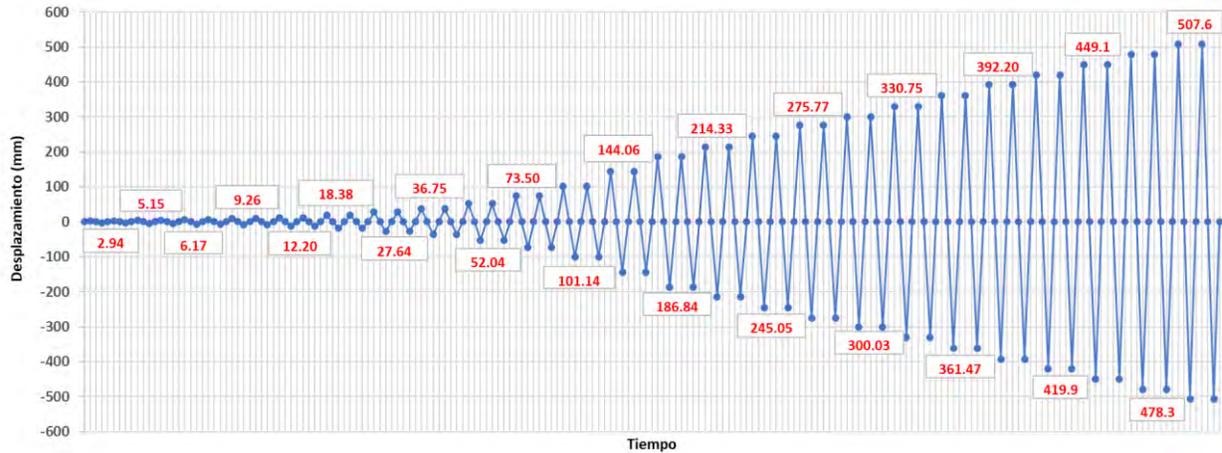
**Figura 6.9.** Restricciones asignadas en la parte superior del muro (izquierda). Desplazamiento unitario en eje X e Y(derecha)

Finalmente, se ingresó una función de historia de desplazamientos laterales que multiplicarían al desplazamiento unitario asignado (Ver Figura 6.9). Estos desplazamientos se obtuvieron según las fases del ensayo experimental de SENCICO 2016, calculados con la multiplicación de las derivas del ensayo experimental (Tabla 3.3) y la altura total del muro. Cabe señalar que, con el fin de propiciar la falla del muro M1 en forma de "C" se añadieron fases a las consideradas en el ensayo experimental (Ver Tabla 6.5).

En ese sentido, la función de historia de desplazamientos laterales ingresada al modelo se puede apreciar en la Figura 6.10.

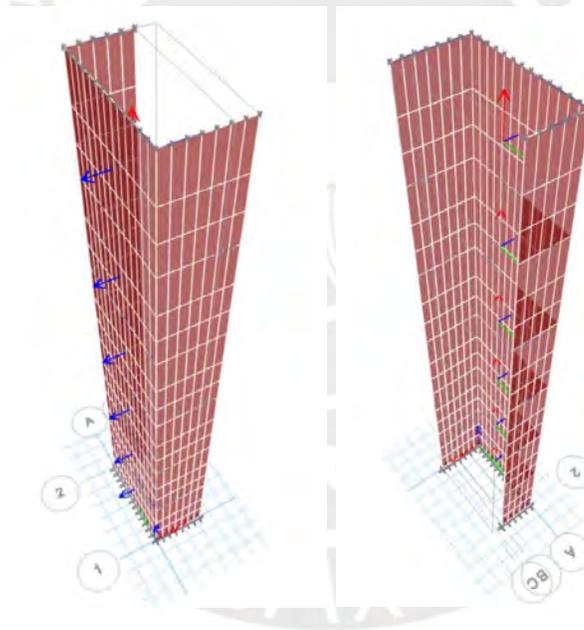
**Tabla 6.5.** Fases consideradas en el modelamiento del muro M1 en “C”

<b>Fase</b>	<b>Deriva (‰)</b>	<b>Desplazamiento(mm)</b>
1	0.20	2.94
2	0.35	5.15
3	0.42	6.17
4	0.63	9.26
5	0.83	12.20
6	1.25	18.38
7	1.88	27.64
8	2.50	36.75
9	3.54	52.04
10	5.00	73.50
11	6.88	101.14
12	9.80	144.06
13	12.71	186.84
14	14.58	214.33
15	16.67	245.05
16	18.76	275.77
17	20.41	300.03
18	22.50	330.75
19	24.59	361.47
20	26.68	392.20
21	28.56	419.90
22	30.55	449.15
23	32.54	478.39
24	34.53	507.63



**Figura 6.10.** Historia de desplazamientos laterales para el muro M1

El modelo tridimensional realizado con soporte del programa ETABS se muestra la Figura 6.11.

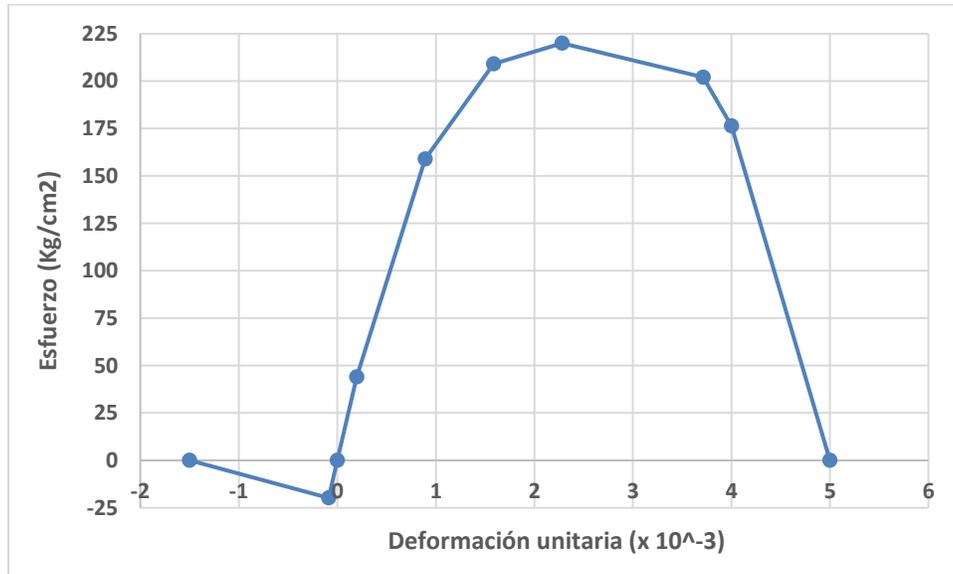


**Figura 6.11.** Modelo tridimensional del muro M1 de 6 pisos

#### 6.4.2 Concreto

Para el caso del concreto, se consideró un  $f'c$  de 220 kg/cm<sup>2</sup>, un peso específico de 2.4 ton/m<sup>3</sup> y un módulo de elasticidad igual a 2224860 ton/m<sup>2</sup>. En cuanto a sus propiedades no lineales, se consideró un factor de degradación de resistencia igual a 0.5 y un tipo de histéresis "Concrete".

Mediante un proceso iterativo y con el fin de obtener una mejor distribución de esfuerzos en los pisos del muro a evaluar, se consideró un esfuerzo de tracción igual al 9% del  $f'c$  de 220 kg/cm<sup>2</sup>. Asimismo, se consideró una deformación última o de falla por compresión de 0.004 mm/mm y una deformación unitaria máxima de 0.005 mm/mm, con el fin de representar la caída de la curva esfuerzo vs. deformación unitaria. En la Figura 6.12 se muestra la curva esfuerzo vs. deformación unitaria del concreto utilizada para el modelamiento del muro M1 en “C”.

