



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

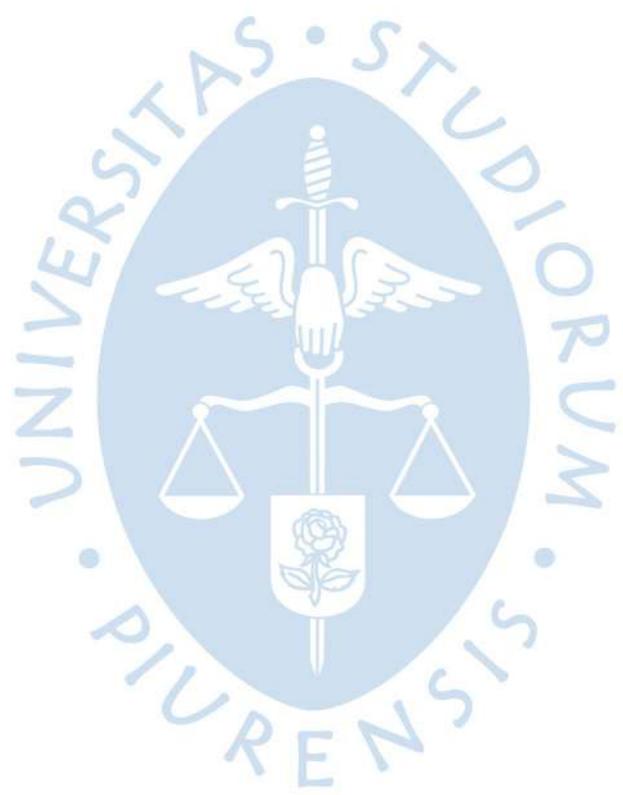
**Simulación computacional de un muro de corte de sección
U bajo cargas cíclicas biaxiales en Perform 3D**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

Diana Victoria Moreno Cordova

Asesor:
Mgtr. Ing. Juan Carlos Atoche Arce

Piura, julio de 2021



A Dios, quien me demuestra su infinito amor a través de las personas, y en cada situación sea favorable o adversa.

A la Virgen María, por su protección, su amor maternal, y el Sí que le dio a Dios.

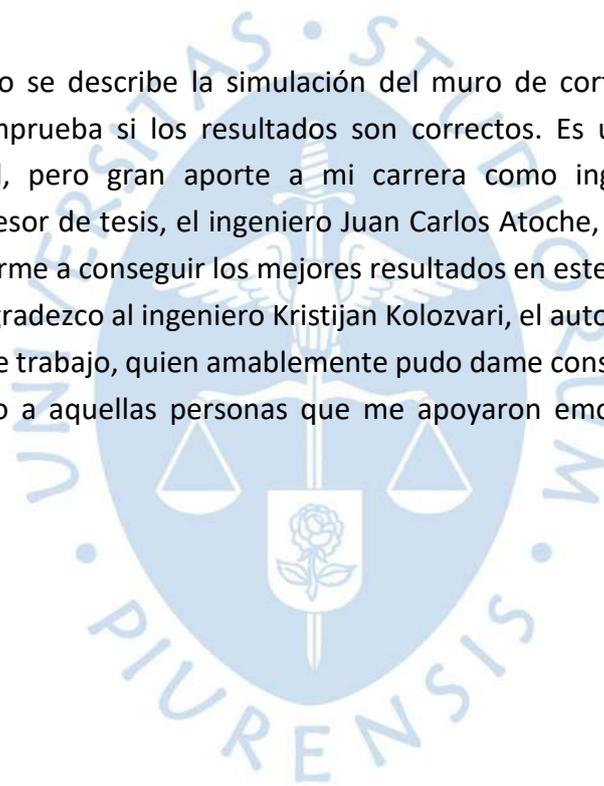
A mi padre y a mi madre, por enseñarme con consejos y su ejemplo valores, por el amor y vida entregada a sus hijos.

A mis hermanos César y David, por apoyarme e impulsar mi carrera profesional.

A Elizabeth, Juan Diego, Joel y Camila, que agradezco hayan llegado a nuestras vidas.



En este trabajo se describe la simulación del muro de corte en U en el programa Perform 3D y se comprueba si los resultados son correctos. Es un pequeño aporte a la ingeniería estructural, pero gran aporte a mi carrera como ingeniera civil. Agradezco infinitamente a mi asesor de tesis, el ingeniero Juan Carlos Atoche, por su apoyo constante, enseñanzas e impulsarme a conseguir los mejores resultados en este trabajo de investigación y en lo profesional. Agradezco al ingeniero Kristijan Kolozvari, el autor principal de un artículo que cité en el presente trabajo, quien amablemente pudo darme consejos sobre la simulación. Por último, agradezco a aquellas personas que me apoyaron emocionalmente durante el desarrollo de la tesis.





Resumen

Los muros de corte de concreto armado son elementos resistentes conocidos por su buen comportamiento sísmico. Esto es así debido al control de desplazamientos y la prevención de daños. Gracias a sus propiedades estructurales son utilizados considerablemente en edificaciones de gran altura. Los muros de sección transversal en forma de U también son muy conocidos y usados en edificaciones. Normalmente son utilizados como cajas de ascensores o de escaleras. A diferencia de los muros de sección rectangular, estos muros proveen rigidez y resistencia a las edificaciones en sus dos direcciones principales. A pesar de su importancia, hay poca evidencia sísmica o ensayos de laboratorio para conocer el comportamiento sísmico de los muros de sección U. Su comportamiento biaxial es más complejo que el de los muros rectangulares.

El presente trabajo tiene por objetivo mostrar que el comportamiento inelástico no lineal de un muro de corte de concreto armado de sección transversal en forma de U bajo cargas biaxiales es predecible de manera razonable por el *software* Perform 3D.

Para alcanzar los objetivos de la tesis, se realizó una revisión bibliográfica de las diferentes investigaciones en laboratorio y modelaciones matemáticas de muros de corte. Se escogió un artículo que profundiza en un ensayo experimental de un muro de corte de sección transversal en forma de U, de Beyer et al. (2008b) y un artículo que describe el proceso de simulación matemática con Perform 3D, de Kolozvari et al. (2017). Después de haber entendido el manejo del programa, se realizaron simulaciones inelásticas no-lineales con dos tipos de elementos disponibles en el programa para modelar muros de corte: *general wall* y *shear wall*.

Para obtener simulaciones con resultados cercanos a los de laboratorio de Beyer et al. (2008b) fue necesario calibrar las curvas de esfuerzo – deformación de dos propiedades del muro: cortante convencional (cortante del concreto), y compresión diagonal (cortante del acero). El proceso de calibración siguió las recomendaciones del manual del usuario de Perform 3D (2018) y de Van der Linde (2015).

Por último, se analizaron los resultados y se validaron con los resultados del ensayo experimental identificado anteriormente. Los resultados muestran que se pueden obtener efectivamente datos de comportamiento de un muro de corte en U bajo cargas biaxiales en

Perform 3D similares a los de laboratorio en sus direcciones principales. Además, se confirma que con el elemento *general wall* se obtiene mejores resultados que con el elemento *shear wall*. Aunque la ventaja de este último es que se obtienen resultados aproximados y con menos complicaciones. Se concluye que se puede realizar simulaciones no lineales de muros de corte de concreto armado en forma de U bajo cargas biaxiales en Perform 3D, con los elementos de simulación que ofrece el *software general wall* y *shear wall*.



Tabla de contenido

Introducción	23
Capítulo 1	25
Muros de corte y su comportamiento sísmico	25
1.1 Importancia de los muros de corte en el comportamiento sísmico de edificaciones 25	
1.1.1 Definición de los muros de corte	25
1.1.2 Tipos de muros de corte	26
1.1.3 Comportamiento de los muros de corte en voladizo.....	30
1.1.4 Desempeño sísmico de los muros de corte en sismos importantes	38
1.1.5 Ventajas y desventajas de los muros de corte	41
1.2 Tipos de ensayo para estudiar el comportamiento sísmico de los muros de corte .	42
1.2.1 Ensayos cuasi estáticos: control por fuerza y desplazamiento	43
1.2.2 Ensayos de mesa vibratoria.....	46
1.2.3 Ensayos pseudodinámicos (PsD)	48
1.3 Importancia y complejidad de los muros de corte de sección U	50
1.3.1 Importancia de los ensayos de muros de corte de sección U.....	50
1.3.2 Complejidad del comportamiento sísmico de los muros de corte de sección U	50
1.4 Comportamiento sísmico del muro de corte de sección U bajo ensayo cuasi estático con cargas biaxiales, ensayado por Beyer, Dazio y Priestley	52
1.4.1 Geometría del muro del ensayado por Beyer, et al., 2008.....	52

1.4.2	<i>Propiedades de los materiales del muro del ensayo</i>	55
1.4.3	<i>Instrumentación e historia de carga del muro del ensayo</i>	55
1.4.4	<i>Mecanismo de falla del muro del ensayo</i>	58
1.4.5	<i>Comportamiento del muro del ensayo</i>	58
1.4.6	<i>Lazos de histéresis del muro del ensayo</i>	59
.....		63
Capítulo 2	63
Simulación avanzada de los muros de corte	63
2.1	Conceptos básicos del comportamiento, análisis y simulación no lineal	63
2.1.1	<i>Conceptos básicos del comportamiento no lineal</i>	63
2.1.2	<i>Conceptos básicos de análisis y simulación no lineal</i>	67
2.1.3	<i>Conceptos básicos de la simulación no lineal con FEM y AEM</i>	70
2.2	Simulación inelástica no lineal de un muro de corte en Perform 3D	76
2.2.1	<i>Características generales de Perform 3D</i>	76
2.2.2	<i>Relación fuerza-desplazamiento y lazos de histéresis de los materiales</i>	78
2.2.3	<i>Simulación con fibras</i>	81
2.2.4	<i>Elemento de cuatro nodos y capas de elemento muro en Perform 3D</i>	91
2.2.5	<i>Compound component en Perform 3D</i>	93
2.2.6	<i>Casos de carga dinámica y series de análisis en Perform 3D</i>	95
Capítulo 3	97
Simulación en Perform 3D del muro de corte de sección U ensayado por Beyer, Dazio y Priestley	97
3.1	Definición de la geometría, creación de nodos y elementos	102
3.1.1	<i>Definición de nodos, empotramiento en la base y asignación de masas</i>	102
3.1.2	<i>Creación de los elementos</i>	104
3.2	Definición de las propiedades de los elementos <i>general wall</i> y <i>shear wall</i>	106

3.2.1	<i>Descripción de las propiedades monotónicas (fuerza-deformación) y cíclicas (lazos de histéresis) del acero</i>	107
3.2.2	<i>Descripción de las propiedades monotónicas (fuerza-deformación) y cíclicas (lazos de histéresis) del concreto</i>	109
3.2.3	<i>Descripción de las propiedades monotónicas (fuerza-deformación) del material de corte – cortante convencional y compresión diagonal para general wall</i>	111
3.2.4	<i>Descripción de las propiedades monotónicas (fuerza-deformación) del material de corte – cortante convencional para shear wall</i>	122
3.3	Definición de las secciones transversales de fibras y componentes compuestos ..	122
3.3.1	<i>Definición de las secciones transversales de fibras del elemento general wall y shear wall</i>	122
3.3.2	<i>Definición de los componentes compuestos del elemento general wall y shear wall</i>	125
3.4	Definición de propiedades de los elementos <i>steel tie</i> y <i>support spring</i>	128
3.5	Asignación de cargas	130
3.5.1	<i>Asignación de patrón de cargas</i>	130
3.5.2	<i>Definición de deriva límite</i>	131
3.5.3	<i>Representación de la historia de la carga biaxial</i>	132
3.5.4	<i>Definición de los casos de carga</i>	133
3.6	Consideraciones complementarias para el análisis.....	136
Capítulo 4	139
Validación e interpretación de resultados	139
Conclusiones	153
Recomendaciones	155
Referencias bibliográficas	157



Lista de tablas

Tabla 1. Límites de relación de aspecto (h/L) para control por comportamiento a cortante, flexo-cortante y flexión.	29
Tabla 2. Características geométricas del muro TUB	54
Tabla 3. Desplazamientos y derivas del punto de fluencia y máximos desplazamientos y derivas de cada dirección de carga.	57
Tabla 4. Parámetros de materiales de corte convencional y compresión diagonal por simulación.	111
Tabla 5. Porcentajes de esfuerzos con respecto al real y comparaciones cualitativas de rigidez y envolvente de lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamientos EO.....	115
Tabla 6. Porcentajes de esfuerzos con respecto al real y comparaciones cualitativas de rigidez y envolvente de lazos de histéresis de fuerza NS - desplazamientos EO.....	117
Tabla 7. Porcentajes de esfuerzos con respecto al real y comparaciones cualitativas de rigidez y envolvente de lazos de histéresis de fuerza NS - desplazamientos NS.....	118
Tabla 8. Porcentajes de esfuerzos con respecto al real y comparaciones cualitativas de rigidez y envolvente de lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamientos NS.....	120



Lista de figuras

Figura 1. Fuerzas y momentos dentro y fuera del plano.	26
Figura 2. Forma de secciones comunes de muros estructurales.....	26
Figura 3. Denominación de muros que conforman a muros compuestos.	27
Figura 4. Planta de un edificio con núcleo de muros para ascensores.....	28
Figura 5. Tipo de elevaciones de muros de corte.....	28
Figura 6. Muro de corte esbelto en voladizo.....	30
Figura 7. Mecanismo de deformación por flexión en muros de concreto armado: a) perfil de deformación por flexión, y distribución de curvatura b) en estado de fluencia y c) estado último.	31
Figura 8. La resistencia al corte de muros de corte de baja altura.....	32
Figura 9. Mecanismos de deformación por corte en muros de concreto armado en el estado de fluencia: a) deformación general, b) contribuciones por mecanismo de entramado o arriostre, y c) mecanismo de viga de corte.....	33
Figura 10. Mecanismos típicos de falla en muros de concreto armado en voladizo: a) falla de deslizamiento por corte, b) falla por flexión, c) falla por tracción diagonal, d) falla de compresión diagonal, y e) falla de deslizamiento de rótula.....	34
Figura 11. Respuesta histerética de muro en voladizo controlado por resistencia cortante..	35
Figura 12. Respuesta histerética de muro de corte en voladizo dúctil.....	35
Figura 13. Definición de desplazamiento por fluencia experimental y desplazamiento último del muro de corte.....	36
Figura 14. Definición de falla por corte.....	37
Figura 15. Definición de falla por flexión-corte.....	38
Figura 16. Definición de falla por flexión-corte.....	38

Figura 17. Configuración de ensayo cíclico cuasi estático de cargas biaxiales con tres actuadores.....	43
Figura 18. Boceto de historia de carga controlada por deformación.....	45
Figura 19. Ilustración conceptual de una curva fuerza-deformación.....	46
Figura 20. Historia de carga controlada por fuerza ilustrativa.	46
Figura 21. Vista completa de edificio de diez pisos a escala completa ensayado en mesa vibratoria (captura de video).	47
Figura 22. Configuración del ensayo: a) muestra de ensayo antes de la instalación; b) la muestra de ensayo en la mesa vibratoria; c) base de la mesa vibratoria.....	48
Figura 23. Esquema del proceso de retroalimentación de ensayo pseudodinámico.....	49
Figura 24. Configuración del ensayo pseudodinámico de una columna.	49
Figura 25. Sección transversal de muro TUB y sus dimensiones.	52
Figura 26. Muro TUB, a) anclaje de muro a la base, y b) elevación del muro TUB.....	53
Figura 27. Etiquetado de secciones.....	53
Figura 28. Sección transversal de muro TUB y distribución de aceros.....	54
Figura 29. Curvas esfuerzo-deformación de los aceros a) D12 y b) D6.	55
Figura 30. Configuración del ensayo cuasi estático del muro, ubicación de los tres actuadores.....	55
Figura 31. Muro TUB, a) Instrumentación, ubicación de actuadores y LVDT, b) puntos cardinales y patrón de desplazamiento a imponer.....	56
Figura 32. Vista de sur a norte (a) y vista de norte a sur (b) en la posición B durante el ciclo <i>sweep</i> en $\mu\Delta=6$	58
Figura 33. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos EO, fuerzas del actuador EO.....	59
Figura 34. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos EO, fuerzas totales de los actuadores NS.....	59
Figura 35. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos NS, fuerzas totales de los actuadores NS.....	60
Figura 36. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos NS, fuerzas del actuador EO.....	60
Figura 37. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales, momento en la base SRSS.....	61

Figura 38. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales, fuerzas del actuador EO.....	61
Figura 39. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales, fuerza total de los actuadores NS.	62
Figura 40. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales, fuerzas de cada actuador NS.	62
Figura 41. Relación fuerza-deformación para un componente estructural típico.	64
Figura 42. Respuestas monotónicas y cíclicas de muestras idénticas, y esqueleto de curva ajustada a la respuesta cíclica para: a) viga de acero, b) muro de corte de madera contrachapada.....	65
Figura 43. Ejemplo de cuatro curvas fuerza-deformación de bandas de caucho nitrilo.	66
Figura 44. Ilustración de las curvas principales derivadas de envolventes de datos de ensayos experimentales, a) construcción a partir de envolvente de ensayos cíclicos, b) construcción usando envolventes de ensayo cíclico suplementado con ensayos monotónicos.....	66
Figura 45. Idealización de curva principal (<i>backbone curve</i>), relación fuerza-deformación. ..	67
Figura 46. Tipos de herramientas estructurales.	71
Figura 47. Tipos de elementos finitos.	72
Figura 48. Modelo de estructura de elementos finitos.	73
Figura 49. Consideración de las deformaciones en los métodos FEM y AEM.	75
Figura 50. Comparación de patrones de daño: primera deformación calculada con FEM (a) y AEM (b) y viga dañada (c).....	76
Figura 51. Relación F-D de ASCE 41y Perform 3D.	78
Figura 52. Relación acción (fuerza)-deformación de Perform 3D.....	78
Figura 53. Variación de la relación de energía.....	80
Figura 54. Lazos de histéresis degradados, a) caso extremo mínimo antes de U, b) caso extremo máximo antes de U, y c) caso después de U.	80
Figura 55. Elemento viga en el sistema de referencia: subdivisión de sección transversal en fibras.....	82
Figura 56. Sección de muro con fisuración.	83
Figura 57. Sección de fibras para vigas.	84
Figura 58. Flexión vertical y flexión lateral de una viga en voladizo.....	84
Figura 59. Sección de fibras para columnas.....	84

Figura 60. Flexión y cortante en el plano y fuera del plano.....	86
Figura 61. Sección de fibras de concreto y de acero para la sección transversal muros de corte de comportamiento <i>membrane</i>	86
Figura 62. Sección de muro modelada como varios muros planos.	87
Figura 63. Sección de fibras de muro de corte.	87
Figura 64. Opciones <i>fixed size</i> y <i>auto size</i> para secciones de fibra.....	88
Figura 65. Simulación con elementos <i>steel tie</i> y <i>concrete strut</i>	88
Figura 66. Opción <i>cross section</i> para <i>shear wall, fixedsize</i> , en Perform 3D.....	89
Figura 67. Opción <i>draw section</i> en opción <i>cross section</i> para <i>shear wall, fixedsize</i> , en Perform 3D.	89
Figura 68. Opción <i>cross section</i> para <i>shear wall, autosize</i> , en Perform 3D.	90
Figura 69. Opción <i>draw section</i> en opción <i>cross section</i> para <i>shear wall, autosize</i> , en Perform 3D.	90
Figura 70. Capas paralelas del elemento <i>shear wall</i>	91
Figura 71. Capas paralelas del elemento <i>general wall</i>	92
Figura 72. Opción <i>compound component</i> para <i>shear wall</i> de Perform 3D. 1) Capa vertical, 2) capa horizontal y 3) capa de cortante convencional.	94
Figura 73. Opción <i>compound component</i> para <i>general wall</i> de Perform 3D. 1) Capa vertical, 2) capa horizontal, 3) capa de cortante convencional y 4) cortante de compresión diagonal.	95
Figura 74. Diagrama de flujo de procedimiento de simulación de muros de corte, parte I....	98
Figura 75. Diagrama de flujo de procedimiento de simulación de muros de corte, parte II... 99	99
Figura 76. Diagrama de flujo de procedimiento de simulación de muros de corte, parte III.	100
Figura 77. Diagrama de flujo de procedimiento de simulación de muros de corte, parte IV.	101
Figura 78. Nodos y elementos en uniones de alma-ala.....	102
Figura 79. Sección transversal del muro, a) esquema de elementos muro (azul) y eje central (rojo) en milímetros (adaptado de Beyer et al., 2008b), y b) esquema de nodos en Perform 3D en metros.....	103
Figura 80. Ubicación de nodos empotrados, cruces rojas a) vista en elevación y en b) vista en planta en Perform 3D.....	103

Figura 81. Elevación del muro, a) esquema del muro de ensayo (adaptado de Beyer et al., 2008a), b) esquema nodos y elementos, y c) esquema de masas asignadas a nodos en Perform 3D.	104
Figura 82. Grupos de elementos que conforman al muro de corte en Perform 3D: a) <i>general wall</i> , b) <i>steel tie</i> c) y <i>support spring</i>	105
Figura 83. Modelo F-D calibrado del acero.	107
Figura 84. Opción <i>materials</i> para acero D12 de Perform 3D.	107
Figura 85. Calibración de lazos de histéresis del acero.	108
Figura 86. Factores de energía en Perform 3D.	109
Figura 87. Modelo F-D calibrado del acero.	109
Figura 88. Opción <i>materials</i> para concreto no confinado de Perform 3D.	110
Figura 89. Factores de energía en Perform 3D.	110
Figura 90. Curva F-D trilineal del material de corte convencional de la simulación 3.	113
Figura 91. Lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamiento EO de la a) simulación 1, b) simulación 2, y c) simulación 3.	115
Figura 92. Lazos de histéresis de fuerza NS - desplazamiento EO de la a) simulación 1, b) simulación 2, y c) simulación 3.	117
Figura 93. Lazos de histéresis de fuerza NS - desplazamiento NS de la a) simulación 1, b) simulación 2, y c) simulación 3.	118
Figura 94. Lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamiento NS de la a) simulación 1, b) simulación 2, y c) simulación 3.	120
Figura 95. Opción <i>secciones transversales</i> . Sección "AUTO SIZE e=0.1m", en Perform 3D. .	123
Figura 96. Opción <i>secciones transversales</i> , sección dibujada, en Perform 3D.	124
Figura 97. Componentes compuestos asignados a los elementos muro, para e=0.1 m o e=0.3 m, en Perform 3D.	127
Figura 98. Opción <i>compound component</i> para la sección "AUTO SIZE e=0.1 m", en Perform 3D.	127
Figura 99. Opción <i>inelastic</i> para elemento <i>Steel tie</i> de Perform 3D.	128
Figura 100. Dirección y ubicación de los resortes (<i>support springs</i>) en el muro, en Perform 3D.	129
Figura 101. Opción <i>elastic</i> para elemento <i>support spring</i> de Perform 3D.	129
Figura 102. Cargas nodales axiales (verticales en newtons) en Perform 3D.	130

Figura 103. Cargas nodales laterales EO, NS (izq.), y NS (der.) en Perform 3D.	130
Figura 104. Definición de la deriva " $\delta=3.35$ m" en Perform 3D.....	131
Figura 105. Patrón de desplazamientos por ductilidades. Patrón de 0.25 a 1 en rojo, y de 1 a 6 en azul.	132
Figura 106. Gráficas de la historia de carga de desplazamiento para a) $\mu= 0.25$ al $\mu=1$	132
Figura 107. Gráficas de la historia de carga de desplazamiento para $\mu=1$ al $\mu=6$	133
Figura 108. Caso de carga de gravedad en Perform 3D.....	134
Figura 109. Registro de carga de desplazamientos - tiempo en Perform 3D.	135
Figura 110. Caso de carga de fuerza dinámica para “desplazamiento dinámico”.....	135
Figura 111. Gráfica de desplazamientos NS y EO obtenidos de la simulación en Perform 3D y de los resultados de Beyer et al. (2008b).....	136
Figura 112. Etapa “análisis series”, parámetros “básicos y masas” de Perform 3D.....	137
Figura 113. Etapa “análisis series”, parámetro “amortiguamiento Rayleigh” de Perform 3D.	138
Figura 114. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos EO, fuerzas del actuador EO, resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) <i>general wall</i> y b) <i>shear wall</i>	141
Figura 115. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos EO, fuerzas del actuador NS total, resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) <i>general wall</i> y b) <i>shear wall</i>	142
Figura 116. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos NS, fuerzas del actuador NS, resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) <i>general wall</i> y b) <i>shear wall</i>	143
Figura 117. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos NS, fuerzas del actuador EO, resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) <i>general wall</i> y b) <i>shear wall</i>	144
Figura 118. Lazos de histéresis de momento SRSS – desplazamiento SRSS de los ciclos diagonales (E-F), resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) <i>general wall</i> y b) <i>shear wall</i> , y resultantes de ensayo de c) Beyer et al. (2008b).	146
Figura 119. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento EO de los ciclos diagonales (E-F), resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) <i>general wall</i> y b) <i>shear wall</i> , y resultantes de ensayo de c) Beyer et al. (2008b).....	147

Figura 120. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento NS de los ciclos diagonales (E-F), resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) *general wall* y b) *shear wall*, y resultantes de ensayo de c) Beyer et al. (2008b)..... 149





Introducción

Los muros de corte de concreto reforzado son elementos estructurales conocidos por su buen comportamiento estructural debido al control de derivas y la prevención de daños. Los muros de sección transversal en forma de U también son muy conocidos y ampliamente usados en edificaciones pues proveen rigidez y resistencia a las edificaciones en sus dos direcciones principales.

Los modelos matemáticos disponibles han sido validados, en su mayoría, para muros de corte de sección rectangular. Entre los *softwares* más usados con modelos matemáticos para muros está Perform 3D, el cual tiene elementos para la modelación del comportamiento histerético a flexión y cortante de los muros de corte. (Kolozvari, et al., 2017). Se puede realizar igualmente la simulación de muros de sección L, I, T y U. Sin embargo, no hay evidencia suficiente de la validación de los modelos matemáticos de muro de corte con sección no rectangular bajo cargas cíclicas biaxiales. La simulación de estos muros es complicada, más aún si se requiere entender su comportamiento inelástico.

El presente trabajo tiene por objetivo mostrar que el comportamiento inelástico no-lineal de un muro de corte de sección transversal en forma de U bajo cargas biaxiales es predecible de manera razonable por el software Perform 3D. Los objetivos específicos son explorar la simulación computacional avanzada a través del software Perform3D, y estudiar el comportamiento inelástico no-lineal de un muro de corte a partir de ensayos experimentales.

Entre los antecedentes más importantes se tiene un artículo de Kolozvari et al. (2017), donde se muestra la modelación de un muro de corte de sección U bajo carga cíclica biaxial en Perform 3D. Las simulaciones de Kolozvari et al. (2017) se realizaron con diferentes condiciones para validar los resultados del *software* con un muro de corte de sección U real ensayado en laboratorio por Beyer, Dazio y Priestley (2008). Las condiciones fueron la discretización de los elementos, diferentes parámetros de degradación cíclica, entre otras.

Si bien es cierto la simulación del presente trabajo se basa en el artículo de Kolozvari et al. (2017), el artículo no describe las propiedades de las cortantes del muro. Por esa razón se realizó una investigación y calibración de las propiedades hasta obtener los mejores resultados. El cálculo de la curva de esfuerzo-deformación de la cortante convencional

(cortante del concreto) y de la compresión diagonal (cortante del acero) del muro de corte se tomaron de las consideraciones del manual de Perform 3D (2018) y de Van der Linde (2015). Basados en estos dos artículos se procedió a desarrollar la simulación.

El presente trabajo se organiza en cuatro capítulos. El **Capítulo 1** está conformado por definiciones y descripciones del muro de corte y su importancia en las edificaciones de gran altura ante cargas sísmicas. También se describe el ensayo de Beyer, Dazio y Priestley (2008b) del muro de corte en estudio. En el **Capítulo 2** se presentan conceptos básicos sobre el análisis y simulación no lineal. Asimismo, se describe cómo el programa Perform 3D considera diferentes aspectos de los muros de corte para el análisis no lineal. El siguiente, **Capítulo 3**, es una descripción de la simulación del muro de corte del ensayo de laboratorio de Beyer et al. (2008b) en Perform 3D, se muestran las consideraciones tomadas. Finalmente, en el **Capítulo 4** se hace la validación e interpretación de resultados obtenidos en Perform 3D con los resultados de laboratorio de Beyer et al. (2008b).



Capítulo 1

Muros de corte y su comportamiento sísmico

1.1 Importancia de los muros de corte en el comportamiento sísmico de edificaciones

Para explicar la importancia de los muros de corte en el presente apartado primero se define a los muros de corte, luego se describen los tipos de muros de corte. En el siguiente apartado se explica el comportamiento de los muros de corte según su mecanismo de deformación y falla. Finalmente se explica el desempeño de los muros de corte en sismos importantes, y las ventajas y desventajas de los muros de corte, respectivamente.

1.1.1 Definición de los muros de corte

Los muros de corte de concreto armado son elementos estructurales que tienen el rol de dar capacidad de resistencia y rigidez. Los muros de corte tienen la función de limitar el comportamiento no lineal¹ en sismos moderados y de proveer capacidad confiable de deformación no lineal en sismos severos (Kolozviri, et al., 2014). Los muros de corte proporcionan capacidad de control de deriva lateral a las estructuras, lo que permite el control de daños de elementos estructurales y no estructurales (siempre y cuando se encuentren bien posicionados en un edificio). Es por esa razón que son considerados como sistema principal de resistencia de cargas laterales en edificaciones de mediana o gran altura (Paulay y Priestley, 1992).

Estos elementos están expuestos a distintos tipos de cargas, como la fuerza axial recibida por peso de pisos superiores y peso propio; los momentos en el plano y fuera del plano; y fuerza cortante dentro y fuera del plano, ver **Figura 1** (ACI-318, 2019).

Los muros de corte son llamados así debido a que una gran parte de la fuerza cortante horizontal resultante se asigna a dichos elementos estructurales. Sin embargo, según Paulay y Priestley (1992), aquel nombre indicaría que el muro es gobernado por comportamiento por corte, pero no siempre es así. Dependiendo de su geometría los muros tienen comportamiento gobernado por flexión o por corte. Por ello algunos autores prefieren llamarlos como muros estructurales. Aunque en la práctica profesional se conocen con

¹ Se explican conceptos básicos del comportamiento no lineal en el apartado 2.1.1

diferentes términos como: muros de corte, muros estructurales, muros de concreto armado, o placas. En la presente tesis estos elementos estructurales son denominados muros de corte.

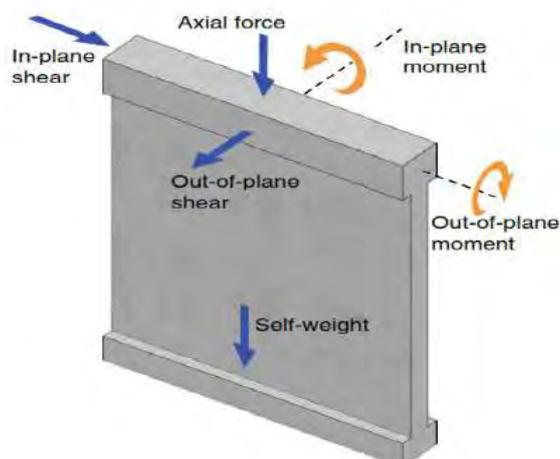


Figura 1. Fuerzas y momentos dentro y fuera del plano.

Fuente: ACI 318-19 (2019)

1.1.2 Tipos de muros de corte

A continuación, se describe los tipos de muro de corte según su sección transversal, su elevación y según su relación de aspecto: altura/ancho.

1.1.2.1 Tipos de muros de corte según su sección transversal. Hay distintas formas de sección transversal de los muros de corte: rectangulares (muros rectangulares con sección constante y muros rectangulares con sección de mayor espesor en los extremos) y muros compuestos (muros de sección con forma de U, I, T, L etc.). Ver **Figura 2**.

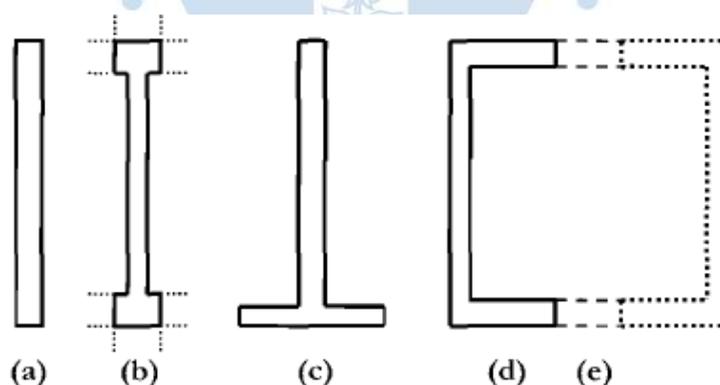


Figura 2. Forma de secciones comunes de muros estructurales.

Fuente: Priestley, et al. (2007)

La **Figura 2a** muestra la sección constante de un muro rectangular. La **Figura 2b** muestra la sección de un muro rectangular con sección de mayor espesor en los extremos. Las secciones a) y b) pueden tener acero de refuerzo distribuido uniformemente en todo el largo o pueden tener acero concentrado en los extremos. El hecho de que el acero de refuerzo esté distribuido uniformemente es ventajoso porque mejora la resistencia por corte. Además,

proporciona una mejora contra la falla por deslizamiento por corte en la base del muro. Sin embargo, proporciona un primer momento de fluencia menor que el de un muro con acero concentrado en los extremos (Priestley, et al., 2007).

Los muros rectangulares con sección constante y con concentración de acero longitudinal en los extremos son muy comunes pues, se cree que, si se concentra el refuerzo de flexión en los extremos del muro, la capacidad de flexión aumentará. Cabe resaltar que, según Priestley, et al. (2007), a pesar de la forma de distribución del acero, la resistencia a la flexión se verá poco afectada, siempre que el área total sea constante.

Las secciones de muro compuesto que se muestran en las **Figura 2c**, **Figura 2d** y **Figura 2e** normalmente son llamadas *flanged*. Estas secciones están conformadas por dos o más muros rectangulares unidos de manera perpendicular entre ellos. El muro más largo es llamado en la literatura como *web*. En la presente tesis se denomina como “*alma*”. Y el muro de menor largo o de los extremos del muro compuesto es llamado *flange*. En esta tesis se llama “*ala*”. Una característica principal de las alas de un muro es que son perpendiculares al alma del muro. Ver **Figura 3**.

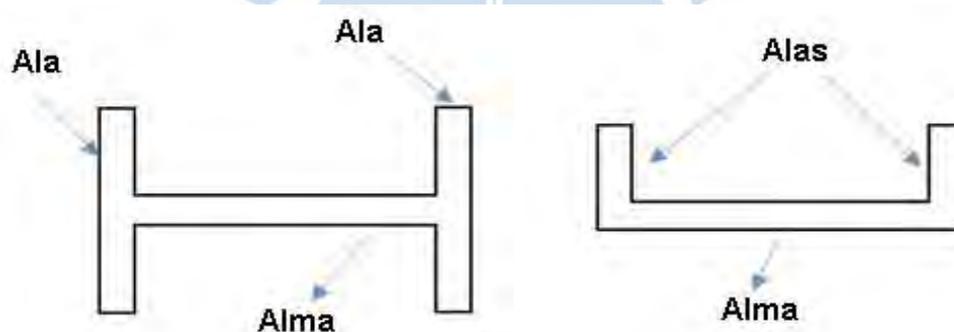


Figura 3. Denominación de muros que conforman a muros compuestos.

Fuente: Elaboración propia

Los muros compuestos son requeridos normalmente para resistir sismos en ambas direcciones principales del edificio (Paulay y Priestley, 1992). La forma de la sección se define en la etapa de diseño según las solicitaciones de carga. La sección T es común en edificios con corredores centrales internos, como hoteles o edificios de departamentos. El comportamiento de estos muros en la dirección del alma es caracterizado por diferentes resistencias y rigideces en dos direcciones de carga (ver **Figura 2c**).

El muro de sección C, o sección U (ver **Figura 2d**) es común para encerrar un núcleo de ascensores o escaleras, como en la **Figura 4**. Estos muros son llamados *coupled walls* porque están unidos por vigas de acoplamiento, ver **Figura 2e**. La resistencia y la rigidez de este muro, al igual que la sección T, difieren dependiendo de la dirección de análisis (Priestley, et al., 2007).

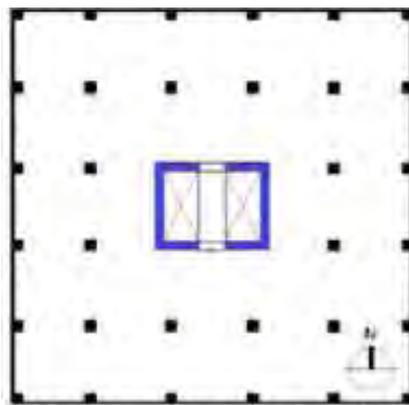


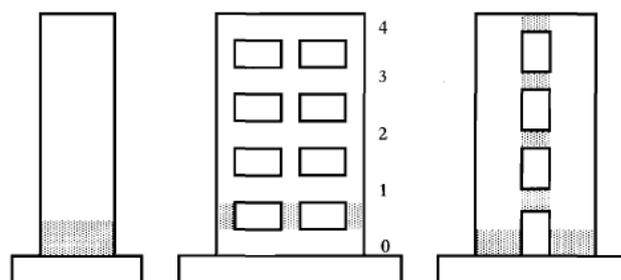
Figura 4. Planta de un edificio con núcleo de muros para ascensores.

Fuente: Arabzadeh H. y Galal K. (2017)

1.1.2.2 Tipos de muros de corte según su elevación. En la **Figura 5**, se puede observar tres categorías de muros estructurales según su elevación: **Figura 5a**, muro en voladizo; **Figura 5b**, muro con aberturas y **Figura 5c**, muros acoplados. Entre los tres tipos, el de muro en voladizo permite la predicción sísmica más sencilla. La acción inelástica se presenta en la base del muro, en la que ocurre la rótula plástica por flexión. La rótula se representa en la región sombreada de la **Figura 5a**.

El muro con aberturas generalmente no proporciona gran resistencia sísmica debido a los pilares o columnas sombreadas en la **Figura 5b**. Esto es debido a que los pilares son más pequeños que las vigas que están encima y debajo. Es difícil que con esta geometría se eviten las acciones inelásticas de fluencia por flexión o falla cortante en las columnas. Según Priestley, et al. (2007), a menos que se asegure la respuesta elástica o cerca a elástica (demanda de ductilidad de desplazamiento menor que 1.5) el muro con aberturas puede ser adecuado para resistir sismos.

Los muros acoplados proveen un mecanismo eficiente para resistir sismos con desplazamientos reducidos. Además, son diseñados para formar rótulas plásticas por flexión en las bases y en las vigas de acoplamiento como se puede ver en las zonas sombreadas de la **Figura 5c** (Priestley et al. 2007).



(a) Muro en voladizo (b) Muro con aberturas (c) Muros acoplados

Figura 5. Tipo de elevaciones de muros de corte.

Fuente: Priestley, et al. (2007)

1.1.2.3 Tipos de muros de corte según su aspecto: altura/ancho. Los muros de corte en voladizo se clasifican según su relación de aspecto, es decir el cociente entre la altura (h) y la longitud (L). De acuerdo con ASCE 41-17: “se acostumbra a considerar el cortante tomado por la longitud del muro y la flexión tomada por el refuerzo vertical agregado en cada extremo” (p. 344).

Según la *American Society of Civil Engineers 41* (ASCE 41, 2017), se deben considerar a los muros como esbeltos si su relación de aspecto es mayor a 3, y cuando su relación de aspecto es menor a 1.5 se deben considerar como muros bajos. Los muros esbeltos normalmente están dominados por el comportamiento a flexión y los muros bajos por el comportamiento a cortante. Los muros intermedios (entre esbeltos y bajos) están influenciados tanto por la flexión como por la cortante (ASCE 41, 2017).

En la **Tabla 1** se muestran los valores límites que consideran diferentes autores para identificar el posible comportamiento dominante de un muro de corte.

Tabla 1. Límites de relación de aspecto (h/L) para control por comportamiento a cortante, flexo-cortante y flexión.

Referencia	h/L límite para comportamiento a Cortante	h/L límite para comportamiento a Flexo-cortante	h/L límite para comportamiento a Flexión
ASCE 41-17	$h/L < 1.5$	$1.5 < h/L < 3$	$h/L > 3$
FEMA 356 -2000	$h/L < 1.5$	$1.5 < h/L < 3$	$h/L > 3$
Kolozvari et al., 2014	$h/L < 1 - 1.5$	$1 - 1.5 < h/L < 2.5 - 3$	$h/L > 2.5 - 3$
Paulay y Priestley, 1992 ^a	-	- $< h/L < 4$	$h/L > 4$

^a Según Paulay y Priestley, 1992. No clasifica a los muros con comportamiento puramente cortante según su relación de aspecto.

Fuente: ASCE 41 (2017), FEMA 356 (2000), Kolozvari et al. (2014) y Paulay y Priestley (1992)

En los muros intermedios se espera que ocurra fluencia por flexión, que las deformaciones no lineales por cortante sean significativas y que reduzcan la rigidez lateral, resistencia y ductilidad del muro (Kolozvari, et al., 2014). Según los resultados experimentales de Massone y Wallace (2004), la fluencia por flexión y corte ocurren simultáneamente, así el muro tenga resistencia al corte nominal mucho mayor que el cortante que se desarrolla en la fluencia por flexión (Kolozvari, et al., 2014). Esto sugiere una interacción entre el comportamiento no lineal por flexión y por corte, la cual es llamada normalmente como comportamiento flexo-cortante (Kolozvari, et al., 2014).

Según Kolozvari, et al. (2014), en estudios experimentales se ha observado el comportamiento flexo-cortante en varios muros esbeltos de concreto armado con relación de aspecto mayor a 2. Se ha visto que la deformación a cortante contribuye más del 20% del

desplazamiento lateral superior. En resultados experimentales se ha revelado que el grado de interacción incrementa para muros de relación de aspecto entre 1.5 y 2.0, donde la contribución a la deformación de corte es de entre 50 y 30% del desplazamiento superior del muro respectivamente (Kolozvari, et al., 2014).

1.1.3 Comportamiento de los muros de corte en voladizo

En el presente apartado se desarrolla la descripción del comportamiento de los muros de corte esbeltos y muros de corte bajos. Luego se hace la descripción de los mecanismos típicos de falla de los muros de corte. Por último, se hace la descripción del diagrama fuerza – deformación de los muros de corte.

1.1.3.1 Comportamiento de muros esbeltos con secciones transversales rectangulares. De acuerdo con Park y Paulay (1975), un muro de corte esbelto en voladizo puede comportarse como una viga de concreto reforzado empotrado en un lado. En la **Figura 6** se muestran las fuerzas laterales que son introducidas como cargas puntuales a cada piso, los cuales actúan como diafragmas. Los diafragmas estabilizan al muro y contrarrestan el pandeo lateral (Paulay y Priestley, 1992). Generalmente este tipo de muro está sujeto a momentos flexionantes y fuerzas cortantes originadas por las cargas laterales y la compresión lateral provocada por la gravedad (Park y Paulay, 1975). Además, se puede asegurar la rótula plástica en la base con suficiente capacidad rotacional plástica.

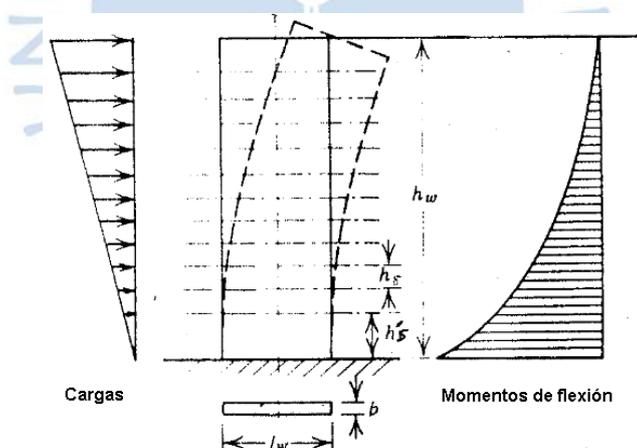


Figura 6. Muro de corte esbelto en voladizo.

Fuente: Park y Paulay (1975)

De acuerdo con Park y Paulay (1975), la ductilidad del muro esbelto mejora al colocar refuerzo a flexión próximo al borde a tracción en ambos extremos. Esto es debido a las inversiones de momentos a flexión originadas por las cargas laterales resistidas por el refuerzo de los bordes.

La capacidad de momentos aumenta en los muros de corte debido a las fuerzas de gravedad, sin embargo, la compresión axial reduce la ductilidad (Park y Paulay, 1975). Para aumentar la ductilidad en la base, que es donde los momentos de volteo y la compresión axial

son máximos, se debe confinar con estribos (como las columnas) en la zona de compresión, donde se encuentren los aceros a flexión para evitar su pandeo. Además, los estribos con poco espaciamiento pueden retener el núcleo de concreto fisurado dentro de las varillas verticales a flexión, impidiendo el pandeo (Park y Paulay, 1975).

En la base del muro donde ocurre la cedencia del acero a flexión, Park y Paulay (1975) recomiendan despreciar la resistencia al cortante cuando es menor que el 20% de la resistencia a la compresión del concreto, y colocar refuerzo horizontal en la base del muro al menos en la altura de la rótula plástica y así poder transmitir toda la fuerza cortante.

En la **Figura 7a** se muestra el modelo de un muro cargado en la parte superior con rótula plástica en la base. La **Figura 7b** representa la distribución de la curvatura en el estado de fluencia. De acuerdo con Tang y Su (2014), debido a que la curvatura es aproximadamente proporcional al momento aplicado, la distribución de curvatura es casi triangular a lo largo de todo el muro. La distribución triangular generada por el momento aplicado se representa por la línea gris en la **Figura 7b**.

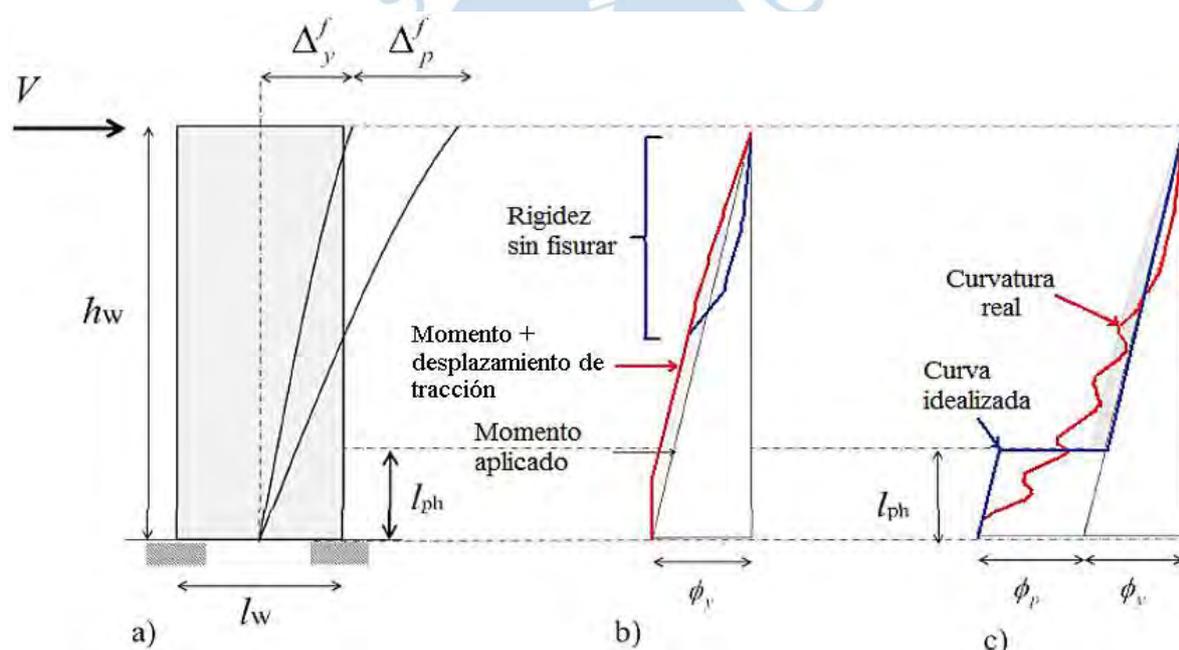


Figura 7. Mecanismo de deformación por flexión en muros de concreto armado: a) perfil de deformación por flexión, y distribución de curvatura b) en estado de fluencia y c) estado último.

Fuente: Tang y Su (2014)

Según Priestley, et al. (2007), en la parte superior del 50% de la altura del muro, se considera como sección no fisurada, donde la curvatura de la sección no fisurada es aproximadamente el 25% de la curvatura de la sección fisurada. La curvatura de la sección no fisurada se representa como una línea azul en la **Figura 7b**.

Cerca de la base del muro se producen las fisuras flexo-cortante, lo que causa un pequeño incremento de la curvatura a lo largo del elemento (Tang y Su, 2014). A este fenómeno se le llama “desplazamiento de tracción” (Priestley, et al., 2007). La curvatura generada por el momento más el desplazamiento de tracción se representa con una línea roja en la **Figura 7b**.

De acuerdo con Tang y Su (2014), cuando se incrementa la carga se forma plasticidad concentrada en la base, llamada rótula plástica. La distribución de la curvatura de la zona de la rótula plástica se idealiza como un paralelogramo de altura l_{ph} (Ver **Figura 7c**).

1.1.3.2 Comportamiento de muros bajos con secciones transversales rectangulares.

En los muros bajos la flexión y la cortante no se pueden estudiar de manera separada, pues “ambas están relacionadas más íntimamente en los muros de corte bajos.” (Park y Paulay, 1975, p.641). Por consiguiente, al considerar la rigidez en un muro estructural gobernado por la flexión, también debe tenerse en cuenta la degradación de la rigidez por corte.

De acuerdo con Park y Paulay (1975), el comportamiento de los muros bajos en voladizo es parecido al comportamiento de vigas de gran peralte, pues la geometría de ambos elementos tiene similitud.

En la **Figura 8** se muestra el mecanismo de la resistencia al cortante de un muro bajo, el cual tiene la altura menor a su longitud y tiene aceros verticales y horizontales (llamados también estribos). El patrón de grietas muestra los puntales diagonales que se forman ante las cargas laterales. En el cuerpo libre triangular 1 de la **Figura 8**, se demuestra que es necesario la colocación de refuerzos horizontales para resistir esfuerzo cortante del borde superior. Y las fuerzas de compresión diagonal deben ser resistidas por acero vertical. En este caso, como no hay carga axial importante, Park y Paulay (1975) mencionan que los aceros verticales y horizontales deben ser iguales para generar diagonales a compresión a 45° .

En el cuerpo libre 2 de la **Figura 8**, solo será necesario generar fuerzas verticales con la misma magnitud del cortante para desarrollar compresión diagonal. De acuerdo con Park y Paulay (1975), este refuerzo se conoce como refuerzo a cortante pero su función es resistir momentos de volteo.

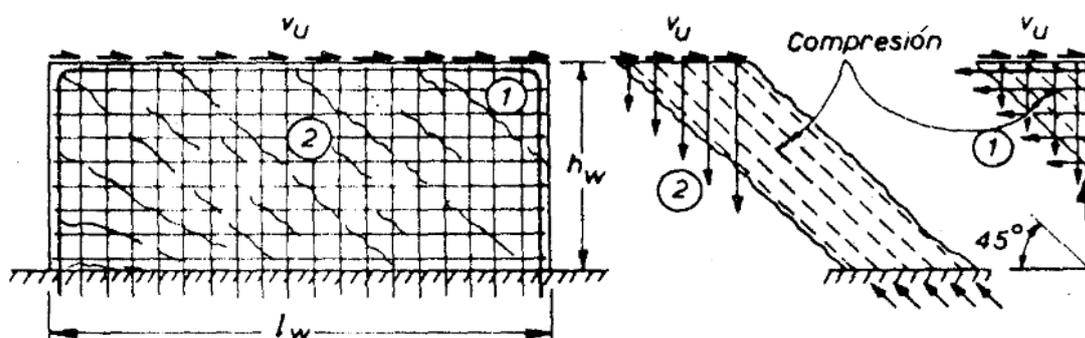


Figura 8. La resistencia al corte de muros de corte de baja altura.

Fuente: Park y Paulay (1975)

La resistencia a la flexión en los muros de baja altura (de altura menor que su longitud) puede ser muy grande en comparación a las fuerzas laterales. De acuerdo con Paulay y Priestley (1992), debido a su baja altura, conviene desarrollar fuerzas de corte grandes para desarrollar resistencia a flexión en la base. Es por ello que su comportamiento inelástico es normalmente afectado en gran magnitud por los efectos del cortante. Según los autores, es posible asegurar la respuesta inelástica a flexión en este tipo de muros, pero la energía disipada sería disminuida por los efectos del cortante.

En la **Figura 9**, se puede observar el mecanismo de deformación por corte de un muro en voladizo sometido a carga lateral. En esta se observa la carga vertical N y la capacidad de carga horizontal V .

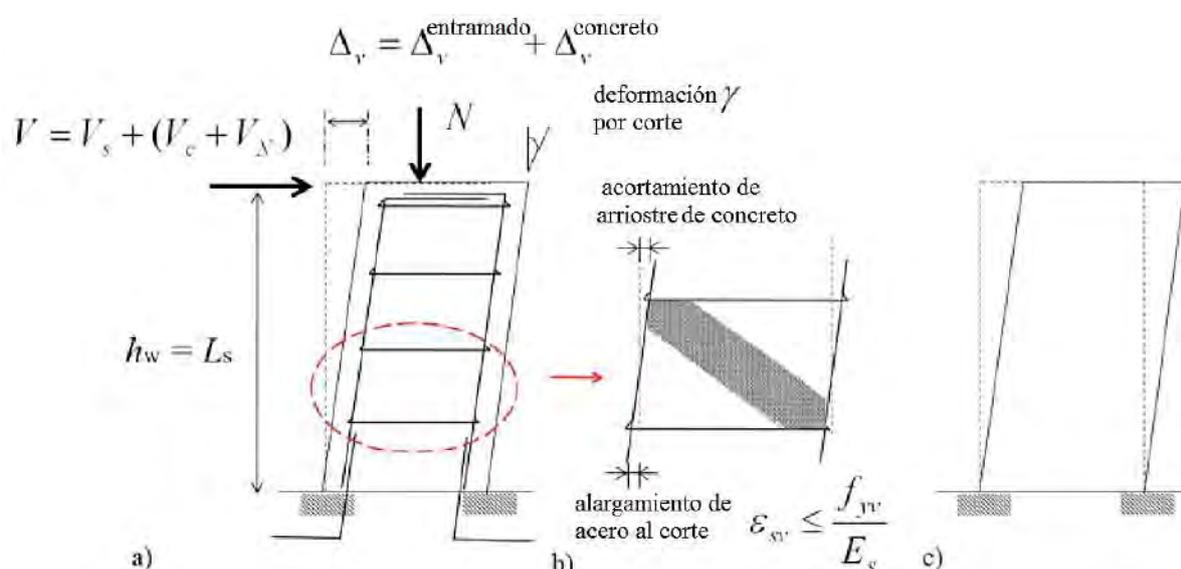


Figura 9. Mecanismos de deformación por corte en muros de concreto armado en el estado de fluencia: a) deformación general, b) contribuciones por mecanismo de entramado o arriostre, y c) mecanismo de viga de corte.

Fuente: Tang y Su (2014)

La carga horizontal V es la suma de tres cargas laterales que resultan de distintos fenómenos ($V_s + V_c + V_N$). La fuerza V_s es fuerza cortante de la acción de arriostramiento (acero), V_c es la fuerza cortante del mecanismo de arco (concreto) y V_N es la fuerza de corte producida por la carga axial (Park y Paulay, 1975). La deformación generada Δ_v es resultante de la suma del desplazamiento del entramado (acero) y desplazamiento del concreto, $\Delta_v = \Delta_v^{\text{entramado}} + \Delta_v^{\text{concreto}}$, ver **Figura 9a** (Tang y Su, 2014).

Se genera un arriostramiento diagonal de concreto en el muro, mostrado en la **Figura 9b**, el cual ofrece resistencia V_s . Asimismo, se puede observar que se genera acortamiento en la zona de compresión del muro, y se genera alargamiento en la zona de tracción del muro (Tang y Su, 2014).

1.1.3.3 Mecanismos típicos de falla de muros de corte. En muros de corte de comportamiento dúctil, es prerequisite que la fluencia por flexión controle la resistencia en la zona de las rótulas plásticas. Y que la deformación inelástica y la energía de disipación sea controlada en todo el sistema. Además, se debe evitar la falla frágil o de mecanismo con ductilidad limitada (Paulay y Priestley, 1992). En la **Figura 10** se muestran algunos mecanismos típicos de falla de los muros de corte.

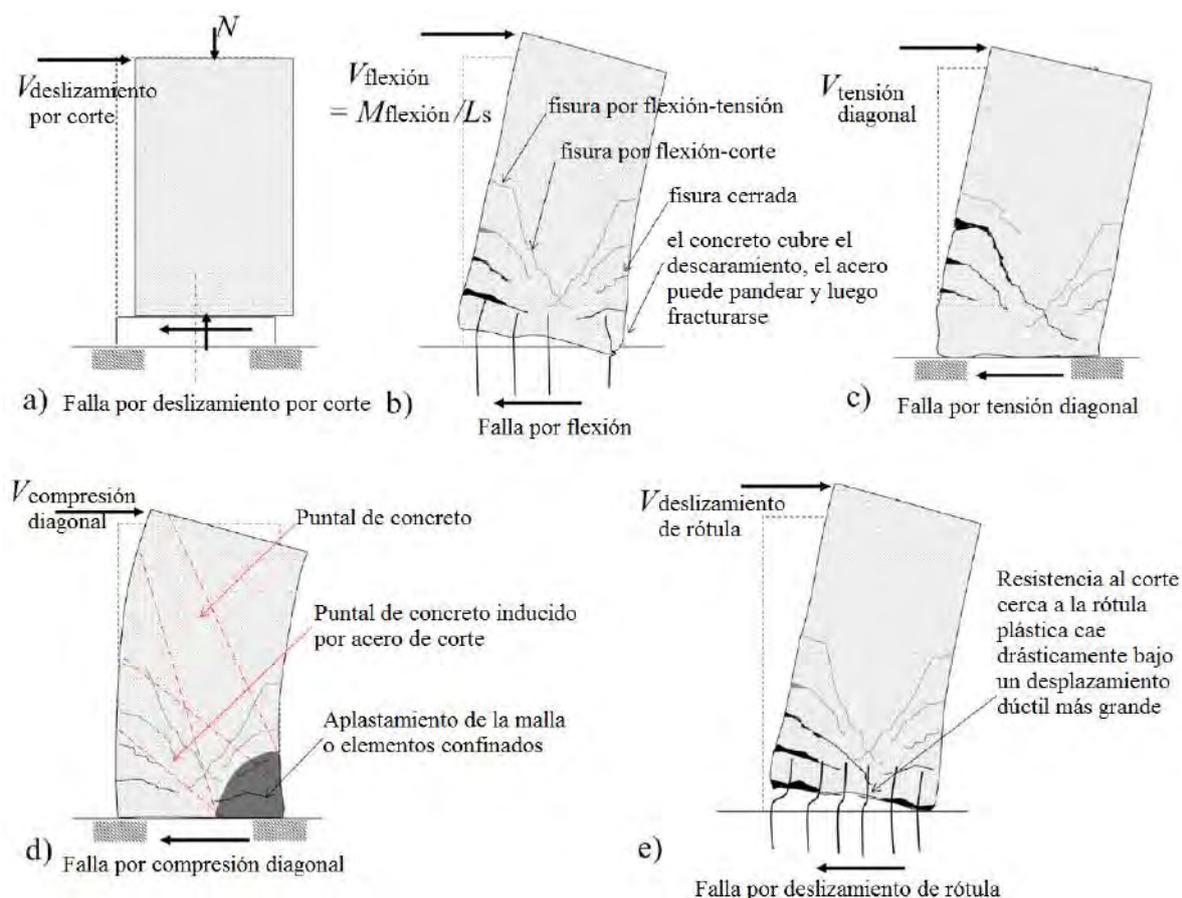


Figura 10. Mecanismos típicos de falla en muros de concreto armado en voladizo: a) falla de deslizamiento por corte, b) falla por flexión, c) falla por tracción diagonal, d) falla de compresión diagonal, y e) falla de deslizamiento de rótula.

Fuente: Tang y Su (2014)

Los muros gobernados por el comportamiento a flexión también son sensibles a la degradación de la rigidez por corte. En la **Figura 10b** se presenta la falla por flexión de un muro en voladizo, afectado por carga. En la parte superior del muro, aproximadamente la mitad de la altura, la sección se mantiene sin fisurar. En la zona inferior ya se encuentran las fisuras. En el lado donde ocurre la tracción, aparecen fisuras por flexión-tracción, en forma horizontal. En el centro de la base del muro, aparecen las fisuras por flexión y corte (Tang y Su, 2014). Estas fisuras por flexo-cortante en el concreto son las que contribuyen con deformaciones por corte y la degradación de la rigidez por corte. A nivel del elemento, las fisuras contribuyen al desplazamiento último del muro (Krolicki, et al., 2011).

Según Paulay y Priestley (1992), las fallas que deben ser prevenidas son las debidas por tracción diagonal (ver **Figura 10c**), compresión diagonal causada por corte (ver **Figura 10d**), deslizamiento por corte en la base (ver **Figura 10a**). La falla por deslizamiento por rótula (ver **Figura 10e**) también debería prevenirse, pues se trata de una falla cortante súbita.

La respuesta histerética típica de un muro en voladizo sometido a cargas cíclicas laterales que está gobernado por la falla por corte se muestra en la **Figura 11**. Este tipo de falla permite resistencias bajas, con poca ductilidad y reducida capacidad de disipación de energía (Paulay y Priestley, 1992).

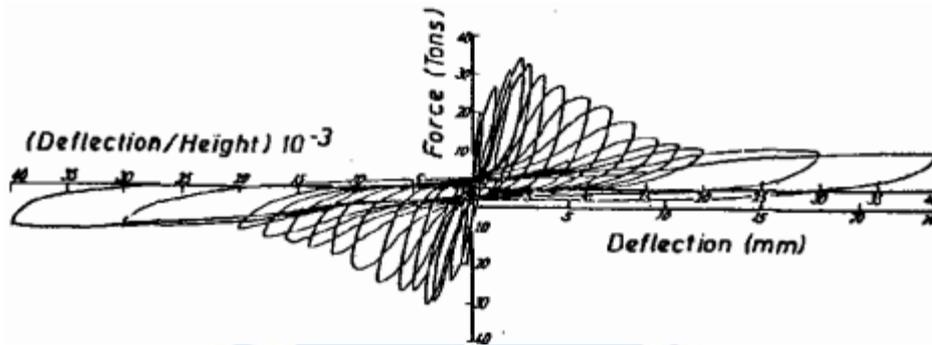


Figura 11. Respuesta histerética de muro en voladizo controlado por resistencia cortante.

Fuente: Paulay y Priestley (1992)

Por otro lado, la falla por flexión permite mayores desplazamientos y resistencias debido a la flexión. Hay mucha mayor capacidad de disipación de energía en un muro que falla por flexión, como en la **Figura 12** (Paulay y Priestley, 1992).

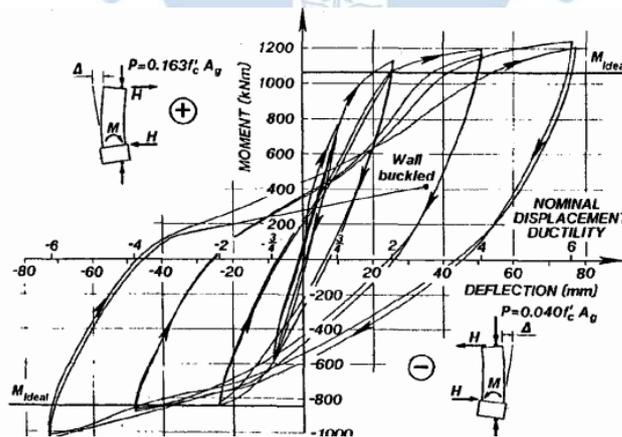


Figura 12. Respuesta histerética de muro de corte en voladizo dúctil.

Fuente: Paulay y Priestley (1992)

1.1.3.4 Diagrama de carga lateral – desplazamiento de los muros de corte. Krolicki, et al. (2011) presentaron dos curvas de carga y desplazamiento laterales de muro de corte. Estas curvas se obtuvieron en base a resultados de ensayos experimentales de muros de corte expuestos a degradación de resistencia cortante.

La envolvente de respuesta experimental fue obtenida por Krolicki, et al. (2011) de una base de datos de ensayos experimentales realizados por otros autores. Y la curva bilineal de respuesta representa la respuesta elastoplástica calculada a partir de la envolvente de respuesta experimental (ver **Figura 13**)

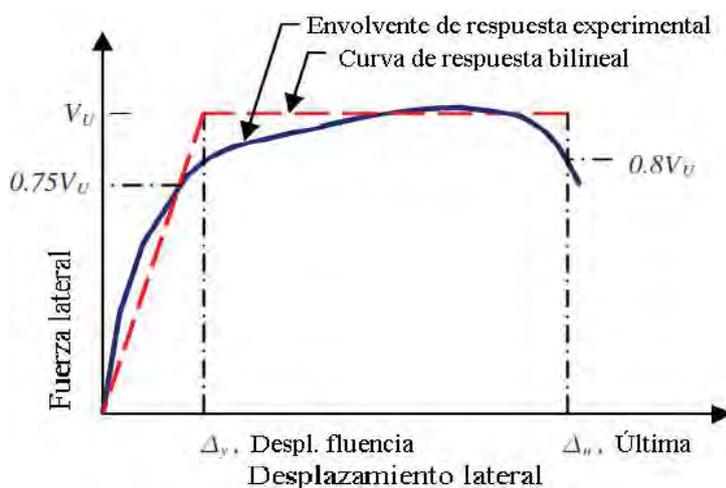


Figura 13. Definición de desplazamiento por fluencia experimental y desplazamiento último del muro de corte.

Fuente: Krolicki, et al. (2011)

La envolvente de respuesta experimental según Krolicki, et al. (2011) se obtiene graficando la curva completa de respuesta histerética carga lateral – desplazamiento lateral de cada muro ensayado de la base de datos. Con esta envolvente se trazaron las curvas de respuesta experimentales histeréticas positivas y negativas.

Para encontrar la curva idealizada, primero se grafica el promedio de las envolventes de respuesta experimental positiva y negativa (ver **Figura 13**). Luego se calcula el punto de intercepción de la curva bilineal y la curva experimental la fuerza como $0.75V_{m\acute{a}x}$, la cual es la estimación de la “primera fluencia”. En la intercepción de las dos líneas rectas de la curva idealizada, se identifica el desplazamiento de fluencia experimental Δ_y en $V_{m\acute{a}x}$. Donde $V_{m\acute{a}x}$ es la fuerza última experimental promedio de la curva principal. Finalmente, el desplazamiento experimental último Δ_u se halla cuando la fuerza es igual a $0.8V_{m\acute{a}x}$ (Krolicki et al. 2011).

La falla por corte ocurre cuando la pérdida de resistencia máxima experimental sucede antes que se alcance la primera fluencia por flexión calculada. Inmediatamente después se da una súbdita degradación de la resistencia. Krolicki, et al. (2011) señalan diferentes tipos de modos de falla por corte, de los cuales solo acepta muros de corte ensayados con modo

de falla “preventiva de corte” y modo de falla “flexo-cortante” para desarrollar su modelo. Los modos de falla por corte que señalan los autores son: falla por anclaje, falla por desplazamiento por corte en la base, falla por compresión diagonal, falla preventiva de corte y falla por flexo-cortante.

En la **Figura 14** se muestra la envolvente de respuesta experimental con una curva roja de muros de corte con modo de falla “preventiva de corte”. Se puede observar el pico máximo de resistencia antes de la primera fluencia calculada. La curva de respuesta calculada se representa con una curva continua azul (Krolicki et al. 2011).

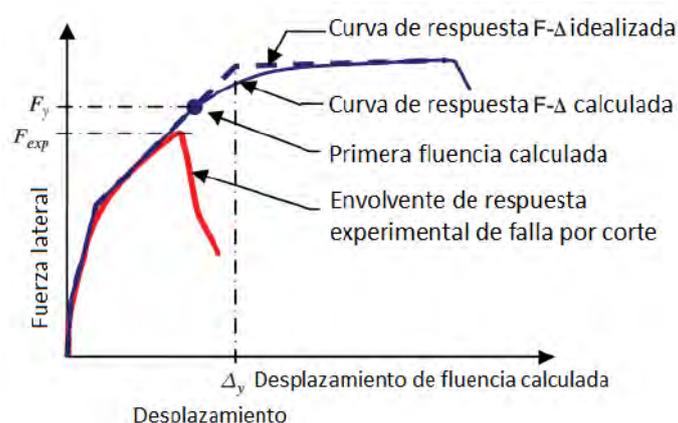


Figura 14. Definición de falla por corte.

Fuente: Krolicki, et al. (2011)

De acuerdo con Krolicki et al. (2011), la falla por flexo-cortante se identifica por la rápida degradación del mecanismo de resistencia por corte del concreto debido a la carga cíclica lateral después de que la fluencia por flexión calculada haya ocurrido. Cabe mencionar que la falla tiene desplazamiento de ductilidad muy limitada. En la **Figura 15** se muestra la envolvente de respuesta experimental de color rojo. El pico máximo de resistencia se encuentra después de la primera fluencia calculada. La curva de respuesta calculada es de color azul. Los muros intermedios podrían tener una curva idealizada como el de la **Figura 15**.

La respuesta de falla por flexión también tiene en cuenta el comportamiento cortante. El efecto de deformaciones y rigideces por corte dependen de la relación de la longitud de corte del muro (*shear-span ratio*²).

Basado en Krolicki et al. (2011), la falla por flexión se identifica por la degradación del mecanismo de resistencia por corte del concreto debido a la carga cíclica lateral después de que la fluencia por flexión calculada haya ocurrido. Cabe mencionar que la falla tiene

² *shear-span ratio*: es la relación entre el momento y cortante, dividido entre la profundidad del elemento (por ejemplo, la longitud del muro) paralela al cortante, dado como $\frac{M}{VL_w}$ (Krolicki, et al., 2011).

desplazamiento de ductilidad media a alta. En la **Figura 16** se muestra la envolvente de respuesta experimental de color rojo. El pico máximo de resistencia se encuentra después de la primera fluencia calculada. La curva de respuesta calculada es de color azul. Los muros altos podrían tener una curva idealizada como el de la **Figura 16**.

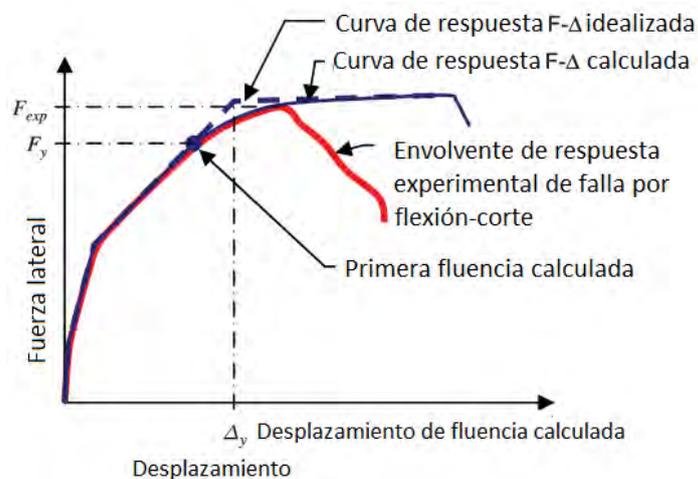


Figura 15. Definición de falla por flexión-corte.

Fuente: Krolicki, et al. (2011)

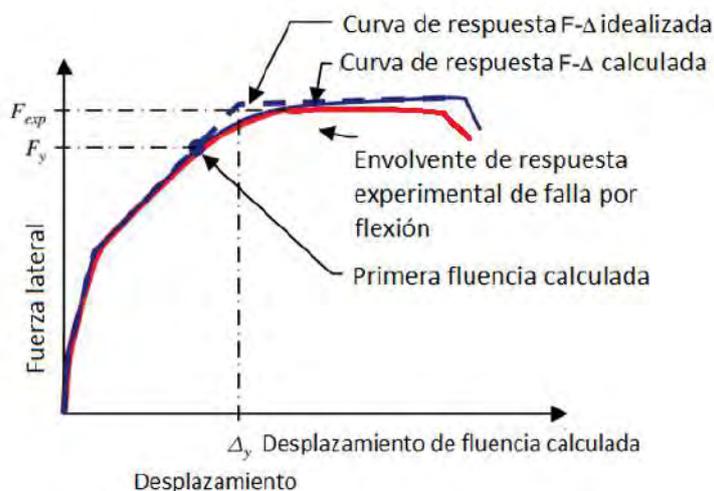


Figura 16. Definición de falla por flexión-corte.

Fuente: Elaboración propia

1.1.4 Desempeño sísmico de los muros de corte en sismos importantes

Los muros de corte han sido reconocidos desde hace mucho tiempo como elementos de buen comportamiento estructural durante sismos. Sin embargo, el proceso de aceptación de los muros necesitó aproximadamente cuarenta años (Fintel, 1995).

De acuerdo con Fintel, en la década de los 50s hacía falta registros de sismos y herramientas de análisis para observar el comportamiento de las estructuras sujetas a sismos reales. Los intentos de proveer resistencia sísmica a los edificios eran basados en suposiciones

imprecisas. Se prestaba atención a los detalles de ductilidad en los sistemas estructurales, sin embargo, se confundía la ductilidad con la flexibilidad. Por lo tanto, se construía edificaciones flexibles con el propósito de resistir sismos. Años después se demostró que, durante un sismo, la mayoría de estas edificaciones colapsaron o sufrieron daños estructurales graves (Fintel, 1995).

Durante los años 1950 y 1960, se asumía una respuesta frágil de los muros de corte ante las fuerzas laterales en el plano. Por lo tanto “un daño severo podría ser esperado en edificaciones que contienen muros de corte” (Fintel, 1995, p.63). Sin embargo, varios investigadores reportaron la eficiencia de los edificios de muros de corte ante los sismos.

Fintel (1995) ha realizado visitas a distintos lugares que sufrieron movimientos sísmicos. En este reporte, el autor comprueba que las edificaciones compuestas por muros de corte tuvieron un buen desempeño en los terremotos de Chile (mayo, 1960), Venezuela (julio, 1967), California (febrero, 1971), Nicaragua (diciembre, 1972), Rumanía (marzo, 1977), México (setiembre, 1985), Chile (1985) y Armenia (diciembre, 1988). Ninguna vida se perdió, a pesar de las magnitudes de los sismos: entre 6 y 8 grados en la escala de Richter.

Es importante resaltar que estas edificaciones fueron compuestas en su mayoría por muros diseñadas para resistir cargas por gravedad y para usarlos como separadores de ambientes. No había en aquellas décadas pruebas suficientes para utilizar los muros de corte como un sistema resistente a cargas laterales. Por lo tanto, el diseño no era sofisticado. A pesar de ello, las construcciones sólo han sufrido fisuras menores en los muros de corte y siguieron en funcionamiento entre un día y una semana después del terremoto (Fintel, 1995).

Gracias a la experiencia de los terremotos de la época, se inició un movimiento para cambiar los códigos sísmicos de los Estados Unidos. Aunque tomó 15 años incorporar los muros de corte como sistema sísmico resistente superior a los pórticos (Fintel, 1995).

En Chile se tomó importancia a los muros de corte por el control de derivas que proporcionan. Es por esto que en su historia se empezó el proceso de rigidización de estructuras. Chile es un país altamente sísmico “donde han ocurrido grandes terremotos en el pasado y con toda seguridad, ocurrirán grandes terremotos en el futuro” (Centro Sismológico Nacional - Universidad de Chile, 2013, p. 4). La razón de ello es que el país se encuentra sobre el borde occidental de la placa Sudamericana, donde convergen y se generan zonas de subducción de las placas de Nazca y Antártica, y la placa de Scotia se desliza horizontalmente respecto a la placa Sudamericana. Y cada cierto tiempo, la placa de Nazca converge hacia la placa sudamericana a gran velocidad, generando subducción (Centro Sismológico Nacional - Universidad de Chile, 2013).

En consecuencia, Chile formó un camino para la prevención de sismos y reconstrucción de ciudades a partir de 1908 (Oficina Nacional de Emergencia Ministerio del Interior, 1995, p.7). El país se encuentra obligado a optimizar el diseño y construcción de la

infraestructura, además de desarrollar procedimientos para mitigar los peligros que conllevan los terremotos.

Fue en el sismo de 1960 de Chile que se demostró el beneficioso comportamiento de los muros. El mencionado terremoto empezó con movimientos telúricos previos al día de mayor magnitud de sismo. El 21 de mayo, día anterior al sismo, ocurrieron sismos de magnitud considerable: 6.5, 7.5, 7.8 y 7.5. El día central, 22 de mayo, se produjo un sismo de 7.5 grados en la escala de Richter. En menos de un minuto, se produjo el sismo de mayor magnitud registrado hasta ahora en el mundo, con 9.5 en la escala de Richter y X grados en la escala de Mercalli, localizado en la ciudad de Valdivia (ONEMI, 1995). Fintel (1995) reportó que los muros de corte presentaban incidencia de fisuración, sin embargo, no afectó al comportamiento general de las edificaciones. “Los muros continuaron en funcionamiento después de que el daño había ocurrido” (Fintel, 1995, p.64). Gracias a este evento sísmico, se reportó que los muros de corte de concreto son eficientes en cuanto al control de daño estructural y no estructural ante sismos, y continúan con su función después del sismo (Fintel, 1995)

Años después, en 1985 ocurrió otro sismo que, a pesar de que su magnitud fue 7.8 grados en la escala de Richter, no tuvo mayor atención ya que no hubo colapsos dramáticos. Esto fue debido a que las edificaciones tenían incorporados muros de corte. Para este sistema se seguía la normativa de detalle convencional del código ACI 318-83 (Fintel, 1995). El terremoto de Maule del 2010 y los dos anteriores (1960 y 1985) llevaron a una actualización de las normas de diseño sísmico de edificaciones de concreto armado de Chile (Music y Ponce, 2014).

Los muros de corte son importantes en Perú debido a la frecuente actividad sísmica. Sobre todo, en la costa, donde se concentra aproximadamente la mitad de la población. Perú se encuentra en la placa de Sudamérica, que está en constante fricción con la placa de Nazca (Fernanda, 2008).

En Perú, la mayoría de las edificaciones tenían el sistema aporticado hasta la época de 1960. Sin embargo, sismos ocurridos en 1966, 1970 y 1974 reflejaron que aquel sistema no era seguro. Gracias a la experiencia adquirida en estos sismos se fomentó una reforma en la estructuración de las edificaciones. Fue a partir de la década de los 70s en que los muros de concreto armado, llamados placas en Perú, empezaron a utilizarse para dar mayor rigidez lateral a las edificaciones. Además, los programas de cómputo para el análisis de estructuras empezaron a utilizarse más desde esta época (Blanco B., et al., 2015).

En el año 1971 la norma peruana adoptó un primer capítulo sobre diseño sismorresistente de edificaciones ACI 318-71. Pero hasta 1976 se publicó la primera norma sismorresistente del Perú. Luego, en los años 1970s y 1980s se generalizó el uso de placas en los linderos y dirección transversal de las edificaciones (Blanco B., et al., 2015). A pesar de la actualización de la norma, en el sismo de Nazca de 1996 se comprobó que la norma de 1976

subestimaba las deformaciones sísmicas (Blanco B., et al., 2015). Por lo tanto, se modificó para exigir mayor cantidad de placas y así controlar deformaciones laterales.

Actualmente tenemos el reglamento nacional de edificaciones de concreto armado E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009) que da las disposiciones para el diseño de muros estructurales. Además, la norma tiene el capítulo 21: “Disposiciones especiales para el diseño sísmico”. Este capítulo está basado en el capítulo 21 del código americano ACI 318-2011 (Blanco B. et al., 2015).

1.1.5 Ventajas y desventajas de los muros de corte

Los muros de corte de concreto armado tienen ventaja sobre otros sistemas debido a la protección sísmica que proporcionan a una edificación. Fintel (1995) recopiló evidencias del buen comportamiento de muros de corte en eventos sísmicos específicos en su artículo *Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years*:

- Sismo de Caracas, Venezuela (1967): Las edificaciones que contenían muros de corte se desempeñaron mejor que las edificaciones con pórticos flexibles (Fintel, 1995).
- Sismo de San Fernando, California (1971): Las estructuras de muros de corte también mostraron una respuesta superior a los sismos comparado con las estructuras aporticadas por la limitación de las distorsiones de entrepiso (Fintel, 1995).
- Sismo de Managua, Nicaragua (1972): Gracias al comportamiento superior de dos de las edificaciones de muros de corte estudiadas, después de 15 años se incorporaron el sistema interactivo de muros de corte y sistema de muros de corte – pórticos al código sísmico americano. Además, se reconocieron a los muros de corte como sistema de resistencia sísmica superior (Fintel, 1995).
- Sismo de Rumania (1977): Los edificios de concreto prefabricado y grandes paneles (muros de corte) mostraron peligro mínimo (Fintel, 1995).
- Sismo de México (1985): Los edificios aporticados no dúctiles de concreto que no fueron rigidizados con muros de corte fallaron ante sismos severos. Además “los edificios *flat-plate*³ que no están rigidizados con muros no son adecuados para resistencia sísmica” (Fintel, 1995, p.75).
- Sismo de Chile (1985): La razón principal del daño mínimo fue que se incorporaron muros de corte en las edificaciones para el control de derivas. Gracias a la experiencia, se evidenció que: “el control de derivas provisto por los muros de corte puede proteger los elementos de los pórticos no dúctiles” (Fintel, 1995, p.75).

³ *Flat-plate* es un sistema aporticado de concreto reforzado en dos direcciones que utiliza losas de espesor uniforme (Concrete Construction Staff, 2019)

- Sismo de Armenia (1988): El análisis de la distribución del daño entre varios tipos de construcciones sugieren que la influencia del periodo de vibrar del suelo es el factor principal de la distribución de daño (Fintel, 1995).

A pesar de esta ventaja debe realizarse una adecuada estructuración. Según la experiencia chilena debe evitarse las irregularidades en planta y altura, procurar que las cargas se transmitan de forma directa a las bases, evitar el fenómeno de piso blando, columna corta, o cualquier situación estructural que no permita un buen desempeño de la estructura ante cargas normales y sísmicas (Bustos B., 2003).

Asimismo, para lograr un comportamiento dúctil confiable de un muro debe haber una buena distribución de aceros (Paulay y Priestley, 1992). Esto debe verse reflejado desde el diseño del muro y también en el proceso constructivo. Lo cual hace necesario mano de obra capaz y con experiencia de construcción de muros de corte. Esta podría ser una desventaja, pues se requiere que en la zona de la construcción exista mano de obra calificada o llevar a trabajadores a la zona, lo cual significa desde ya un costo elevado al normal.

La inclusión de muros de corte en el diseño de una edificación también supone mayor inversión en el proyecto debido a los materiales, pues claramente se necesita más concreto y acero que una columna. Sin embargo, esto dependerá de la cantidad de muros de corte que se contemplen en el diseño. Las cimentaciones de los muros de corte generalmente son bastante masivas para permitir a los momentos de volteo resistir los efectos de la gravedad (Priestley, et al., 2007), lo cual trae costos mayores.

Al momento de realizar la estructuración basada en los planos de arquitectura puede existir dificultad de colocar muros de corte para el plano de estructuras, pues normalmente los ambientes están contemplados para ser amplios. Los muros de corte no permiten tener ambientes abiertos. Otra desventaja arquitectónica es que los muros de corte al ser de concreto armado acumulan calor en verano. A diferencia de edificaciones de pórticos con tabiques de ladrillos, los cuales aíslan el calor (Cementos Inka, 2017).

A pesar de las desventajas, el sistema de muros de corte es reconocido como un sistema efectivo para resistir cargas laterales debido a sismos (Koložvari, et al., 2014; Priestley, et al., 2007; Paulay y Priestley, 1992).

1.2 Tipos de ensayo para estudiar el comportamiento sísmico de los muros de corte

El desempeño de los muros en laboratorio no es el mismo que en la realidad. Aunque esto ocurre así, es necesario tener recopilación de datos de cómo actuaría el muro de corte ante fuerzas inducidas. Para representar la imposición de cargas laterales se pueden realizar diferentes tipos de ensayos en laboratorio. Las metodologías existentes para ensayo sísmico de estructuras en laboratorio son los ensayos cuasi estáticos, ensayos de mesa vibratoria, y ensayos pseudodinámicos (Molina, et al., 1999).