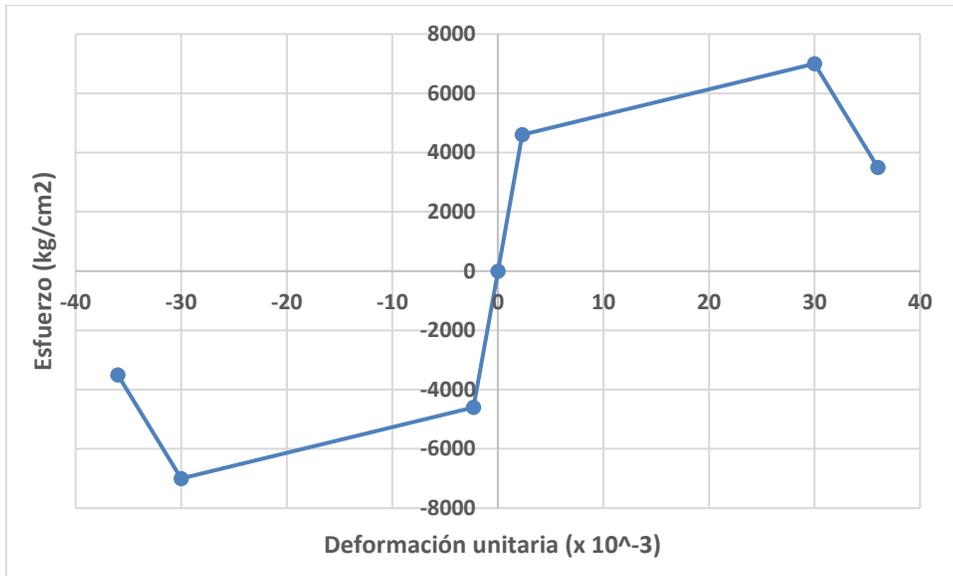


**Figura 6.12.** Gráfico esfuerzo vs deformación unitaria del concreto

### 6.4.3 Acero

En el caso del acero convencional de grado 60, se consideró un peso específico de 7.85ton/m<sup>3</sup>, módulo de elasticidad de 20000000 ton/m<sup>2</sup>, esfuerzo de fluencia de 46000 ton/m<sup>2</sup>, esfuerzo último de 70000 ton/m<sup>2</sup> y deformación unitaria de falla por pandeo de 0.03 mm/mm, según lo explicado en la sección 5.1. En cuanto a su comportamiento no lineal, se consideró el tipo histéresis de Takeda.

En la Figura 6.13 se muestra la curva esfuerzo vs. deformación unitaria del acero utilizada para el modelamiento del muro M1 en forma de “C”.

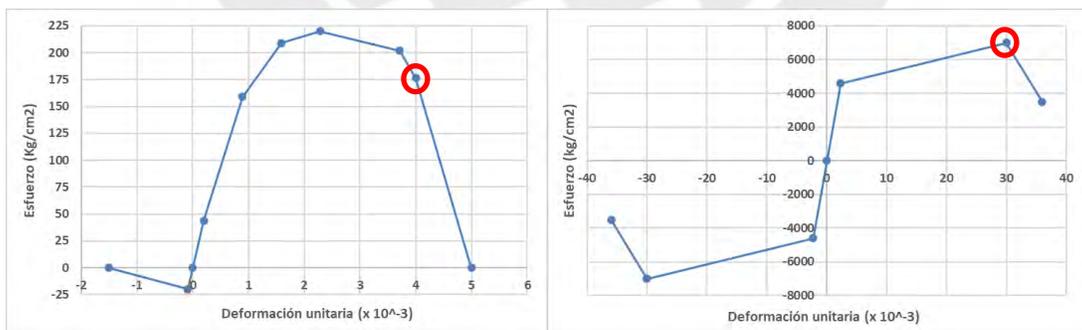


**Figura 6.13.** Gráfico esfuerzo vs deformación unitaria del acero

### 6.5 Estados de daño y evaluación de resultados

Para la evaluación de resultados a presentar líneas abajo, tener presente el sistema de coordenadas mostrado en la Figura 6.4.

Asimismo, con un fin ilustrativo, las rótulas representadas por círculos de color rojo en la sección 6.5.1, representan la condición en la cual el concreto o el acero fallan tanto por compresión como por pandeo, respectivamente (Ver Figura 6.14).



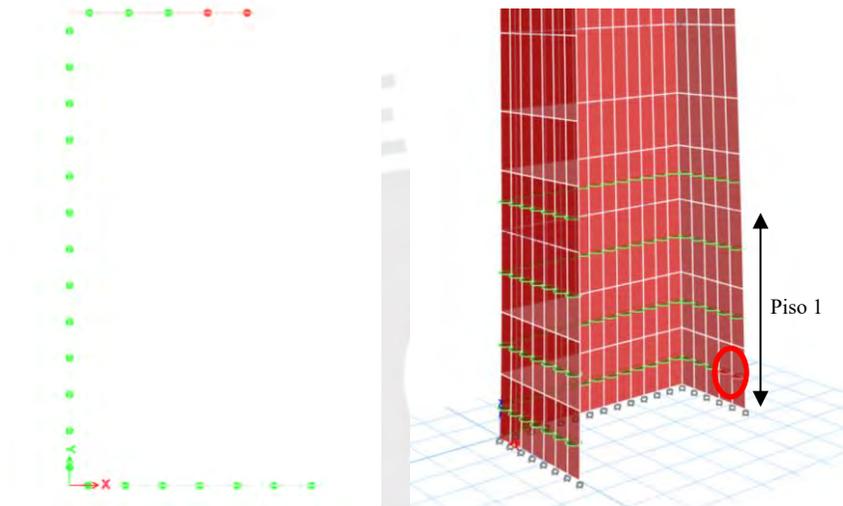
**Figura 6.14.** Condición de falla del concreto y acero

### 6.5.1 Caso sismo en Y

- Progresión de falla:

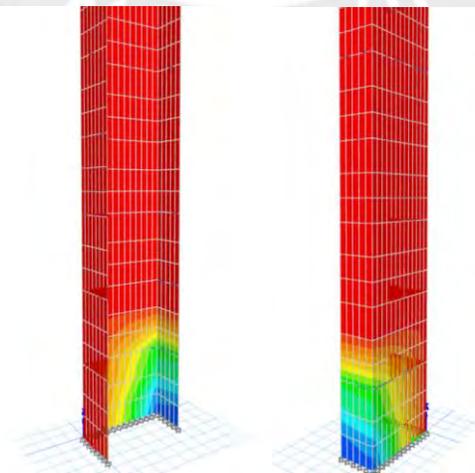
#### Falla en ala menor del muro en forma de “C”

Mediante el modelo computacional, se obtuvo que la falla del muro se originó en el ala menor del primer piso (Ver Figura 6.15). Tener en consideración que el primer piso hace referencia a las tres primeras filas de los subdominios (altura total de 2.45m).



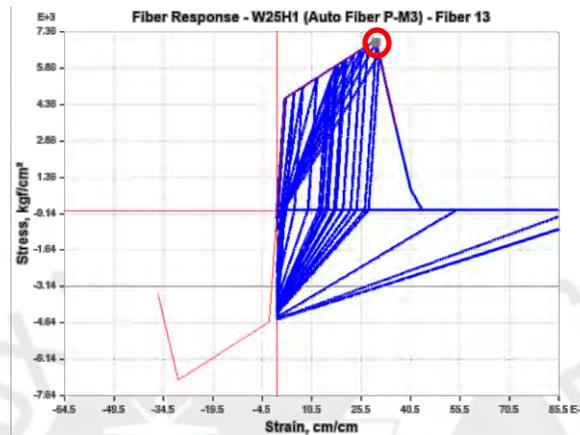
**Figura 6.15.** Condición de falla en ala menor, sismo Y-Y. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha)

Lo mostrado en la Figura 6.15, hace relación con el gráfico de deformaciones unitarias presentado en la Figura 6.16, en donde se aprecia la falla del muro en el ala menor del primer piso.