1.2.1 Ensayos cuasi estáticos: control por fuerza y desplazamiento

Este ensayo es para determinar el comportamiento de especímenes de gran tamaño. Pueden ser estructuras o elementos de las estructuras, normalmente a escala. Estos se someten a una historia predefinida de desplazamientos o fuerzas, la cual es aplicada a velocidad lenta en comparación a las velocidades de deformación de un terremoto. La diferencia de las velocidades aplicadas y reales no vendría a ser un problema pues no hay cambio considerable en los resultados para elementos de concreto, acero o albañilería (Molina et al., 1999).

Cuando se trata de un elemento, la historia de desplazamiento se puede imponer en un solo punto y dirección, realizando ciclos de amplitud creciente. También puede imponerse en más de un punto y así combinar deformaciones en varias direcciones para obtener ensayos biaxiales o triaxiales (Molina et al., 1999).

Un caso de carga biaxial es el mostrado en la **Figura 17**. En la **Figura 17** se puede ver la fotografía de un ensayo de laboratorio, donde se observan tres actuadores que controlan desplazamiento y rotación en el punto de aplicación. Cabe resaltar que el ensayo cuasi estático puede realizarse con carga monotónica o carga cíclica (ACI Committee 437, 2007).

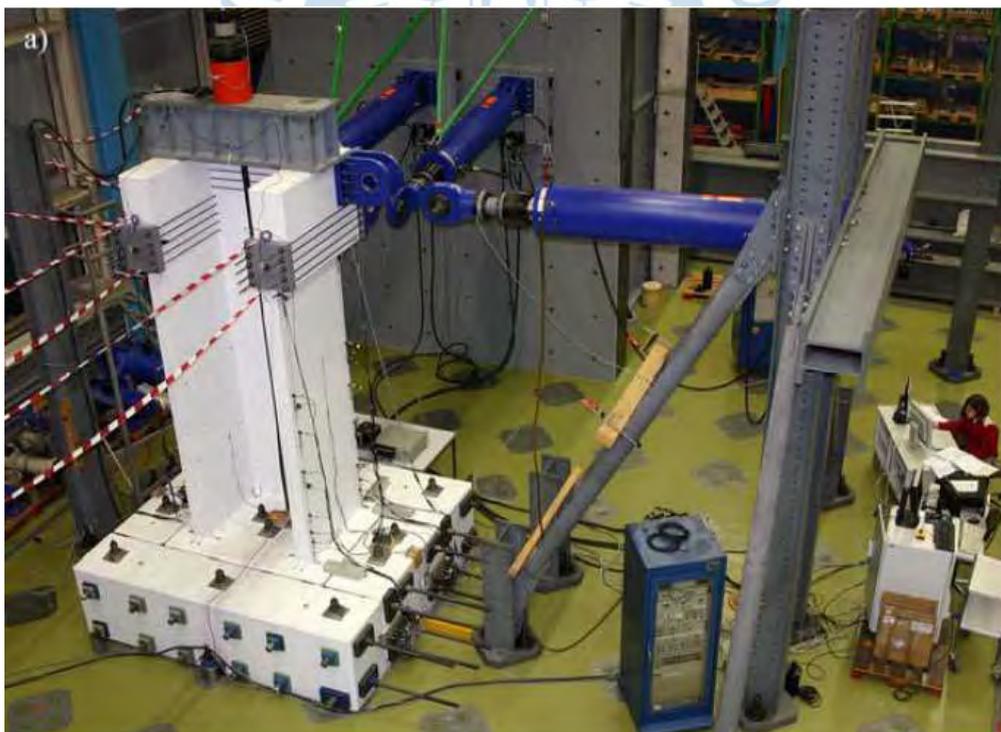


Figura 17. Configuración de ensayo cíclico cuasi estático de cargas biaxiales con tres actuadores.

Fuente: Beyer, Dazio y Priestley (2006)

La ventaja de este tipo de ensayo es que se obtiene gran precisión en resultados. Una desventaja vendría a ser que los de ensayos estáticos no se realizan para determinar la

respuesta sísmica ante un determinado terremoto, sino la capacidad de ciertos elementos (curvas histeréticas de fuerza-desplazamiento, esfuerzo-deformación, momento-curvatura, etc.) (Molina et al., 1999).

FEMA 461 (2007) es una norma que describe protocolos de ensayo provisionales para determinar características del comportamiento sísmico de componentes estructurales (que se aplica en componentes que proveen resistencia o rigidez significativa a las estructuras) y no estructurales (que no participan en la resistencia de una edificación o que no aportan suficiente resistencia o rigidez a la estructural). En ella se describe el ensayo cíclico cuasi estático y el ensayo cíclico de mesa vibratoria. Los objetivos del protocolo del ensayo cuasi estático descritos por FEMA 461-07 son:

a) Identificar los estados de daño relevantes. Los cuales tienen que ser bien definidos, que puedan discernirse claramente y que estén asociados a acciones que puedan tener consecuencias bien identificadas.

b) Identificar uno o varios parámetros de demanda que se correlacionen bien con el estado de daño identificado en el apartado a). Normalmente el parámetro de demanda es una cantidad de deformación o una fuerza transversal. Pueden encontrarse otros parámetros de demanda más eficientes.

c) Ensayar los componentes de acuerdo con un buen plan de ensayo y un protocolo de carga que permita establecer relaciones entre el estado de daño con la demanda asociada.

Este protocolo consiste en aplicar carga lenta de fuerza o deformación con un patrón de carga predeterminado. Se aplica a componentes estructurales y no estructurales de edificaciones, dentro de ellos el muro de corte. Pero no es apropiado aplicarlo en estructuras o componentes cuya respuesta dinámica pueda afectar al desempeño del ensayo o en estructuras cuyo comportamiento pueda ser sensible al efecto de la velocidad (FEMA 461, 2007).

FEMA 461 (2007) tiene dos tipos de ensayo cuasi estáticos: ensayo *racking*, el cual se aplica a componentes no estructurales, y el ensayo histerético a componentes estructurales, los cuales normalmente se modelan para predecir el comportamiento de la estructura que conforman.

Como se ha mencionado, el ensayo cuasi estático puede estar bajo control por deformación, bajo control por fuerza o en una combinación de ambas. A continuación, se describe ambos tipos de carga contemplados en FEMA 461 (2007).

El control por deformación puede estar relacionado a desplazamientos, rotaciones, o cualquier parámetro de deformación. Este debe estar relacionado con un parámetro de deformación del edificio o componente en estudio, como la deriva de entrepiso. Se debe considerar un control apropiado de la dirección y velocidad de las cargas usando adecuados dispositivos de laboratorio (FEMA 461, 2007).

Antes de definir la historia de carga se recomienda realizar un ensayo monotónico adicional a un espécimen con los mismos parámetros para obtener los efectos del daño acumulado en cada estado de daño (FEMA 461, 2007). En la **Figura 18** se observa un diagrama conceptual de una historia de carga por deformación.

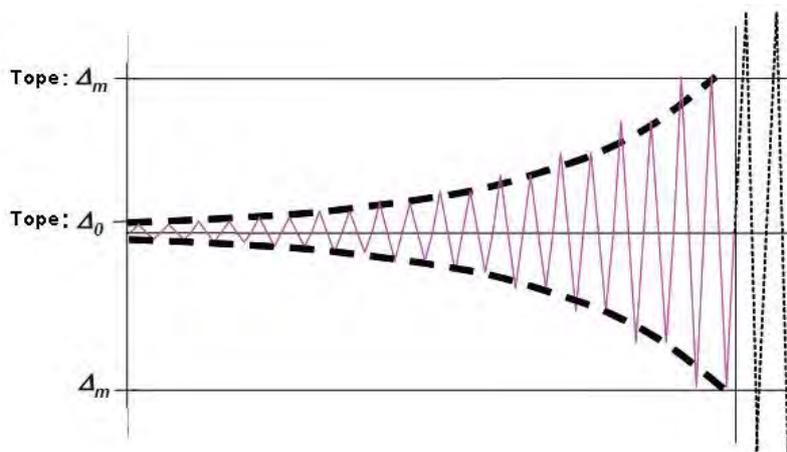


Figura 18. Boceto de historia de carga controlada por deformación.

Fuente: FEMA 461 (2007)

La historia de carga consiste en ciclos repetitivos con incremento paso a paso de la amplitud de deformación. Donde dos ciclos se deben completar para cada amplitud. La historia de carga está definida por la amplitud mínima (Δ_0), la amplitud máxima (Δ_m), número de pasos, y cada amplitud de los ciclos (a_i). La amplitud mínima debe ser suficientemente pequeña para observar los primeros daños y la amplitud máxima es un valor estimado en el que se espera que el daño más severo ocurra. El número de pasos depende de la cantidad de incrementos de amplitudes, generalmente son 10 o más. Por último, la amplitud de los ciclos debe ir incrementando constantemente hasta pasar la amplitud máxima para obtener información adicional relevante (FEMA 461, 2007). Las amplitudes pueden obtenerse basándose en la ecuación $a_{i+1} = 1.4a_i$ y demás recomendaciones que la guía FEMA 461 (2007) muestra.

Las cargas controladas por fuerza deben ser aplicadas si una cantidad de fuerzas controla el comportamiento del componente o si un parámetro de deformación no puede ser encontrado. Las amplitudes máximas de esta historia de fuerza se basan en la fuerza máxima a la que el componente estaría sujeta en un sismo severo (FEMA 461, 2007).

De acuerdo con FEMA 461 (2007), es imposible crear un protocolo general de cargas basado en fuerzas, pues la demanda de fuerzas depende de las condiciones *in situ* y del tipo de componente que se ensaya. Para obtener la historia de carga controlada por fuerzas, ha de tenerse en cuenta que la premisa básica es que las fuerzas son consecuencias de las deformaciones. Se deben tener dos curvas: curva de la historia de carga de deformaciones (como la **Figura 18**), que se puede obtener siguiendo las recomendaciones de FEMA 461

(2007); y la curva fuerza-deformación (como la **Figura 19**), la cual puede obtenerse con predicción analítica o de un ensayo monotónico. Se combina ambas curvas y así se obtiene la historia de carga controlada por fuerzas: se ingresa con las deformaciones de la historia de carga por deformación a la curva fuerza-deformación de la **Figura 19**. Así se obtiene la historia de cargas controlada por fuerzas, de la **Figura 20**.

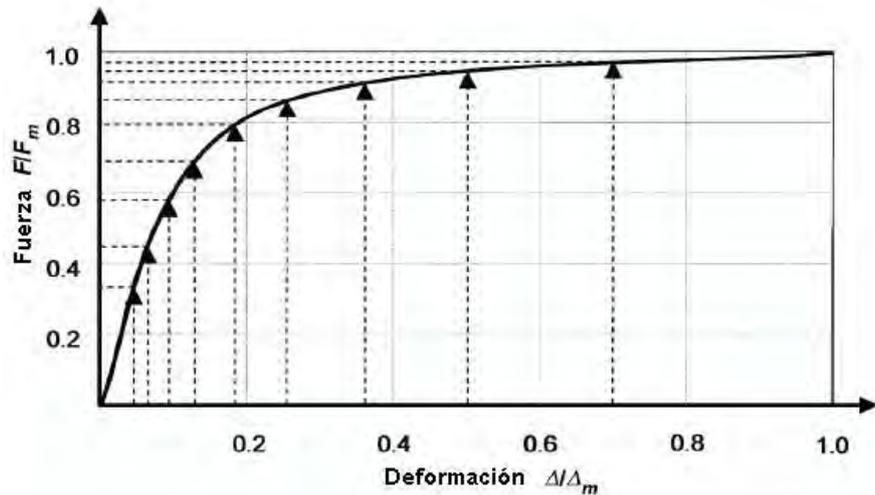


Figura 19. Ilustración conceptual de una curva fuerza-deformación.

Fuente: FEMA 461 (2007)

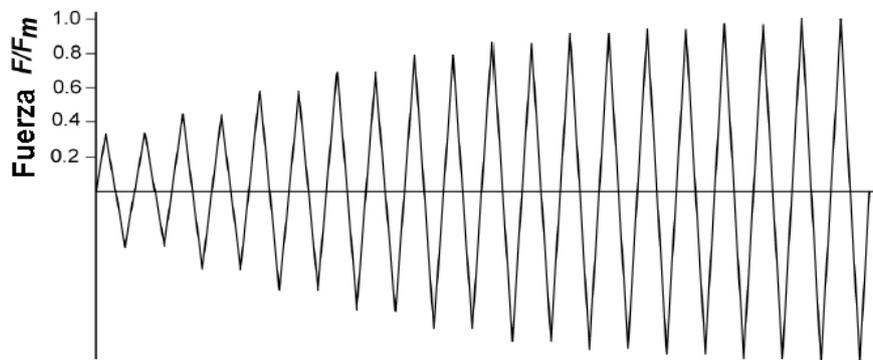


Figura 20. Historia de carga controlada por fuerza ilustrativa.

Fuente: FEMA 461 (2007)

1.2.2 Ensayos de mesa vibratoria

En el ensayo de mesa vibratoria se permite introducir una verdadera excitación dinámica de un sismo en la base de la estructura a través de actuadores hidráulicos. Así, la estructura ensayada es verdaderamente deformada por las fuerzas de inercia distribuidas a la masa de la estructura. Sin embargo, el ensayo está limitado a modelos pequeños pues la calidad de control puede ser muy baja si se ensaya estructuras grandes (Molina et al., 1999).

Entre las desventajas de la mesa vibratoria es que la medición de fuerzas o desplazamientos exigen equipos y técnicas de medida más sofisticados que los que se utilizan

en los ensayos cuasi estáticos. Además, la fabricación de modelos en escala muy reducida utilizando materiales originales puede ser a veces muy laboriosa. En el caso del concreto, si la reducción de escala es muy grande, el comportamiento del material ya no será el mismo debido a efectos de tamaño. Por último, no se puede aplicar velocidades o fuerzas muy altas pues distorsionarían la respuesta del modelo. Asimismo, la fuerza y velocidad máximas dependen de las limitaciones del actuador (Molina et al., 1999).

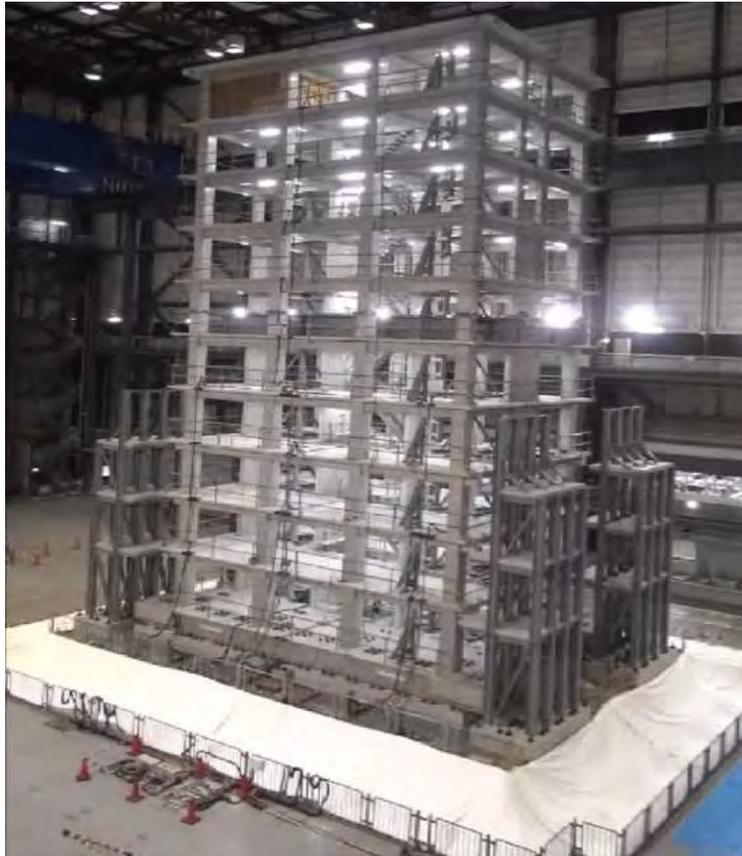


Figura 21. Vista completa de edificio de diez pisos a escala completa ensayado en mesa vibratoria (captura de video).
Fuente: Sahin (2016)

En algunas investigaciones especiales, ha sido posible aprovechar al máximo el potencial de este tipo de ensayos. Por ejemplo, en el 2015 el centro de investigación de ingeniería sísmica Hyogo, Japón desarrolló un ensayo sísmico de mesa vibratoria de un edificio de diez pisos a escala completa. (Sahin, 2016). En la **Figura 21** se puede ver una captura del video donde se muestra la vista completa del edificio sobre la mesa vibratoria.

Un ejemplo de un ensayo de mesa vibratoria de un muro de corte de concreto armado es el de los autores Ghorbanirenani, et al. (2012), ver **Figura 22**. En su artículo presentan los resultados del ensayo de dos muros de corte idénticos. Estos muros son de ocho pisos, a escala 1:0.429, y están bajo el sismo de alta frecuencia en Norte América del este, Nahanni en 1985.

El tiempo historia seleccionada para este ensayo corresponde a la magnitud de 7 grados en la escala de Richter.

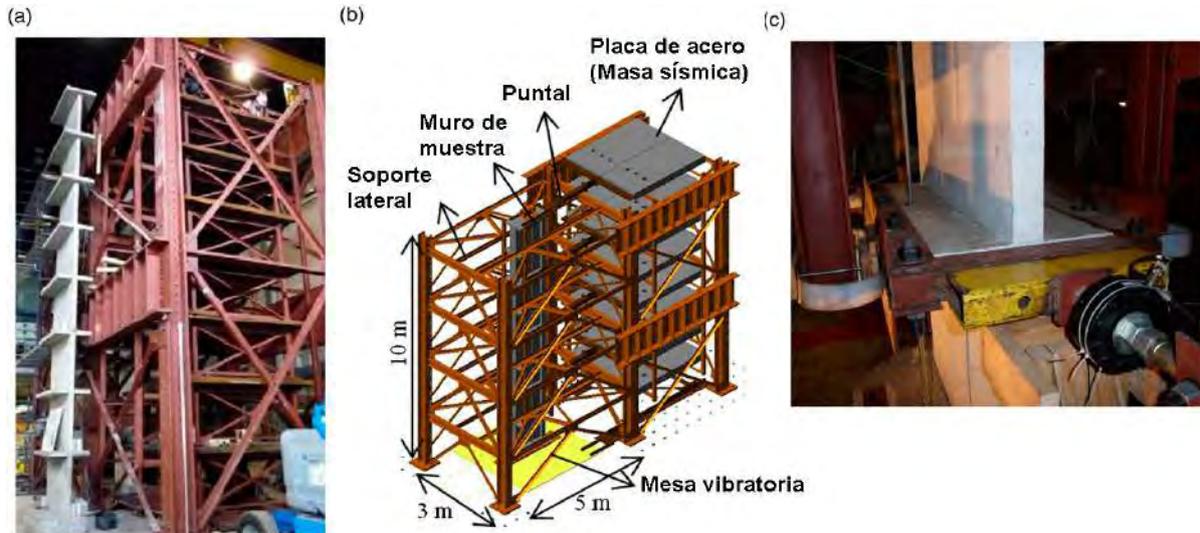


Figura 22. Configuración del ensayo: a) muestra de ensayo antes de la instalación; b) la muestra de ensayo en la mesa vibratoria; c) base de la mesa vibratoria.

Fuente: Ghorbanirehani, et al. (2012)

1.2.3 Ensayos pseudodinámicos (PsD)

Los ensayos pseudodinámicos combinan ventajas de ensayo cuasi estático y mesa vibrante, pues pueden aplicarse a grandes especímenes y se obtendría gran precisión en la respuesta del terremoto. En este se imponen lentamente desplazamientos en distintos puntos de la estructura. Cabe mencionar que la diferencia entre este ensayo y el ensayo cuasi estático es que la historia de desplazamientos o fuerzas impuesta no es conocida antes de la prueba. Estos se calculan durante la prueba con un ordenador en línea mediante un método de integración paso a paso.

El proceso se puede ver en la **Figura 23**, donde “el sistema de control de los actuadores impone el desplazamiento calculado, luego mide y retornan los datos de la fuerza $r(t)$ a la computadora. Con los datos medidos, la computadora puede calcular la respuesta en el próximo paso de tiempo” (Jamal, 2017, párr. 4). Es un proceso de retroalimentación, en tiempo real. Se puede construir la respuesta dinámica inelástica no lineal gracias a los datos obtenidos en cada paso de tiempo.

Dado que los desplazamientos se aplican a muy baja velocidad, las limitaciones que mostraba la mesa vibrante en cuanto a máxima velocidad o distorsiones en la excitación no existen en el ensayo PsD. Sin embargo, el ensayo PsD puede presentar una distorsión del comportamiento de la estructura debido a los errores experimentales sistemáticos (Molina et al., 1999). Uno de estos errores es el retraso en el sistema de control: “cada paso de las fuerzas sean medidas cuando los desplazamientos teóricos no han sido todavía alcanzados”

(Molina et al., 1999, p. 297). Este error puede llevar a la aparición de amortiguamientos negativos para los modos altos, lo cual es una respuesta inestable.

Otra ventaja de este ensayo es que es posible ensayar una pequeña parte de la estructura físicamente, mientras el resto se modela numéricamente, obteniéndose en todo momento la respuesta acoplada del sistema (Molina et al., 1999).

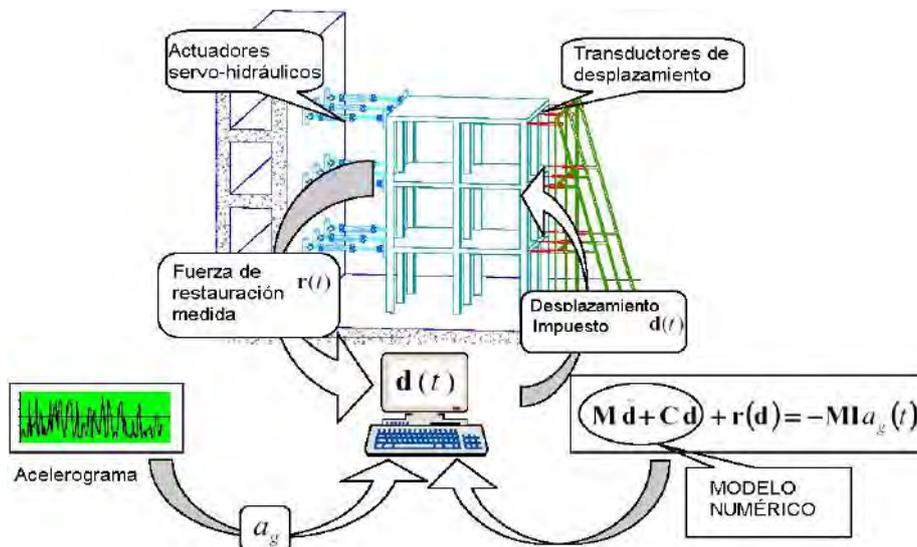


Figura 23. Esquema del proceso de retroalimentación de ensayo pseudodinámico.

Fuente: Jamal (2017)

En la **Figura 24** se puede observar la foto de una columna en el punto de fluencia, justo después del ensayo pseudodinámico, de los autores Kong, et al. (2016).



Figura 24. Configuración del ensayo pseudodinámico de una columna.

Fuente: Kong, et al. (2016)

1.3 Importancia y complejidad de los muros de corte de sección U

En este apartado se describe la importancia y complejidad del comportamiento sísmico de los muros de corte de sección U.

1.3.1 Importancia de los ensayos de muros de corte de sección U

Como se sabe, los muros de corte son importantes para un buen desempeño de las edificaciones. Es por ello por lo que desde hace décadas los muros de corte se estudian. Principalmente la investigación se enfoca en muros rectangulares, ampliamente estudiados en ensayos de laboratorio. Entre los ensayos más realizados están los ya descritos: ensayo de mesa vibratoria, ensayo pseudodinámico y el ensayo cuasi estático, en su mayoría a muros de corte aislados (Beyer, et al., 2008b). Los resultados obtenidos en todos estos estudios han servido para deducir los parámetros clave del comportamiento de los muros rectangulares, bajo cargas sísmicas. Estos en su mayoría han sido utilizados para adoptarlos en los códigos y guías para el diseño (Beyer et al., 2008b).

Sin embargo, las edificaciones desde hace un tiempo no sólo están compuestas por muros rectangulares, es común encontrar muros compuestos de sección L, T, U, entre otras (Constantin, 2016). Los muros de corte de sección U son igualmente importantes y comunes de usar en edificaciones. Es debido a que proveen resistencia y rigidez a las edificaciones en sus dos direcciones principales (Yemmaleni, 2016). Para edificios que no contemplan muros en la arquitectura, los muros de corte de sección U son una solución práctica para rigidizar edificios. Pues ellos se pueden ocultar en las cajas de ascensores o de escaleras y así proveer la rigidez que necesita una edificación. Aun así, no han tenido el mismo impacto en el mundo de la investigación, pues sólo se cuenta con pocos ensayos experimentales (Beyer et al., 2008b).

El conocimiento del comportamiento de los muros bajo cargas uniaxiales y biaxiales no es adecuadamente conocido, pues la cantidad de estudios experimentales por observación y cuantitativos son muy pocos (Yemmaleni, 2016; Beyer et al., 2008b). De acuerdo con Ile y Reynouard (2005), es necesaria una extensión de conceptos de diseño y de detalle de muros no rectangulares.

1.3.2 Complejidad del comportamiento sísmico de los muros de corte de sección U

El comportamiento de los muros en U es más complejo que el de los muros rectangulares, y más aún cuando están sujetos a acciones sísmicas en ambas direcciones. (Yemmaleni, 2016). De acuerdo con Park y Paulay (1975), los muros de corte compuestos (*flanged*) no se comportarían diferente que los muros de sección rectangular si la fuerza axial fuera pequeña. Se puede anticipar que los aceros de refuerzo internos empezarían a trabajar pasado el rango elástico, ya que la cantidad de refuerzo en ambas alas normalmente es el mismo (Park y Paulay, 1975). Cuando se trata de muros compuestos con una fuerza axial significativa, un ala y parte del alma estarían en compresión. Según Park y Paulay (1975), sería

aconsejable considerar estas zonas como columnas axialmente cargadas. Además, las alas aumentan considerablemente el momento resistente en los muros de corte altos en voladizo. Por lo tanto, las fuerzas cortantes en el muro principal serían más críticas que en muros rectangulares (Park y Paulay, 1975). Es por ello por lo que el comportamiento de los muros compuestos es significativamente diferente al de los muros rectangulares.

La respuesta no lineal de estos muros está fuertemente influenciada por la interacción de la fuerza axial, el comportamiento a flexión y a cortante. Hay dificultades en representar este comportamiento (Ile y Reynouard, 2005).

Como se menciona en apartados anteriores, los muros de corte de sección U difieren su resistencia y rigidez dependiendo de la dirección de respuesta. Cuando el muro es cargado paralelo al ala, se debería esperar una respuesta torsional. Esto puede ser evitado si hay un elemento simétricamente opuesto balanceando. (Priestley et al., 2007).

El comportamiento de los muros en U (o en C) sigue estudiándose, y hasta el 2016 se tiene documentado diferentes ensayos realizados para determinar diferentes parámetros, bajo cargas uniaxiales o biaxiales complejas (Constantin, 2016).

Constantin (2016) reúne observaciones de experimentos de muros en U. Entre estos se tiene el ensayo de la Universidad de Illinois de dos muros de corte de sección C (o U). Estos fueron estudiados bajo ensayo cuasi estático de carga cíclica uniaxial. Los objetivos de estudio fueron investigar la respuesta cíclica y estudiar la influencia del refuerzo en la zona no confinada. Los muros fallaron debido al aplastamiento del concreto en los extremos de las alas. El aplastamiento se extendió a lo largo de las alas.

Otro ensayo descrito por Constantin (2016) es el ensayo de Ispra y Saclay. Fue parte de una campaña de ensayos de muros en U. Tres de los muros de sección U fueron ensayados en mesa vibratoria unidireccional en Saclay (Francia), y otros tres fueron ensayados bajo la modalidad cuasi estática en Ispra (Italia). El comportamiento de los muros en Saclay, fue dominado por la ruptura del refuerzo longitudinal, cuya fractura fue prematura debido a su pequeña capacidad de deformación última (Constantin, 2016). La fractura de los aceros que ocurren prematuramente indicaría en una falla por corte del muro debido a la baja ductilidad. Los muros en Ispra eran idénticos, pero con diferente tipo de carga. El muro 1 fue cargado unidireccionalmente paralelo al alma, y falló debido al pandeo del acero de refuerzo seguido de aplastamiento del concreto (Constantin, 2016). El muro 2 fue cargado unidireccionalmente paralelo a las alas, y falló por fractura del acero de refuerzo después de pandear (Constantin, 2016). El muro 3 también falló por fractura del acero de refuerzo después de pandear seguido de falla por compresión por corte (Constantin, 2016).

Como se demuestra, hay distintos tipos de falla en los muros de sección U. El mecanismo de falla del muro 1 es probablemente por flexión por el pandeo del acero de refuerzo. El comportamiento final del muro 2 indicaría falla por flexión. El muro 3 vendría a

tener un mecanismo de falla flexo-cortante debido al pandeo del acero de refuerzo (flexión) y la falla por compresión cortante (cortante).

1.4 Comportamiento sísmico del muro de corte de sección U bajo ensayo cuasi estático con cargas biaxiales, ensayado por Beyer, Dazio y Priestley

En los siguientes apartados se hace la descripción de la geometría, cargas y parámetros de un muro de corte ensayado en laboratorio por Beyer, et al. en el 2008. Esta descripción permitirá la simulación que se realizará en el *software* Perform 3D para la presente tesis.

1.4.1 Geometría del muro del ensayo por Beyer, et al., 2008

El muro de corte a simular en Perform 3D es de sección U. A pesar de que el muro en U sea tan usado en las edificaciones, es escasa la evidencia experimental, por esa razón los autores dan a lugar el ensayo. Este muro de concreto armado es ensayado bajo la modalidad cuasi estático, bajo cargas cíclicas biaxiales laterales y carga axial en dirección de la gravedad. Se describe el muro a modelar en los siguientes apartados (Beyer et al., 2008b).

El muro es denominado "TUB" y tiene una escala 1:2. El espesor de la unidad es de 0.10 m. La sección transversal de este muro se presenta en la **Figura 25**. Se puede observar que se conforma de un alma, en la dirección llamada este-oeste, de 1.30 m y dos alas en la dirección norte-sur, de 1.05 m.

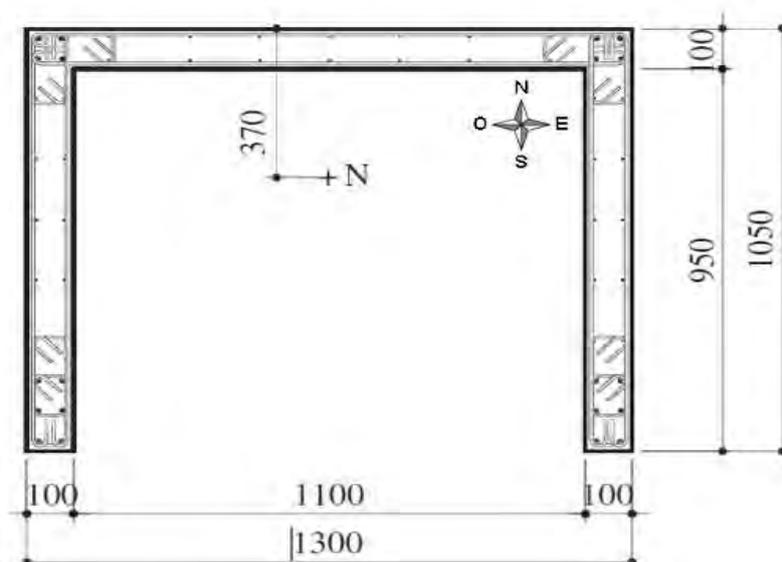


Figura 25. Sección transversal de muro TUB y sus dimensiones.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

El espécimen de ensayo está compuesto por un collar y el muro en sí. El collar sirve para recibir las fuerzas axiales en la dirección de la gravedad, y tiene un espesor de 0.3 m y una altura de 0.84 m. La representación de la elevación del muro se muestra en la **Figura 26b**. El muro está anclado en la base como se muestra en la **Figura 26a**. Se puede observar que el

anclaje consta de 6 llaves de corte en la base del alma y de 3 llaves en la base de cada ala. En teoría no se encuentra totalmente empotrado. En la **Figura 27** se muestra los nombres de cada parte de la sección del muro impuestos por Beyer et al. (2008b).

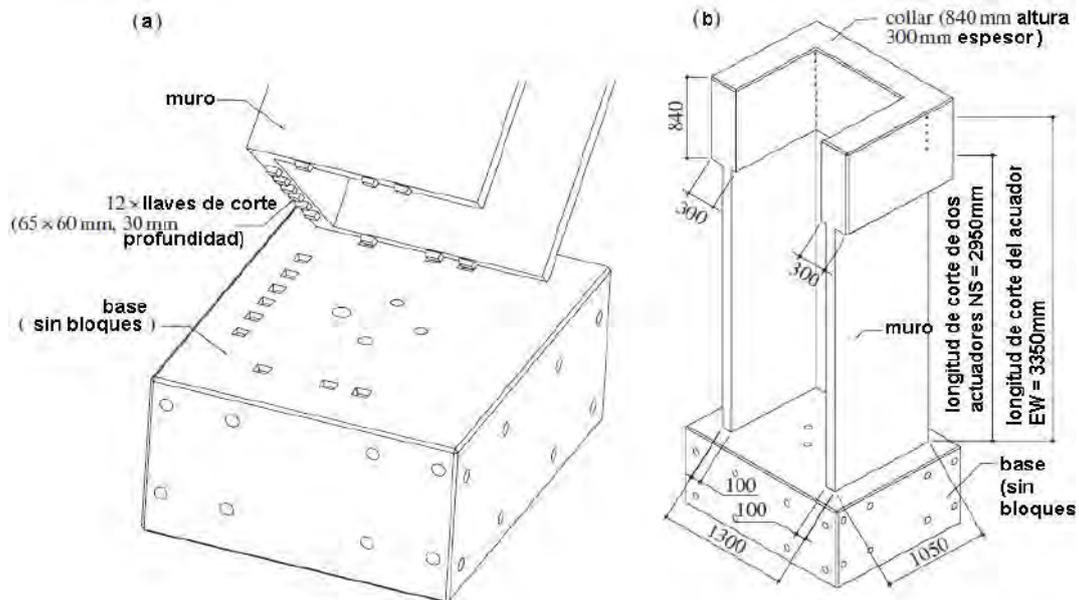


Figura 26. Muro TUB, a) anclaje de muro a la base, y b) elevación del muro TUB.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)



Figura 27. Etiquetado de secciones.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

Como se puede ver en la **Figura 28**, el muro está conformado por concreto y acero de 6 mm y 12 mm. Las esquinas y los extremos del muro tienen aceros verticales principales de 12 mm. En la zona central del alma y las alas se usan aceros verticales de 6 mm. Los aceros horizontales en todo el muro son de 6 mm.

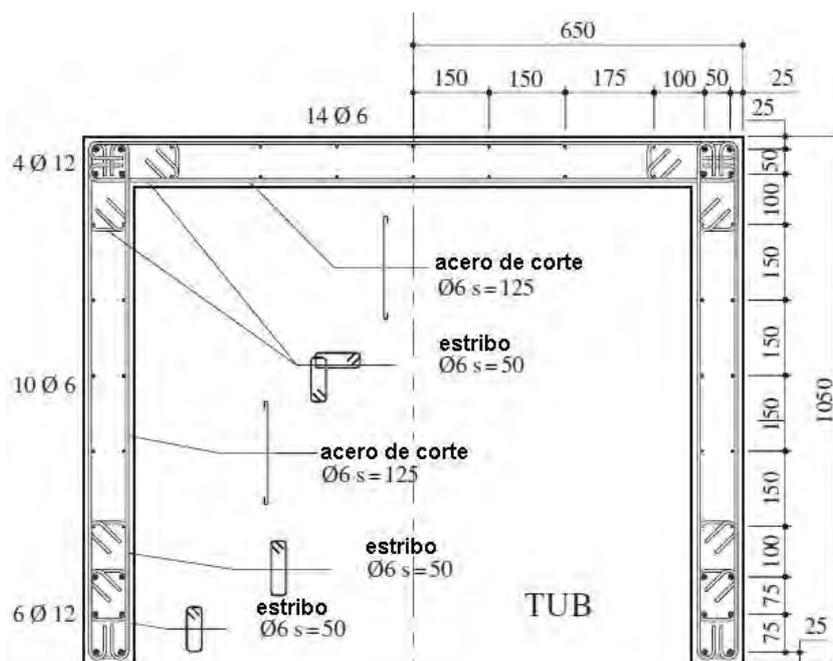


Figura 28. Sección transversal de muro TUB y distribución de aceros.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

A continuación, se presenta la **Tabla 2** con características geométricas del muro TUB. La distribución de aceros del muro se muestra en la **Figura 28**.

Tabla 2. Características geométricas del muro TUB

Longitud de corte M/V^4	
dirección norte-sur (paralelo a las alas)	2.95m
dirección este-oeste (paralelo al alma)	3.35m
Relación de longitud de corte h/l_w	
dirección norte-sur (paralelo a las alas)	2.81
dirección este-oeste (paralelo al alma)	2.58
Carga axial en la base (P_u)	780kN
Relación de carga axial en la base v^5	0.02
Relación de compacidad en el alma l_{web}/t_w	8.7
Relación de compacidad en las alas l_{fl}/t_w	7.0
Cuantía vertical en alas y alma: ρ_{tot}	0.71%
Cuantía horizontal en el alma: ρ_h	0.30%
Cuantía horizontal en las alas: ρ_h	0.30%

Fuente: Beyer, Dazio y Priestley (2008b)

⁴ Longitud de corte es la relación entre el momento y el cortante (M/V).

⁵ Relación de la carga axial en la base: es la relación entre la carga axial y el área bruta multiplicada por la resistencia a compresión del concreto $P_u/A_g f'_{c,exp}$.

1.4.2 Propiedades de los materiales del muro del ensayo

Las curvas esfuerzo-deformación del acero D12 (diámetro 12 mm) y D6 (diámetro 6 mm) se pueden ver en la **Figura 29**. El acero D12 tiene una resistencia a la fluencia igual a 421 MPa y resistencia última de 574 MPa, ver **Figura 29a**. La resistencia a la fluencia del acero D6 es de 518 MPa y la resistencia última de 681 MPa, ver **Figura 29b**. La deformación última de D12 es 12.7% y la de D6 8.4%. En cuanto al concreto, la resistencia del muro TUB es de 54.7 MPa.

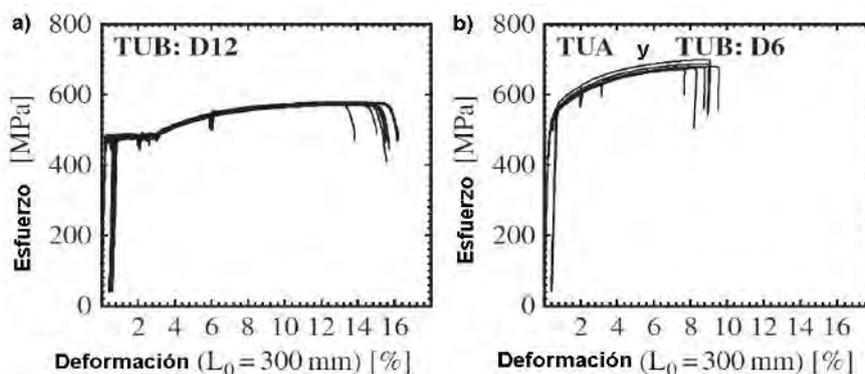


Figura 29. Curvas esfuerzo-deformación de los aceros a) D12 y b) D6.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

1.4.3 Instrumentación e historia de carga del muro del ensayo

En la **Figura 30** se muestra una fotografía de la configuración del muro, donde el muro está fijo en una base, recibe carga axial constante de un actuador vertical a través de una viga de acero. La carga axial constante en la base de los muros fue 780 kN. Esta incluye el peso propio del muro y el peso de cualquier instalación montada en el muro. Beyer et al. (2008b).

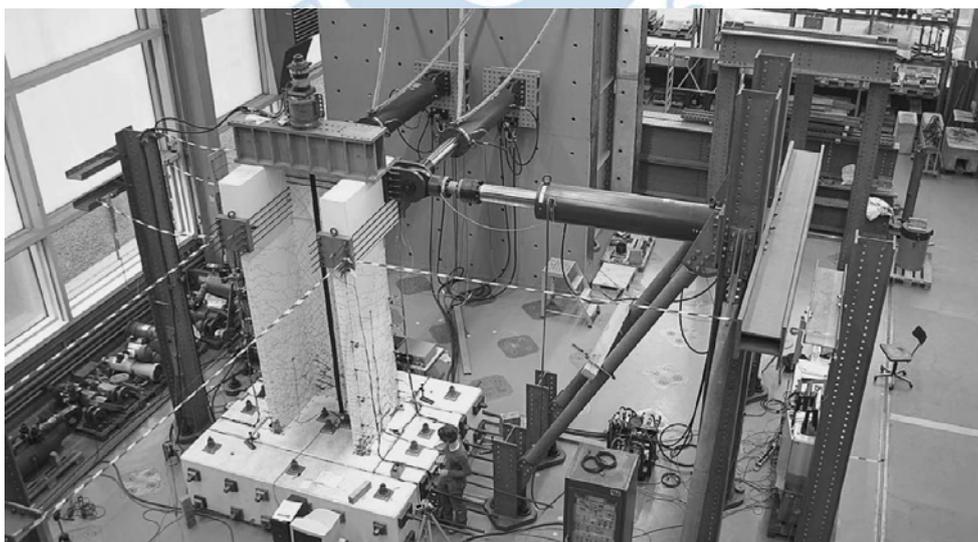


Figura 30. Configuración del ensayo cuasi estático del muro, ubicación de los tres actuadores.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

En la fotografía de la **Figura 30** se ve que a los costados del muro hay columnas metálicas que son utilizadas como referencia. El muro es expuesto a historia de cargas cíclicas biaxiales laterales. Para esto, se utiliza un actuador para las dos alas en dirección norte-sur (NS) y un actuador en la dirección este-oeste (EO) para el alma (**Figura 31a**). De acuerdo con Beyer et al. (2008b), se usan los tres actuadores para controlar los grados de libertad traslacionales y la rotación de la cabeza del muro. Las fuerzas aplicadas en NS a través de sus actuadores se aplican a 2.95m de la base y las fuerzas aplicadas en EO a 3.35 m, ver **Figura 31a**.

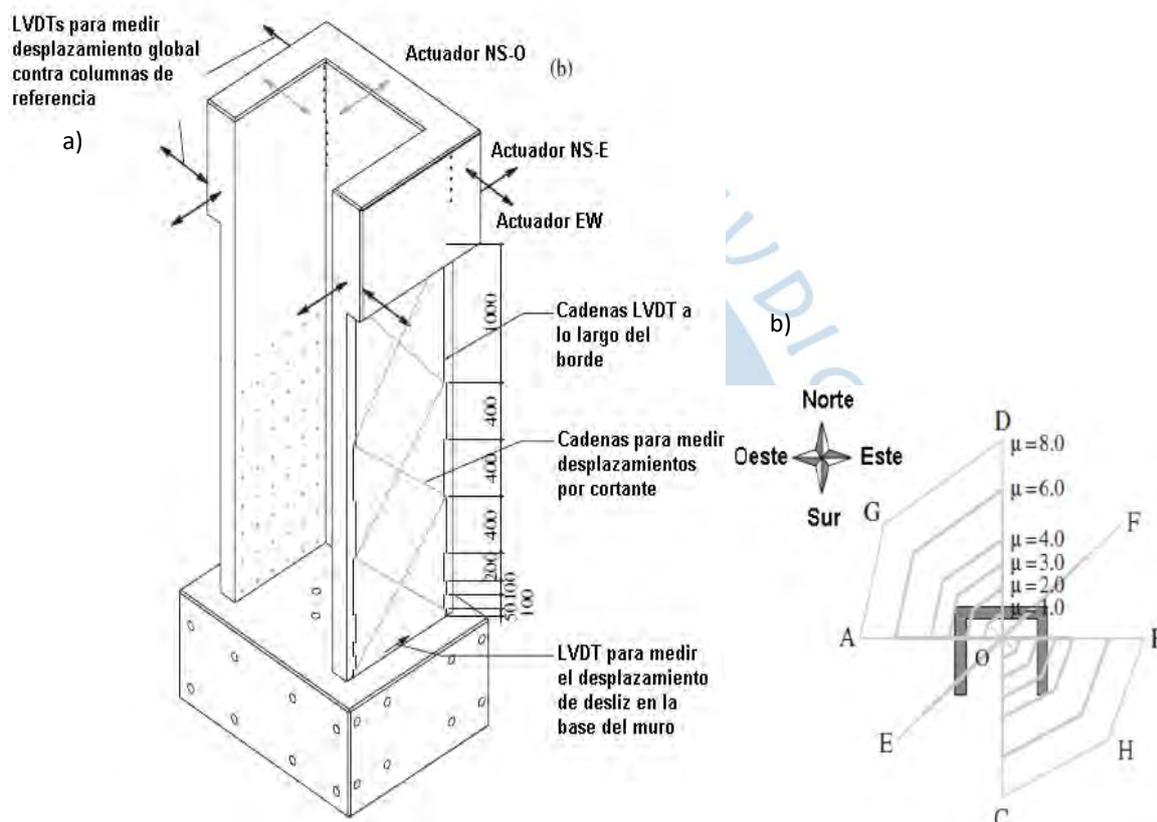


Figura 31. Muro TUB, a) Instrumentación, ubicación de actuadores y LVDT, b) puntos cardinales y patrón de desplazamiento a imponer.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

Para la toma de datos de los desplazamientos horizontales, verticales, deformación por cortante y para medir desplazamiento por deslizamiento en la base se utilizaron LVDT (de sus siglas en inglés “transformador diferencial de variación lineal”). La ubicación de los medidores LVDT se muestran en la **Figura 31a** (Beyer et al., 2008b).

La convención de los puntos cardinales para el muro TUB se muestra en la **Figura 31b**. Las direcciones de carga son cinco, las cuales se muestran en la **Figura 31b**. Se puede observar que las direcciones están etiquetadas con letras, las cuales son:

- Posición A y B: dirección EO, paralela al alma
- Posición C: dirección sur, paralela a las alas

- Posición D: dirección norte, paralela a las alas
- Posición E y H: dirección diagonal, un extremo de ala (*flange*) termina en compresión
- Posición F y G: dirección diagonal, una esquina termina en compresión

El punto de control del desplazamiento es el mismo punto de aplicación de las fuerzas: norte-sur a 2.95m y este-oeste a 3.35m. La dirección diagonal es la que une un extremo con una esquina opuesta. Es decir, para la dirección E-F se uniría el extremo del ala oeste con la esquina este opuesta; para la dirección H-G se uniría el extremo del ala este con la esquina oeste opuesta. Los desplazamientos de las direcciones EO (este-oeste) y NS (norte-sur) corresponden a la relación 1.3:1.05 (Beyer et al., 2008b).

El patrón de carga está definido por cuatro sub-ciclos bien determinados:

1. Ciclo EO: el ciclo se desarrolla sólo en el eje paralelo al alma.
Patrón: O->A->B->O
2. Ciclo NS: el ciclo se desarrolla sólo en el eje paralelo a las alas
Patrón: O->C->D->O
3. Ciclo diagonal: el ciclo se desarrolla en dirección diagonal
Patrón: O->E->F->O
4. Ciclo *sweep*: el ciclo se desarrolla en diferentes direcciones, siguiendo:
Patrón: O->A->G->D->C->H->B->O

La historia de carga completa es la repetición de este patrón para diferentes niveles de ductilidades. Los primeros cuatro niveles son controlados por fuerza. Estos están a 25, 50, 75 y 100% de las fuerzas correspondientes al punto de fluencia. Además, en estos cuatro primeros ciclos, en vez del "ciclo *sweep*" se reemplaza por un ciclo diagonal de patrón "O->H->G->O". Luego, se repitieron los ciclos de los niveles de ductilidad $\mu_{\Delta} = 1, 2, 3, 4, 6$ y 8. Ver **Figura 31b** (Beyer et al., 2008b). Las derivas y desplazamientos correspondientes al punto de fluencia se encuentran en la **Tabla 3**.

Tabla 3. Desplazamientos y derivas del punto de fluencia y máximos desplazamientos y derivas de cada dirección de carga.

	Δ_y [mm]	δ_y [%]	Δ_y [mm]	δ_y [%]
Pos. A, B (h=3.35m)	13.5	0.4	81	2.42
Pos. C (h=2.95m)	12.7	0.43	76.2	2.58
Pos. D (h=2.95m)	15	0.51	90	3.05
Pos. E, H (h=2.95m)	12.7	0.43	76.2	2.58
Pos. F, G (h=2.95m)	12.1	0.41	72.6	2.46

Fuente: Beyer, Dazio y Priestley (2008b)

1.4.4 Mecanismo de falla del muro del ensayo

De acuerdo con Beyer et al. (2008b), el muro falló en el nivel de ductilidad $\mu_{\Delta}=6$ por aplastamiento debido a compresión diagonal en la parte no confinada del muro alma (norte-sur), al momento de cargar al muro del punto H al punto B. Ver **Figura 32**.

Esta falla empezó a partir del ciclo $\mu_{\Delta}=2$ con el desprendimiento del concreto, y empezó a hacerse visible el acero en el ciclo $\mu_{\Delta}=4$. En el ensayo se observó que el muro disminuyó su espesor a 3cm. Cabe mencionar que los autores han registrado que en las zonas no confinadas el daño fue mayor que en las zonas confinadas.

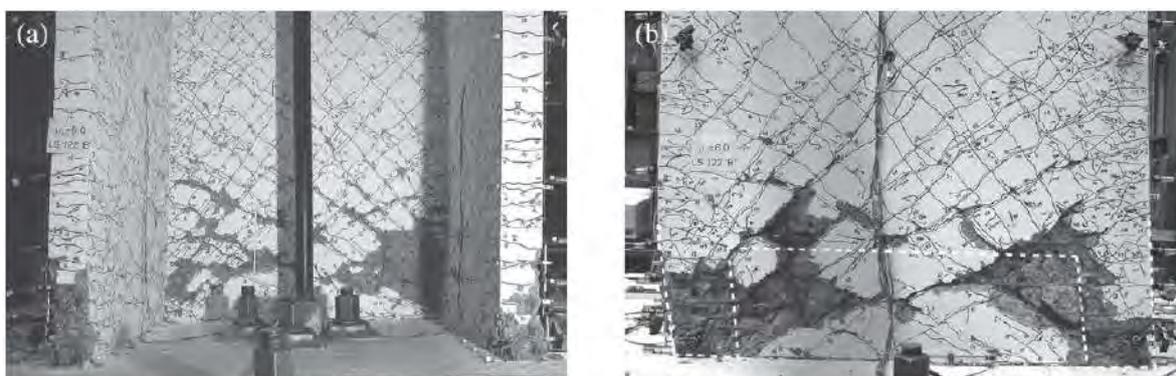


Figura 32. Vista de sur a norte (a) y vista de norte a sur (b) en la posición B durante el ciclo *sweep* en $\mu_{\Delta}=6$.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

En la **Figura 32b** se puede observar que la parte inferior encerrada con líneas punteadas se formó un mecanismo parecido al de pórticos con “columnas cortas” que se desarrolla en el alma.

1.4.5 Comportamiento del muro del ensayo

Se concluyó que un ala, que estaba en compresión durante un ciclo de carga diagonal, tuvo como resultado un momento significativamente pequeño, en la base, comparado con el calculado. La capacidad de desplazamiento también resultó menor.

El muro falló por aplastamiento en el alma, pues este muro fue diseñado con normas que no tenían en cuenta el mecanismo de falla por cargas diagonales, aunque tenía esquinas bien confinadas que previeron el colapso. Cabe mencionar que los momentos bidireccionales favorecieron el desprendimiento del concreto en las zonas no confinadas, lo que causó la reducción del espesor del muro.

Los desplazamientos por cortante fueron mayores cuando una sección de muro estaba bajo esfuerzo de tracción. Según Beyer et al. (2008b), estos desplazamientos por corte eran mayores que los que resultan de un muro rectangular.

1.4.6 Lazos de histéresis del muro del ensayo

A continuación, se muestran las gráficas de los lazos de histéresis de fuerza del actuador – deformación en el punto de aplicación. Los ciclos considerando solo la dirección este-oeste se muestran en las **Figura 33** y **Figura 34**. Los lazos de histéresis con las fuerzas del actuador EO se observan en **Figura 33**. A pesar de que se han aplicado cargas complejas Beyer et al. (2008b) menciona que los lazos de histéresis lucen similares a los de un muro rectangular sometido a solamente cargas laterales uniaxiales.

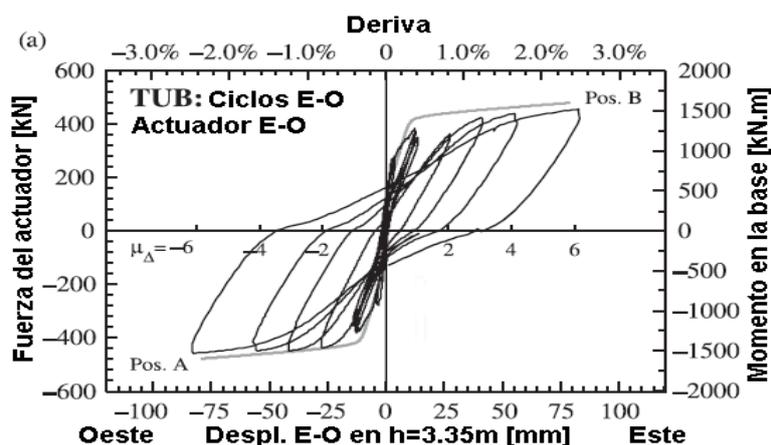


Figura 33. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos EO, fuerzas del actuador EO.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

La **Figura 34** muestra las fuerzas aplicadas por los actuadores NS durante los ciclos EO. Estas fuerzas han servido para restringir el cabezal del muro para evitar el giro o torsión. Según Beyer et al. (2008b), las fuerzas de los actuadores NS fueron necesarias pues el centro de corte quedó cerca al centro del alma.

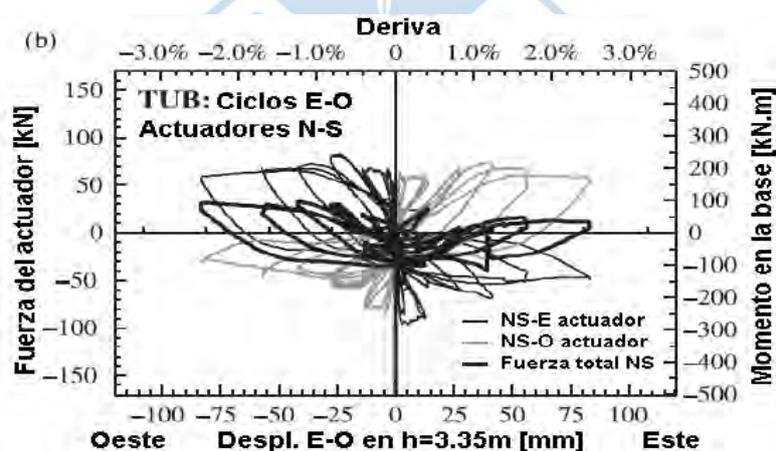


Figura 34. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos EO, fuerzas totales de los actuadores NS.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

En los ciclos NS, la distribución de las fuerzas en cada ala fue simple debido a que se aplicaron paralelamente al eje de simetría (Beyer et al., 2008b). Ver **Figura 35** y **Figura 36**. Debido a la fisuración en ambas alas y el estado de esfuerzos en cada muro, las fuerzas registradas en cada ala son ligeramente diferentes.

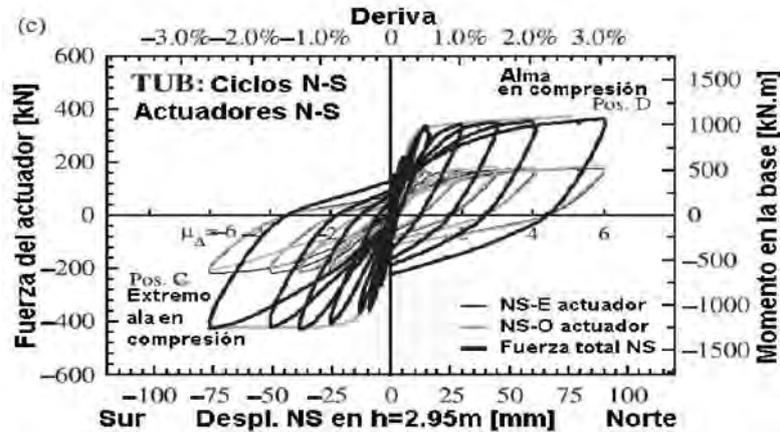


Figura 35. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos NS, fuerzas totales de los actuadores NS.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

Debido al ensayo anterior de los ciclos en dirección EO, en el inicio del primer ciclo NS la fuerza en el actuador EO fue negativa. Esta fuerza correspondía a la fuerza necesaria para volver a dejar en desplazamiento cero en EO antes del ensayo en el ciclo NS (Beyer et al., 2008b). En la **Figura 36** se muestra la relación entre la fuerza del actuador EO y el desplazamiento NS. La fuerza inicial EO fue decayendo rápidamente durante el ensayo en dirección NS (Beyer et al., 2008b).

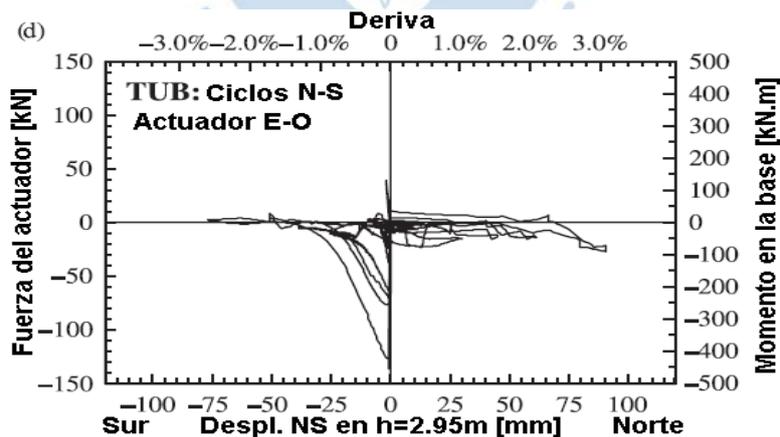


Figura 36. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos NS, fuerzas del actuador EO.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

Los lazos de histéresis fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales se muestran en las **Figura 37** - **Figura 40**. De acuerdo con Beyer et al. (2008b), las cargas en dirección

diagonal eran las más complicadas debido a que la rigidez de las alas era diferente, pues el ala en compresión es más rígida que en tracción. Otra razón de la complicación fue que las fuerzas cortantes eran transferidas con limitaciones a la base pues la fisuración en la base se mantuvo abierta en casi toda la longitud. Y, por último, la flexión fuera del plano probablemente fue relevante para el mecanismo de transferencia de cargas.

En la **Figura 37** se muestra el lazo de histéresis del momento aplicado en la base de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los momentos EO y NS (SRSS) versus el desplazamiento en la base de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los desplazamientos EO y NS (SRSS). Los momentos y desplazamientos positivos de la gráfica de la **Figura 37** se tomaron en la esquina derecha del muro en compresión. Los momentos y desplazamientos negativos se tomaron en el extremo del ala izquierda del muro en compresión. En la **Figura 38** se muestran los lazos de histéresis para los ciclos diagonales. Estos lazos están graficados con las fuerzas del actuador EO y los desplazamientos EO en $h=2.95$ m.

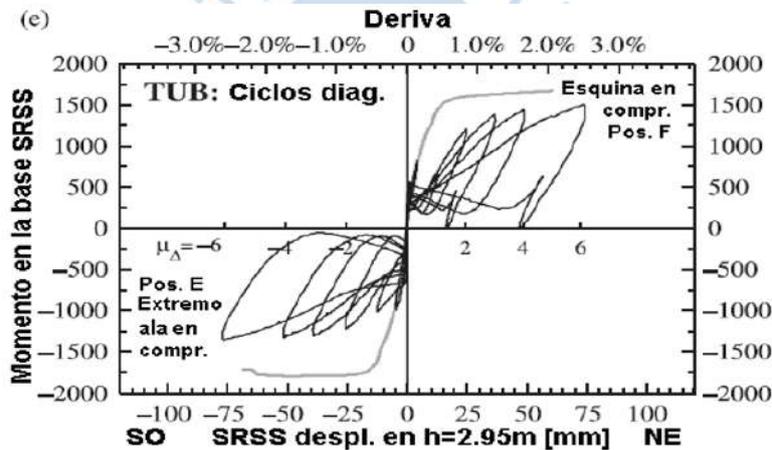


Figura 37. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales, momento en la base SRSS.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

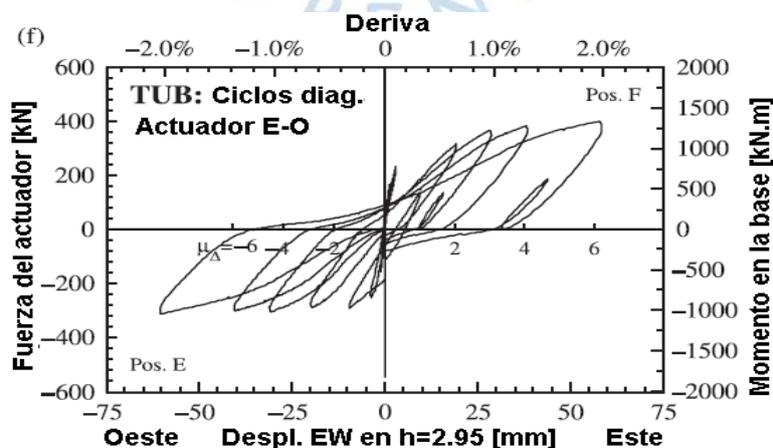


Figura 38. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales, fuerzas del actuador EO.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

En la **Figura 39** se muestran los lazos de histéresis para los ciclos diagonales. Estos lazos están graficados con las fuerzas del actuador NS y los desplazamientos NS en $h=2.95$ m.

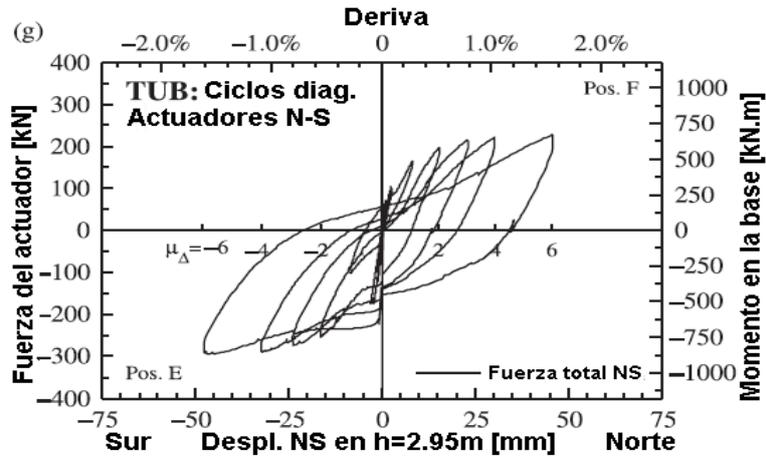


Figura 39. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales, fuerza total de los actuadores NS.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

En la **Figura 40** se muestran los lazos de histéresis para los ciclos diagonales. Estos lazos están graficados con las fuerzas de los actuadores NS (E) y NS (O) y los desplazamientos NS en $h=2.95$ m.

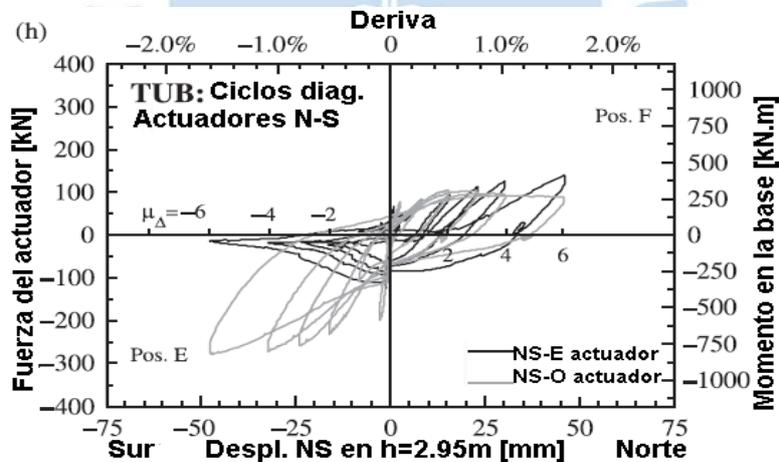


Figura 40. Lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento para los ciclos diagonales, fuerzas de cada actuador NS.

Fuente: Beyer, et al. (2008b)

Capítulo 2

Simulación avanzada de los muros de corte

2.1 Conceptos básicos del comportamiento, análisis y simulación no lineal

En este apartado se explica de qué se trata el comportamiento no lineal, el análisis no lineal, y la simulación no lineal en forma general.

2.1.1 Conceptos básicos del comportamiento no lineal

En casos de sismos moderados o severos, es muy probable que el comportamiento de las estructuras sea no lineal. A continuación, se explica la relación fuerza-desplazamiento típica del comportamiento no lineal de los elementos estructurales. En el apartado que sigue se diferencia el comportamiento elástico e inelástico, lineal y no lineal. Y en el último apartado se describe la curva estandarizada de fuerza – deformación de ASCE 41-17.

2.1.1.1 Relación fuerza – deformación típica. Powell describe la relación fuerza-desplazamiento típica de una estructura o elemento de una estructura. El autor explica que el término “fuerza” puede referirse a cargas axiales en una barra, momento por flexión en una rótula plástica, fuerza de corte, esfuerzo normal, entre otros, dependiendo del tipo de componente y la acción que la afecta. El término “deformación” corresponde al tipo de carga como: extensión axial, rotación de rótula plástica, deformación por cortante, entre otros (Powell, 2010).

En la **Figura 41** se muestra la relación fuerza-deformación típica de un componente o elemento de una estructura. Al momento de aplicarse una fuerza inicial a un elemento, la curva empieza lineal (1) hasta llegar a la primera fluencia (2). Aquí disminuye su pendiente y entra pronto al estado de endurecimiento por deformación (3). Luego aumenta ligeramente la resistencia para pasar a ser resistencia última (4), la cual es casi constante hasta llegar a su ductilidad límite (5). Después ocurre una pérdida de resistencia (6) que la lleva a terminar con una resistencia residual (7). Finalmente, la curva llega hasta la falla completa, con resistencia igual a cero (Powell, 2010)

Cuando la fuerza aplicada al componente es cíclica, se desarrollan lazos de histéresis. Estas cargas cíclicas normalmente son de carga y descarga y van desarrollándose lo largo de

la curva fuerza-deformación. En el punto 9 de la **Figura 41** se ve un lazo de histéresis representando un ciclo. Podría decirse que se origina cargando al elemento hasta un punto (en el caso de la **Figura 41** hasta la resistencia última) y seguidamente ocurre la descarga. Luego, vuelve a cargarse el elemento para empezar un nuevo ciclo. Pero en este caso no vuelve a tener la misma resistencia (punto 10) ni rigidez; debido a diversos factores como fisuración del concreto, fluencia del acero, etc.

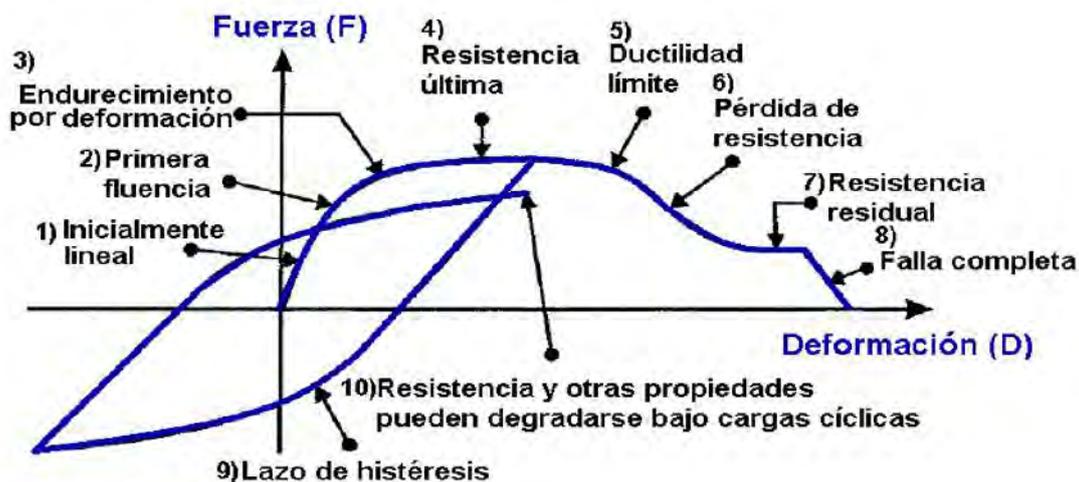


Figura 41. Relación fuerza-deformación para un componente estructural típico.

Fuente: Powell (2010)

En la guía de simulación de Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER por sus siglas en inglés) y de Applied Technology Council (ATC), existe la definición *backbone curve* (curva principal en español). Esta curva es una relación fuerza-deformación de referencia de elementos estructurales. La curva principal puede ser resultado de 1) una simulación analítica afinada, 2) un ensayo monotónico, o 3) recálculo de un ensayo cíclico. La combinación de las tres opciones es la mejor aproximación (PEER/ATC, 2010). Sirve para el análisis y caracterización de modelos no lineales (Segovia, 2016). Esta curva define los límites en los que se encuentran confinada la respuesta histerética de un componente (PEER/ATC, 2010).

Las curvas principales obtenidas de un ensayo monotónico y las obtenidas de la envolvente de las curvas cíclicas de un ensayo cíclico tienen algunas características distintas. En la **Figura 42a** se muestra la diferencia en la pendiente de caída entre la curva principal monotónica (línea continua roja) y la curva principal de ensayos cíclicos (línea punteada negra) de una viga de acero. La deformación máxima en la curva principal de ensayos cíclicos comienza antes que la curva monotónica. En la **Figura 42b** también se nota la diferencia. La caída de pendiente es rápida en la curva principal de ensayos cíclicos (línea punteada roja) de un muro de corte de madera contrachapada. Claramente hay mayor degradación del material en el ensayo cíclico.

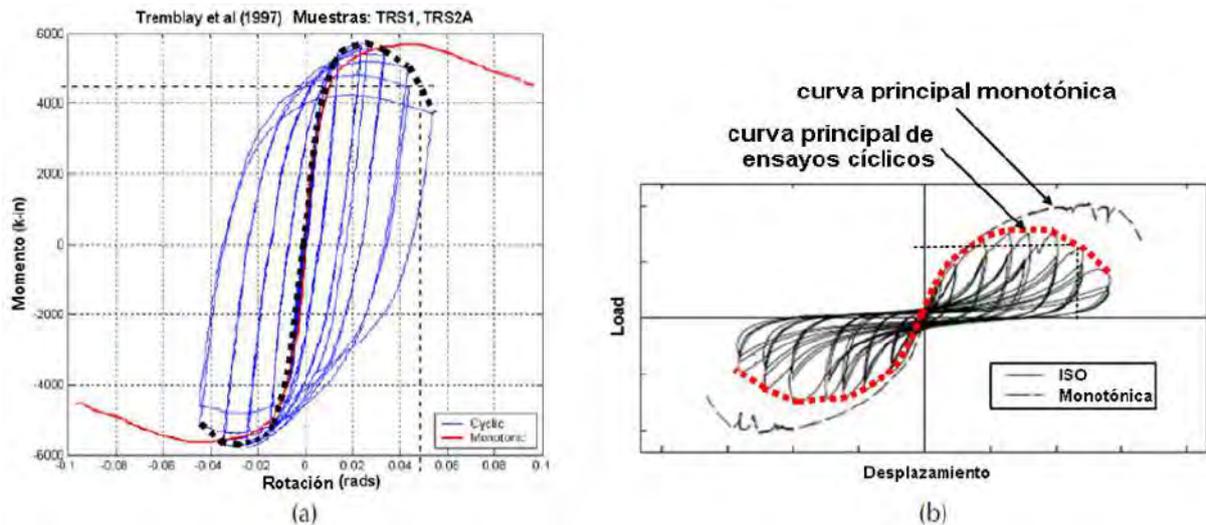


Figura 42. Respuestas monotónicas y cíclicas de muestras idénticas, y esqueleto de curva ajustada a la respuesta cíclica para: a) viga de acero, b) muro de corte de madera contrachapada.

Fuente: PEER/ATC (2010)

La curva principal es utilizada normalmente para representar el comportamiento de los elementos estructurales. En softwares de análisis estructural como SAP 2000 CSI., ETABS CSI., Perform 3d CSI, existe la opción de ingresar los puntos más relevantes de la curva principal de fuerza – deformación.

2.1.1.2 Comportamiento elástico e inelástico, lineal y no lineal. En la curva de fuerza-deformación de la **Figura 41**, se observa que la primera parte (1) el componente tiene comportamiento aproximadamente lineal antes del punto de fluencia. Esta zona es elástica, lo que quiere decir que al cargar y descargar no hay pérdidas de energía y la forma del elemento regresa a ser la original (**Powell, 2010**).

En cambio, pasado el punto de fluencia el comportamiento del componente comienza a ser no lineal e inelástico (**Powell, 2010**). En la **Figura 41** se puede observar que la curva desde el punto de fluencia es no lineal. Cuando la fuerza se retira, sólo una parte de la energía es recuperada. Esto es así debido a la degradación de los materiales del elemento. Los componentes inelásticos siempre serán materiales no lineales (**Powell, 2010**).

Por otro lado, un elemento puede ser elástico y no lineal. Es decir, que después de deformarse el elemento, recupera su energía completamente (**Powell, 2010**). Pero su curva principal de fuerza-deformación no es una línea recta. En la **Figura 43** se muestran curvas de fuerza-desplazamiento de bandas de caucho de nitrilo a manera de ejemplo. Como se sabe el caucho es un material elástico, y su curva es no lineal. Otro ejemplo es el resorte, el cual tiene una brecha. La rigidez del resorte es cero cuando la brecha está abierta, y aumenta cuando la brecha se cierra. En el momento en que la rigidez cambia hay comportamiento no lineal, pero sigue siendo elástico (**Powell, 2010**).

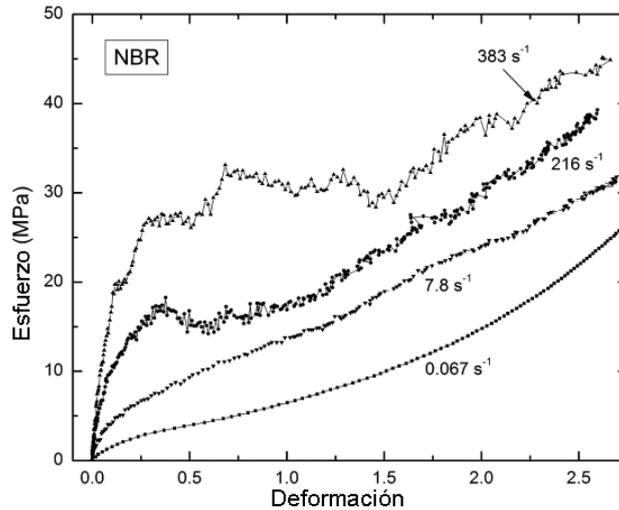


Figura 43. Ejemplo de cuatro curvas fuerza-deformación de bandas de caucho nitrilo.

Fuente: Roland (2006)

2.1.1.3 Curva estandarizada de fuerza – deformación de respuesta según ASCE 41.

ASCE 41-17 provee los procedimientos para desarrollar los parámetros de simulación estructural y los criterios de aceptación⁶ para componentes de una estructura. En la **Figura 44** se muestra una ilustración de la obtención de la curva principal a partir de las envolventes de ensayos monotónicos y cíclicos (**ASCE, 2017**).

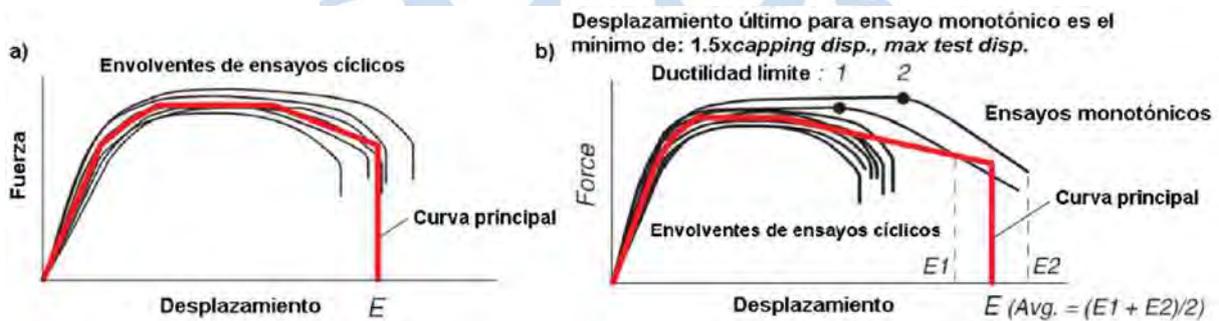


Figura 44. Ilustración de las curvas principales derivadas de envolventes de datos de ensayos experimentales, a) construcción a partir de envolvente de ensayos cíclicos, b) construcción usando envolventes de ensayo cíclico suplementado con ensayos monotónicos.

Fuente: ASCE 41 (2017)

ASCE 41-17 ha estandarizado la relación fuerza-deformación para el análisis no lineal. En la **Figura 45** se muestra la curva idealizada de relación fuerza-deformación de

⁶ Los criterios de aceptación son valores límites de propiedades, como derivas, demanda de resistencia, y deformación inelástica, usada para determinar la aceptabilidad de un componente en un nivel de desempeño dado (ASCE 41-17).

componentes. Se usa para especificar la simulación de componentes y los criterios de aceptación para acciones controladas por deformación (ASCE 41, 2017).

Del punto A al punto B la respuesta es lineal. Donde el punto A es el estado del componente no cargado y el punto B es el punto de fluencia efectiva. Luego sigue la curva de B a C, la cual representa a la respuesta del endurecimiento por deformación. La pendiente B-C es suave y se encuentra alrededor del 0 al 10%. Donde C es el punto de resistencia máxima. La curva de C a D representa la degradación significativa de la resistencia. Después, la resistencia del punto D se reduce mínimamente hasta el punto E. La resistencia en el punto E puede tener un valor muy pequeño o aproximadamente cero, ver **Figura 45** (ASCE 41, 2017).

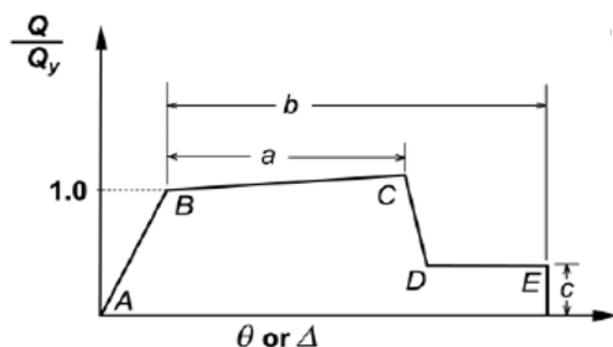


Figura 45. Idealización de curva principal (*backbone curve*), relación fuerza-deformación.

Fuente: ASCE 41 (2017)

2.1.2 Conceptos básicos de análisis y simulación no lineal

Este apartado trata de explicar los tipos de procedimientos de análisis según ASCE 41-17 y los tipos de análisis según Powell (2010). Además, se describen las generalidades de la simulación no lineal.

2.1.2.1 Tipos de procedimientos de análisis según ASCE 41-17. Los tipos de procedimientos para el análisis sísmico que pueden realizarse para evaluar el comportamiento a una edificación son: el procedimiento lineal estático, procedimiento lineal dinámico, procedimiento no lineal estático y el procedimiento no lineal dinámico (**ASCE 41, 2017**). El primer procedimiento es el menos complejo de todos, pero no da resultados precisos. El procedimiento no lineal dinámico es el más detallado y con él se obtiene resultados con mayor confiabilidad, sin embargo, es complejo. Necesita de mayor gasto computacional y tiempo (**Hagen, 2012**). Por ello no es muy utilizado en la práctica profesional.

El primer tipo de procedimiento, lineal estático, es permitido para edificaciones que no tienen irregularidades definidas en ASCE 41-17. Si se escoge este tipo de procedimiento para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas, su distribución en la altura, las fuerzas internas, y el desplazamiento del sistema debe ser determinado usando análisis estático lineal elástico (ASCE 41, 2017). El segundo procedimiento es el lineal dinámico, también es sólo permitido

para edificaciones sin irregularidades. Y los parámetros de fuerza, desplazamiento, entre otros, deben ser calculados con análisis dinámico lineal elástico (ASCE 41, 2017).

El procedimiento no lineal estático es permitido para todas las edificaciones, incluidas aquellas a las que no se les permite análisis con procedimiento lineal. Debe someterse a modelación matemática que incorpore directamente las características no lineales de carga-deformación de componentes individuales de la edificación. Debe estar sujeto a cargas laterales incrementadas monotónicamente que representan a las fuerzas inerciales en un sismo hasta que el desplazamiento máximo es superado (ASCE 41, 2017). Una consideración es que el modelo de análisis debe ser discretizado para representar la respuesta de fuerza – deformación de cada componente para identificar ubicaciones de acción inelástica (ASCE 41, 2017).

El procedimiento no lineal dinámico también es permitido para todas las edificaciones. Debe someterse a modelación matemática que incluya características no lineales de carga-deformación de los componentes. Debe estar sujeto a sismos representados por historias de aceleración de movimiento de tierra para obtener fuerzas y desplazamientos (ASCE 41, 2017).

2.1.2.2 Tipos de análisis según Powell (2010). El tipo de relación fuerza-deformación de un componente puede tener muchas propiedades, pero no es necesario especificar todas las propiedades para realizar un análisis (Powell, 2010). Powell (2010) presenta tres categorías amplias de análisis en la que especifica qué tipo de relación fuerza- deformación es necesaria.

El análisis lineal elástico es el que requiere propiedades menos complejas. Este requiere una rigidez constante. Es el tipo de análisis más común y es usado para calcular demandas de resistencia y comparar con la capacidad de resistencia (Powell, 2010).

El siguiente tipo de análisis es el no lineal no cíclico (o no lineal monotónico). Este análisis normalmente es inelástico, pero puede ser no lineal elástico. Este análisis requiere una relación fuerza-deformación no lineal, sin embargo, no necesita lazos de histéresis. Las aplicaciones de este análisis son: a) cálculo de la capacidad de resistencia de una estructura o parte de una, b) análisis *push-over* estático para la evaluación del comportamiento bajo cargas de sismo, y c) análisis de colapso “progresivo” o “desproporcionado” de estructuras dañadas por explosiones (Powell, 2010).

El último tipo de análisis es el no lineal cíclico. Es usualmente inelástico y requiere además de una relación fuerza-deformación no lineal, lazos de histéresis. Aunque no es necesario incluir todas las características no lineales en la relación. La aplicación más común es el análisis de cargas sísmicas (Powell, 2010).

2.1.2.3 Generalidades del análisis no lineal. De acuerdo con PEER/ATC 72-1, el análisis no lineal de historia de respuesta es la mejor herramienta disponible hasta ahora para la predicción de respuesta de edificaciones. Y aunque no da la respuesta exacta del comportamiento de las edificaciones, da información útil para el diseño (Powell, 2007).

Existen dos tipos de no linealidades de los elementos que conforman una estructura: la no linealidad material y la geométrica. En la no linealidad material se identifican las fallas de fluencia, fisuración, aplastamiento, deslizamiento y fractura del material. La linealidad geométrica es causada por el cambio de forma de la estructura. Los efectos P-delta y los efectos desplazamientos largos son parte de la no linealidad geométrica (Powell, 2007).