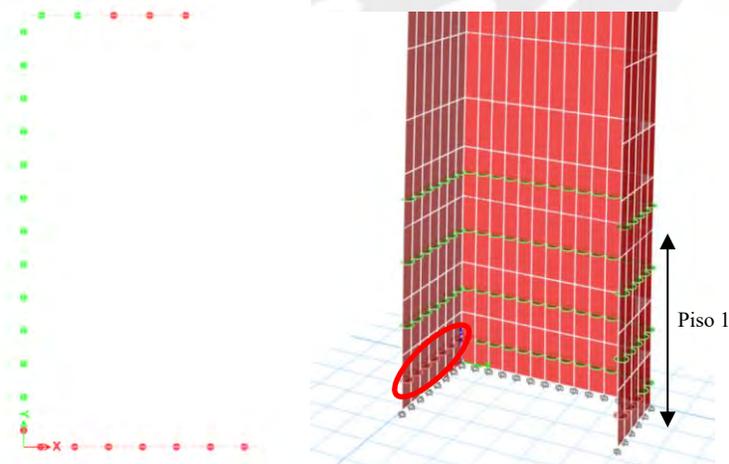
**Figura 6.16.** Deformaciones unitarias al momento de falla del ala menor del muro M1. Caso sismo Y-Y  
 La falla se originó en las fibras 13 de las rótulas mostrados en la Figura 6.15, la cual representa la falla del acero por pandeo (Ver Figura 6.17). Esta falla correspondió a un tiempo de 139 s (Fase 18), desplazamiento de -32.86 mm y una carga lateral de -14.25 ton.



**Figura 6.17.** Falla por pandeo en ala menor de muro M1

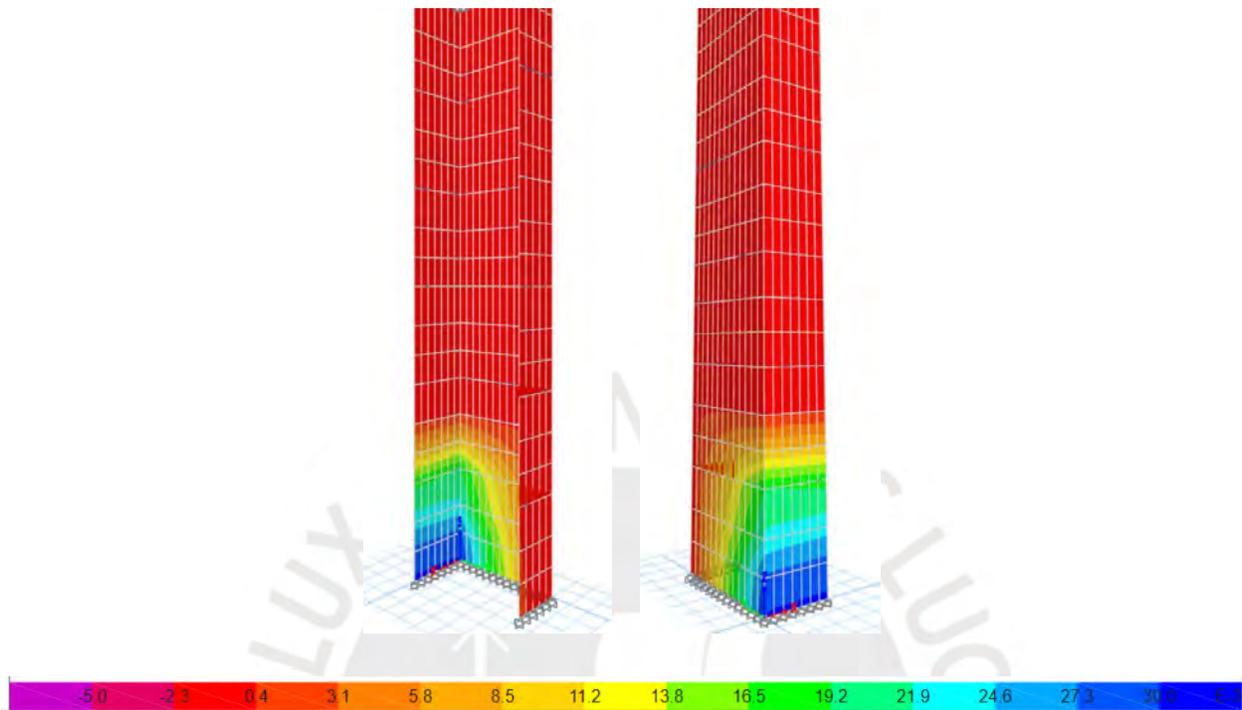
**Falla en ala mayor del muro en forma de “C”**

A continuación, la progresión de falla tuvo lugar en el ala mayor del muro (Ver Figura 6.18).

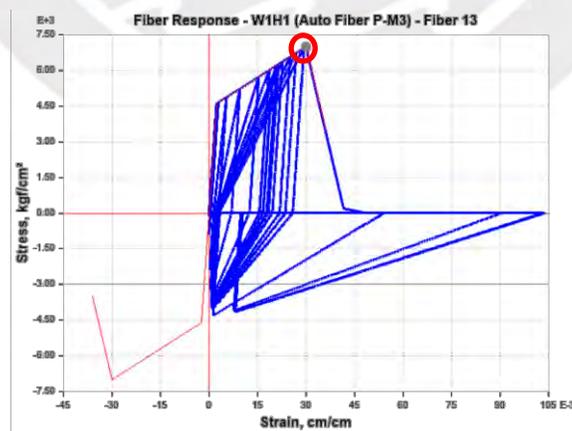


**Figura 6.18.** Condición de falla en ala mayor, sismo Y-Y. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha)

Lo mostrado en la Figura 6.18, hace relación con el gráfico de deformaciones unitarias presentado en la Figura 6.19, en donde se aprecia la falla del muro en el ala mayor del primer piso.



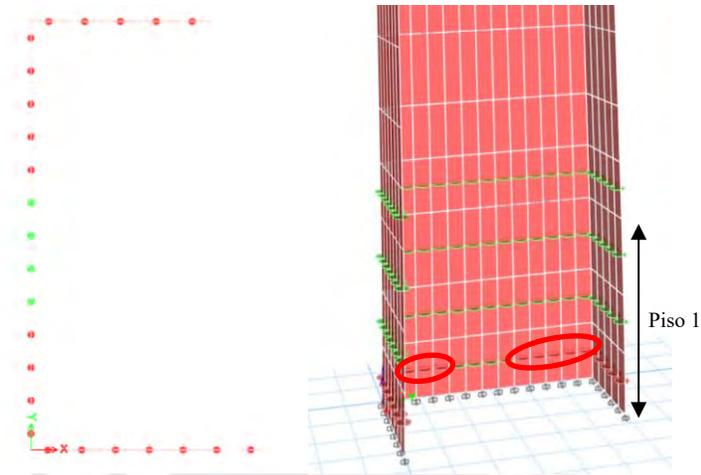
**Figura 6.19.** Deformaciones unitarias al momento de falla del ala mayor del muro M1. Caso sismo Y-Y  
La falla se originó en las fibras 13 de las rótulas mostrados en la Figura 6.18, la cual representa la falla del acero por pandeo (Ver Figura 6.20). Esta falla correspondió a un tiempo de 144.94 s (Fase 19), desplazamiento de 33.93 mm y una carga lateral de 17.21 ton.