Se debe tener en cuenta también las cargas. Cuando una estructura está expuesta a cargas dinámicas es recomendable realizar análisis no lineal dinámico. Las cargas dinámicas a las que están sometidas las estructuras normalmente están acompañadas de cambios de intensidad y posición, hacen desarrollar fuerzas inerciales a la estructura. Incluso la deformación máxima no coincidiría con la intensidad máxima de la fuerza aplicada (Diccionario de Arquitectura y Construcción, 2019). Por ello, en el análisis se debe considerar la inercia y las fuerzas de amortiguamiento. Esto significa que se necesitan tres matrices: matriz de rigidez, matriz de masa y matriz de amortiguamiento (Powell, 2010). Es importante resaltar que la relación fuerza-desplazamiento de los materiales de los componentes deben tener el rango inelástico, para así obtener la respuesta de todo el sistema en análisis (PEER/ATC, 2010). Esto es debido a que el comportamiento del material mayormente depende de las deformaciones (Powell, 2010).

La mayoría de los análisis no lineales son la extensión de los métodos lineales. En la no linealidad material tienen dos etapas llamadas linealización y actualización. En cada una se obtiene una relación fuerza-desplazamiento. Generalmente son diferentes y generan desbalances de equilibrio en la solución linealizada. De acuerdo con Powell (2010), para corregir estos desbalances normalmente se requiere un tipo de iteración. Esto podría resolverse con ayuda de un *software*.

En cuanto a la carga de gravedad, la que se aplica en el análisis debe ser igual a la esperada en la estructura. Incluso las cargas de gravedad deberían ser usadas como las bases para establecer la masa sísmica para el análisis no lineal (PEER/ATC, 2010). Los efectos P-delta también podrían considerarse en el análisis no lineal. Estos efectos P-delta pueden ser considerados como cargas laterales adicionales. Las cuales incrementarían las fuerzas y deflexiones laterales y reducirían resistencia lateral en la estructura (PEER/ATC, 2010). Aunque no siempre se incluyen.

2.1.3 Conceptos básicos de la simulación no lineal con FEM⁷ y AEM⁸

Varios aspectos deben ser adaptados a las características de la simulación no lineal. Entre los más importantes está el tipo de herramienta de simulación no lineal (el cual se encuentra previamente definido en los *softwares*), el modelo de lazos de histéresis, amortiguamiento, entre otros. Así el análisis podría simular los modos significativos de la deformación y deterioro desde el daño inicial hasta el colapso de la estructura (PEER/ATC, 2010). Esto es posible gracias a los avances en tecnologías computacionales y datos experimentales disponibles hoy en día.

Este apartado trata de explicar los tipos de herramientas de simulación no lineales y modelos de análisis más utilizados en varios *softwares* de análisis inelástico no lineal de estructuras como edificaciones. Las demás características de la simulación no lineal (del *software* Perform 3D) se explica en el apartado 2.2.

2.1.3.1 Tipos de herramientas de componentes no lineales. Los *softwares* de análisis no lineal tienen tipos de herramientas no lineales que sirven para representar su comportamiento idealizado. Estos pueden representar el comportamiento por carga axial, flexión y cortante, de manera conjunta o separada. Los tipos de herramientas pueden diferenciarse por el grado de idealización (PEER/ATC, 2010). Según *National Institute of Standards and Technology* (2010), los tipos de herramienta son fenomenológicos en el sentido de que dependen de la calibración empírica basada en el comportamiento observado en algún nivel de idealización.

En la **Figura 46** se pueden ver tipos de herramientas para elementos viga y columna; desde los resortes uniaxiales hasta elementos finitos continuos. Los tipos de herramientas concentrados son bastante fenomenológicos ya que las funciones que describen su comportamiento estructural están basadas en la calibración total del elemento, ver **Figura 46a**, **Figura 46b** y **Figura 46c** (NIST, 2010). Estos tipos de herramientas están caracterizados por tener en las zonas extremas la plasticidad concentrada (PEER/ATC, 2010).

En cambio, los tipos de herramienta de fibra y de elementos finitos continuos (**Figura 46d** y **Figura 46e**) son calibrados a nivel del material. Donde el equilibrio y cinemática de los componentes son representadas más directamente a través de la formulación. Estas herramientas se adaptan a diferentes geometrías y regímenes de cargas (NIST, 2010). Sin embargo, deberían ser validados con datos de ensayos que representen el comportamiento que gobierna a los componentes (NIST, 2010). La ventaja es que una vez calibrados da una muy buena aproximación de resultados.

⁷ FEM: por sus siglas en inglés “método de los elementos finitos”.

⁸ AEM: por sus siglas en inglés “método de elemento aplicado”.

El tipo de herramienta de sección de fibras de la **Figura 46d**, de inelasticidad distribuida según PEER/ATC (2010), captura algunos aspectos del comportamiento implícito. Estos son la integración de esfuerzos y deformaciones por flexión, a través de la sección transversal a lo largo del elemento. Y también captura efectos del comportamiento explícito. Son la definición de la respuesta esfuerzo-deformación efectiva del concreto como función del confinamiento (PEER/ATC, 2010).

Los elementos finitos continuos **Figura 46e** representa explícitamente el comportamiento no lineal de los materiales y los elementos finitos que componen al elemento (viga o columna). Incluye elementos finitos que representan el concreto, el refuerzo longitudinal y el refuerzo de corte (PEER/ATC, 2010). Este tipo representa: el aplastamiento, agrietamiento y la dilatación del concreto; y la fluencia, pandeo y fractura del acero. Además de la transferencia de esfuerzos entre el concreto y el acero (PEER/ATC, 2010). Los modelos continuos generalmente no tienen predefinidos los modos de comportamiento de los elementos, ni la rigidez, resistencia o capacidad de deformación de los elementos, sino que estos efectos son capturados en el modelo a través de las propiedades de los materiales (PEER/ATC, 2010).

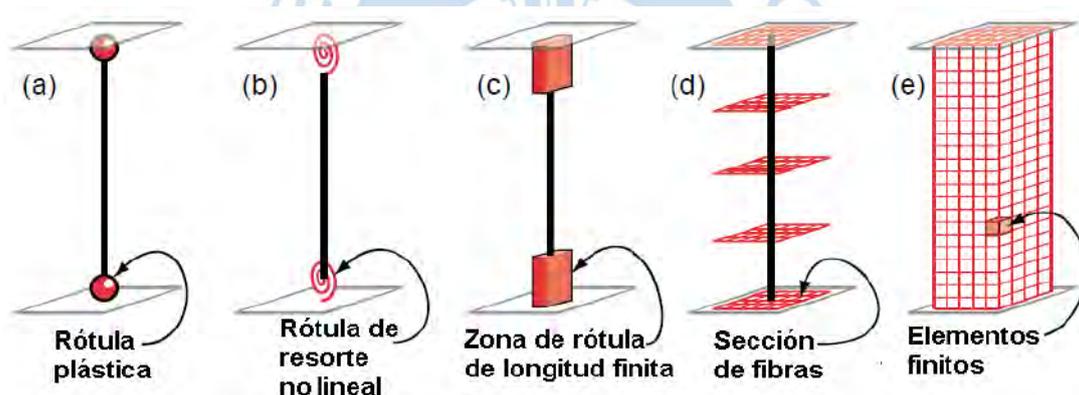


Figura 46. Tipos de herramientas estructurales.

Fuente: NIST (2010)

Cabe resaltar que, al momento de escoger el tipo de herramienta de simulación, se deben evaluar los siguientes factores: la confiabilidad esperada, dificultad, y la eficiencia computacional (NIST, 2010). Los modelos más sofisticados, como los de sección de fibras y elementos finitos) se recomiendan en modelos refinados. También es recomendable usarlos para modelar ensayos reales para su calibración (Segovia, 2016).

2.1.3.2 El método de los elementos finitos (FEM). Los modelos de análisis son una aproximación del comportamiento de la estructura real. Pueden capturar los aspectos importantes del comportamiento, pero omitiendo detalles pues no es posible que los análisis tengan respuestas exactas (Powell, 2010). Sin embargo, en la actualidad se cuenta con modelos de análisis confiables. Entre ellos actualmente se tiene el método de los elementos finitos (FEM) y el método de los elementos aplicados (AEM).

El método de los elementos finitos (FEM) es un método numérico para resolver problemas de ingeniería y matemática física (Faculty of Engineering of UVIC, 2018). El método es útil para resolver estructuras con geometrías complicadas, cargas y propiedades de materiales que las soluciones analíticas no pueden resolver. Mientras que la solución analítica lleva a los componentes como vigas o entramados a una simplificación dramática, el método de los elementos finitos (FEM) diseña la geometría de los elementos de manera más compleja, y el requerimiento de la precisión es mayor (Faculty of Engineering of UVIC, 2018). Incluso para los elementos finitos es necesario entender el comportamiento físico del elemento, identificar la debilidad o desventajas del diseño e identificar el diseño óptimo (Faculty of Engineering of UVIC, 2018).

El modelo de los elementos finitos consiste en un número finito de elementos de un tamaño finito. De acuerdo con Powell, en el FEM los elementos se conectan a otros a través de nodos. Entre los tipos de elementos finitos tenemos los elementos 1-D, de una dimensión (resortes, entramados, vigas, etc.), los elementos 2-D, de dos dimensiones (membrana, placas, elemento *Shell*, etc.) y los elementos 3-D, de tres dimensiones (ver Figura 47).

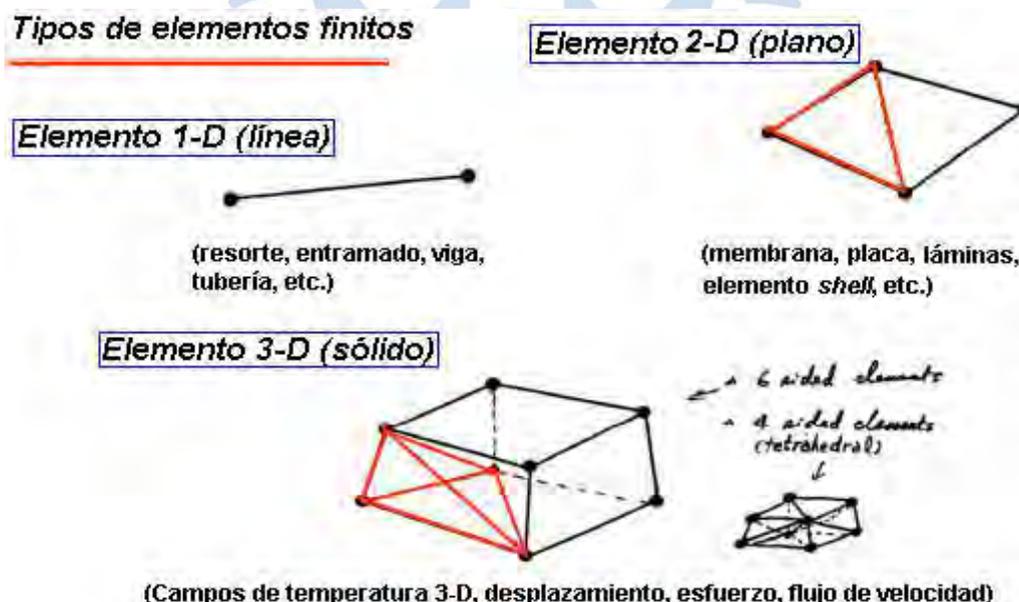


Figura 47. Tipos de elementos finitos.

Fuente: Facultad de ingeniería de Universidad Victoria (2018)

En la **Figura 48** se puede ver un ejemplo de una estructura no real en dos dimensiones propuesto por Powell (2010). Consiste en distintos elementos que están conectados por

nodos. Como se puede observar en la **Figura 48**, las cargas puntuales están impuestas en los nodos, y las cargas distribuidas a lo largo de los elementos.

En la matriz de rigidez de un elemento finito se encuentran incorporadas las características principales. En el caso de un elemento finito estructural, la matriz de rigidez contiene la información de la geometría y el comportamiento del material, la cual indica la resistencia a la deformación axial, por flexión, cortante o torsional del elemento bajo cierta carga. (Faculty of Engineering of UVIC, 2018).

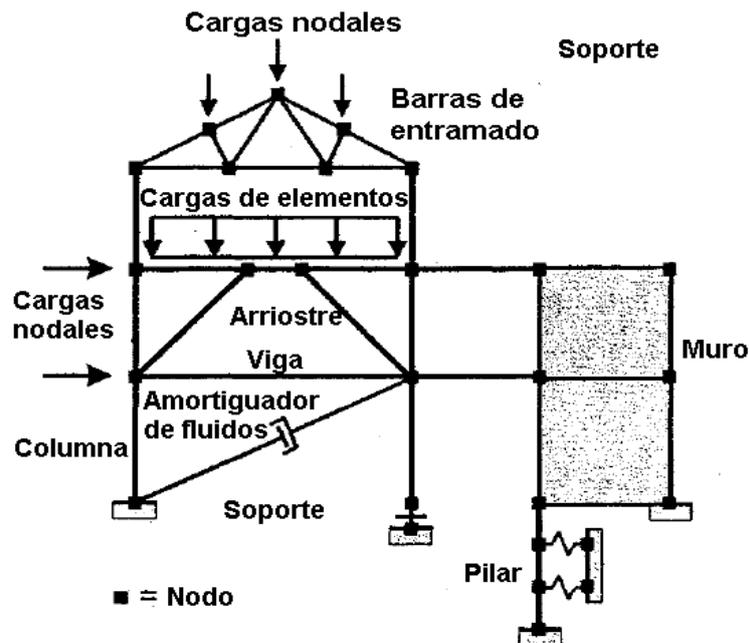


Figura 48. Modelo de estructura de elementos finitos.

Fuente: Powell (2010)

Entre las principales características del modelo de elemento finito que describe Powell (2010) se tiene:

- Los nodos son puntos en el espacio y se pueden considerar como cuerpo rígido (sin dimensiones).
- Los nodos pueden desplazarse por traslación o rotación.
- Usualmente no se conoce el desplazamiento inicial de los nodos. El desplazamiento de algunos nodos puede ser conocidos (un ejemplo son los nodos soporte).
- Los elementos se pueden deformar de distintas maneras. Pueden tener uno, dos o tres dimensiones o cero dimensiones. Un elemento de dimensión cero puede ser deformable.
- Las deformaciones de la estructura se originan en los elementos. También, los elementos pueden desplazarse como cuerpos rígidos.

- Hay tres tipos de fuerzas y momentos: fuerzas externas (en los nodos), fuerzas externas en las restricciones (reacción de soportes), y fuerzas internas ejercidas en el nodo (por el elemento).
- Cada nodo y elemento deben estar en equilibrio como un cuerpo libre para cumplir los requerimientos de equilibrio.
- Para cumplir el requerimiento de compatibilidad no debe haber superposición o vacíos en los extremos de los elementos.
- Para cada elemento deben ser conocidas las relaciones fuerza-desplazamiento.

Para realizar el análisis de elementos finitos, el ingeniero debe especificar las propiedades del modelo, la ubicación de los nodos, elementos, las relaciones fuerza-deformación, cargas, etc. Hay guías y normas para ingresar estos datos, como la relación fuerza-deformación de los materiales de los elementos, pero normalmente no es el caso. En ciertos *softwares* las propiedades son generadas previamente (Powell, 2010).

Este método debe garantizar que los requerimientos de equilibrio y compatibilidad se cumplan, aunque no exactamente, pero con suficiente precisión. El método de elementos finitos es usado para obtener los desplazamientos de los nodos, las deformaciones de los elementos, las fuerzas o esfuerzos de los elementos, las reacciones de los soportes, entre otras respuestas (Powell, 2010).

Es importante resaltar que este método (FEM) es capaz de predecir la respuesta estructural muy bien a modelos de pequeña escala. Pero según Grunwald et al. (2018), no logra formas colapsadas realistas en el caso de estructuras grandes.

2.1.3.3 El método de elemento aplicado (AEM). El método de elemento aplicado (AEM) es un método numérico, el cual es un híbrido de otros dos métodos numéricos: método de los elementos finitos (FEM) y el método de los elementos discretos (DEM, por sus siglas en inglés) (Grunwald et al., 2018). FEM es un método conocido y ampliamente usado, sin embargo, la simulación de la separación de los componentes estructurales es un reto (Grunwald et al., 2018). Puede decirse que el método es preciso hasta la separación de los elementos. En cambio, DEM puede ser utilizado mientras los elementos están separados.

La simulación de la colisión de elementos es importante pues tiene un gran efecto en el desempeño de la estructura (Applied Element Method, 2017). Sin embargo, según Grunwald et al. (2018), no es sencillo modelar la transición de una estructura inicialmente intacta a piezas de escombros discretas, especialmente cuando se trata de estructuras de concreto armado. AEM es capaz de simular el colapso a través de la separación de los elementos, y la predicción de escombros (Applied Element Method, 2017).

Con más de dos décadas de investigación, se ha probado que el método de los elementos aplicados es el único que puede seguir el comportamiento del colapso estructural (Applied Element Method, 2017). Además, pasa por todas las etapas de carga: rango elástico,

fisuración del concreto o materiales con baja resistencia a la tracción, fluencia del refuerzo, separación de los elementos, colisión de los elementos (contacto), y colisión de los elementos con el suelo y estructuras adyacentes (Applied Element Method, 2017).

La idea básica del método es modelar las estructuras con elementos rígidos cúbicos relativamente pequeños. Estos están conectados a lo largo de sus caras con un conjunto de resortes de cortante perpendiculares a las caras (ver **Figura 49**). Al contrario de FEM, las deformaciones se calculan en los resortes de corte, no en los elementos (Grunwald et al., 2018). Por lo tanto, en la ubicación de los resortes se calculan los esfuerzos. Todas las rigideces de los resortes de los elementos son combinados en una sola matriz de rigideces K . Y las ecuaciones del movimiento se resuelven usando algoritmos de paso de tiempo implícito, como en varias implementaciones estándar de elementos finitos (Grunwald et al., 2018). Según Grunwald et al. (2018), la óptima opción de paso de tiempo y número de resortes tiene que ser determinada para cada problema individualmente con estudios de sensibilidad.

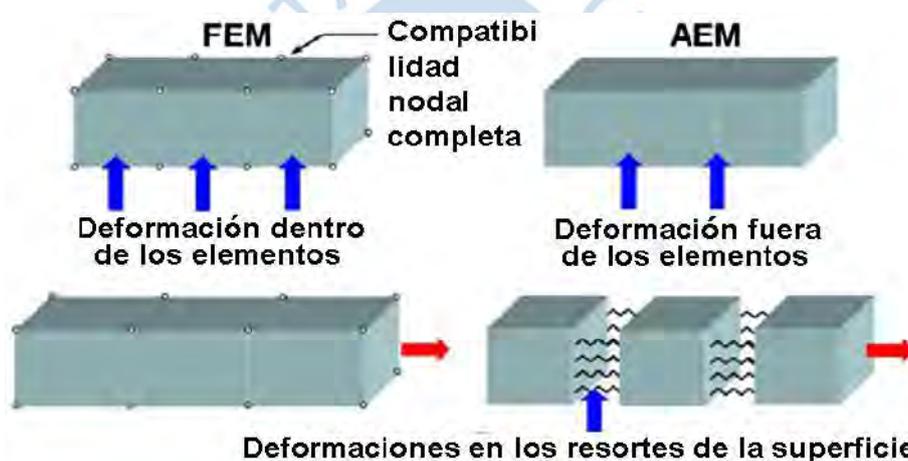


Figura 49. Consideración de las deformaciones en los métodos FEM y AEM.

Fuente: Grunwald et al. (2018)

La separación de los elementos ocurre cuando la deformación resultante de los resortes alcanza la separación límite. Consecuentemente la conexión se elimina y los elementos se comportan como cuerpos rígidos libres.

Una limitación del elemento es que la dirección de una carga debe ser constante, lo que impide al análisis con cargas no conservativas. También, AEM actualmente no es capaz de simular múltiples análisis como efectos térmicos y la reacción subsecuente de la estructura. Pero sigue teniendo mayores ventajas con respecto a la simulación con FEM. Esto es así porque los elementos no necesitan tener sus extremos juntos, lo que permite la simulación de la colisión de los elementos (Grunwald et al., 2018).

En la **Figura 50** se muestra la simulación de la primera deformación principal de una viga con FEM (**Figura 50a**) y AEM (**Figura 50b**).

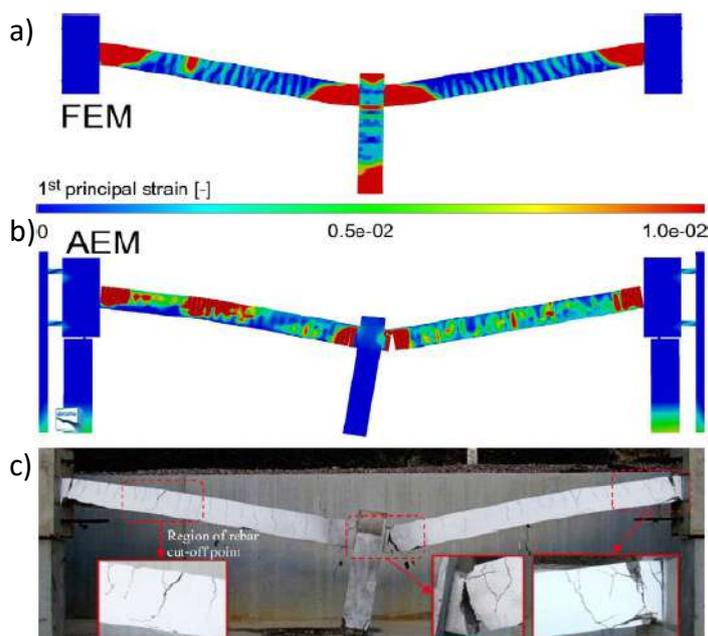


Figura 50. Comparación de patrones de daño: primera deformación calculada con FEM (a) y AEM (b) y viga dañada (c).

Fuente: Grunwald et al. (2018)

Se puede ver claramente las diferencias entre ambos métodos. Por ejemplo, en el extremo de la viga que conecta con la columna hay una grieta o ruptura del concreto **Figura 50c**. En el modelo AEM se ha simulado la ruptura y en el modelo FEM no, aunque sí se representa esfuerzos altos mediante los colores.

Claramente AEM es muy bueno para representar el comportamiento del colapso de las estructuras. Sin embargo, FEM es muy bueno también para el análisis y simulación de las estructuras hasta antes del colapso. Además, la simulación en FEM no es tan complicada como la de AEM. Dependiendo de los objetivos de la evaluación de una edificación, se puede escoger un método.

2.2 Simulación inelástica no lineal de un muro de corte en Perform 3D

En el *software* Perform 3D es posible realizar la simulación de los muros de corte. Pueden modelarse muros de corte dominados por comportamiento a flexión, flexo-cortante y cortante. Esto es así gracias a elementos que representan a los muros de corte en Perform 3D: *shear wall* y *general wall*. A continuación, se explicarán de manera breve las características de este *software*.

2.2.1 Características generales de Perform 3D

En sismos moderados y severos es usual que las estructuras tengan un comportamiento inelástico no lineal. Y para estas estructuras el método más usado es el diseño basado en el desempeño, el cual considera explícitamente el comportamiento inelástico no lineal. (CSI, 2019). Perform 3D es un *software* avanzado de ingeniería estructural

de *Computers y Structures, INC* (CSI) que permite usar el análisis por desempeño de los sistemas estructurales. Incluso ayuda a comprender el comportamiento de las estructuras por capacidad. Además, tiene grandes capacidades para el análisis inelástico, pero no está diseñado para el análisis no lineal de propósito general (CSI, 2019).

Perform 3D tiene opciones de simulación que permiten la caracterización de la no linealidad material y geométrica. En la no linealidad material toma en cuenta la degradación de la resistencia y rigidez de los materiales, a través de lazos de histéresis que capturan los puntos importantes del comportamiento de un material y también a través de factores de degradación. En cuanto a la no linealidad geométrica, Perform 3D tiene en cuenta los efectos p-delta (CSI y Ondrej, 2013). Cabe mencionar, que Perform 3D está basado en el reglamento ASCE 41 “*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*”, aunque no está limitado a este (CSI, 2019).

Es importante resaltar que los lazos de histéresis de los materiales pueden ser graficados en el programa para revisar cómo será la forma esperada, la cual depende de la relación monotónica de fuerza-deformación y de la degradación cíclica del material (CSI, 2019).

Perform 3D tiene modelos de componentes para la simulación no lineal de varios tipos de estructuras (CSI, 2019), como:

- Elementos *frame*⁹ para columnas, vigas y arriostramientos.
- elementos *shear wall* o *general wall* para muros de corte.
- Elemento losa para pisos.
- Elementos barra (con sólo rigidez axial) de varios tipos.
- Arriostramiento con pandeo restringido.
- Aisladores sísmicos de tipo caucho y tipo péndulo de fricción.
- Amortiguador de fluidos, con una relación no lineal de fuerza-desplazamiento.
- Zona de panel de conexión, para modelar la deformación cortante en la conexión viga-columna.
- Panel de relleno, con sólo esfuerzo y rigidez cortante.
- “Medidores” de deformación de varios tipos. Estos elementos no tienen rigidez y son usados para calcular deformaciones. También para calcular relaciones de demanda/capacidad de deformación.

Este *software* ha sido escogido para la simulación del muro de corte de sección U ensayado por Beyer, Dazio y Priestley (2008b), pues se puede realizar un análisis inelástico no lineal con métodos numéricos para muros de corte, además da la posibilidad de ingresar casos

⁹ *Frame*: elemento línea que generalmente representa barras, columnas, vigas, etc.

de carga como: *pushover*, casos de cargas dinámicas, casos de cargas por sismo, casos de carga por gravedad, entre otros.

2.2.2 Relación fuerza-desplazamiento y lazos de histéresis de los materiales

La curva F-D de Perform 3D está basada en la de ASCE 41 (ver **Figura 51**). Pero, en vez de representar la resistencia última con un pico (punto C en ASCE 41), se representa con una meseta U-L. En los siguientes apartados se explica con mayor detalle la relación F-D de Perform 3D.

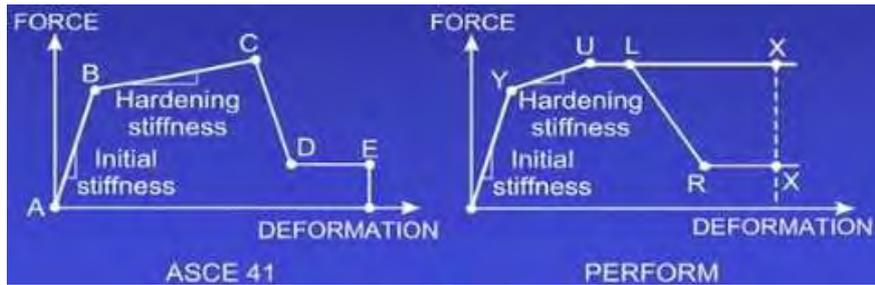


Figura 51. Relación F-D de ASCE 41 y Perform 3D.

Fuente: Powell (2007)

2.2.2.1 Relación fuerza-desplazamiento. En la **Figura 52** se muestra la curva acción¹⁰ – deformación de Perform 3D, la cual es trilineal con pérdida de rigidez opcional (CSI, 2018a). Dependiendo de lo que se necesite ingresar se puede definir una curva de relación F-D (fuerza-deformación) elastoplástica sin pérdida de resistencia, elastoplástica con pérdida de resistencia, trilineal sin pérdida de resistencia o trilineal con pérdida de resistencia. La mayoría de los componentes inelásticos en Perform 3D tienen la misma relación fuerza-desplazamiento.

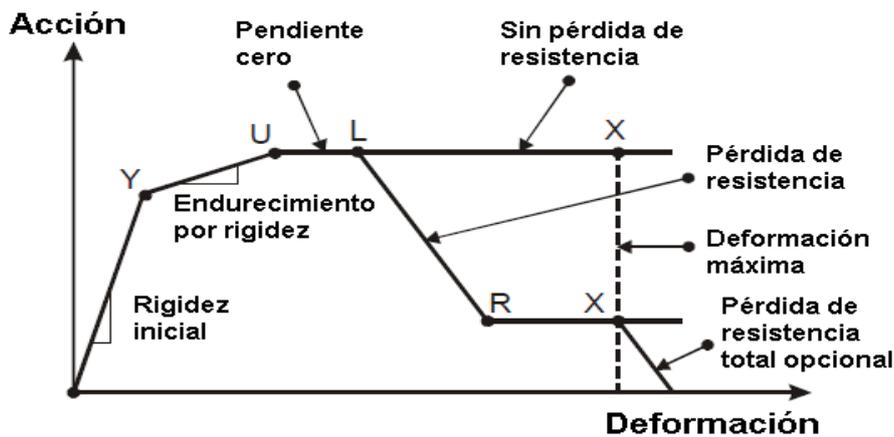


Figura 52. Relación acción (fuerza)-deformación de Perform 3D.

Fuente: CSI (2018a)

¹⁰ Acción: puede referirse a fuerza, esfuerzo, momento, etc.

Debido a la gran incertidumbre que hay con respecto a la curva F-D, Powell (2007) menciona lo mejor que se puede hacer es capturar los principales aspectos del comportamiento no lineal. Los puntos que están definidos en la curva F-D de Perform 3D son el punto **Y**: punto de fluencia, en el que comienza el comportamiento no lineal; punto **U**: punto de resistencia máxima, donde se alcanza la resistencia máxima; punto **L**: punto límite de ductilidad, donde empieza una significativa pérdida de resistencia; punto **R**: punto de resistencia residual, donde la resistencia residual mínima se alcanza; y punto **X** que es el último punto especificado en la curva (CSI, 2018a).

2.2.2.2 Lazos de histéresis y degradación de la rigidez. Perform 3D no modela todas las posibles formas de lazos de histéresis. Pero es poco probable que en la práctica se tengan datos detallados sobre el comportamiento del componente o elemento a estudiar. Por lo tanto, lo mejor que se puede hacer según Powell es una estimación de las propiedades de los lazos de histéresis (CSI, 2018a). El modelo de lazo de histéresis de Perform 3D está anclado a la relación fuerza-deformación. El modelo usa un método flexible y simple para contabilizar la degradación de la rigidez (Powell, 2010).

El objetivo principal de los lazos de histéresis de Perform 3D es capturar la energía disipada, es decir el área del lazo. Esta es afectada por la degradación de rigidez debido a las cargas cíclicas a las cuales está sujeto el elemento (CSI, 2018a). Los elementos pueden tener una degradación de la resistencia y rigidez dúctil o frágil, pero como regla general, será progresiva. Para el primer ciclo de carga o la carga monotónica, la relación fuerza-desplazamiento es la inicial, la cual no tiene degradación de rigidez y resistencia. Al aumentar el número de ciclos de carga, la relación F-D irá degradándose (CSI, 2018a).

En la actualidad es una práctica aceptable que se use sólo una relación fuerza-desplazamiento que tome en cuenta implícitamente la carga cíclica. Sin embargo, esta no toma en cuenta la degradación de energía en los lazos de histéresis (CSI, 2018a). Perform 3D incorpora los “factores de degradación de energía” para contabilizar la pérdida de energía. Estos factores son la relación entre el área del lazo de histéresis degradado y el área del lazo no degradado.

En la **Figura 53** se muestra la variación de la relación de energía, o factor de degradación de energía (abajo), con respecto a la curva F-D (arriba) (Powell, 2010). Cuando hay ciclos de deformación pequeños, el factor es igual a 1. Luego va haciéndose cada vez más pequeño al aumentar la deformación, pues la degradación va incrementándose (CSI, 2018a).

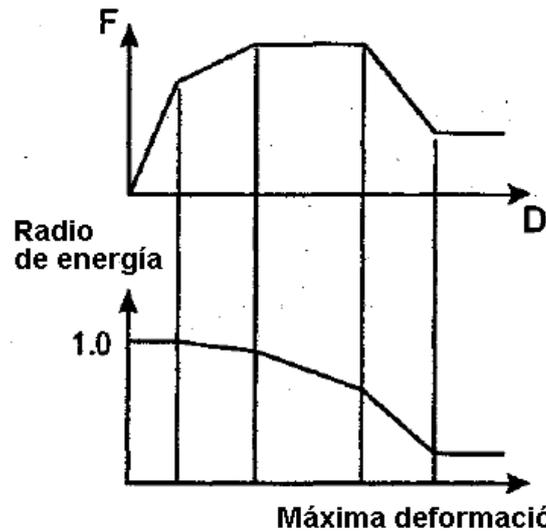


Figura 53. Variación de la relación de energía.

Fuente: Powell (2010)

Los casos de lazos degradados que se pueden obtener en Perform 3D se muestran en la **Figura 54**. En la **Figura 54a** y la **Figura 54b** se muestran los lazos de histéresis donde las deformaciones positivas y negativas están antes del punto U. La **Figura 54a** representa el caso en el que la rigidez elástica no se degrada. Hay rango elástico mínimo (línea continua de $k_{elástico}$) y un rango máximo de endurecimiento por deformación (línea continua de $k_{endurec}$).

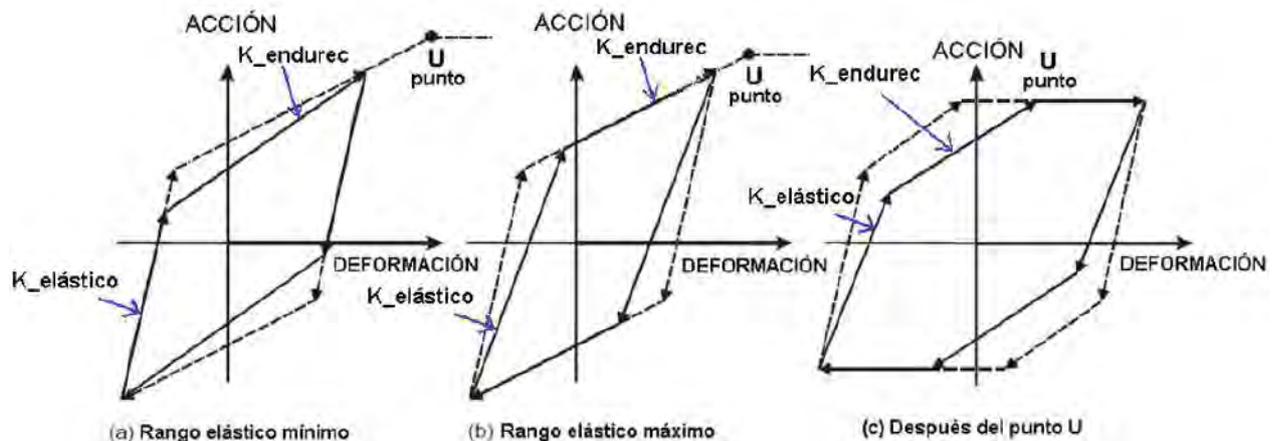


Figura 54. Lazos de histéresis degradados, a) caso extremo mínimo antes de U, b) caso extremo máximo antes de U, y c) caso después de U.

Fuente: CSI (2018)

Otro caso se muestra en la **Figura 54b**. El lazo de histéresis tiene rigidez de la zona de endurecimiento sin degradar. Lo que significa que hay un rango elástico máximo (línea continua de $k_{elástico}$) y rango de endurecimiento mínimo (línea continua de $k_{endurec}$) (CSI, 2018a). En la **Figura 54c** se muestra el caso donde las deformaciones positivas y negativas pasan el punto U (CSI, 2018a).

2.2.3 Simulación con fibras

Para explicar la simulación con fibras en Perform 3D, primero se describe el comportamiento de la sección transversal de fibras (2.2.3.1) en general. Luego, se explicará la flexión de las secciones transversales de fibras de las vigas, de las columnas y en el siguiente apartado (2.2.3.2), de los muros de corte.

2.2.3.1 Comportamiento de la sección transversal de fibras. El modelo de fibras (de inelasticidad distribuida) es una forma simple de elemento finito (Budak, 2015). Los parámetros de modelo de fibras y modelo de elementos finitos son parecidos, pero los del modelo de fibras son más simples y no requieren tanto consumo computacional. El modelo de fibras distribuye la plasticidad con integraciones numéricas en todo el elemento: a lo largo y lo ancho. Los modelos de material uniaxial se definen para capturar las características de esfuerzo-deformación histerética no lineal (NEHRP 4, 2010).

Spacone et al. (1996) desarrolló un modelo de fibras confiable y computacionalmente eficiente para el análisis de elementos de concreto armado bajo cargas cíclicas de momentos de flexión biaxial con fuerza axial variable. El comportamiento no lineal del elemento es monitoreado en varias secciones que son a su vez discretizadas en fibras longitudinales de concreto y acero. Por lo tanto, el comportamiento no lineal de las secciones deriva de la integración del comportamiento no lineal de esfuerzo-deformación de las fibras.

Las suposiciones del modelo de fibras mejorado por Spacone et al. (1996) son las siguientes:

- La formulación del elemento viga es basada en la suposición de geometría lineal.
- Las secciones planas permanecen planas y normales al eje longitudinal durante toda la historia de deformación del elemento.
- Los efectos del comportamiento cortante se ignoran.
- Los vectores de fuerza y deformación no incluyen torsión. El comportamiento de la torsión se asume que se mantiene lineal-elástica y desacoplada de la respuesta a flexión y axial.
- El comportamiento no lineal del elemento viga deriva enteramente de las leyes constitutivas del material.
- El estudio es limitado al comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado.

Por la suposición de que las secciones planas permanecen planas y normales al eje longitudinal, se tiene que los esfuerzos y deformaciones actúan paralelos al eje. El eje de referencia está fijo, lo que significa que los centroides geométricos de las secciones forman una línea recta que coincide con el eje de referencia. Si un elemento no concuerda con esta hipótesis, se debe dividir la sección en subelementos (fibras) que conecten con los centroides

de las secciones seleccionadas. En la **Figura 55** se muestra un elemento viga/columna en un sistema de referencia x,y,z , el cual Spacone et al. (1996) utilizó para desarrollar el modelo. Este elemento es dividido en un número discreto de secciones transversales.

Los efectos de la cortante del elemento se ignoran. Es una razonable suposición para elementos con relación *shear-span*¹¹ media o alta (muros intermedios o altos), (Spacone et al., 1996).

El acoplamiento de la flexión y de la torsión es un problema complejo. Además, en la mayoría de las estructuras la respuesta torsional de miembros individuales no tiene gran significancia en el comportamiento sísmico de las estructuras. Por esas razones, Spacone et al. (1996) asume desacoplamiento de la torsión en el modelo.

Puesto que el comportamiento no lineal del elemento basado en modelo de fibras procede solo de las propiedades de los materiales, la validación de los resultados analíticos depende entonces en la precisión de los modelos de los materiales (Spacone et al., 1996).

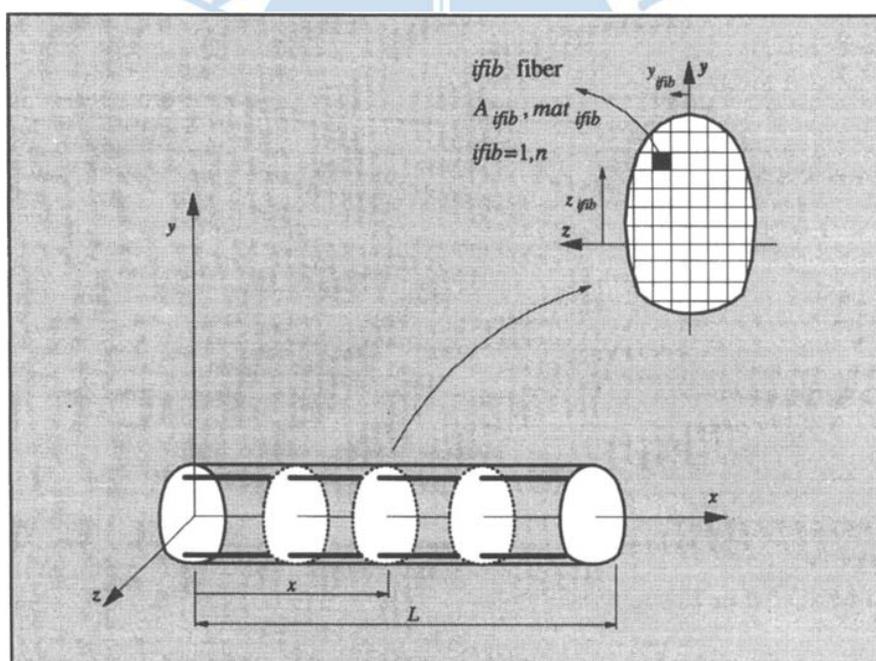


Figura 55. Elemento viga en el sistema de referencia: subdivisión de sección transversal en fibras.

Fuente: Spacone et al. (1996)

Un punto importante que resaltar de la sección de fibras es la interacción P-M. En la **Figura 56** se muestra un ejemplo de la interacción P-M de un muro de corte. El muro del ejemplo tiene aplicado una fuerza axial **P** y momento **M**. Al efectuarse estas acciones, la

¹¹ *shear-span ratio*: es la relación entre el momento y cortante, dividido entre la profundidad del elemento (por ejemplo, la longitud del muro) paralela al cortante, dado como $\frac{M}{VL_w}$ (Krolicki, et al., 2011).

ubicación del eje central cambia, dependiendo de la relación P/M y la cantidad de fisuración y fluencia (Powell, 2007); este cambio es modelado en Perform 3D cuando hay un análisis inelástico con sección de fibras.

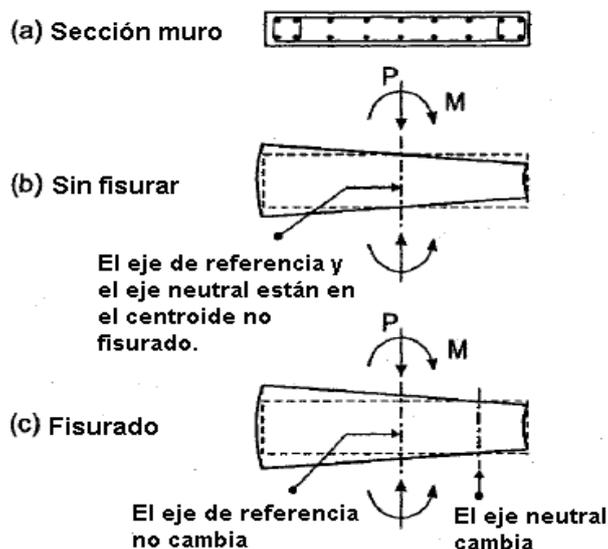


Figura 56. Sección de muro con fisuración.

Fuente: Powell (2010)

2.2.3.2 Explicación física del comportamiento de la sección transversal de fibras de vigas y columnas. Un ejemplo de sección transversal de fibras para vigas se puede ver en la **Figura 57**. Normalmente se asume que en una dirección hay flexión inelástica en la dirección vertical (flexión alrededor del eje horizontal). Por su parte, en la dirección horizontal la flexión se asume elástica. Para modelar el comportamiento a flexión en la dirección vertical, se necesitan fibras sólo en el peralte de la viga, como se ve en la **Figura 57**. Al igual que el muro de corte. Las fibras determinan la propiedad EI . El modelo toma en cuenta la interacción P-M y la deformación axial causada por la flexión (Powell, 2010). En cambio, para la flexión horizontal no se asume interacción P-M y el valor EI se ingresa. Powell (2010) especifica que incluso se asume que los comportamientos verticales y laterales no están acoplados (ver **Figura 58**). Es decir, que las deformaciones o esfuerzos de acciones verticales (flexión/cortante) no afectan las deformaciones o esfuerzos de acciones laterales (flexión/cortante) y viceversa.

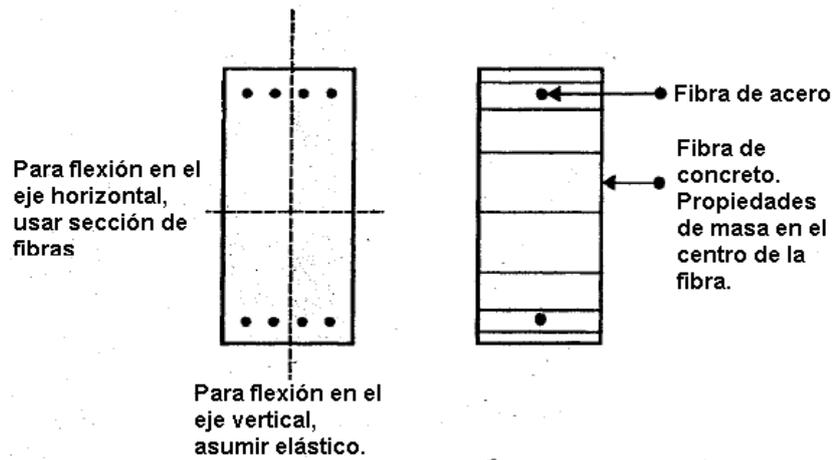


Figura 57. Sección de fibras para vigas.

Fuente: Powell (2010)

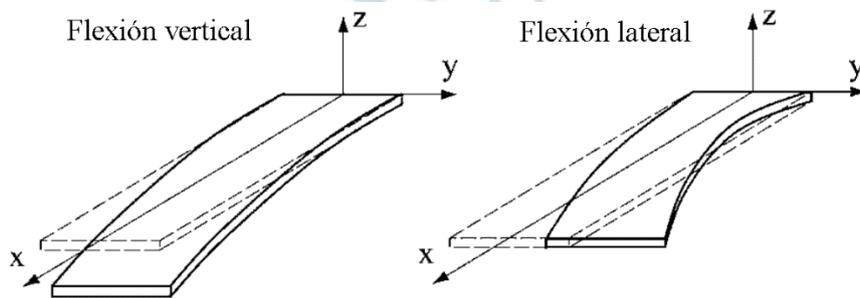


Figura 58. Flexión vertical y flexión lateral de una viga en voladizo.

Fuente: Song Y. y Bhushan B. (2006)

Para la sección de fibras de columnas se toma en cuenta la flexión biaxial (Powell, 2010). Por lo tanto, se necesitan en este caso fibras en ambas direcciones, ver **Figura 59**. Para las vigas y las columnas el comportamiento a torsión es asumido normalmente como elástico, y no está acoplado con el comportamiento a flexión y axial.

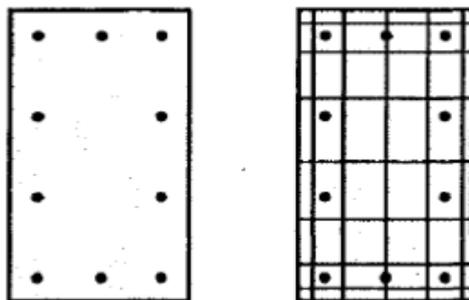


Figura 59. Sección de fibras para columnas.

Fuente: Powell (2010)

De igual forma que en la viga, también se asume el valor EI fuera del plano y no hay acoplamiento entre la flexión entre ambas direcciones. Sin embargo, si se considera que en la

dirección “fuera del plano” el comportamiento es inelástico. Se deben tener en cuenta fibras en esa dirección, como en el caso de la columna (Powell, 2010).

Los modelos de fibra pueden capturar la fisuración de la sección de concreto armado en el rango elástico, la interacción P-M y las deformaciones axiales y por flexión después de la fluencia. Sin embargo, puede que no capturen los límites dúctiles y la pérdida de rigidez subsecuente. Esto depende de aspectos complejos del comportamiento. Según Powell (2010), no estarían incluidos en el modelo de fibras.

Dependiendo del tamaño de las fibras se podrá tener mejor o peor aproximación a los resultados con respecto al aplastamiento del concreto. Mientras más fibras son usadas en el modelo, se harán más pequeñas y el modelo se vuelve más preciso, pero el costo computacional incrementa (Powell, 2010).

Entre otras de las limitaciones del modelo de fibras, es que la resistencia del concreto en compresión y su ductilidad, depende de la cantidad de confinamiento. Se debe tener en cuenta en el modelo de fibras que, por ejemplo, en una columna habrá concreto confinado y cierta parte no confinado. Esto significaría que la efectividad del confinamiento, la resistencia y ductilidad del concreto puede ser incierta (Powell, 2010).

2.2.3.3 Sección transversal de fibras de los muros de corte. Las secciones transversales de fibras de muro de corte representan el comportamiento axial y a flexión de un elemento muro¹² en Perform 3D. Un muro de corte tiene flexión en dos direcciones principales locales: flexión en el plano y flexión fuera del plano, ver **Figura 60**. Según Graham Powell (2010), a veces es suficientemente preciso considerar un comportamiento inelástico solo para la flexión en el plano (comportamiento *membrane*) y asumir un comportamiento elástico para el momento fuera del plano (comportamiento de la flexión *plate*).

En Perform 3D, las secciones transversales de fibras de los elementos que representan muros (general wall o shear wall, más adelante se describen) tienen estas suposiciones. En la **Figura 61** se muestran secciones transversales de fibras para el comportamiento *membrane* de un muro.

¹² Elemento muro: elemento disponible en Perform 3D que representa muros de corte: *shear wall* y *general wall*.

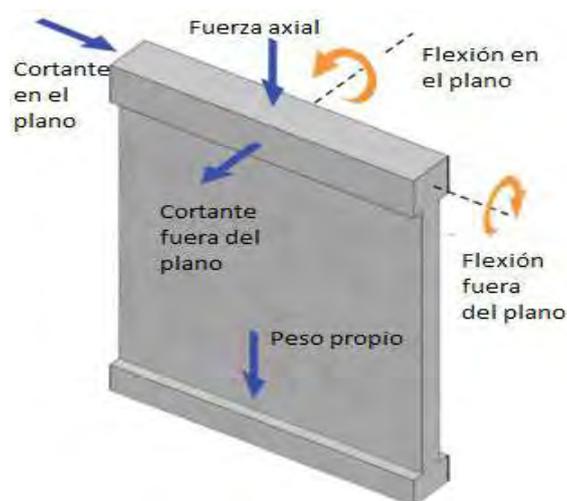


Figura 60. Flexión y cortante en el plano y fuera del plano.

Fuente: ACI 318-19 (2019)

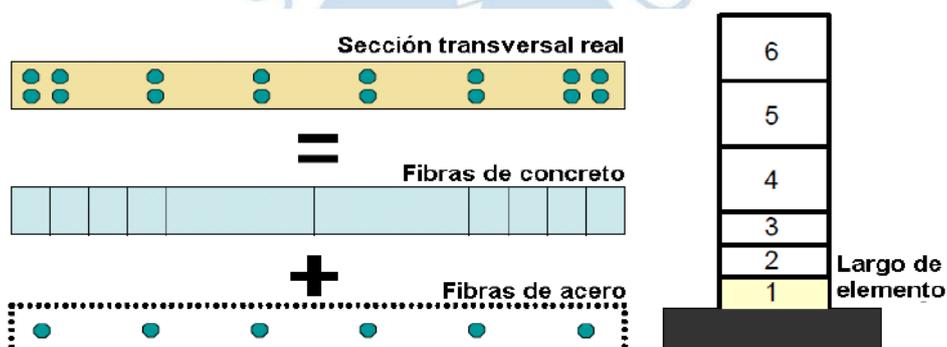


Figura 61. Sección de fibras de concreto y de acero para la sección transversal muros de corte de comportamiento *membrane*.

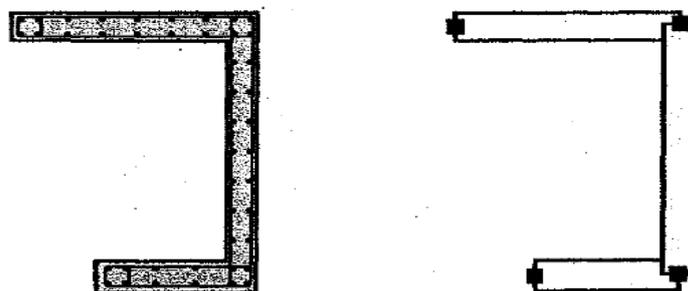
Fuente: Budak (2015)

Para el momento fuera del plano, se especifica una rigidez efectiva EI^{13} y no hay acoplamiento entre los efectos de las flexiones *membrane* y *plate*. Es decir, los efectos de las flexiones *membrane* no afectan a los efectos de la flexión *plate*, y viceversa. Si se considerara la flexión *plate*, habría más de una fibra a lo ancho del muro, como la sección transversal de una columna. En la **Figura 59** se muestra una sección de fibras de columnas.

En el caso de secciones de muro más complejas, en Perform 3D se puede dividir en un número de muros planos, como en la **Figura 62**. Para el cálculo, Perform 3D considera al muro como varias secciones planas, unidas a través de los nodos de sus extremos. Según Powell (2010), no conviene considerar la sección como un solo muro para realizar análisis, como en la **Figura 62a**, pues sería muy probable que sea impreciso porque no se permite la flexión o

¹³ E=elasticidad, I=inercia.

giro (Powell, 2010). Por ello en Perform 3D si se desea modelar un muro compuesto, solo se podría dividiéndolo en muros planos.



(a) Sección transversal de muros

(b) Modelo con muros planos

Figura 62. Sección de muro modelada como varios muros planos.

Fuente: Powell (2010)

Las secciones transversales para muros en Perform 3D son secciones de fibra. Y para el caso de muros de corte de concreto armado se crean fibras de acero y de concreto. Las fibras de acero son definidas según su área y su ubicación, además del comportamiento del material a través de la relación F-D. Las fibras de acero son dibujadas en la sección como puntos, como las barras de acero. En el caso de las fibras de concreto también se define su área, ubicación y el material que corresponde a través de la relación F-D. Las fibras de concreto son dibujadas como rectángulos (CSI, 2018b). En la **Figura 63** se puede ver un ejemplo de sección de muro de corte, el cual para representarlo como sección de fibras en Perform 3D debe definirse tanto fibras de acero como de concreto.

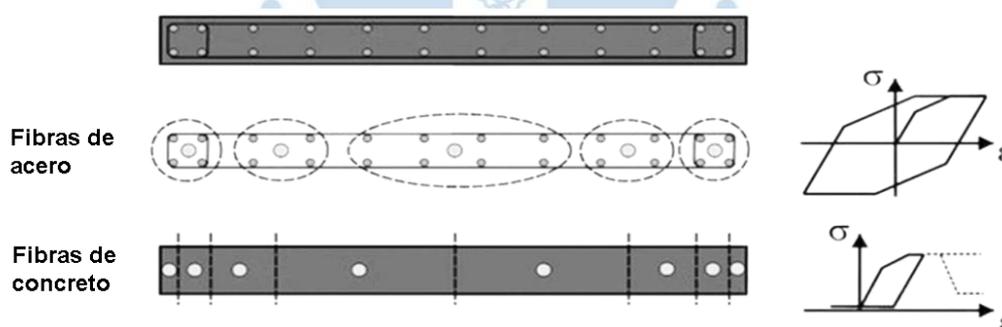


Figura 63. Sección de fibras de muro de corte.

Fuente: Powell (2010)

Los tipos de secciones en Perform 3d son cuatro: *shear wall* de sección de fibra inelástica en el plano y fibra elástica fuera del plano, *shear wall* de sección de fibra elástica en el plano y fibra elástica fuera del plano, *general wall* de sección de fibra inelástica en el plano y fibra elástica fuera del plano, y, por último, *general wall* de sección de fibra elástica en el plano y fibra elástica fuera del plano (CSI, 2018b).

Para cada sección transversal hay dos opciones para especificar las fibras. La primera es la llamada *fixed size* (ver **Figura 64a**), es decir de tamaño fijo, en la cual se debe especificar el área y la coordenada para cada fibra de la sección transversal. Además, se puede considerar variaciones de espesor de la sección, y diferentes áreas de acero en diferentes partes de la sección. La segunda opción es *auto size* (ver **Figura 64b**), es decir de tamaño automático, la cual sirve para especificar solamente la cuantía de acero y la cantidad de fibras que se desea. El espesor de la sección del muro será el mismo que el del elemento al que se le asigna esta sección. Además, Perform 3D calcula el área y coordenadas de las fibras automáticamente, siendo las áreas constantes (CSI, 2018a).

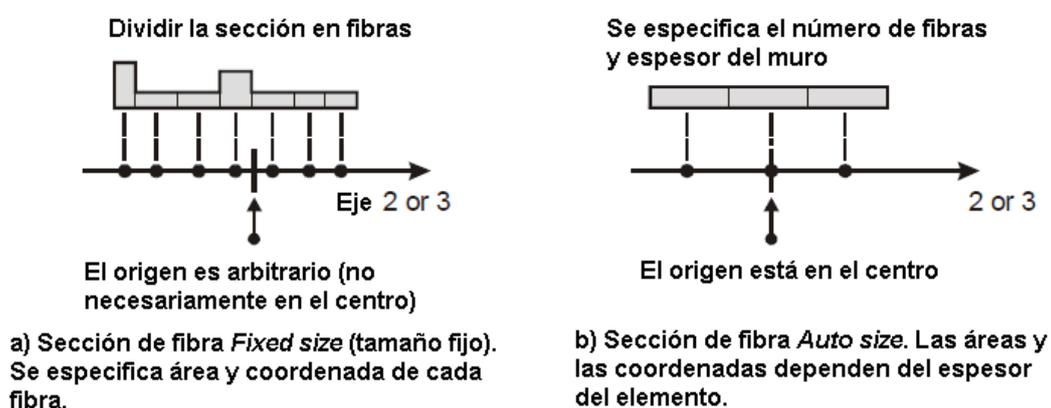


Figura 64. Opciones *fixed size* y *auto size* para secciones de fibra.

Fuente: CSI (2018)

Si se necesitara modelar un muro en Perform 3D con alas, o un muro plano con ensanchamientos, este puede hacerse con secciones de fibra para elementos *general wall* (el cual se describe más adelante) y con elementos *Steel tie* (barras de acero) y *concrete strut* (puntales de concreto), como en la **Figura 65**.

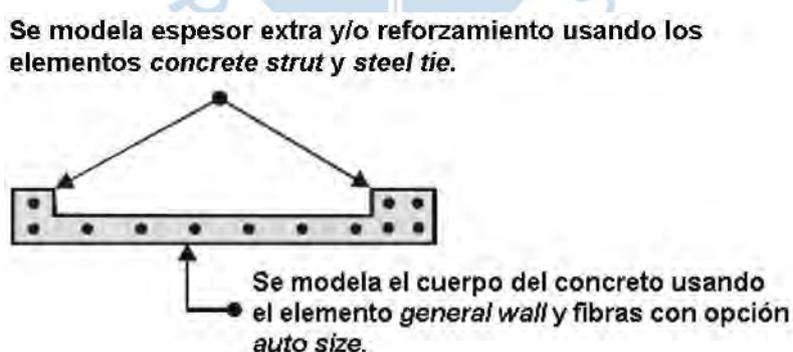


Figura 65. Simulación con elementos *steel tie* y *concrete strut*.

Fuente: CSI (2018)

Se muestra la pantalla para ingresar datos y definir la sección transversal de fibras con la opción *fixed size* en la **Figura 66**. Se puede observar que para las fibras de concreto y acero se define fibra por fibra. Para cada fibra se escoge el tipo de material, la coordenada del centroide, el área de la fibra y se indica el espesor de la fibra o se deja en blanco en caso se

Se muestra la pantalla para ingresar datos y definir la sección transversal de fibras con la opción *autosize* en la **Figura 68**. Se puede observar que para las fibras de concreto y acero se escoge el tipo de material, el espesor de la fibra, y número de fibras. En el caso del acero se escoge espesor o cuantía de acero.

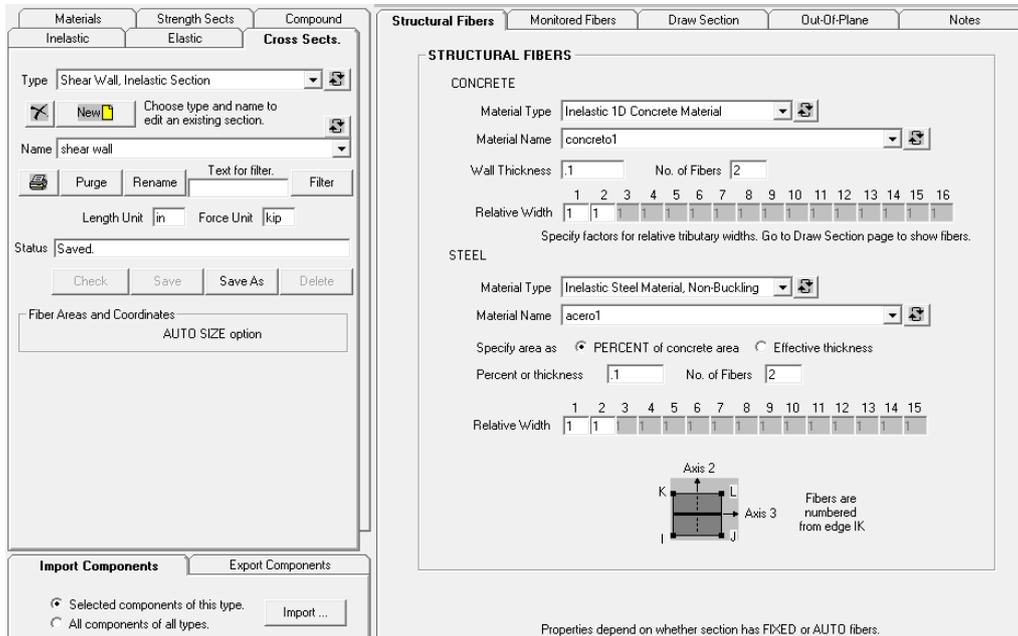


Figura 68. Opción *cross section* para *shear wall*, *autosize*, en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

En *draw section* se puede comprobar cómo va quedando el esquema de las fibras de acero y concreto, ver **Figura 69**.

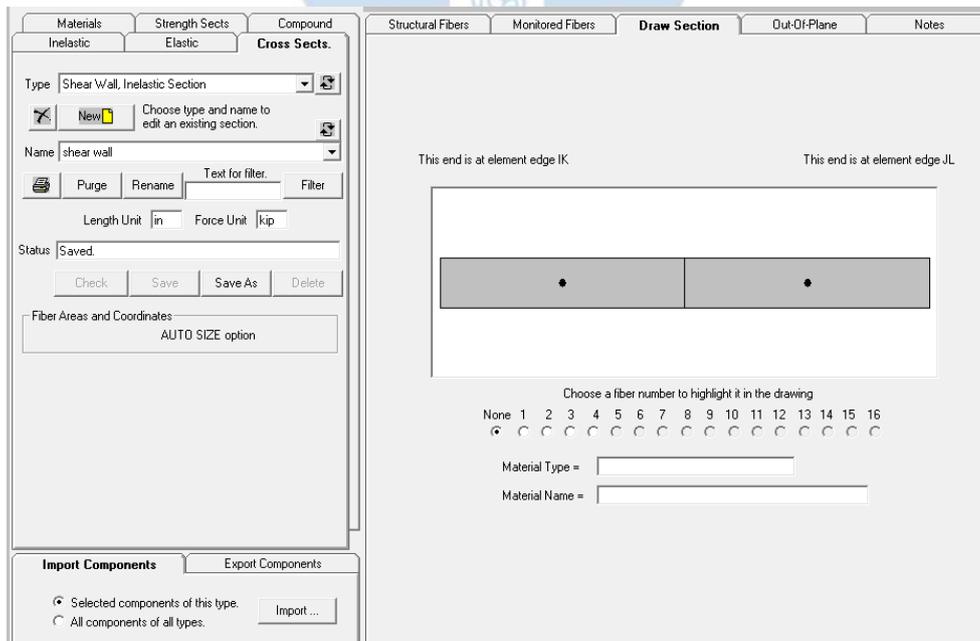


Figura 69. Opción *draw section* en opción *cross section* para *shear wall*, *autosize*, en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

2.2.4 Elemento de cuatro nodos y capas de elemento muro en Perform 3D

Los muros de corte pueden ser representados en Perform 3D con dos tipos de elementos: *shear wall* o *general wall*. Estos son elementos finitos que están formados por cuatro nodos. Cada elemento tiene capas que representan comportamientos de un muro de corte. Las capas no pueden verse en el modelo, sino los elementos. Las capas se definen en la opción *compound component*, la cual se describe más adelante. Cabe mencionar que, según la guía de usuario “*Components and Elements*” (CSI, 2018a), modelar el comportamiento inelástico de muros de corte no es una tarea simple, y no hay suficientes guías que se puedan seguir. A continuación, se describirán los elementos *shear wall* y *general wall*.

2.2.4.1 Elemento *shear wall*. Los elementos *shear wall* están destinados para representar a muros de corte relativamente esbeltos. Los comportamientos que modela el elemento *shear wall* son la acción axial-flexión inelástica o elástica en la dirección vertical y el cortante inelástico o elástico. La dirección horizontal es similar a la dirección transversal de una viga o columna. La dirección fuera del plano también se asume como comportamiento secundario, el cual se asume como elástico (CSI, 2018a).

Para modelar estos comportamientos, Perform 3D utiliza capas paralelas que representan cada comportamiento. En el caso del elemento *shear wall*, Perform 3D utiliza dos capas: una capa de sección de fibra vertical para representar el comportamiento axial y de flexión, y la segunda capa que representa el comportamiento a cortante convencional, ver **Figura 70** (CSI, 2018a).

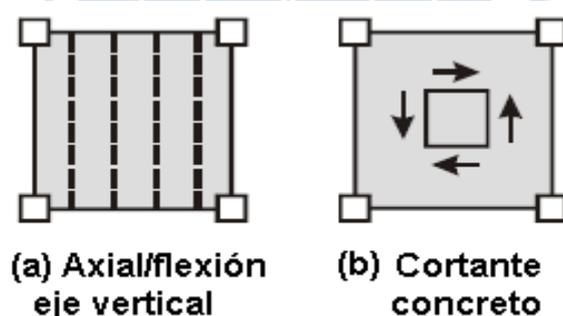


Figura 70. Capas paralelas del elemento *shear wall*.

Fuente: CSI (2018)

En el caso de un muro de corte de concreto armado, la capa vertical de comportamiento axial-flexión tiene una sección transversal con fibras de concreto y acero. La capa de cortante convencional tiene propiedades de corte que están basadas en la contribución del concreto a la resistencia del cortante. Por ello se le llama capa de “cortante de concreto”. Las capas interactúan pues se encuentran conectadas por los nodos del elemento *shear wall*. La combinación del comportamiento de las capas define el comportamiento del elemento (CSI, 2018a). Estas capas no se pueden ver en Perform 3D, pero

se definen sus propiedades en la opción *compound components*, la cual se asigna posteriormente al elemento muro que corresponde. En el capítulo 3 se muestra cómo se definen los *compound components* de los elementos muro (elementos *shear wall* y *general wall*).

2.2.4.2 Elemento *general wall*. Los elementos *general wall* están destinados para el análisis de muros de corte complejos con aberturas irregulares (CSI, 2018a). El comportamiento en el plano que los elementos *general wall* modela son la acción axial-flexión inelástica o elástica, tanto en la dirección vertical como en la horizontal. A diferencia del elemento *shear wall* que sólo tiene como dirección principal la vertical. La dirección fuera del plano sigue teniendo comportamiento elástico por flexión, igual que el elemento *shear wall* (CSI, 2018a).

Además, el elemento *general wall* puede modelar el cortante de dos maneras. La primera es con la capa de cortante convencional: “cortante de concreto” (descrito en el apartado *shear wall*) y la segunda capa es con la acción de compresión diagonal: “material de compresión diagonal”. Las cortantes pueden ser elásticas o inelásticas.

Las capas paralelas consideradas para el elemento *general wall* son cinco (CSI, 2018a). Ver **Figura 71**.

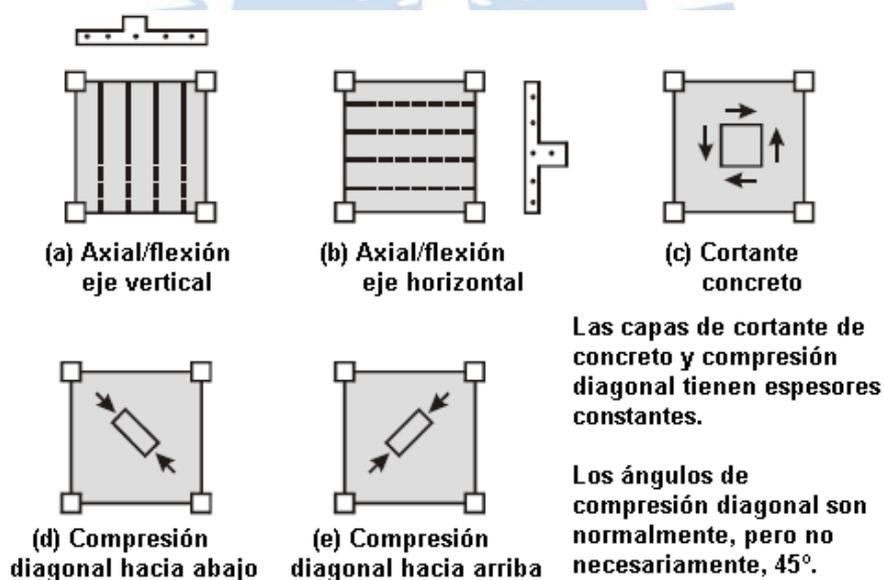


Figura 71. Capas paralelas del elemento *general wall*.

Fuente: CSI (2018)

A continuación, se describen:

- Capa vertical de acción axial-flexión. Esta es la misma capa vertical inelástica para elementos *shear wall*. La sección transversal es de fibras.
- Capa horizontal de acción axial-flexión. Capa inelástica con sección transversal de fibras con dirección horizontal.

- c) Capa de cortante convencional. Esta capa es la misma que se utiliza para elementos *shear wall*. Basada en la contribución por cortante del concreto.
- d) Capa de compresión diagonal, hacia abajo. Para esta capa se asume un esfuerzo de compresión diagonal constante y un espesor de muro uniforme. La pendiente de la diagonal es normalmente 45°, pero se puede escoger otro ángulo. Al interactuar con las capas de acción axial y de flexión, la capa transmite cortante de la contribución de los aceros de refuerzo.
- e) Capa de compresión diagonal, hacia arriba.

Con respecto a la interacción entre la acción axial/flexión y cortante se tiene que, para los momentos a lo largo del eje vertical u horizontal, la capa de cortante convencional transmite fuerzas a la capa de acción axial-flexión vertical u horizontal, respectivamente (CSI, 2018a). Según el manual de Perform 3D, la capa del cortante del concreto solo tiene rigidez cortante y no agrega resistencia a la flexión o resistencia axial, ni rigidez vertical u horizontal.

Al igual que con el elemento *shear wall*, las capas del elemento *general wall* no se pueden ver en Perform 3D. Se definen las propiedades de las capas en la opción *compound components*, la cual se asigna posteriormente al elemento muro que corresponda. En el capítulo 3 se muestra cómo se definen los *compound components* de los elementos muro.

2.2.5 Compound component en Perform 3D

Compound component es una opción de Perform 3D en la que se definen las propiedades de las capas de los comportamientos de axial/flexión y cortantes. El conjunto de capas en *compound component* representan el comportamiento general de un elemento. En el caso de los elementos *frame*, los componentes básicos (zona final de viga o columna y sección transversal de viga o columna) se ensamblan para crear un solo *compound component*. En el caso de los elementos de muro de corte, las capas que representan el comportamiento axial/flexión vertical, axial/flexión horizontal, por cortante convencional y compresión diagonal se unen en un solo componente llamado *compound component*. La opción *compound component* puede ser para elementos *shear wall* o *general wall* (CSI, 2018b). Cada *compound component* se asigna al elemento correspondiente. De esta manera los elementos ya tendrían propiedades.

En la **Figura 72** se muestra la opción *compound component* para *shear wall*. La capa vertical axial/flexión (1) se ingresa a través la opción “sección transversal para acción axial/flexión vertical” (ver **Figura 72**). A través de “propiedades de corte” (3) se ingresa la capa de cortante convencional previamente definida con la relación fuerza-deformación de material de corte. Además de las dos capas, se deben ingresar dos datos para la dirección horizontal (2): espesor de muro y módulo de Young. Para terminar, se ingresa el peso específico y el espesor del muro para el cálculo automático del peso propio del muro.

Una vez ingresados las propiedades de las capas queda definido el *compound component*. La combinación de todas estas capas define el comportamiento del elemento (CSI, 2018b). Finalmente se asigna el *compound component* a un maroelemento *shear wall*.

Los pasos para formar un componente *general wall* son parecidos a las de un componente *shear wall*, la diferencia es que se tienen que ingresar cinco capas. Dos que definen el comportamiento axial/flexión vertical y horizontal, una capa de cortante convencional y dos de compresión diagonal. Aunque, según el manual de Perform 3D (2018), se puede ignorar uno de los cortantes. Generalmente se ignoran las capas de compresión diagonal por la dificultad de tener disponibles los datos de esta propiedad (CSI, 2018b).

En la **Figura 73** se muestra la opción *compound component* para *general wall*. En la **Figura 73** se puede ver que hay opciones para ingresar las capas verticales (1) y horizontales de acción axial/flexión (2). Estas son “sección transversal perpendicular a eje 2” y “sección transversal perpendicular a eje 3”, respectivamente. La capa de cortante se ingresa a través de la opción “cortante convencional” (3). Por último, la opción “cortante de compresión diagonal” (4) sirve para ingresar dos capas con las mismas propiedades de compresión diagonal, pero con diferente ángulo.

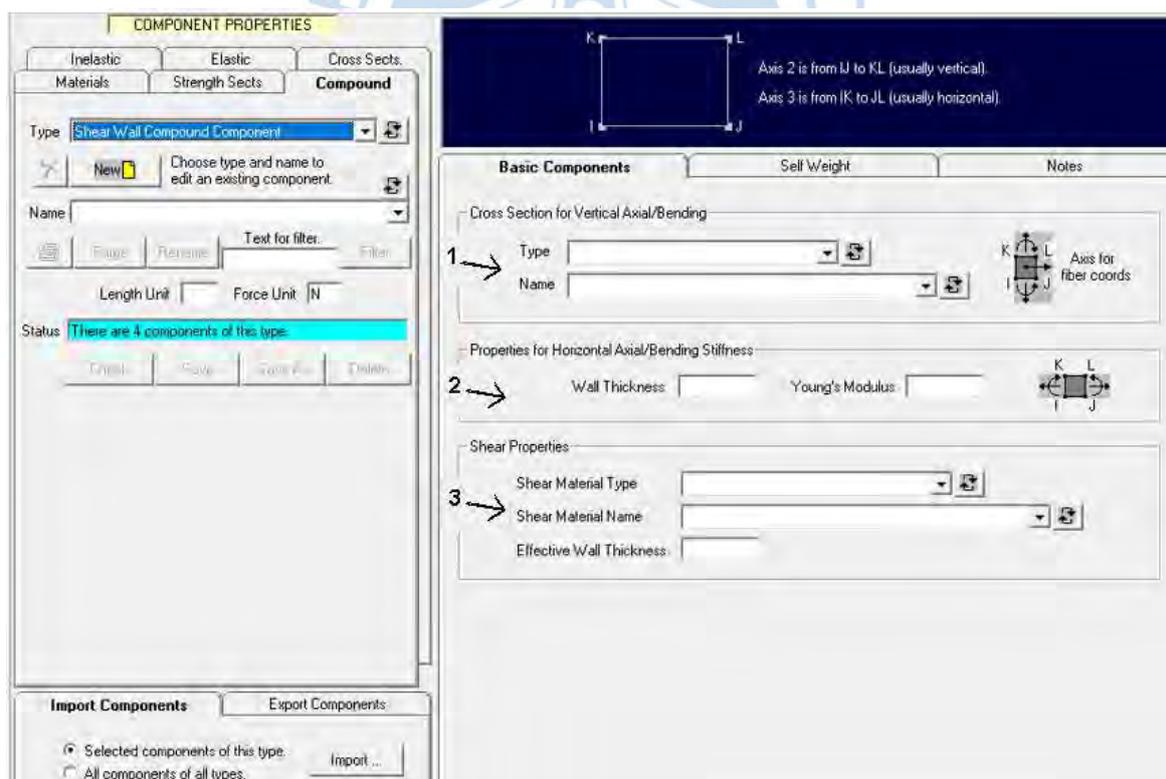


Figura 72. Opción *compound component* para *shear wall* de Perform 3D. 1) Capa vertical, 2) capa horizontal y 3) capa de cortante convencional.

Fuente: Elaboración propia

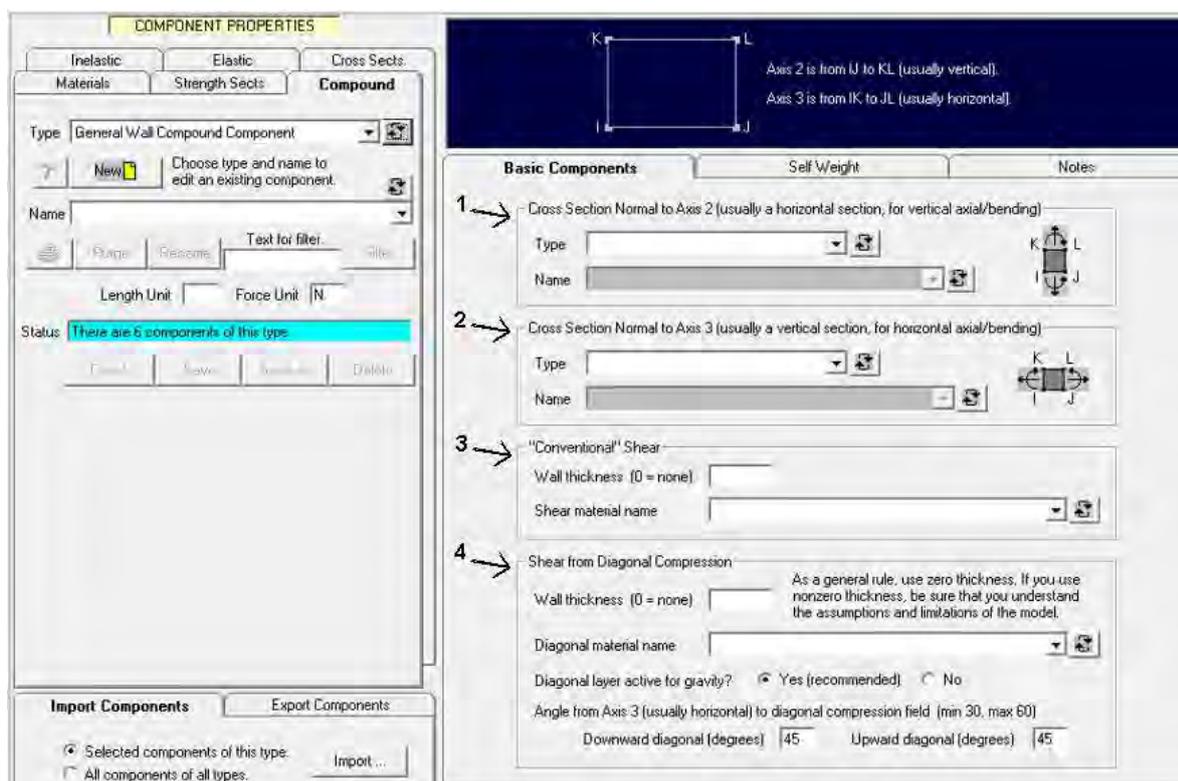


Figura 73. Opción *compound component* para *general wall* de Perform 3D. 1) Capa vertical, 2) capa horizontal, 3) capa de cortante convencional y 4) cortante de compresión diagonal.

Fuente: Elaboración propia

2.2.6 Casos de carga dinámica y series de análisis en Perform 3D

En Perform 3D es posible realizar análisis *pushover*, análisis modal, análisis dinámico con cargas aplicadas, análisis dinámicos con sismos, entre otros. En la presente tesis se realiza el análisis dinámico con cargas aplicadas a un muro de corte, por lo tanto, se describirá de manera general el caso de carga dinámica.

Un caso de carga dinámica está definido por los puntos de aplicación de carga y su magnitud (patrón de carga nodal). Además, está definido por el registro de fuerzas dinámicas. Este es un registro tiempo-historia de los factores de carga que son aplicados al patrón de carga nodal. Puede tener un movimiento multi-soporte, donde en diferentes puntos se imponen diferentes cargas o desplazamientos. En el caso de imposición de desplazamientos, Perform 3D permite ingresarlo a través de un artificio que se explicará en el siguiente capítulo (CSI, 2018b).

El análisis de fuerzas dinámicas a través de los casos de carga dinámica calcula la respuesta de la estructura para fuerzas variables dinámicamente, como fuerzas de viento o cargas de actuadores. Este tipo de análisis puede ser usado incluso para análisis sísmico dinámico donde los soportes de las estructuras tienen diferentes sismos.

Las series de análisis de Perform 3D es una etapa en la que teniendo definida la estructura, se especifican otros parámetros relacionados al análisis no lineal. Estos "otros

parámetros” se ingresan antes de correr el análisis. La etapa permite correr diferentes modelos de análisis con diferentes parámetros sin tener que crear otra estructura (CSI, 2018b).

Entre los “otros parámetros” a especificar se tiene el porcentaje de masas. Este porcentaje es el que define la participación de las cargas muertas y cargas vivas que tiene la estructura para un análisis dinámico.

El amortiguamiento es un parámetro importante del análisis no lineal. Una estructura esencialmente elástica disipa energía elástica por diferentes mecanismos, la cual se modela usando amortiguamiento viscoso. Pero si una estructura pasa del punto de fluencia, esta disipa energía adicional a través del comportamiento inelástico. El manual de Perform 3D explica que en un análisis dinámico no lineal esto es modelado directamente (2018). La energía de disipación total es la suma de la disipación elástica e inelástica. El *software* Perform 3D se permite usar dos tipos de amortiguamientos viscosos: amortiguamiento modal y Rayleigh. En la etapa de series de análisis se puede usar solo el amortiguamiento modal o el amortiguamiento modal junto con el amortiguamiento Rayleigh.

Otros parámetros que conciernen al orden de las series de análisis se definen en la etapa de “análisis series”. Cuando ya se tienen definidas las series de análisis, se pueden procesar en paralelo, para optimizar la utilización del procesador de la computadora (CSI, 2018b).

En el siguiente capítulo se hace la descripción de la simulación en Perform 3D del muro de corte de sección U del ensayo cuasi estático realizado por Beyer, Dazio y Priestley (2008b). El análisis que se realizó fue inelástico no lineal.

Capítulo 3

Simulación en Perform 3D del muro de corte de sección U ensayado por Beyer, Dazio y Priestley

En este capítulo se describe el procedimiento de la simulación en el *software* Perform 3D del muro de corte de sección U ensayado por Beyer et al. (2008b). Además, se describen los parámetros ingresados. Los autores Kolozvari et al. (2017) realizaron varias simulaciones del mismo muro U con diferentes parámetros. Con ayuda de este artículo y consultas de otras fuentes bibliográficas se llegó a realizar dos simulaciones del muro de corte en U. Se realizó una simulación con un tipo de elemento de modelación, *general wall*, y otra simulación con el elemento *shear wall*.

Se muestra el diagrama de flujo del procedimiento de la modelación y análisis de resultados de un muro de corte en Perform 3D ante cargas biaxiales en cuatro partes. La parte I del diagrama de flujo se muestra en la **Figura 74**; la parte II, en la **Figura 75**; la parte III, en la **Figura 76** y la parte IV, en la **Figura 77**. La leyenda del diagrama se conforma de cuadros amarillos con lados redondeados que representan el inicio o el final del diagrama, de rombos rosados que contienen datos o enunciados, de rombos verdes que contienen los *task*¹⁴ y etapas de la simulación y el análisis, de rectángulos celestes que contienen las actividades de los *task* y de rombos naranjas que contienen preguntas.

En los siguientes apartados se describen los pasos a seguir para realizar la simulación de un muro de corte. Los pasos son iguales tanto para *general wall* y para *shear wall* con excepción en algunos pasos, en los cuales se indicarán las diferencias.

¹⁴ *Task*: es el nombre que asigna el manual de usuario de Perform 3D a cada ventana o menú desplegable que presenta diferentes opciones.