**Figura 6.20.** Falla por pandeo en ala mayor del muro M1

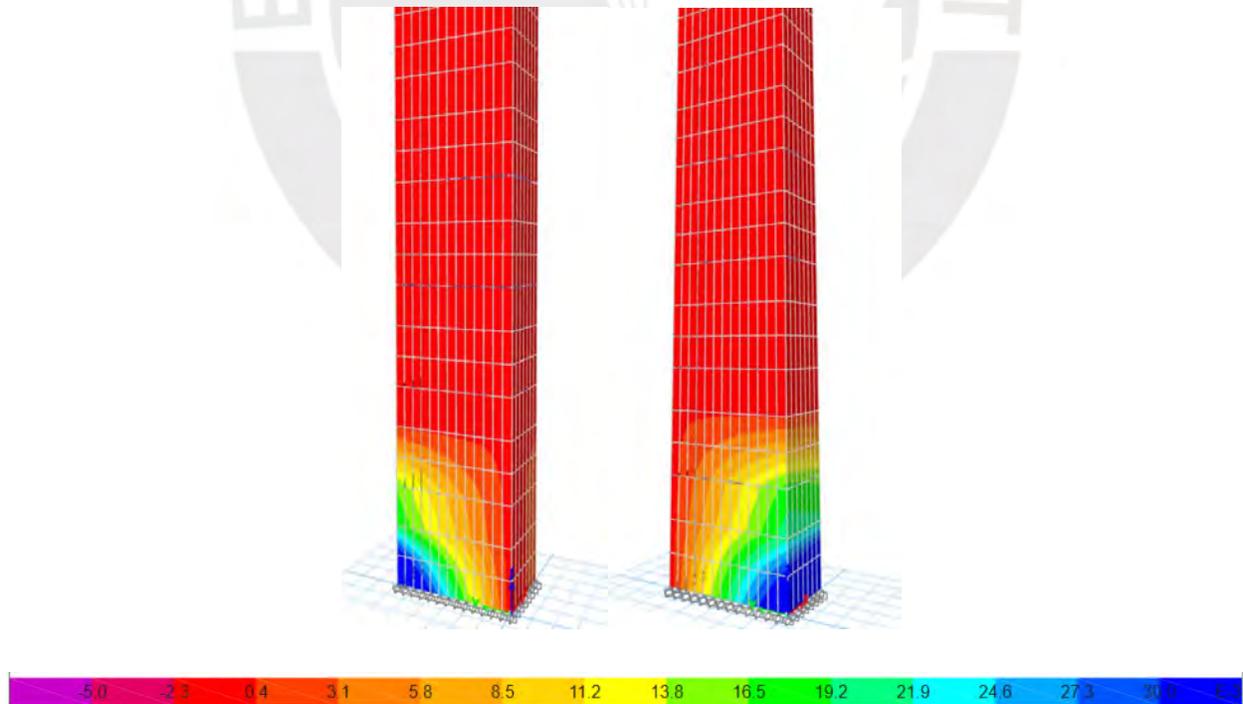
### Falla en extremos del alma del muro en forma de “C”

Posteriormente, la progresión de falla tuvo lugar en los extremos del alma del muro (Ver Figura 6.21).



**Figura 6.21.** Condición de falla en extremos del alma, sismo Y-Y. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha)

Lo mostrado en la Figura 6.21, hace relación con el gráfico de deformaciones unitarias presentado en la Figura 6.22, en donde se aprecia la falla del muro en los extremos del alma del primer piso.



**Figura 6.22.** Deformaciones unitarias al momento de falla en extremos del alma del muro M1. Caso sismo Y-Y

La falla se originó en las fibras 8 de las rótulas mostrados en la Figura 6.21, la cual representa la falla del acero por pandeo (Ver Figura 6.23). Esta falla correspondió a un tiempo de 145 s (Fase 19), desplazamiento de 36.09 mm y una carga lateral de 9.36 ton.

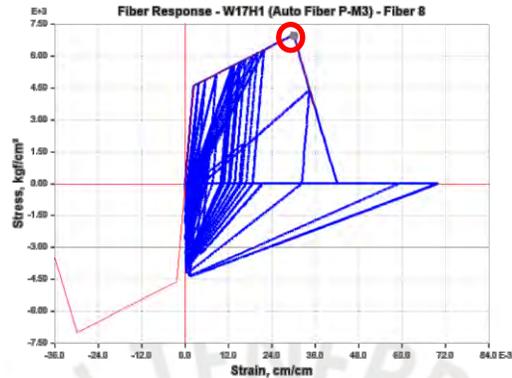


Figura 6.23. Falla por pandeo en extremos del alma del muro M1

### Falla en zona central del alma del muro en forma de “C”

Finalmente, la progresión de falla continuó por la zona central del alma del muro, lo cual ocasionó la falla total del primer piso (Ver Figura 6.24).

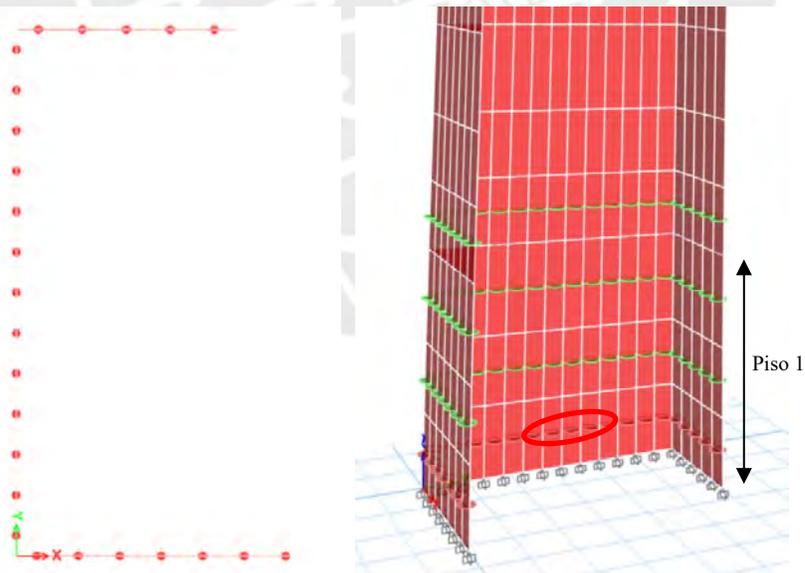
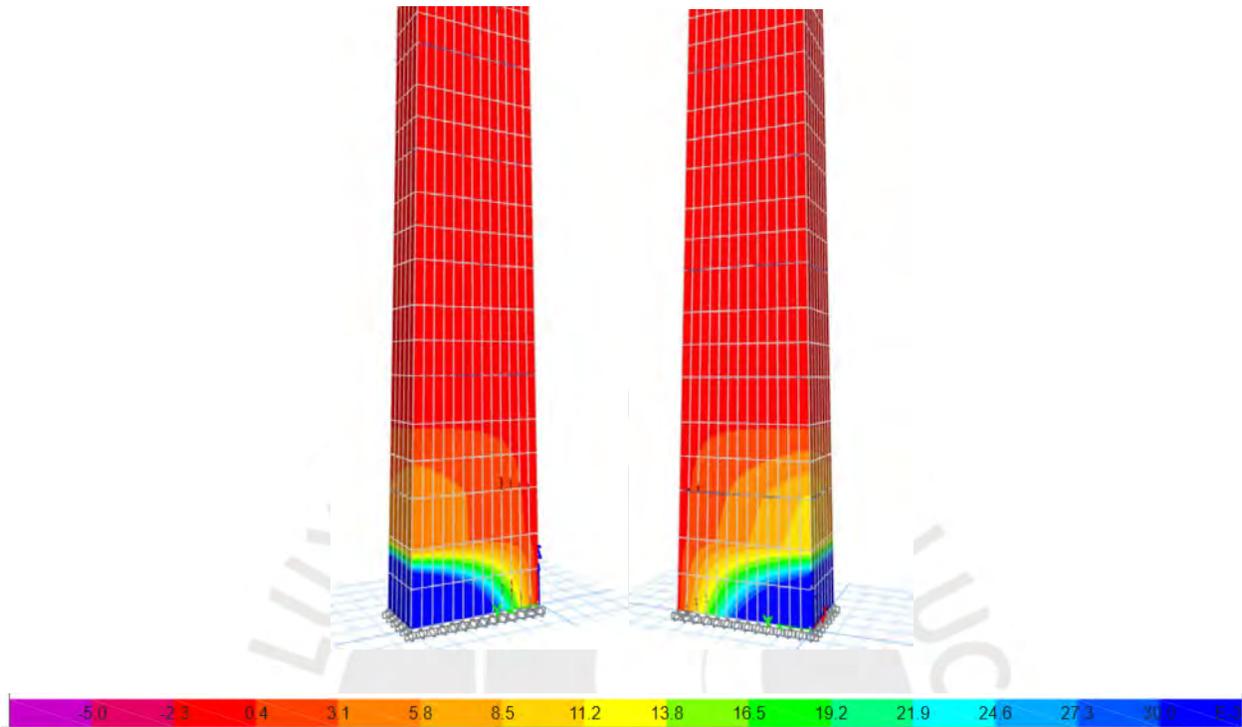


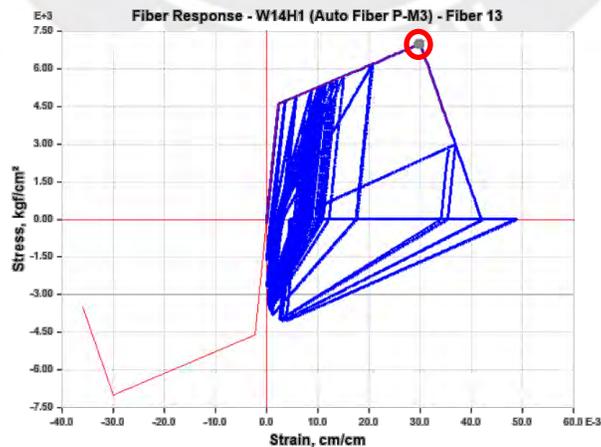
Figura 6.24. Condición de falla en alma, sismo Y-Y. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha)

Lo mostrado en la Figura 6.24, hace relación con el gráfico de deformaciones unitarias presentado en la Figura 6.25, en donde se aprecia la falla del muro en la zona central del alma del primer piso.