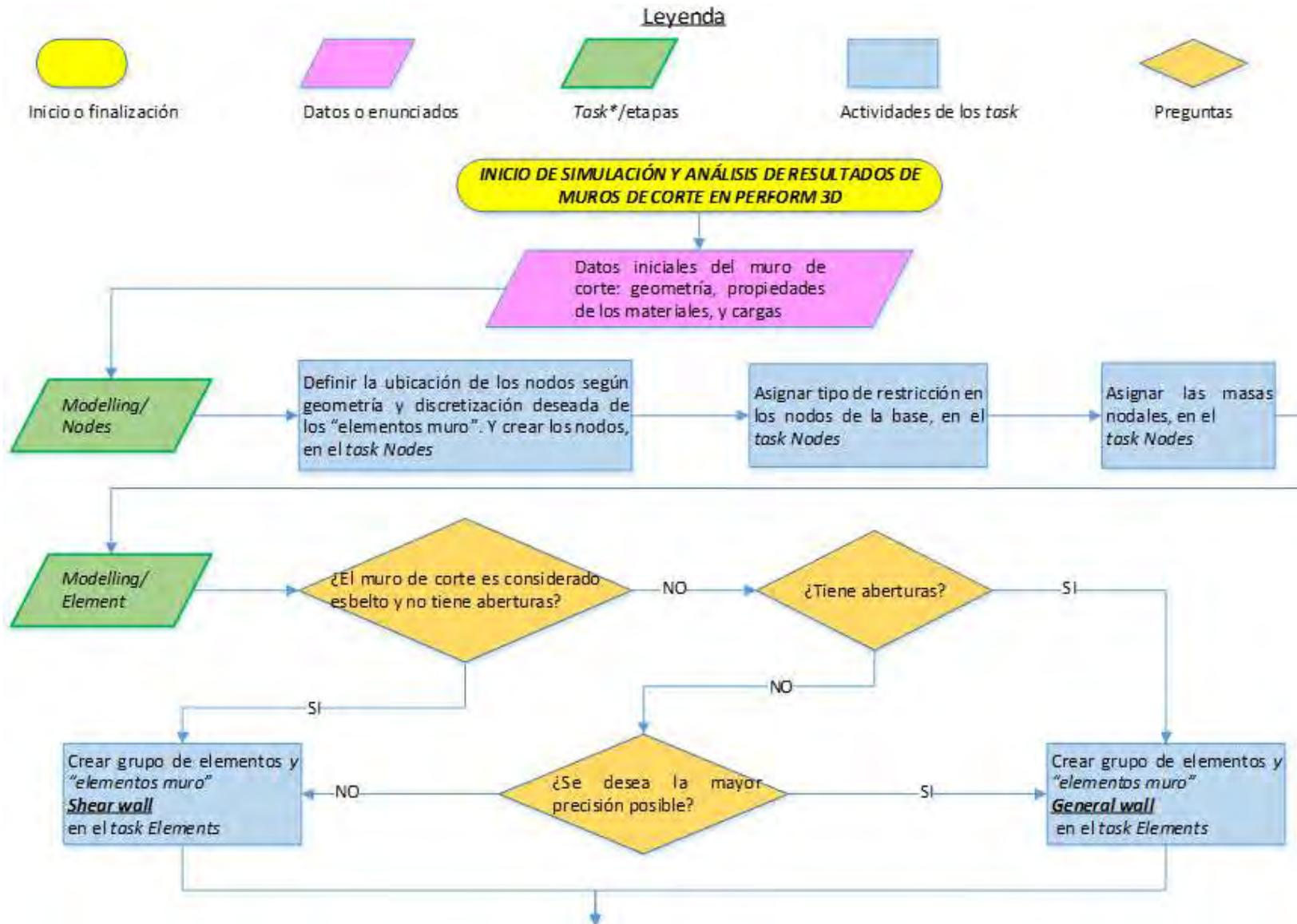


Figura 74. Diagrama de flujo de procedimiento de simulación de muros de corte, parte I.

Fuente: Elaboración propia

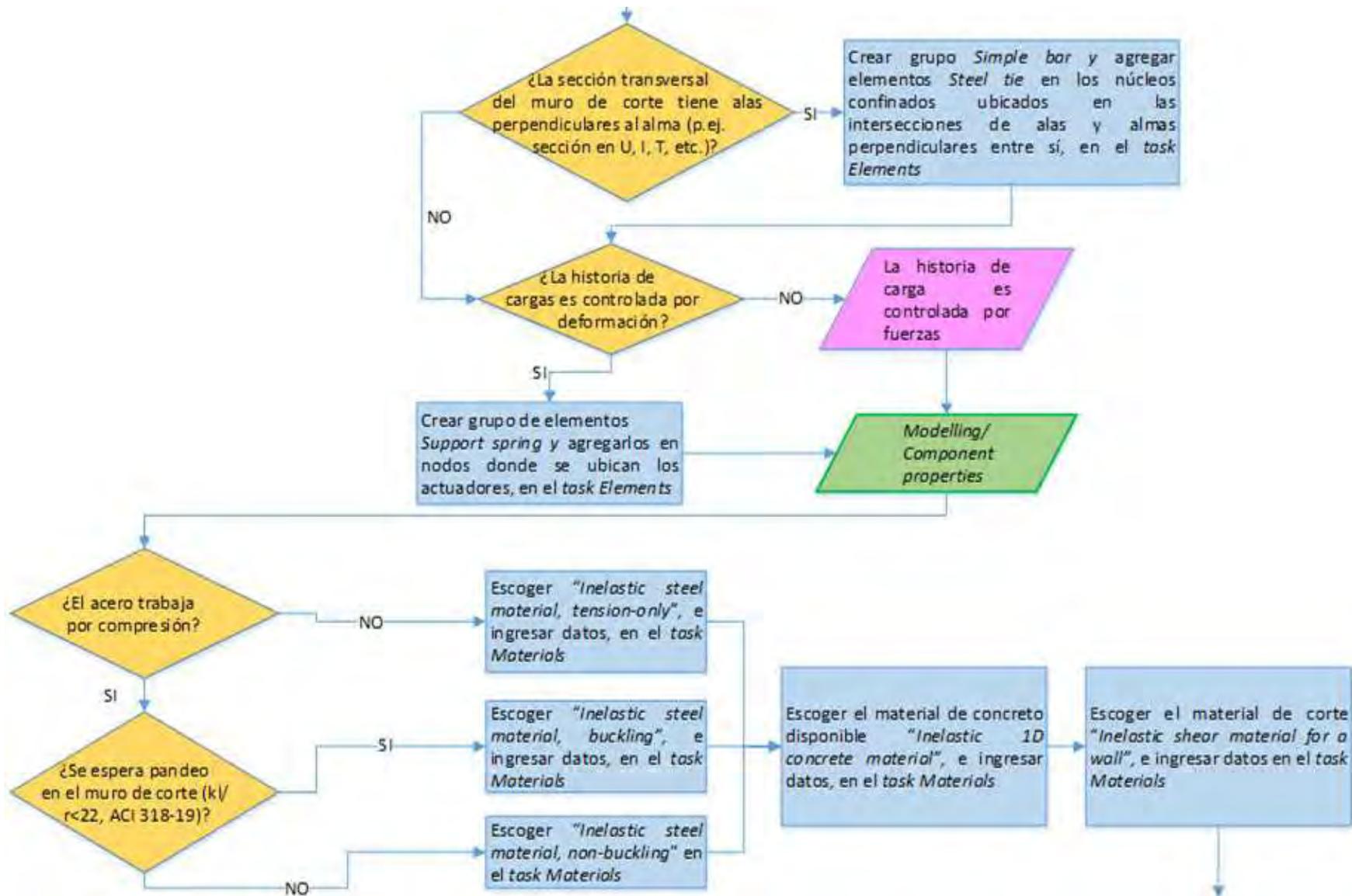


Figura 75. Diagrama de flujo de procedimiento de simulación de muros de corte, parte II.

Fuente: Elaboración propia

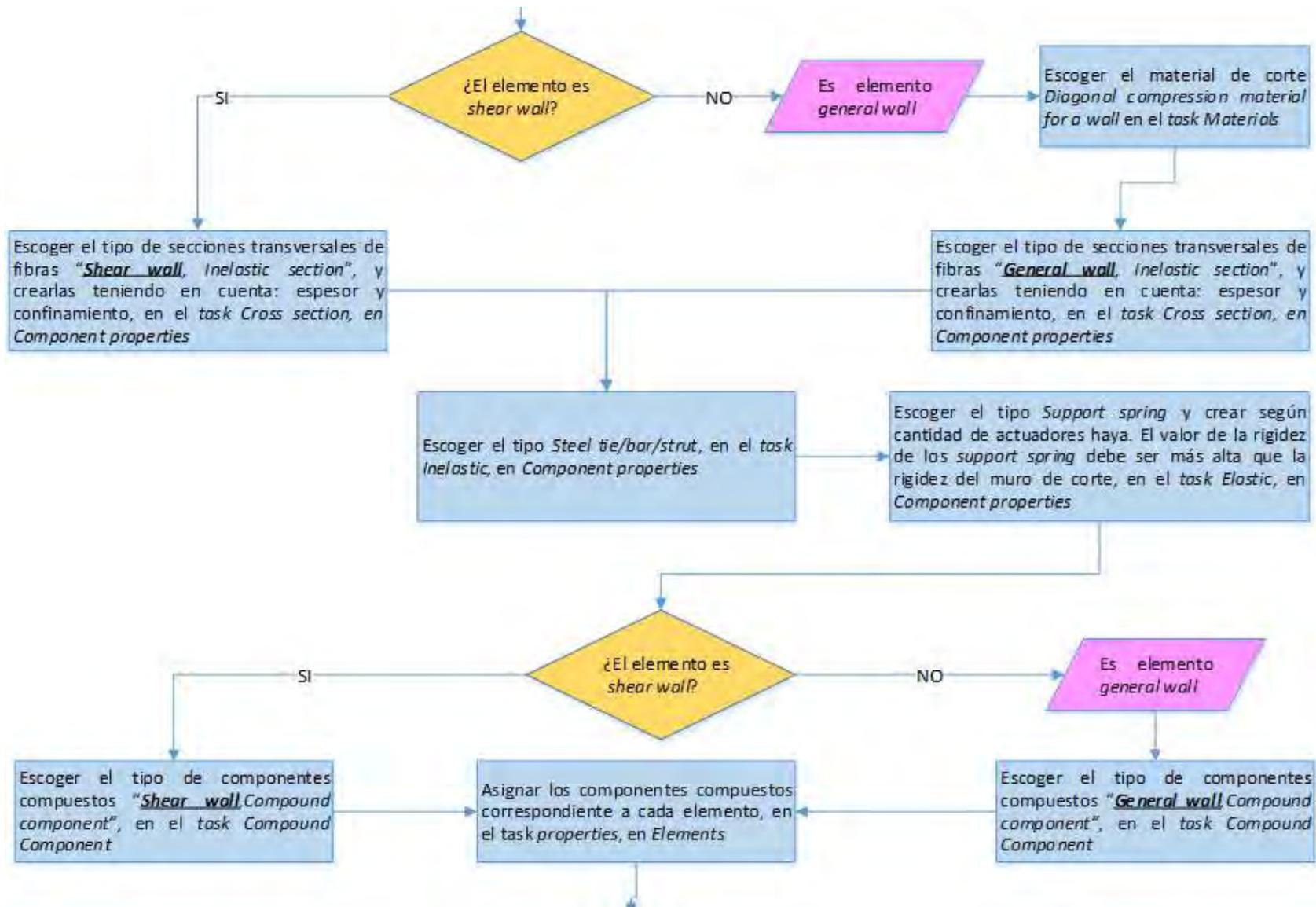


Figura 76. Diagrama de flujo de procedimiento de simulación de muros de corte, parte III.

Fuente: Elaboración propia

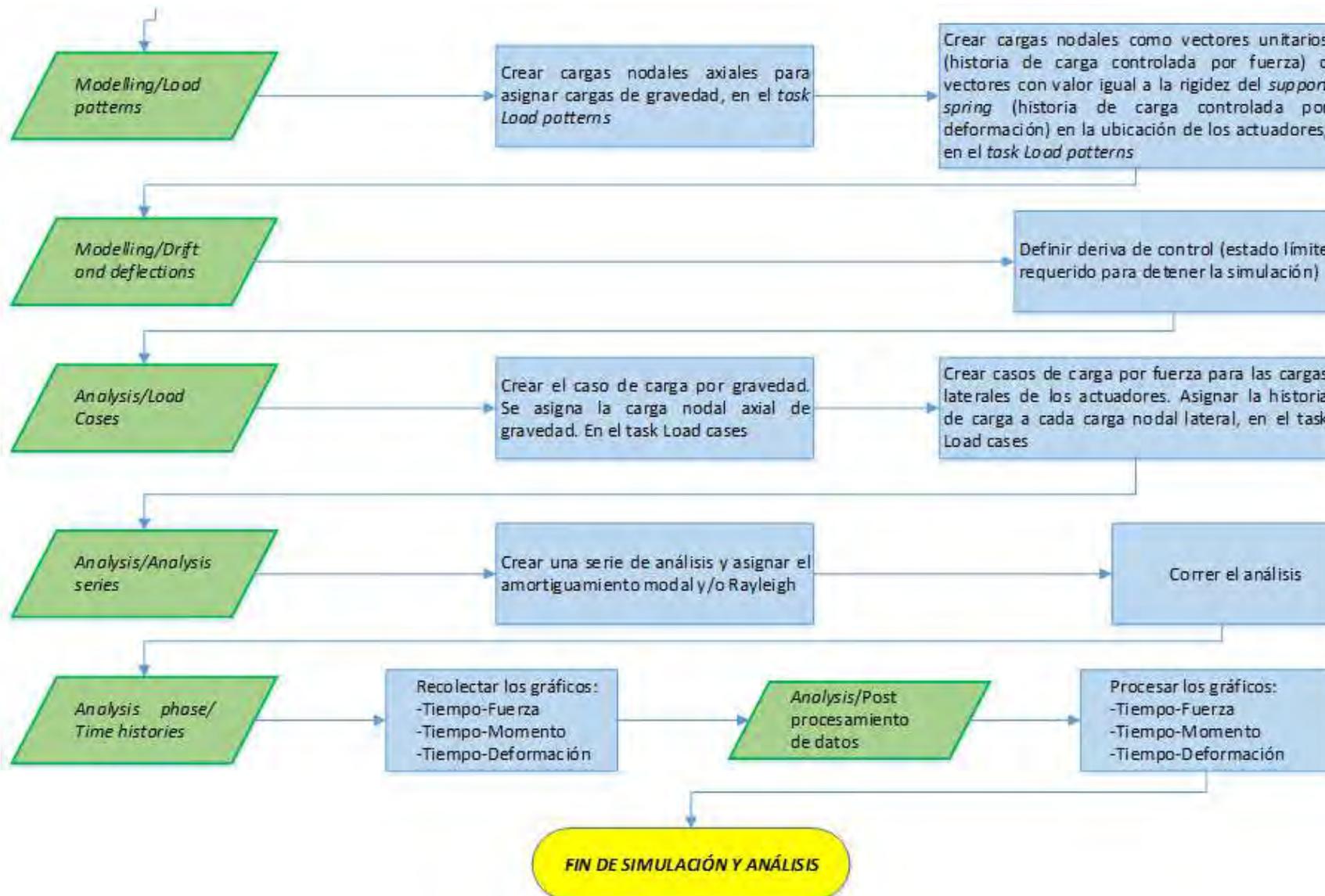


Figura 77. Diagrama de flujo de procedimiento de simulación de muros de corte, parte IV.

Fuente: Elaboración propia

3.1 Definición de la geometría, creación de nodos y elementos

3.1.1 Definición de nodos, empotramiento en la base y asignación de masas

Se tenían los datos iniciales del muro de corte: geometría, propiedades del concreto y acero, las cargas aplicadas. A partir de estos datos se definieron las ubicaciones de los nodos según la geometría y el mallado o discretización del muro de corte de sección transversal U en Perform 3D. Se representó con tres muros rectangulares: un alma y dos alas. Cada ala se unió a un nodo extremo del alma una esquina con ángulo de 90 grados. En la **Figura 78** se muestra cómo se unieron los elementos en un nodo y la sobreposición de los elementos en la unión (CSI y Powell, 2007).

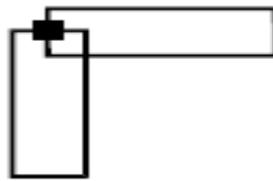


Figura 78. Nodos y elementos en uniones de alma-ala.

Fuente: CSI y Powell (2007)

Primero se crearon los nodos y luego los elementos. La ubicación de los nodos de la sección transversal del muro U se definieron en el eje del muro. En la **Figura 79a** se muestra el eje del muro con una línea roja. El largo del alma en Perform 3D fue de 1.2 metros, entre eje y eje de las alas. De igual manera el largo de las alas del muro en Perform 3D fue de 1 m, de extremo a eje del alma. En líneas azules se muestran los tres muros rectangulares que formaron el muro U: alma, ala izquierda y ala derecha (ver **Figura 79a**). La unidad de medida escogida en Perform 3D fueron los metros, y la unidad de fuerza fue newton.

En la **Figura 79b** se muestra la sección transversal en Perform 3D, donde los puntos representan los nodos. Para realizar el mallado del muro se siguió el procedimiento de Kolozvari, Piatos y Beyer (2017). El alma y las alas del muro se dividieron en ocho elementos muro (elementos *shear wall* o *general wall*) y así obtener una discretización densa del muro (ver **Figura 79b**). Los ejes H2 y H1 de Perform 3D representan respectivamente a los ejes NS y EO. En la **Figura 79b** se puede ver que las coordenadas de los nodos en Perform 3D están representados por tres números: eje vertical (arriba), eje horizontal H2 (en medio) y eje horizontal H1 (abajo).

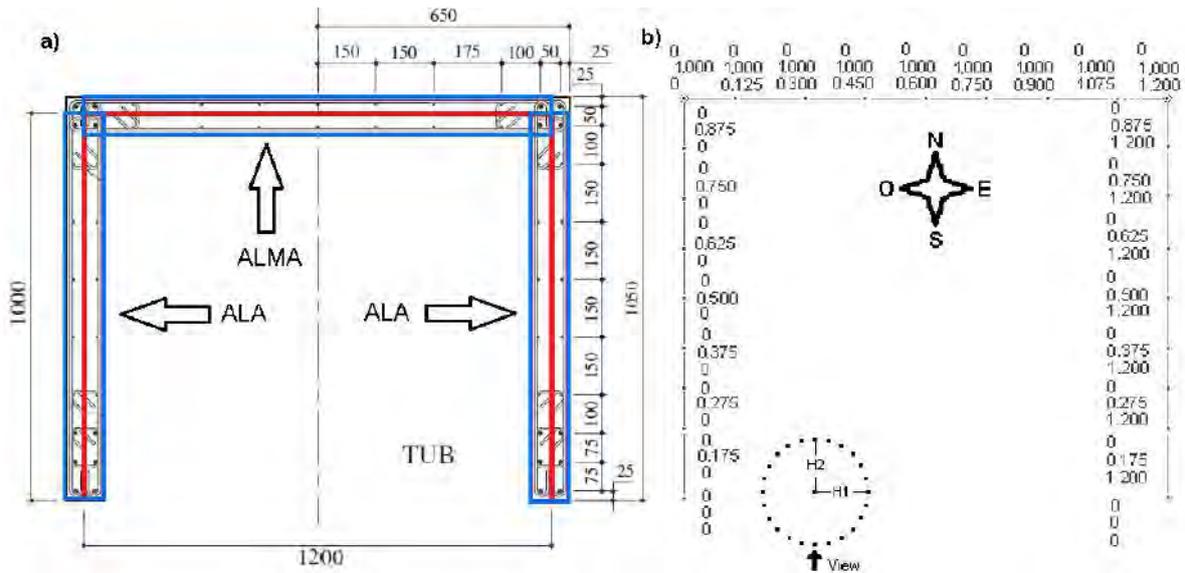


Figura 79. Sección transversal del muro, a) esquema de elementos muro (azul) y eje central (rojo) en milímetros (adaptado de Beyer et al., 2008b), y b) esquema de nodos en Perform 3D en metros.

Fuente: Elaboración propia

Para que el empotramiento del muro a simular sea lo más parecido al empotramiento del ensayo, se asumió: 6 nodos del alma y 3 nodos en cada ala empotrados, en la base. Ver **Figura 80**. Estos nodos tienen restricción en H1, H2 y V en desplazamiento y rotación. En la pantalla se representan como cruces rojas.

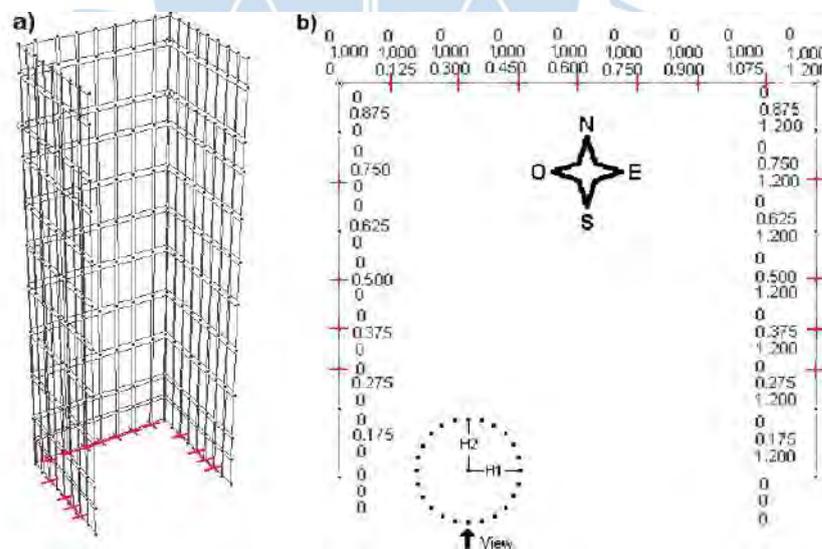


Figura 80. Ubicación de nodos empotrados, cruces rojas a) vista en elevación y en b) vista en planta en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

En la **Figura 81a** se muestra la elevación del muro de ensayo. La altura del muro fue de 2.72 metros y la altura del collar 0.84m (Beyer et al., 2008a). La vista en elevación del muro en Perform 3D se ve en la **Figura 81b**. El mallado vertical se realizó siguiendo el procedimiento

de Kolozvari et al. (2017). Donde las alturas de los nodos eran las alturas de los medidores LVTD¹⁵ del muro ensayado por Beyer et al. (2008b). En el ensayo de Beyer et al. (2008b) el muro se unió a la base en 12 llaves.

Se asignaron las masas correspondientes a cada nodo. En la **Figura 81c** se muestra el esquema de masas asignadas a cada nodo.

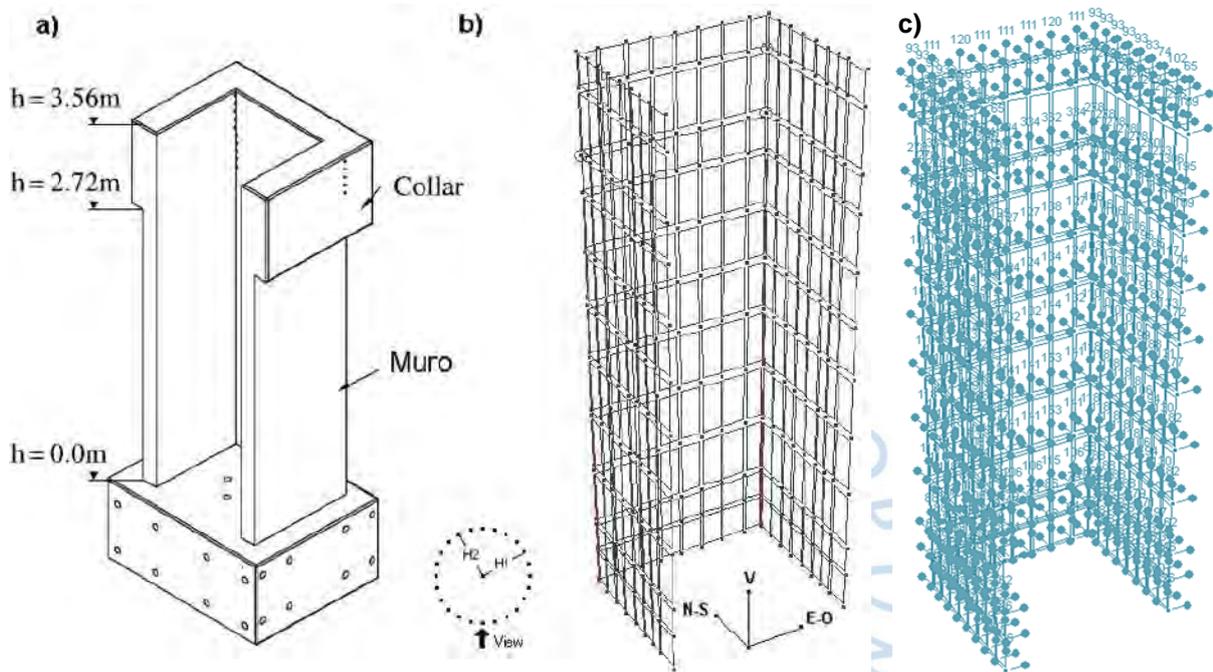


Figura 81. Elevación del muro, a) esquema del muro de ensayo (adaptado de Beyer et al., 2008a), b) esquema nodos y elementos, y c) esquema de masas asignadas a nodos en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

Además, como lo hizo de Kolozvari et al. (2017), la distancia vertical entre los nodos fue determinada también por la relación de aspecto límite recomendada por Perform 3D para los elementos. Los elementos con una relación altura/longitud mayor que 5 ($h/L < 5.0$) se dividieron para obtener una relación menor. En este caso se escogió una discretización densa pues según las conclusiones de Kolozvari et al. (2017), se obtienen resultados más precisos.

3.1.2 Creación de los elementos

Después de creados los nodos, se procedió con la creación de los elementos de muros de corte, elementos *steel tie*, y elementos *support spring*. Para crear estos elementos fue necesario crear tres grupos de elementos al cual formaron parte: grupo de elementos *general*

¹⁵ En **Figura 31** del apartado 1.3.5 de la presente tesis se mostró la instrumentación con medidores LVTD.

wall (o shear wall), grupo de elementos *Support spring*, y el grupo de elementos *Simple bar*, respectivamente.

El primer grupo de elementos creado fue de tipo *general wall* (o *shear wall*). Según el manual de Perform 3D (CSI, 2018b) se debe crear el grupo de elementos *shear wall* si el muro de corte a simular es considerado esbelto y sin aberturas. Si el muro no tiene esas características se ve si tiene aberturas. Si tiene aberturas se debe crear el grupo de elementos *general wall*. Si no tiene aberturas se toma la decisión si se desea la mayor precisión posible, si se quiere la mayor precisión posible se crea el grupo de elementos *general wall*. Si no se desea, se crea el grupo *shear wall*. Como se mencionó al inicio del capítulo, se crean dos simulaciones: una simulación con el elemento *general wall* y con el elemento *shear wall*.

En la **Figura 82a** se puede ver que se crearon elementos *general wall* en toda la altura del muro (rectángulos de rojo). Los elementos *shear wall* se representaron igual.

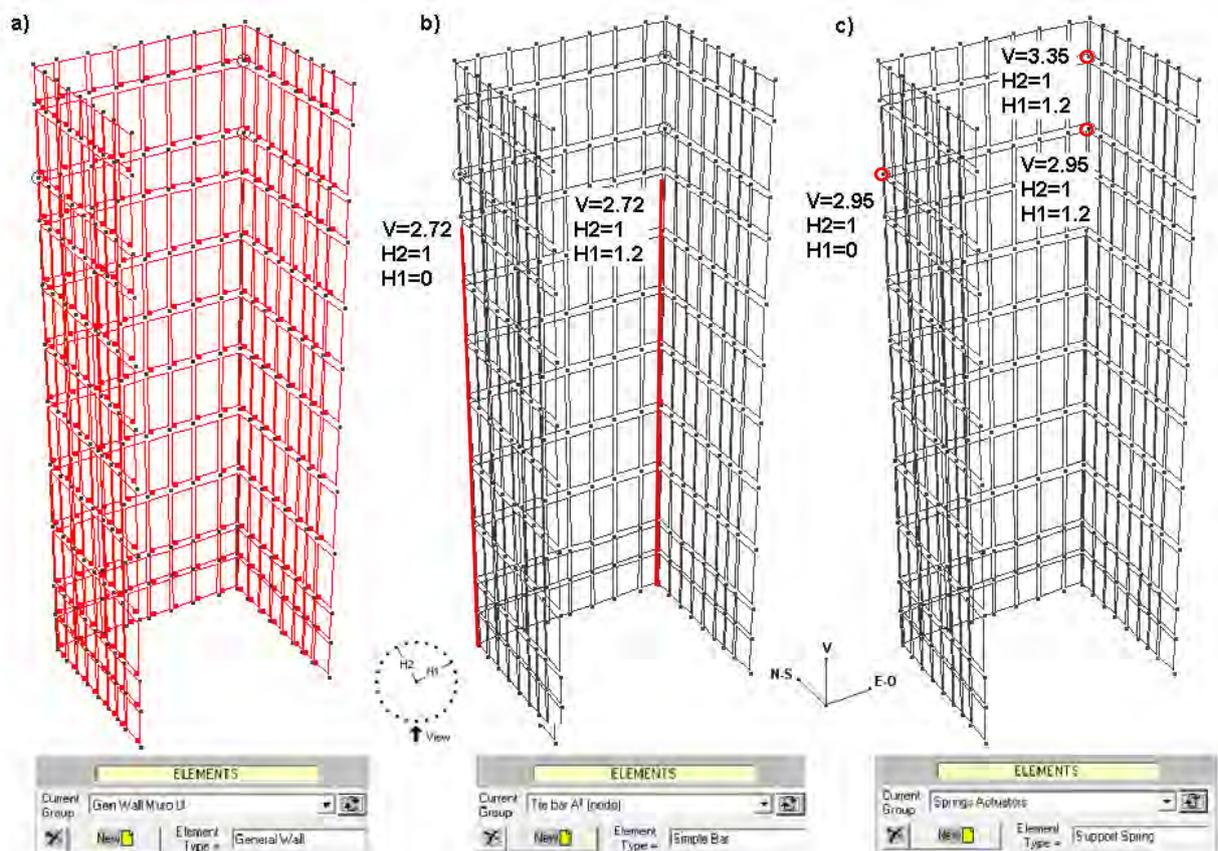


Figura 82. Grupos de elementos que conforman al muro de corte en Perform 3D: a) *general wall*, b) *steel tie* c) y *support spring*.

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de muros de sección U, T, I, C, es conveniente crear los elementos *simple bar*, porque en las esquinas no se puede representar el acero total de los núcleos de confinamiento solo con los elementos muro. Con los elementos *steel tie* sí se puede representar el acero total. El segundo grupo de elementos creado fue de tipo *simple bar*. Los

elementos creados fueron *steel tie*. Este elemento sirvió para resolver la complicación en la representación de los aceros longitudinales en las esquinas del muro, donde se unen las alas con el alma.

Al igual que Kolozvari et al. (2017), los *steel tie* se crearon desde la base hasta la altura 2.72 metros, que es donde termina el muro ($e=0.10$ m) y empieza el collarín ($e=0.30$ m). En la **Figura 82b** se puede observar que los elementos *steel tie* (líneas de rojo) se crearon en las dos esquinas del muro.

En Perform 3D, en los nodos que no se encuentran en la base se pueden ingresar un patrón de cargas por fuerza, pero no se pueden ingresar cargas por deformación. En este punto se debe tener identificado el tipo de cargas que se imponen: cargas controladas por fuerzas o cargas controladas por deformación. En este caso las cargas impuestas son controladas por deformación, por lo tanto, se crea un tercer grupo de elementos *simple bar* con los elementos *support spring* para aplicar un artificio indicado en el manual de usuario de Perform 3D (2018), para la versión vigente del *software*. En la **Figura 82c** se muestran los resortes de color rojo. Estos resortes representaron los actuadores, se les asignaron una rigidez más alta que la del muro de corte y más adelante se aplicaron en ellos un patrón de cargas por “fuerza”. El cual fue en realidad el patrón de cargas por deformación. Como el resorte tenía una rigidez “infinita”, más adelante este patrón de cargas “por fuerza” fue leído por el programa como patrón de cargas por deformación del mismo valor.

Para la simulación con el grupo de elementos *general wall* se tenían tres grupos de elementos: *general wall*, *Steel tie* y *support spring*. Igualmente, para la simulación con el grupo de elementos *shear wall* se tenían: *shear wall*, *Steel tie* y *support spring*. En cada caso, el trío de grupos de elementos estaba sobrepuestos como capas en una sola estructura que representa al muro de corte en Perform 3D.

3.2 Definición de las propiedades de los elementos *general wall* y *shear wall*

A los elementos de los tres grupos (elementos *general* y *shear wall*, elemento *steel tie*, y elementos *support spring*) se le asignaron propiedades. La forma de asignar propiedades a los elementos muro *general* y *shear wall* fue a través de la opción *compound components*, a los elementos *steel tie* a través de la opción *inelastic*, y a los elementos *support spring* a través de la opción *elastic*. En el presente apartado se definen los materiales de los elementos muro (3.2.1, 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4). Las secciones transversales (3.3.1) que fueron necesarios para finalmente definir los *compound components* (3.3.2) de los elementos muro se definen en el apartado 3.3.

Los materiales del muro de corte del ensayo fueron el concreto y el acero de refuerzo. A continuación, se hace la descripción de las propiedades de los materiales con respecto a la curva monótonica de fuerza-deformación y las propiedades cíclicas en Perform 3D.

3.2.1 Descripción de las propiedades monotónicas (fuerza-deformación) y cíclicas (lazos de histéresis) del acero

Como se mencionó anteriormente, los aceros que se utilizaron en el muro son los D6 y D12 (de 6 mm y 12mm). Las curvas de esfuerzo - deformación (o F-D) de los dos aceros son las obtenidas en los ensayos monotónicos realizados por Beyer et al. (2008b). Para ingresar la curva F-D a Perform 3D, Kolozvari et al. (2017) ajustó la curva experimental F-D a una curva F-D trilineal. Estas se muestran en la **Figura 83**. Los puntos R (resistencia residual) y X (resistencia máxima o final) de ambas curvas (ver **Figura 83**) no se extrajeron de las curvas F-D experimentales. Sin embargo, Kolozvari et al. (2017) asumió valores para estos dos puntos.

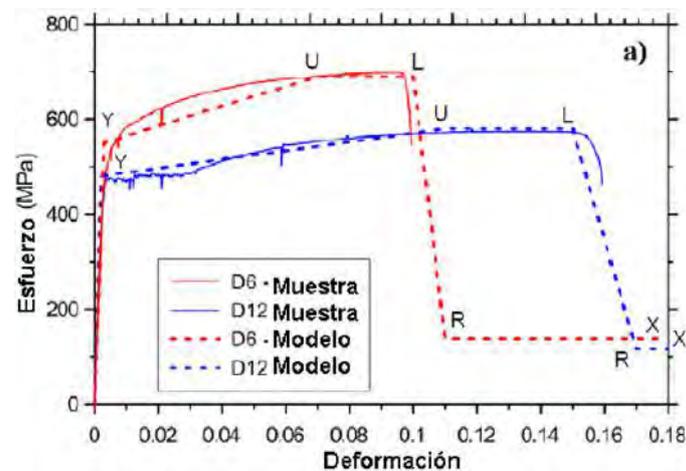


Figura 83. Modelo F-D calibrado del acero.

Fuente: Kolozvari, et al. (2017)

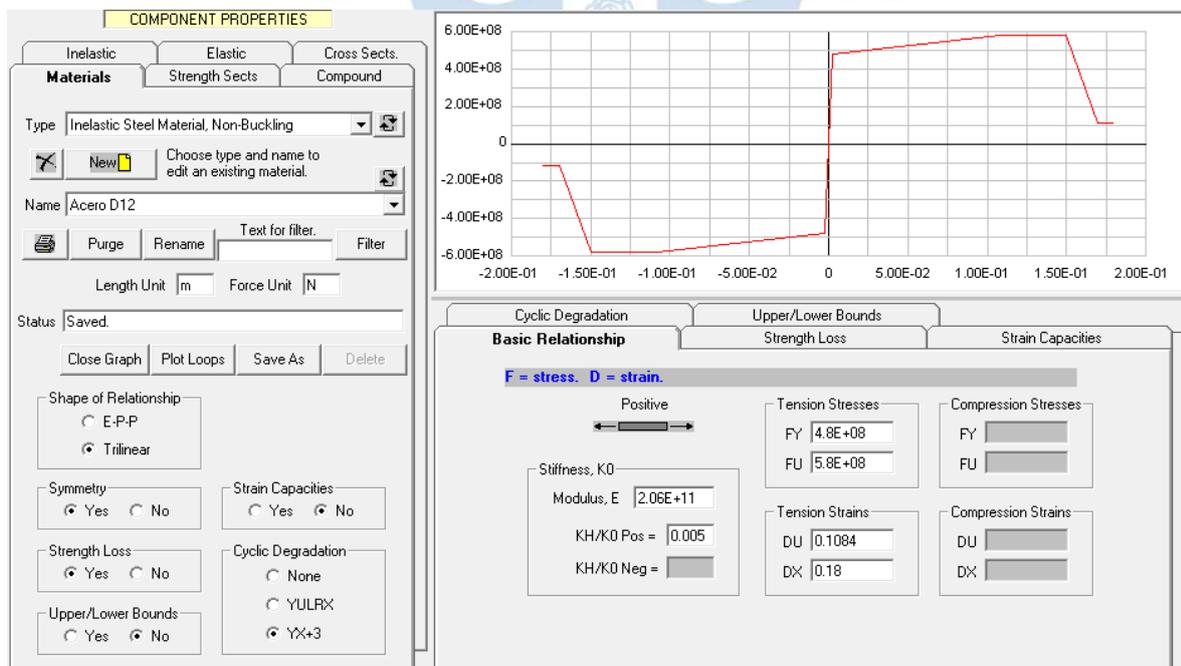


Figura 84. Opción *materials* para acero D12 de Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

En la **Figura 84** se muestra la captura de pantalla de la opción *materials* del acero D12 en Perform 3D. Antes del ingreso de datos se escoge el tipo de material. Como se puede ver, el tipo de material escogido para el acero es el “material de acero inelástico, no-pandeo”. Esto es así debido a que no se esperaba pandeo. El ACI 318 (2019) menciona que se permite ignorar los efectos de esbeltez para elementos no arriostrados si se cumple que $\frac{kl_u}{r} \leq 22$. Donde k , factor de longitud efectiva, tuvo un valor de 2 (ACI SP-17, 2014), l_u , la longitud entre apoyos, 3.56 m, y r , radio de giro¹⁶, 0.40 m. Para este muro el valor de $\frac{kl_u}{r}$ fue 17.8, menor que el límite.

La forma de la relación escogida fue trilineal. Se tomó la opción “sí” de simetría para tener las mismas propiedades tanto en tracción como en compresión. La opción “no” servía para ingresar manualmente los valores de la curva trilineal en compresión. Pero asumió que tanto para tracción y compresión la curva F-D sería la misma. Se consideró que habría pérdida de resistencia al final de la curva. Con respecto al comportamiento sísmico, se observó en el artículo de Kolozvari et al. (2017) que al considerar degradación cíclica en los materiales de concreto y acero, la curva obtenida con Perform 3D es más cercana a la real. Por esa razón, entre considerar o no considerar la degradación cíclica, se escogió sí considerarla. Se ingresaron los datos de los factores de energía para contabilizar la degradación cíclica del acero. Para el acero D6 se eligieron las mismas opciones para la curva F-D.

La degradación cíclica de la curva F-D fue tomada en cuenta a través de los factores de energía con la opción YX+3 en Perform 3D. Kolozvari et al. (2017) realizó la calibración de los lazos de histéresis del material de acero con el modelo de Menegotto-Pinto (1973). Ver **Figura 85**. Los factores de energía que se ingresaron en Perform 3D se muestran en la **Figura 86**. Estos fueron los factores obtenidos por Kolozvari et al (2017).

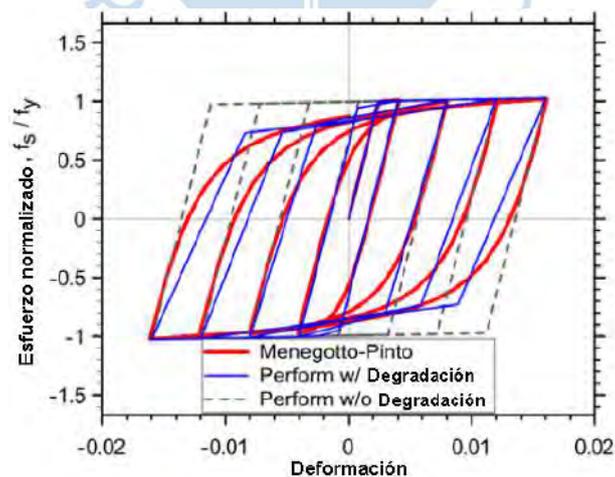


Figura 85. Calibración de lazos de histéresis del acero.

Fuente: Kolozvari et al., 2017.

¹⁶ Radio de giro $r = \sqrt{I_g / A_g}$

For Tension Strains			For Compression Strains		
Point	Deformation	Energy Factor	Point	Deformation	Energy Factor
Y		1	Y		
1	0.01	0.75	1		
2	0.03	0.75	2		
3	0.031	0.75	3		
X		0.75	X		

Unloading Behavior	
Unloading Stiffness Factor	0 Min -1 Max +1
This factor controls the unloading behavior for a trilinear F-D relationship. You can use Plot Loops to show the effect. See the User Guide for details.	

Figura 86. Factores de energía en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Descripción de las propiedades monotónicas (fuerza-deformación) y cíclicas (lazos de histéresis) del concreto

Beyer et al. (2008b) realizaron ensayos para conocer la resistencia del concreto. La resistencia de cilindro del concreto del día del ensayo fue de 54.7 MPa. Kolozvari et al. (2017) definió la envolvente de las curvas F-D de la compresión del concreto del día del ensayo como la curva principal para el concreto no confinado.

En la **Figura 87** se puede observar las curvas F-D de los cilindros de ensayo. La pendiente a partir de la resistencia máxima hacia adelante del concreto no confinado Kolozvari et al. (2017) la definió con el modelo de Saatcioglu y Razvi (1992). En el caso del concreto confinado, Kolozvari et al. (2017) tomó en cuenta el efecto del confinamiento con el modelo de Mander, et al. (1988). En la **Figura 87** también se muestran las curvas F-D de los modelos del concreto no confinado y confinado según Kolozvari et al. (2017).

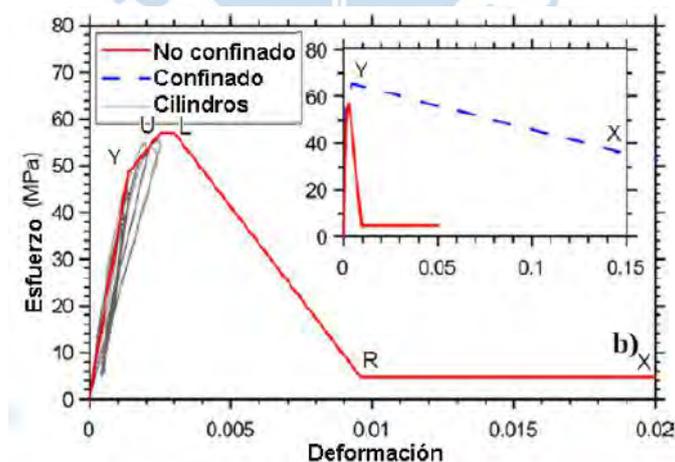


Figura 87. Modelo F-D calibrado del acero.

Fuente: Kolozvari, et al., 2017.