**Figura 6.25.** Deformaciones unitarias al momento de falla en zona central del alma del muro M1. Caso sismo Y-Y

La falla se originó en las fibras 13 de las rótulas mostrados en la Figura 6.24, la cual representa la falla del acero por pandeo (Ver Figura 6.26). Esta falla correspondió a un tiempo de 148.87 s (Fase 19), desplazamiento de 31.22 mm y una carga lateral de 7.52 ton.



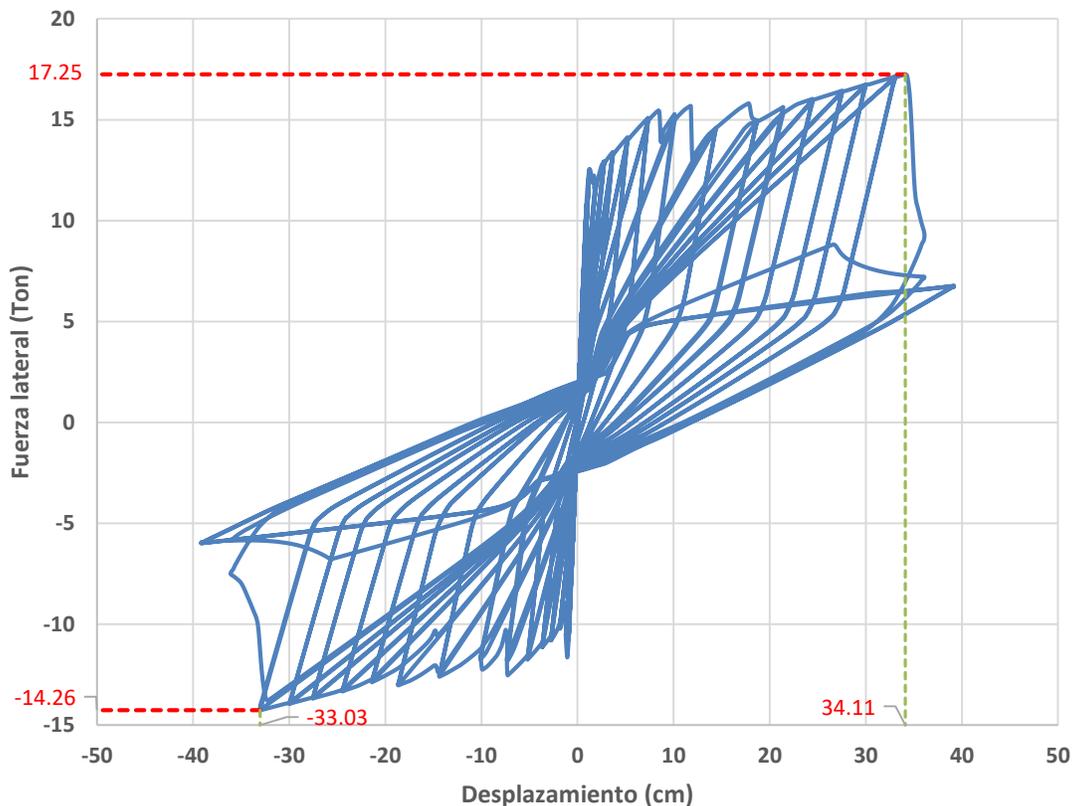
**Figura 6.26.** Falla por pandeo en alma del muro M1

Según lo expuesto, se pudo evidenciar que para un sismo en dirección Y-Y, la falla del muro en forma de “C” inició por el ala menor, progresó al ala mayor, continuó hacia los extremos del alma y finalmente en la zona central del alma, ocasionando de esta forma la falla total del primer piso.

- **Deriva:**

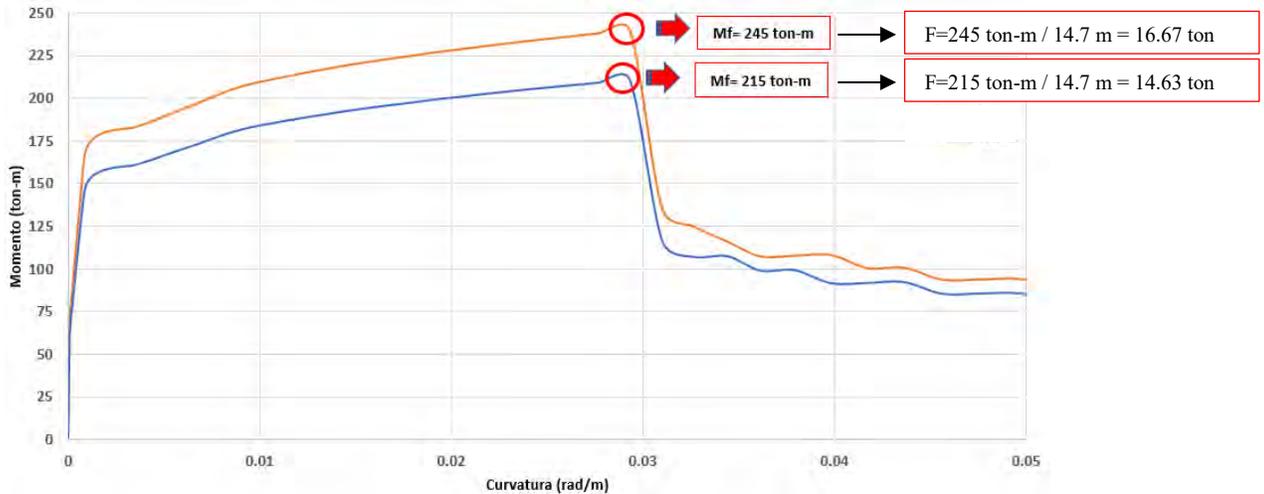
En la Figura 6.27 se puede apreciar los lazos histeréticos del muro M1 en forma de “C”, para el caso del sismo en dirección Y-Y. Como se puede apreciar, las fuerzas máximas de resistencia en ambos sentidos del eje son de 17.25 ton y 14.26 ton.

La diferencia de fuerza lateral entre los lazos histeréticos superiores e inferiores se debe a que los momentos generados por el sismo son resistidos por: 1) El ala mayor y una parte del alma del muro, y 2) El ala menor y la parte restante del alma del muro. En ese sentido, el alma mayor del muro presenta una mayor capacidad de resistencia y se ve reflejado en los lazos histeréticos superiores de la Figura 6.27.



**Figura 6.27.** Lazos histeréticos del muro M1. Dirección Y-Y

Asimismo, tomando como base el gráfico de momento vs curvatura (Ver Figura 6.28), se puede notar que las fuerzas máximas obtenidas en ambos sentidos de la dirección Y-Y son de 16.67 ton y 14.63 ton, lo cual guardan relación con los valores obtenidos mediante los lazos histeréticos presentados en la Figura 6.27.



**Figura 6.28.** Gráfico momento vs curvatura del muro M1. Dirección Y-Y

Finalmente, en la Figura 6.27 se aprecia un desplazamiento de 33.03 cm antes de producirse la falla del muro; y por ende, la pérdida de resistencia. Tomando como base la altura total del muro de 14.7 m, se calcula la deriva del muro M1 en forma de “C”:

$$Deriva = \frac{33.03 \text{ cm}}{1470 \text{ cm}} * 1000 = 22.47 \text{ }^\circ/\text{ }^\circ = 2.25 \%$$

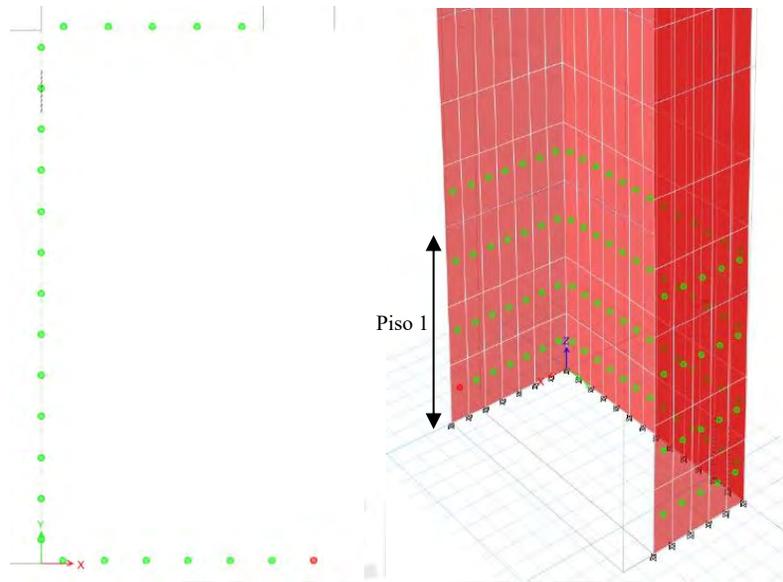
Este valor es mayor al valor mínimo de 0.5% estipulado en la Norma E.030 (2020); por tanto, se espera un buen desempeño de la estructura de un muro en forma de “C” para un sismo en dirección Y-Y.

## 6.5.2 Caso sismo en X

- **Progresión de falla:**

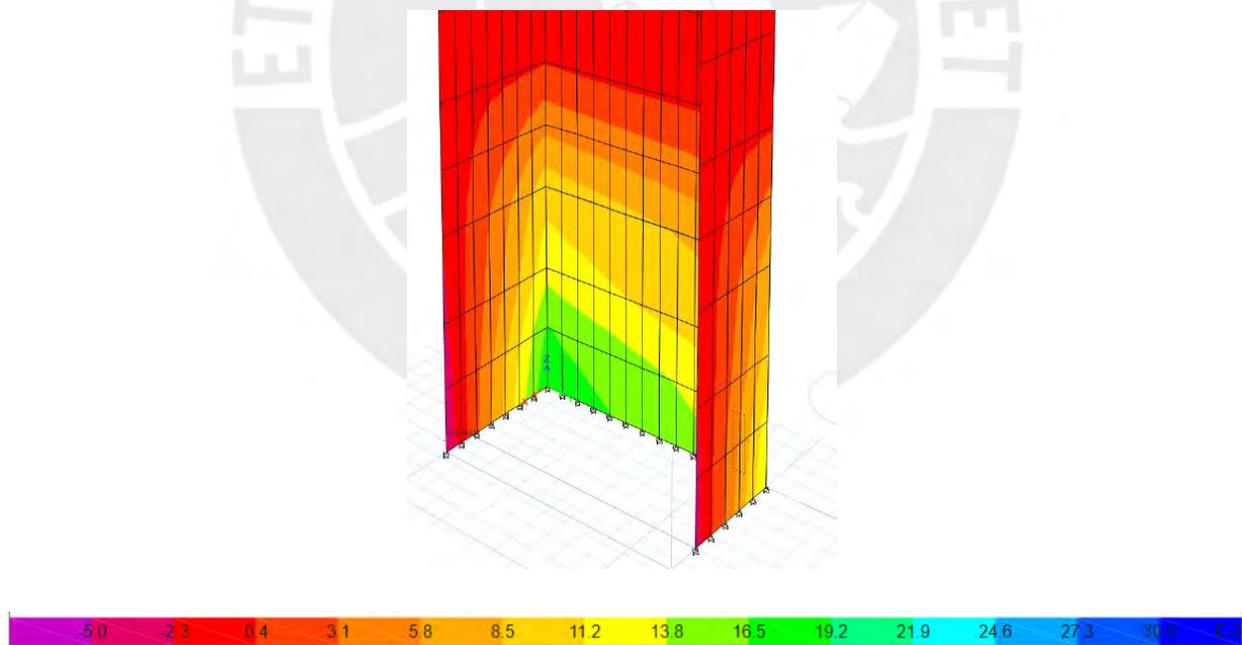
### **Inicio de falla en el ala mayor del muro en forma de “C”**

Mediante el modelo computacional, se obtuvo que la falla del muro se originó en el ala mayor del primer piso (Ver Figura 6.29).



**Figura 6.29.** Inicio de falla en ala mayor, sismo X-X. Vista en planta piso 1 (izquierda), vista tridimensional (derecha)

Lo mostrado en la Figura 6.29, hace relación con el gráfico de deformaciones unitarias presentado en la Figura 6.30, en donde se aprecia el inicio de la falla del muro en el ala mayor del primer piso.



**Figura 6.30.** Deformaciones unitarias al momento de inicio de falla del ala mayor del muro M1. Caso sismo X-X

La primera rótula se originó en las fibras 7, correspondiente a la parte inferior del externo del ala mayor del muro, la cual representa la falla del concreto por compresión (Ver Figura 6.31) al superar la deformación

de falla del concreto de 0.004 mm/mm. Esta falla correspondió a un tiempo de 168.98 s (Fase 22), desplazamiento de 43.95 mm y una carga lateral de 9.11 ton.

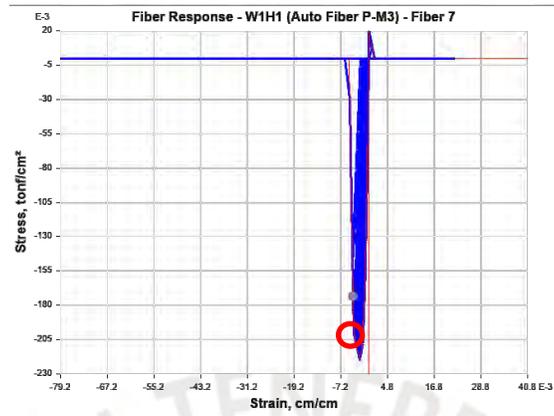


Figura 6.31. Falla por pandeo en ala menor del muro M1

### Falla en el ala mayor del muro en forma de “C”

Posterior a la falla del concreto por compresión en el talón, se obtuvieron las siguientes rótulas mediante la falla del concreto en a lo largo del ala mayor del muro (Ver Figura 6.32), superando en todas las fibras la deformación unitaria de 0.004 mm/mm. La última rotula correspondió a un tiempo de 184.87 s (Fase 24), desplazamiento de 44.09 mm y una carga lateral de 3.34 ton.

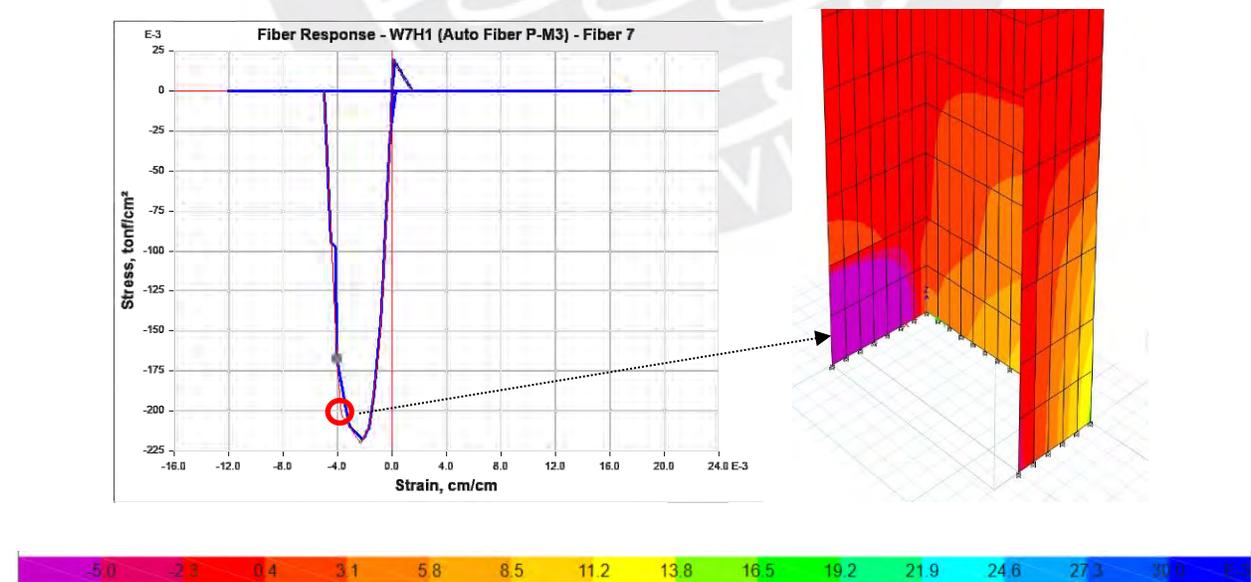
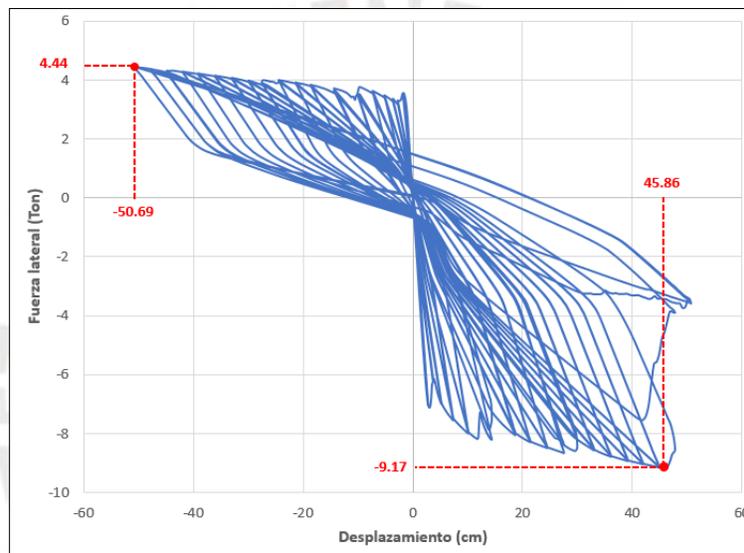


Figura 6.32. Falla por compresión en ala mayor del muro M1, sismo X-X

- **Deriva:**

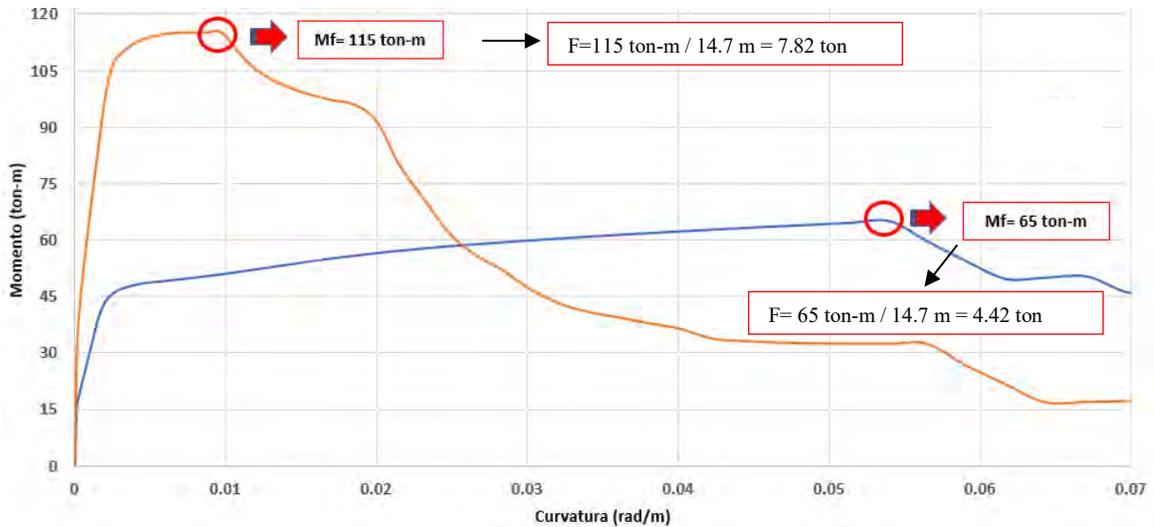
En la Figura 6.33 se puede apreciar los lazos histeréticos del muro M1 en forma de “C”, para el caso del sismo en dirección X-X. Como se puede apreciar, las fuerzas máximas de resistencia en ambos sentidos del eje son de 9.17 ton y 4.44 ton.

La diferencia de fuerza lateral entre los lazos histeréticos superiores e inferiores se debe a que los momentos generados por el sismo son resistidos por: 1) El alma del muro y una parte de las alas, y 2) La parte restantes de las alas. En ese sentido, el alma del muro presenta una mayor capacidad de resistencia y se ve reflejado en los lazos histeréticos inferiores de la Figura 6.33.



**Figura 6.33.** Lazos histeréticos del muro M1. Dirección X-X

Asimismo, tomando como base el gráfico de momento vs curvatura (Ver Figura 6.34), se puede notar que las fuerzas máximas obtenidas en ambos sentidos de la dirección Y-Y son de 7.82 ton y 4.42 ton, lo cual guardan relación con los obtenidos mediante los lazos histeréticos presentados en la Figura 6.33.



**Figura 6.34.** Gráfico momento vs curvatura del muro M1. Dirección Y-Y

Finalmente, en la Figura 6.33 se aprecia un desplazamiento de 45.86 cm antes de producirse la falla del muro y, por ende, la pérdida de resistencia. Tomando como base la altura total del muro de 14.7 m, se calcula la deriva del muro M1 en forma de “C”:

$$Deriva = \frac{45.86 \text{ cm}}{1470 \text{ cm}} * 1000 = 31.20 \text{ }^\circ/\text{ }^\circ = 3.12 \%$$

Este valor es mayor al valor mínimo de 0.5% estipulado en la Norma E.030 (2020); por tanto, se espera un buen desempeño de la estructura de un muro en forma de “C” para un sismo en dirección X-X.

# CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES RECOMENDACIONES

Y

- Es posible modelar el comportamiento no lineal de MDL mediante una modelación numérica en base a softwares computacionales, que empleen macro elementos previamente calibrados en base a ensayos experimentales.
- La caracterización del comportamiento dinámico no lineal mediante el análisis estático no lineal (Pushover), se basa en el sometimiento de fuerzas estáticas crecientes a la estructura; sin embargo, este proceso no toma en cuenta las deformaciones plásticas acumuladas. Caso contrario, el análisis de carga cíclica con desplazamientos controlados (Quasi-estático) puede considerar el daño plástico acumulado mediante la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia del elemento y la cantidad de energía que se degrada, así como también el efecto de amortiguamiento. Los resultados presentados en la investigación revelan que la mayoría de resultados obtenidos mediante el análisis Quasi-estático se asemejan más a los resultados experimentales; asimismo, los resultados mediante el análisis Pushover sobreestiman el comportamiento estructural.
- Como ocurre normalmente en muros en voladizo, se presenciaron fallas a flexión en la base de todos los muros modelados numéricamente, esto debido a que su principal fuente de disipación de energía ocurre por la plastificación de la armadura a flexión.
- Se han obtenido derivas de 2.25% para el caso de un sismo en dirección Y-Y y 3.12% para el caso de un sismo en dirección X-X en un MDL en forma de “C”, estos valores son mayores al valor mínimo de 0.5% estipulado en la Norma E.030; por tanto, se espera un buen desempeño de la estructura para la configuración de muro analizada.
- Según los resultados obtenidos y para una configuración de MDL en forma de “C”, se espera que para un sismo en dirección Y-Y, la falla se origine por pandeo del acero en el ala menor y mayor.

Por otro lado, para el caso de un sismo en dirección X-X, se espera que la falla se origine en el ala mayor por compresión del concreto.

- El comportamiento estructural de muros de ductilidad limitada; por tanto, su modo de falla, está relacionado a factores tales como la relación de aspecto (relación altura-longitud de muro  $h_w/l_w$ ), las propiedades mecánicas de los materiales, sección transversal y el detalle de reforzamiento. En muros con relaciones de aspecto menores a 1.5 (muros bajos), se espera una contribución importante de deformaciones por corte (contribución de más del 25% de deformación total). Al predecir el tipo de falla de los muros de San Bartolomé y Sencico (relación de aspecto de 1.25) mediante los diagramas momento-curvatura con ayuda de los softwares Etabs y SAP2000, se obtuvo un valor de resistencia por flexión menor que la asociada a la falla por corte, prediciendo de esta manera una falla por flexión antes de realizar los análisis Pushover y Quasi-estático. De esta forma, se concluye la importancia de conocer el tipo de falla esperado antes de realizar los distintos análisis, para así optar por el modelo de comportamiento no lineal que más se acomode al estudio, en este caso, un modelo tipo fibras.
- Para la modelación de los muros experimentales se definieron las rótulas plásticas en base a lograr una falla a flexión sin considerar el efecto de la cortante en el muro; esto se debe a que, al analizar el muro típico de EMDL de seis pisos (relación de aspecto de 4.7); se espera que, con un correcto diseño, este falle por flexión antes de alcanzar la máxima capacidad a corte.
- Los distintos modos de falla visualizados en los ensayos experimentales, pueden ser representados mediante modelos numéricos (computacionales). Para ello, es necesario realizar una adecuada calibración, tomando en consideración las propiedades de los materiales y condiciones del ensayo experimental.
- Mediante la presente investigación, se están otorgando las propiedades y parámetros considerados en los materiales (acero convencional, concreto y malla electrosoldada), lo cual puede tomarse como punto de partida para el modelado de edificios construidos a base de MDL de futuras investigaciones.
- La presente investigación modeló y evaluó el comportamiento de un MDL con forma de “C” ante la presencia de solicitaciones sísmicas (representado mediante el análisis Quasi-estático), se recomienda que en futuras investigaciones se evalúe el comportamiento de muros con distintas configuraciones; en donde, quizás los resultados difieran de los presentados en esta tesis.

## CAPÍTULO 8. BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318 (2014). “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)”. American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan.

Acero J. (2016). “Estudio para determinar pérdidas por sismo. Cuarta Fase”. SENCICO. Lima, Perú.

Acero, J. (2016). “Servicio de ensayos estructurales para determinar el comportamiento sísmico de muros de ductilidad limitada”. Proyecto SENCICO. Pontificia Universidad Católica del Perú.

ATC, 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City, 1996.

Arteta C.; Blandón C; Bonett R. & Carrillo J. (2018). “Estudio del Comportamiento sísmico de Edificios de Muros Delgados de Concreto Reforzado”. Colombian Earthquake Engineering Research Network-CEER Reporte No. 002-2018.

B. Alfarah, F. Almansa and S. Oller. “Advanced computationally efficient modeling of RC structures nonlinear cyclic behavior”. URL: [https://www.scipedia.com/public/Alfarah\\_et\\_al\\_2017a](https://www.scipedia.com/public/Alfarah_et_al_2017a)

Blanco, A. (s/f). “Estructuración, criterios de diseño y particularidades del sistema de muros delgados de concreto armado para edificaciones de viviendas multifamiliares”. [http://www.abbings.com/descargas/muros\\_delgados.pdf](http://www.abbings.com/descargas/muros_delgados.pdf).

Blanco, A. (s/f). “Los edificios de muros delgados de concreto y las nuevas normas para su diseño”, Lima.

Carrillo J. y Alcocer S. (2011). “Comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda”. Universidad Nacional Autónoma de México.

CIP-SENCICO (2004). “Normas para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada”. Lima, Perú.

Chacón, R., & Paz, I. (2016). “Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana”. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Gálvez V., Burgos M. y Ortiz A. (2008). “Propuesta del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electrosoldadas”. Universidad Nacional de Ingeniería.

González H. (2010). “Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de hormigón. Aplicación a zonas de alta sismicidad de Perú”. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

Hube, M., Santa María, H., López, M. (2017). “Experimental Campaign of Thin Reinforced Concrete Shear Walls for Low-rise Constructions”. Pontificia Universidad Católica de Chile (PUC).

Loa Canales, G. (2017). “Evaluación de desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997” (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú.

Loa, G., Tarque, N., Condori, C. (2022). “Experimental and numerical modelling studies of slender reinforced concrete walls with single-layer reinforcement in Perú”.

López, S. y Rodríguez, C. (2018). “Construcción de curvas de fragilidad para viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada” (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2020). “Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente”. Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2020). “Norma Técnica de Edificación E.060 concreto armado”. Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.

Muñoz A., Delgado R., Peña C. (2006). “Edificios Peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Muñoz, A. (2011). “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”. Lima: PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería.

NIST (2007). “Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design (NIST GCR 17-917-45)”. National Institute of Standards and Technology, California.

Ottazzi, G. (2019). “Apuntes del curso (15th ed.)”. Lima: PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería.

Park, R., & Paulay, T. (1975). "Reinforced concrete structures". John Wiley & Sons.

Pauley T., Priestley M.J.N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". John Wiley, Inc. 1992.

Poma de la Cruz, J. L (2018). "Software educativo para la automatización del análisis no lineal estático pushover en estructuras de concreto armado". Pontificia Universidad Católica del Perú.

Priestley M.J.N., Calvi G., and Kowalsy M. (2007), "Displacement-based seismic design of structures." IUSS Press, Pavia, Italy.

Reyes, C. (2017). "Estudio analítico de vulnerabilidad sísmica de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL) en la costa central del Perú" (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú.

Rodríguez, M., Botero J., Villa J. (1999). "Cyclic Stress-Strain behavior of reinforcing steel including effect of buckling". Journal of Structural Engineering.

Rodríguez, M. (2017). "Requisitos de diseño por sismo de edificaciones de concreto armado especificados por el ACI 318-14 (2014) y sugerencias de cambios en las Normas E.030 Sismo y E.060 Concreto Armado". Presentación en el Simposio "Nuevos criterios para el diseño sísmico de edificaciones de Concreto Armado", Lima.

San Bartolomé, A., Muñoz, A., Villagarcía, M. y Acuña, C. (2003). "Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas". Proyecto SENCICO- PUCP, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.

San Bartolomé A., Muñoz A., Madueño G. y Cavero R. (2005). "Control de falla por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas". Proyecto SENCICO – PUCP, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.

San Bartolomé, A. (2006). "Comportamiento a carga lateral de muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada y acero dúctil". Departamento de Ingeniería-Sección Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.

San Bartolomé, A., Rojas, L.A. y Koo, J.I. (2007). "Estudio experimental de los dos criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de concreto armado". Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.

San Bartolomé, A., Muñoz, A. y Madalengoitia, F. (2006). “Comportamiento a fuerza cortante de muretes de concreto reforzados con mallas electrosoldada, acero dúctil y fibra metálica”. Departamento de Ingeniería-Sección Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.

San Bartolomé, A. y Ríos, R. (s/f). “Comportamiento a fuerza cortante de muros delgados de concreto reforzado en su zona central convencionalmente, con fibra de polipropileno y con fibra de acero”. Departamento de Ingeniería-Sección Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.

SEAOC. (1995). “Vision 2000: Performance based seismic design of buildings.” Structural Engineers Association of California, Sacramento CA.

Vélez, J. y otros (2017). “Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos”. VIII Congreso nacional de ingeniería sísmica, Barranquilla.

Williams M.S., and Sexsmith R.G. (1995). “Seismic damage indices for concrete structures: a state of the art review.” Earthquake spectra, vol. 11, no. 2, pp. 319-349.

Zavala, C. y Díaz, F. (2015). “Estudio del comportamiento de muros de ductilidad limitada de 5 niveles a escala 1/2”. Proyecto del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de desastres (CISMID), Universidad Nacional de Ingeniería.