En la **Figura 88** se muestra la captura de pantalla de la opción *materials* del concreto no confinado en Perform 3D. Entre los tipos de materiales se escogió el material de concreto

inelástico. La forma de la curva que se escogió era la trilineal para poder ingresar los puntos Y (fluencia), U (resistencia máxima) y L (ductilidad límite). No se consideró resistencia a la tracción del concreto en la curva ya que según Kolozvari et al. (2017) tuvo un mínimo efecto en la respuesta de fuerza-deformación resultante. Por ello se decidió omitir este paso. Se tuvo en cuenta la pérdida de resistencia del concreto. Además, se decidió ingresar valores de factor de energía, al igual que Kolozvari et al. (2017). Para el concreto confinado se escogieron las mismas opciones y se agregaron los valores correspondientes de la curva F-D a una nueva propiedad en Perform 3D.

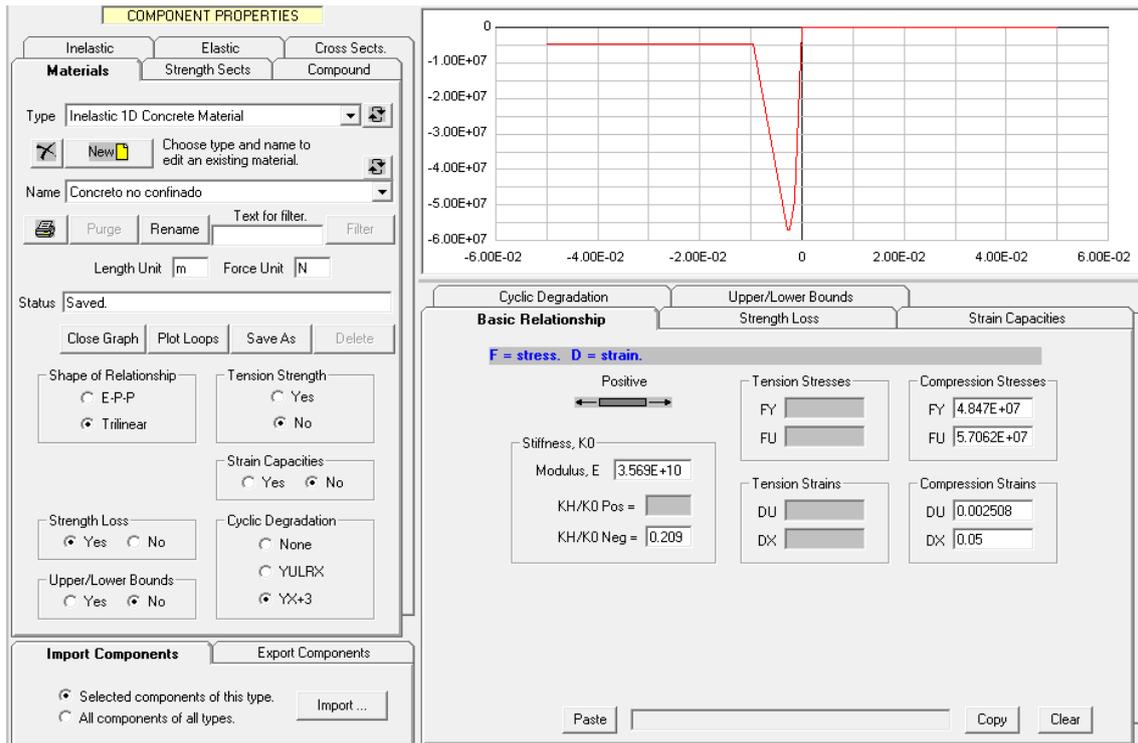


Figura 88. Opción *materials* para concreto no confinado de Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

Al igual que el acero, para el concreto también se tomó la opción YX+3 en Perform 3D. Para calcular los factores de energía, Kolozvari et al. (2017) realizó la calibración del material de concreto con el modelo de Chang y Mander (1994). En la **Figura 89** se muestra los factores de energía ingresados en Perform 3D.

For Compression Strains		
Point	Deformation	Energy Factor
Y		0.001
1	0.0019	0.001
2	0.003	0.001
3	0.004	0.001
X		0.001

Figura 89. Factores de energía en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

3.2.3 Descripción de las propiedades monotónicas (fuerza-deformación) del material de corte – cortante convencional y compresión diagonal para *general wall*

En Perform 3D los comportamientos axial-flexión están desacoplados del comportamiento a cortante (CSI, 2018b). Por lo tanto, fue necesario ingresar los puntos de las curvas F-D de las cortantes separadamente de las propiedades del concreto y del acero. Para la simulación con el elemento muro *general wall*, se ingresaron dos capas de material de corte: cortante convencional y compresión diagonal. Y para el elemento *shear wall* se ingresó la capa de material de corte: cortante convencional, pues es la única disponible.

En el artículo de Kolozvari et al. (2017) no se encuentran las curvas F-D que se utilizaron para las capas de material de corte. Por lo tanto, para el presente estudio se definió la curva F-D de material de corte convencional y compresión diagonal realizando tres simulaciones con materiales de corte basados en recomendaciones.

En las simulaciones 1, 2, y 3 se utilizó el elemento *general wall*. Por cada simulación, las curvas F-D de ambos materiales de corte se basaron en recomendaciones del autor Van der Linde (2015) y/o del manual de Perform 3D. Van der Linde (2015) realizó la modelación de una edificación de muros de corte en Perform 3D. Las variables que se modificaron en cada simulación fueron: el esfuerzo cortante v , el módulo de elasticidad cortante inicial G (antes de la fisuración) y post-fisuración G_y (después de la fisuración), y la forma de la curva F-D (elastoplástica o trilineal). En la **Tabla 4** se muestran los valores de estos parámetros por cada simulación.

La primera simulación se realizó con esfuerzo cortante (v) calculado según recomendaciones de Van der Linde (2015), el módulo de elasticidad cortante (G) según el manual de Perform 3D, y la forma de la curva F-D se tomó como elastoplástica, tanto para material de corte convencional y compresión diagonal.

Tabla 4. Parámetros de materiales de corte convencional y compresión diagonal por simulación.

Simulación	1	2	3
Cortante	Convencional		
v (N/m ²)	6.8E+06	6.8E+06	7.1E+06
G (N/m ²)	9.0E+08	1.9E+10	1.49E+10
G_y (N/m ²)	0	0	2.29E+09
Forma	Elastoplástica	Elastoplástica	Trilineal
Cortante	Compresión diagonal		
v (N/m ²)	6.8E+06	6.8E+06	7.1E+06
G (N/m ²)	4.5E+08	9.5E+09	1.1E+09 ^a
Forma	Elastoplástica	Elastoplástica	Elastoplástica

Fuente: Elaboración propia

El esfuerzo cortante (v) se consideró igual para la curva F-D de material de corte convencional y compresión diagonal, por recomendación del manual de Perform 3D. El esfuerzo cortante (v) se calculó igual a $V_{cu,exp}/A_{cv}$. Donde, A_{cv} es el área de sección horizontal en mm^2 . Donde, $V_{cu,exp}$ es la fuerza cortante última esperada.

La cortante $V_{cu,exp}$ se calculó de acuerdo con las recomendaciones de Orakcal et al. (2009). Según Orakcal et al. (2009), la cortante $V_{n,exp}$ (**Ecuación 1**) calculada por la ecuación alcanzada por el ACI 318-05 (ACI 318-19) en general subestima la cortante nominal real. Esto es debido a que la influencia de cargas axiales en el esfuerzo cortante del concreto no es considerada en el cálculo (Orakcal et al., 2009). El cálculo de la cortante nominal $V_{n,exp}$ tiende a ser conservador incluso para muros de corte con cargas axiales bajas.

Orakcal et al. (2009) toma de una base de datos la cortante nominal medida en ensayos de muros rectangulares que tienen diferentes tipos de fallas por cortante y las divide con las correspondientes cortantes nominales calculadas por FEMA 356 (2000). Así define la relación de esfuerzo cortante medido entre calculado $V_{TEST}/V_{n,FEMA}$.

Orakcal et al. (2009) menciona que para muros sujetos a relativamente bajos niveles de cargas axiales de $5\% A_g f'_c$ el valor de $V_{TEST}/V_{n,FEMA}=1.55$, y para $10\% A_g f'_c$ el valor de $V_{TEST}/V_{n,FEMA}=1.88$. Por lo tanto, la fuerza cortante última esperada $V_{cu,exp}$ para muros de corte rectangulares se calcula multiplicando $V_{TEST}/V_{n,FEMA}$ por V_n . Con respecto al efecto de la carga axial en el estudio se menciona que se trabajó con pocos ensayos de muros con carga axial existente y por ello no se obtuvo más conclusiones definitivas.

Para el muro de corte en U que se estudió, el valor de $V_{TEST}/V_{n,FEMA}$ no fue 1.55, el cual correspondía por ser un muro con relación de carga axial menor a 5%. Sino que se calculó dividiendo el valor de esfuerzo cortante último del muro de corte obtenido por ensayo (Beyer et al., 2008b) con el valor de esfuerzo cortante nominal calculado con la **Ecuación 1**. El valor $V_{TEST}/V_{n,FEMA}$ resultó ser 1.9. El esfuerzo cortante v fue finalmente $v = 1.90 V_{n,exp}/A_{cv}$.

$$V_{n,exp} = A_{cv} \left(\alpha_c (f'_{c,exp})^{\frac{1}{2}} + \rho_t f_{y,exp} \right) \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde α_c es un coeficiente de relación de altura: es 0.25 para $h_w/l_w \leq 1.5$ y 0.17 para $h_w/l_w \geq 2.0$. Donde h_w es la altura útil y l_w es el ancho del muro, $f'_{c,exp}$ es la resistencia del concreto confinado en MPa, ρ_t es la cuantía del refuerzo horizontal, $f_{y,exp}$ es la resistencia a la fluencia esperada del refuerzo horizontal en MPa, y $V_{n,exp}$ es la resistencia nominal del cortante, la cual se define con la ecuación ACI 318-19 (2019).

De acuerdo con el manual de Perform 3D, el módulo de elasticidad cortante (G) del material de corte convencional se calcula como $G = pE_s$, y del material de corte de

compresión diagonal como $G = 0.5pE_s$. Donde p es la cuantía del acero horizontal del muro, y E_s es el módulo de elasticidad del acero.

En la segunda simulación se tomó el mismo valor del esfuerzo cortante (v) de la simulación 1 para material de corte convencional y el material de corte de compresión diagonal. El módulo de elasticidad cortante fue producto de la calibración de los lazos de histéresis obtenidos por Perform 3D, de fuerza – desplazamiento de dirección EO (este-oeste). Estos se compararon con los lazos de histéresis del ensayo de Beyer et al. (2008b), de fuerza – desplazamiento de dirección EO (este-oeste). Después de la calibración, se eligió el valor de $G = 1.9E + 10$ para el material de corte convencional. Y para el material de corte de compresión diagonal se usó la mitad del G del material de corte convencional, es decir $G = 9.5E + 09$. Esto es así pues se siguió el razonamiento del manual de Perform 3D, que recomienda que el G del material de corte convencional sea el doble de la compresión diagonal. Ambas curvas F-D fueron elastoplásticas.

En la tercera simulación se definió una curva F-D trilineal para el material de corte convencional. Esta se calculó según Van der Linde (2015). La curva se conformó por tres puntos: punto de fisuración, punto de cortante último, y punto de cortante máximo. Ver **Figura 90**.

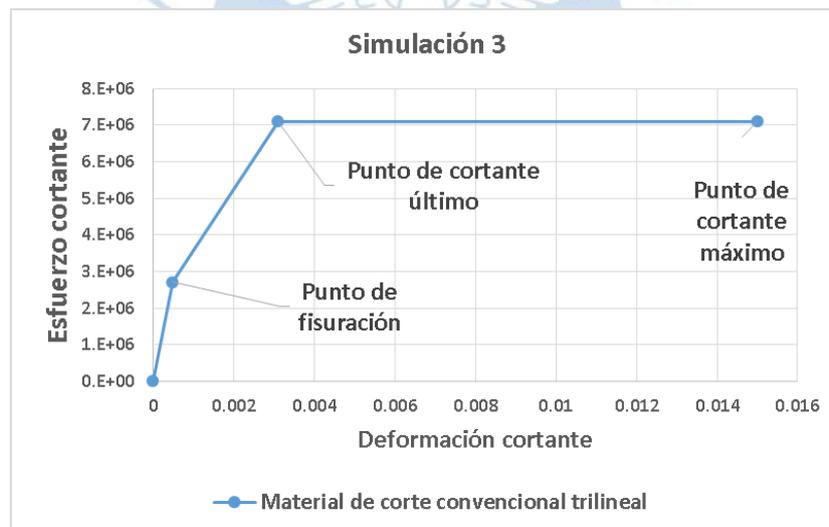


Figura 90. Curva F-D trilineal del material de corte convencional de la simulación 3.

Fuente: Elaboración propia

- Punto de fisuración:

La fuerza cortante del punto de fisuración ($V_{cr,exp}$) se definió con la ecuación del ACI 318-11 (2011), ver **Ecuación 2** (Van der Linde, 2015). Donde A_{web} es el área de la sección del muro en dirección EO o NS en mm^2 y P_u es fuerza axial en N.

$$V_{cr,exp} = 0.33A_{cv}(f'_{c,exp})^{\frac{1}{2}} \left(1 + \frac{P_u}{0.33(f'_{c,exp})^{\frac{1}{2}}A_{web}} \right)^{1/2} \leq 0.6V_{n,exp} \quad \text{Ecuación 2}$$

La deformación esperada correspondiente al punto de fisuración ($\gamma_{cr,exp}$) es la definida por la **Ecuación 3** (Van der Linde, 2015). Donde $v_{cr,exp}$ es el esfuerzo cortante esperado en el punto de fisuración en MPa (ver **Ecuación 4**) y G_c es el módulo cortante en MPa (ver **Ecuación 5**).

$$\gamma_{cr,exp} = \frac{v_{cr,exp}}{G_c} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$v_{cr,exp} = \frac{V_{cr,exp}}{A_{cv}} \quad \text{Ecuación 4}$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad \text{Ecuación 5}$$

- Punto de cortante último $v_{cu,exp}$:

El esfuerzo cortante último esperado se calculó al igual que la simulación 1. Con la diferencia de que el valor $V_{TEST}/V_{n,FEMA}$ con que se multiplica la fuerza cortante $V_{n,exp}$ es ligeramente mayor, calculado por calibración. El esfuerzo cortante último fue $v_{cu,exp} = 2.00 V_{n,exp}/A_{cv}$.

La rigidez por corte después del punto de fisuración ($G_{c,y}$) es menor que el módulo cortante G_c (normalmente $0.4E_c$). Van der Linde (2015) menciona que la rigidez por corte $G_{c,y}$ es aproximadamente $G_c/10$, y que la deformación $\gamma_{cu,exp}$ correspondiente se calcula con esta rigidez y con el esfuerzo cortante máximo $v_{cu,exp}$. Ver **Ecuación 6**.

$$\gamma_{cu,exp} = \frac{v_{cu,exp} - v_{cr,exp}}{G_{c,y}} + \gamma_{cr,exp} \quad \text{Ecuación 6}$$

- Punto de cortante máximo $v_{máx}$:

Finalmente, el punto de cortante máximo se conforma por el esfuerzo cortante máximo, que tiene el mismo valor del esfuerzo cortante último, y la deformación máxima, que fue 0.015, recomendada por Van der Linde (2015).

El material de corte de compresión diagonal tuvo como esfuerzo cortante el mismo que el del material de corte convencional. Y el **G** la mitad del correspondiente al material de corte convencional. Esta curva fue elastoplástica.

Luego de realizar las tres simulaciones, se compararon los lazos de histéresis resultantes. Las comparaciones de los lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamiento EO (**Figura 91**) se muestran en la **Tabla 5**, los de fuerza NS - desplazamiento EO (**Figura 92**) en la **Tabla 6**, los de fuerza NS - desplazamiento NS (**Figura 93**) en la **Tabla 7** y los de fuerza EO - desplazamiento NS (**Figura 94**) en la **Tabla 8**. Donde, V_y es la cortante registrada en el desplazamiento de fluencia, $\Delta_y = 13.5\text{mm}$, y $V_{m\acute{a}x}$ es la cortante registrada en el desplazamiento último, $\Delta_{m\acute{a}x} = 81\text{mm}$. Donde, las líneas azules de las figuras representan los resultados del ensayo de Beyer et al. (2008b), y las líneas rojas representan los resultados obtenidos con Perform 3D. Finalmente, donde las líneas punteadas celestes son la envolvente de los lazos de histéresis de los ensayos de Beyer et al. (2008b), y las líneas punteadas amarillas son la envolvente de los lazos de histéresis resultantes de las simulaciones en Perform 3D.

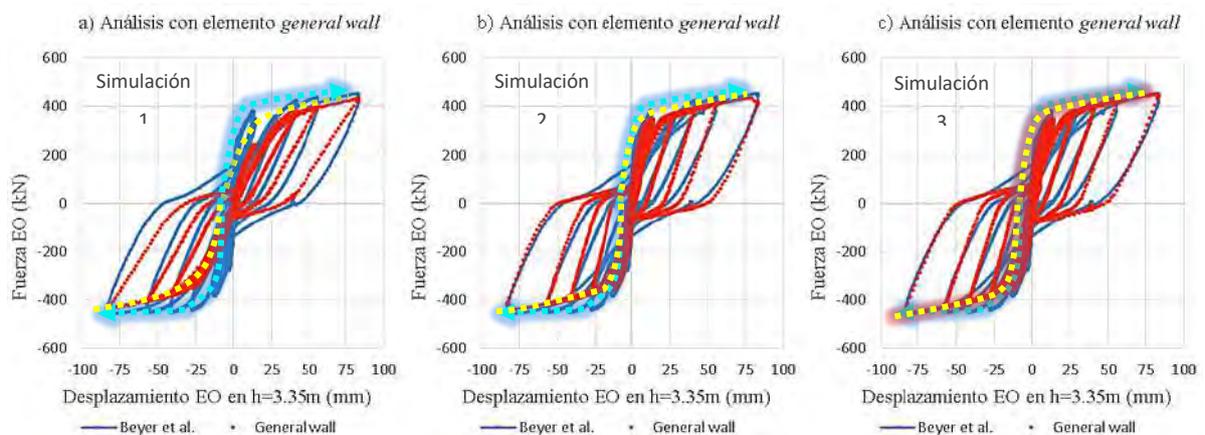


Figura 91. Lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamiento EO de la a) simulación 1, b) simulación 2, y c) simulación 3.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. Porcentajes de esfuerzos con respecto al real y comparaciones cualitativas de rigidez y envolvente de lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamientos EO.

Propiedades	Simulación 1		Simulación 2		Simulación 3	
	+	-	+	-	+	-
V_y	69%	69%	99%	99%	97%	96%
$V_{m\acute{a}x}$	96%	95%	95%	90%	100%	97%
Rigidez	Las rigideces de carga de todos los ciclos (menos del primer ciclo) son semejantes a las del ensayo. Sin embargo, las rigideces de descarga son menores a las del ensayo en el lado positivo y negativo de los desplazamientos. Esto se puede observar		La rigidez de carga es casi equivalente a la real en el primer ciclo. Sin embargo, las rigideces de carga de los demás ciclos son mayores a las del ensayo. En el lado positivo de los desplazamientos, se observa que los dos primeros ciclos tienen		La rigidez de carga es semejante a la real en el primer ciclo. En los demás ciclos las rigideces de carga son mayores que las de laboratorio. En el lado positivo de los desplazamientos, las rigideces de descarga del primer, segundo y último ciclo son similares.	

Propiedades	Simulación 1	Simulación 2	Simulación 3
	claramente en el primer ciclo y los dos últimos ciclos.	similar rigidez de descarga. En el lado negativo, las rigideces de descarga del primer y último ciclo son similares a las de laboratorio. Los ciclos de ductilidad $\mu=\pm 3$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ}^{17} = \pm 40.5$ mm) y $\mu=\pm 4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 54$ mm) tienen rigideces mayores a las del laboratorio desde la fuerza 0 hasta ± 200 kN apróx. Pero a partir de las fuerzas ± 200 kN apróx. en adelante, las rigideces son similares a las de laboratorio.	Pero, en el lado negativo, solo las rigideces de descarga del primer y último ciclo son similares. Los ciclos de ductilidad $\mu=\pm 3$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 40.5$ mm) y $\mu=\pm 4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 54$ mm) tienen rigideces de descarga semejantes a las del ensayo a partir de apróx. ± 150 kN en adelante, tanto en el lado positivo y negativo. De 0 hacia ± 150 kN, la rigidez no es baja como la del laboratorio.
Envolvente	La envolvente en el lado positivo y negativo de los desplazamientos tiene rigideces iniciales menores a las del ensayo. La cortante en el punto de fluencia, V_y ($\Delta_y = 13.5$ mm), de la simulación es menor que la del laboratorio por casi la mitad. La pendiente de la envolvente de la simulación, en el lado positivo, después del punto de fluencia es bastante similar a la del ensayo. En el lado negativo, la pendiente empieza a ser mayor que la real. Pero cerca a la ductilidad $\mu=-4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = -54$ mm) la pendiente empieza a disminuir y a parecerse a la del ensayo.	La envolvente en el lado positivo y negativo de los desplazamientos tiene rigideces iniciales muy similares a las del ensayo. La cortante en el punto de fluencia, V_y ($\Delta_y = 13.5$ mm), de la simulación es muy cercana a la real. En el lado positivo, la pendiente después del punto de fluencia es bastante similar a la del ensayo. En el lado negativo, la pendiente es un poco mayor que la del ensayo entre las ductilidades $\mu=-2$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = -27$ mm) y $\mu=-4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = -54$ mm).	La envolvente en el lado positivo y negativo de los desplazamientos tiene rigideces iniciales similares a las del ensayo. La cortante en el punto de fluencia, V_y ($\Delta_y = 13.5$ mm), de la simulación es muy cercana a la real. En el lado positivo, la pendiente después del punto de fluencia es bastante similar a la del ensayo. En el lado negativo, la pendiente es un poco mayor que la del ensayo entre las ductilidades $\mu=-2$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = -27$ mm) y $\mu=-3$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = -41$ mm). Además, los valores de las cortantes de la envolvente son más

¹⁷ $\Delta_{m\acute{a}x_μ}$ es el desplazamiento máximo de la ductilidad correspondiente

Propiedades	Simulación 1	Simulación 2	Simulación 3
			cercanos a los del ensayo.
Observaciones	Los lazos de histéresis de esta simulación tienen un efecto <i>pinching</i> (estrangulamiento de lazos) pronunciado. En cambio, los lazos de histéresis del ensayo tienen un efecto <i>pinching</i> suave.	Los lazos de histéresis de esta simulación tienen un efecto <i>pinching</i> (estrangulamiento de lazos) pronunciado pero un poco más parecido al real. Los lazos de histéresis del ensayo tienen un efecto <i>pinching</i> suave.	El efecto <i>pinching</i> de los lazos de histéresis de esta simulación es más atenuado que la simulación anterior. De las tres, es la que tiene más acercamiento al efecto <i>pinching</i> de los lazos de histéresis del ensayo.

Fuente: Elaboración propia

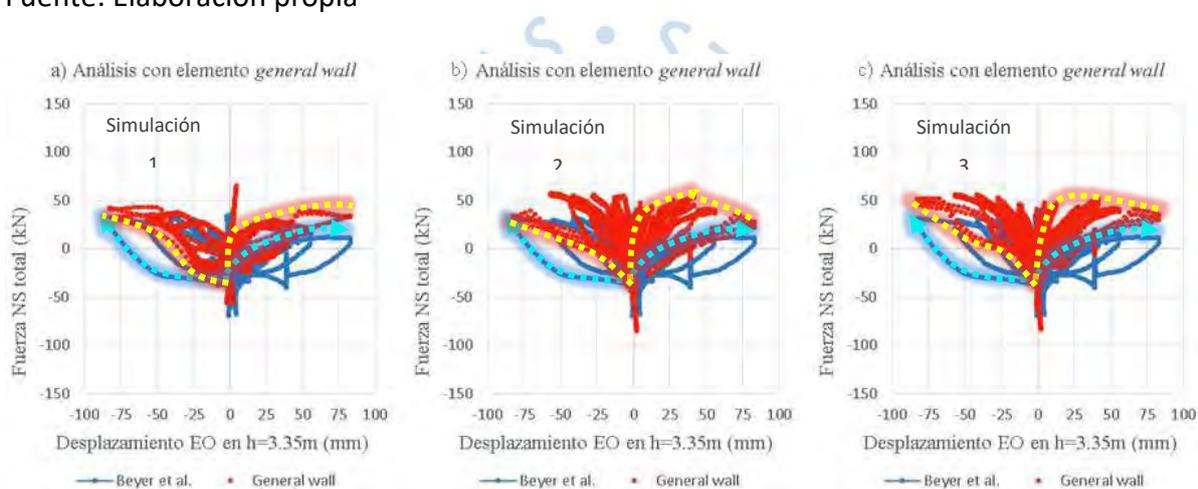


Figura 92. Lazos de histéresis de fuerza NS - desplazamiento EO de la a) simulación 1, b) simulación 2, y c) simulación 3.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6. Porcentajes de esfuerzos con respecto al real y comparaciones cualitativas de rigidez y envolvente de lazos de histéresis de fuerza NS - desplazamientos EO.

Propiedades	Simulación 1		Simulación 2		Simulación 3	
	+	-	+	-	+	-
Vy	1568%	-101%	-2005%	219%	-1094%	90%
Vmáx	319%	103%	204%	106%	289%	162%
Rigidez	La rigidez no se puede ver claramente por ciclos. Sin embargo, se logra observar que las rigideces de carga de estos ciclos son ligeramente mayores a las del ensayo. Las rigideces de descarga de los lazos de histéresis de		Las rigideces no se pueden ver claramente por ciclos. Sin embargo, se logra observar que las rigideces de carga y descarga entre los desplazamientos $\Delta = -50\text{mm}$ y $\Delta = 50\text{mm}$ son mayores que las del ensayo, más que las		Las rigideces no se pueden ver claramente por ciclos. Sin embargo, se logra observar que las rigideces de carga y descarga son mayores que las del ensayo.	

Propiedades	Simulación 1	Simulación 2	Simulación 3
	la simulación son claramente mayores que los del ensayo.	rigideces entre desplazamientos $\Delta=50\text{mm}$ y $\Delta=81\text{mm}$, y $\Delta=-50\text{mm}$ y $\Delta=-81\text{mm}$.	
Envolvente	En la parte positiva de los desplazamientos de la envolvente, las cortantes y rigideces son altas. En el lado negativo, las magnitud de las cortantes son menores que las del ensayo.	La envolvente tanto en el lado positivo como negativo (de las fuerzas) es sobreestimada en rigidez y cortante.	La envolvente tanto en el lado positivo como negativo (de las fuerzas) es sobreestimada en rigidez y cortante.
Observaciones	La simulación no sobreestima exageradamente las propiedades.	La simulación sobreestima las propiedades, y no se identifican claramente los lazos de cada ciclo.	La simulación sobreestima las propiedades, y se identifican un poco mejor los lazos de cada ciclo con respecto a la simulación anterior.

Fuente: Elaboración propia

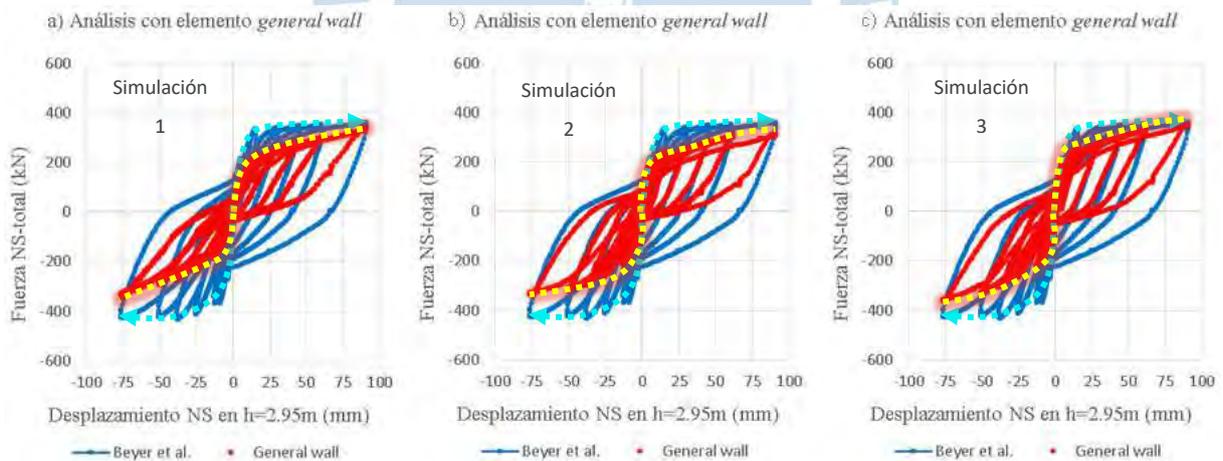


Figura 93. Lazos de histéresis de fuerza NS - desplazamiento NS de la a) simulación 1, b) simulación 2, y c) simulación 3.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7. Porcentajes de esfuerzos con respecto al real y comparaciones cualitativas de rigidez y envolvente de lazos de histéresis de fuerza NS - desplazamientos NS.

Propiedades	Simulación 1		Simulación 2		Simulación 3	
Signo	+	-	+	-	+	-
Vy	68%	50%	72%	58%	79%	59%
Vmáx	93%	80%	87%	78%	97%	85%

Propiedades	Simulación 1	Simulación 2	Simulación 3
Rigidez	La rigidez de carga del primer ciclo es ligeramente menor a la del ensayo, en lado positivo de los desplazamientos. En el lado negativo sí hay mucha más diferencia. Las rigideces de descarga de los ciclos de ambos lados son menores a las del ensayo.	La rigidez de carga del primer ciclo es menor a la del ensayo, en lado positivo de los desplazamientos. En el lado negativo sí hay mucha más diferencia. Las rigideces de descarga de los ciclos de ambos lados son ligeramente menores a las del ensayo.	Las rigideces de carga del primer ciclo son bastantes similares a las del ensayo. En el lado negativo de los desplazamientos, sí hay diferencia entre valores de la simulación y los del ensayo. Las rigideces de descarga de los ciclos de ambos lados son un poco menores a las del ensayo.
Envolvente	La envolvente positiva de los desplazamientos empieza con rigideces ligeramente menores a la real. Sigue con que la cortante en el punto de fluencia, V_y ($\Delta_y = 13.5mm$), de la simulación es menor que la del laboratorio A partir del punto de fluencia, la pendiente de la envolvente disminuye hasta ser muy similar a la real, pero con magnitudes de cortante menores a las del ensayo. En el lado negativo se tienen resistencias menores y pendiente mayor a partir del punto de fluencia.	La envolvente positiva de los desplazamientos empieza con rigideces ligeramente menores a la real. Sigue con que la cortante en el punto de fluencia, V_y ($\Delta_y = 13.5mm$), de la simulación es menor que la del laboratorio A partir de este punto la pendiente de la envolvente disminuye hasta ser muy similar a la real, pero con magnitudes de cortante menores a las del ensayo. En el lado negativo, se tienen cortantes menores y pendiente mayor a la real a partir del punto de fluencia ($\Delta_y = 13.5mm$).	La envolvente positiva de los desplazamientos empieza con rigideces ligeramente menores a la real. Sigue con que la cortante en el punto de fluencia, V_y ($\Delta_y = 13.5mm$), de la simulación es menor que la del laboratorio A partir de este punto la pendiente de la envolvente disminuye hasta ser muy similar a la real, pero con magnitudes de cortante más cercanas a las del ensayo. En el lado negativo, se tienen cortantes menores y pendiente mayor a la real a partir del punto de fluencia ($\Delta_y = 13.5mm$).
Observaciones	Los ciclos se observan claramente. El efecto <i>pinching</i> es muy pronunciado comparado con los lazos del ensayo. Los lazos de histéresis abarcan menor área bajo la curva.	Los ciclos se observan claramente. El efecto <i>pinching</i> al lado izquierdo de la curva es muy parecido al real. Los lazos de histéresis abarcan menor área bajo la curva.	Los ciclos se observan claramente. El efecto <i>pinching al lado izquierdo es muy parecido al real</i> . Los lazos de histéresis abarcan menor área bajo la curva.

Fuente: Elaboración propia

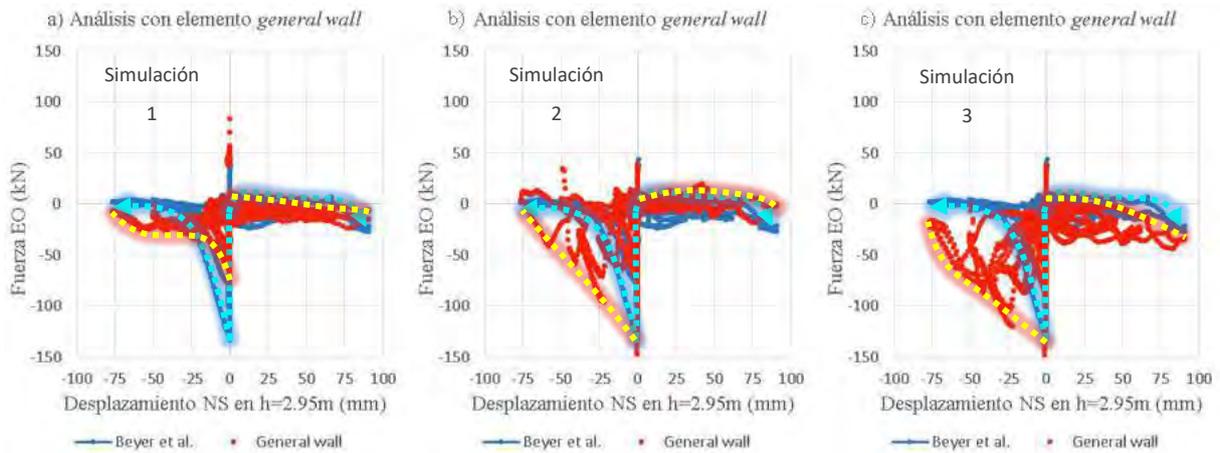


Figura 94. Lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamiento NS de la a) simulación 1, b) simulación 2, y c) simulación 3.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8. Porcentajes de esfuerzos con respecto al real y comparaciones cualitativas de rigidez y envolvente de lazos de histéresis de fuerza EO - desplazamientos NS.

Propiedades	Simulación 1		Simulación 2		Simulación 3	
Signo	+	-	+	-	+	-
Vy	1%	-226%	-438%	719%	142%	1708%
Vmáx	58%	-361%	3%	163%	130%	-753%
Rigidez	<p>Aunque no se aprecian claramente los ciclos, se observa que las rigideces de carga y descarga son muy similares a las del ensayo en el lado positivo de los desplazamientos. En el lado negativo, se observa que entre los desplazamientos $\Delta = 0\text{mm}$ y $\Delta = -25\text{mm}$, las rigideces de descarga son menores que las del ensayo. Y las rigideces de carga y descarga entre $\Delta = -25\text{mm}$ y $\Delta = -81\text{mm}$ tienen pendientes ascendentes y descendentes, diferente a las rigideces de los ensayos en este rango, donde la mayoría son descendentes.</p>		<p>Las rigideces de carga y descarga en el lado positivo de los desplazamientos son similares. Tienen pendientes ascendentes y descendentes, al igual que los lazos de histéresis de laboratorio. Pero en el lado negativo las rigideces cambian de sentido, cuando en el caso del ensayo, no existe gran variación de sentido.</p>		<p>Las rigideces de carga y descarga en el lado positivo de los desplazamientos son similares. Tienen pendientes ascendentes y descendentes, al igual que los lazos de histéresis de laboratorio. Pero en el lado negativo las rigideces cambian de sentido, cuando en el caso del ensayo, no existe gran variación de sentido.</p>	

Propiedades	Simulación 1	Simulación 2	Simulación 3
Envolvente	<p>En el lado positivo de los desplazamientos se puede ver que las pendientes son similares. Pero, en el lado negativo, la pendiente es menor que la del ensayo entre $\Delta= 0$ mm y $\Delta= -25$ mm, y mayor entre $\Delta= -25$ mm y $\Delta= -81$ mm. La magnitud de las cortantes de la envolvente de los lazos de histéresis de la simulación en el lado positivo es cercana a las del ensayo. En el lado negativo, se tiene que es menor entre $\Delta= 0$ mm y $\Delta= -25$ mm, y mayor entre $\Delta= -25$ mm y $\Delta= -81$ mm.</p>	<p>En el lado positivo de los desplazamientos se puede ver que las pendientes son similares hasta el desplazamiento $\Delta= 25$ mm. Después de este, las pendientes varían. A pesar de ello, las magnitudes de las cortantes están en el rango de las de laboratorio. Pero, en el lado negativo, la pendiente es menor que la del ensayo entre $\Delta= 0$ mm y $\Delta= -25$ mm, y mayor entre $\Delta= -25$ mm y $\Delta= -81$ mm. Las magnitudes de las cortantes de la envolvente los lazos de histéresis de la simulación en el lado negativo son mayores.</p>	<p>En el lado positivo de los desplazamientos las pendientes son similares hasta el desplazamiento $\Delta= 25$ mm. Después de este, las pendientes aumentan. A pesar de ello, las magnitudes de las cortantes están en el rango de las de laboratorio hasta el desplazamiento $\Delta= 50$ mm. En el lado negativo, la pendiente es menor que la del ensayo entre $\Delta= 0$ mm y $\Delta= -25$ mm, y mayor entre $\Delta= -25$ mm y $\Delta= -81$ mm. Las magnitudes de las cortantes de la envolvente los lazos de histéresis de la simulación en el lado negativo son mayores.</p>
Observaciones	<p>A pesar de las diferencias, de las tres simulaciones, esta es la que más se parece a los lazos de histéresis de laboratorio. Pero se debe tener en cuenta que subestima valores.</p>	<p>Los lazos de histéresis en el lado positivo de los desplazamientos son los más parecidos a los del ensayo. En el lado negativo, en cambio, hay poco parecido, y las magnitudes de cortantes son mayores a las del ensayo. Se sobreestiman valores.</p>	<p>Los lazos de histéresis en el lado positivo de los desplazamientos no son parecidos a los del ensayo, pero la envolvente en el lado positivo sí. En el lado negativo, hay poco parecido, y las magnitudes de cortantes son mayores a las del ensayo. Se sobreestiman valores.</p>

Fuente: Elaboración propia

Los porcentajes mostrados en las cuatro tablas anteriores son las relaciones de cortante del punto de fluencia V_y y de la cortante última $V_{m\acute{a}x}$ de la simulación entre las cortantes del ensayo por cien. Es decir, si los porcentajes son cercanos a 100%, las cortantes de la simulación son más cercanos a las del ensayo.

Como se puede observar, los porcentajes de las cortantes de la simulación 1 en tres direcciones (EO-EO, NS-EO, NS-NS) están más alejados del 100% que las otras dos simulaciones. Los porcentajes de las cortantes de la simulación 2 y 3 en dos direcciones (EO-EO y NS-NS, fuerzas paralelas a los desplazamientos aplicados) están más cercanos al 100%. Y a pesar de que las cortantes de los lazos de histéresis de las otras dos direcciones (NS-EO y EO-NS) no son cercanas al 100%, son las menos lejanas en comparación a las cortantes de la simulación 1. Los lazos de histéresis de las simulaciones 2 y 3 tienen mayor parecido a los lazos de histéresis del ensayo.

De las tres simulaciones se escogió, como la mejor, la tercera simulación. Entre la simulación 2 y 3, la número tres es la que tiene porcentajes de cortantes V_y y $V_{m\acute{a}x}$ más cercanos al 100%. Y cualitativamente se verificó que las rigideces y envolventes obtenidas por la simulación 3 son más cercanas a las del ensayo.

Luego de escogida la mejor simulación con el elemento *general wall*, se calculó el material de corte convencional para la simulación con el elemento *shear wall*. Estos resultados se muestran en el capítulo 4.

3.2.4 Descripción de las propiedades monotónicas (fuerza-deformación) del material de corte – cortante convencional para *shear wall*

Para la simulación con el elemento *shear wall*, solo se definió el material de corte convencional. Como se mencionó antes, el material de corte de compresión diagonal no está disponible para este elemento.

La curva F-D del material de corte convencional para el tipo de elemento muro *shear wall* se definió igual que la correspondiente para *general wall*. Se tomaron los datos de la simulación 3 del apartado anterior.

3.3 Definición de las secciones transversales de fibras y componentes compuestos

3.3.1 Definición de las secciones transversales de fibras del elemento *general wall* y *shear wall*

Para crear los *compound components*, fue necesario crear las secciones transversales de fibras. En el presente apartado se explica cómo se crearon las secciones transversales de fibras de los elementos muro para el muro U ensayado por Beyer et al. (2008b). Las secciones transversales se crearon de la misma manera para *general wall* y *shear wall*.

Luego de haber creado los materiales de concreto “concreto confinado” y “concreto no confinado”, del acero “acero D6” y “acero D12”, y las cortantes “material de corte convencional” y “compresión diagonal” (este último solo para *general wall*) se procedió a crear las secciones transversales. Como lo hizo Kolozvari et al. (2017), las secciones transversales de fibras fueron creadas con la opción AUTO SIZE para distribuir el acero uniformemente a lo largo de la sección. En este caso, se crearon secciones transversales con

tres características que las diferencian entre sí: espesor del muro, orientación y confinamiento. Se crearon secciones de espesor de muro igual $e=0.1$ m para secciones entre $h=0$ m y $h=2.72$ m (muro), y de espesor $e=0.3$ m para secciones entre $h=2.72$ m y $h=3.56$ m (collar). Se crearon secciones transversales de fibras verticales y de fibras horizontales (las fibras horizontales solo para *general wall*). Y se crearon secciones transversales para zonas confinadas (esquinas y extremos del muro) y no confinadas (zonas entre esquinas y extremos de muro, entre esquina y esquina).

En la **Figura 95** se muestra la captura de pantalla de la opción “secciones transversales” con la opción de distribución de fibras *AUTO SIZE*. La sección transversal que se presenta es para un elemento de espesor $e=0.1$ m, vertical, no confinado. Como se ve, se especifican propiedades para las fibras de concreto y de acero en *material type*. Por ejemplo, para las fibras de concreto de la sección transversal de la **Figura 95** se escogió el material “concreto no confinado” en *material name*. Con respecto a la cantidad de fibras (*No. of fibers*), se asumió 2 fibras para concreto y acero. En la **Figura 96** se ve la sección dibujada, se observan las cuatro fibras de concreto como rectángulos grises, y las cuatro fibras de acero como puntos negros en el centro de las fibras de concreto.

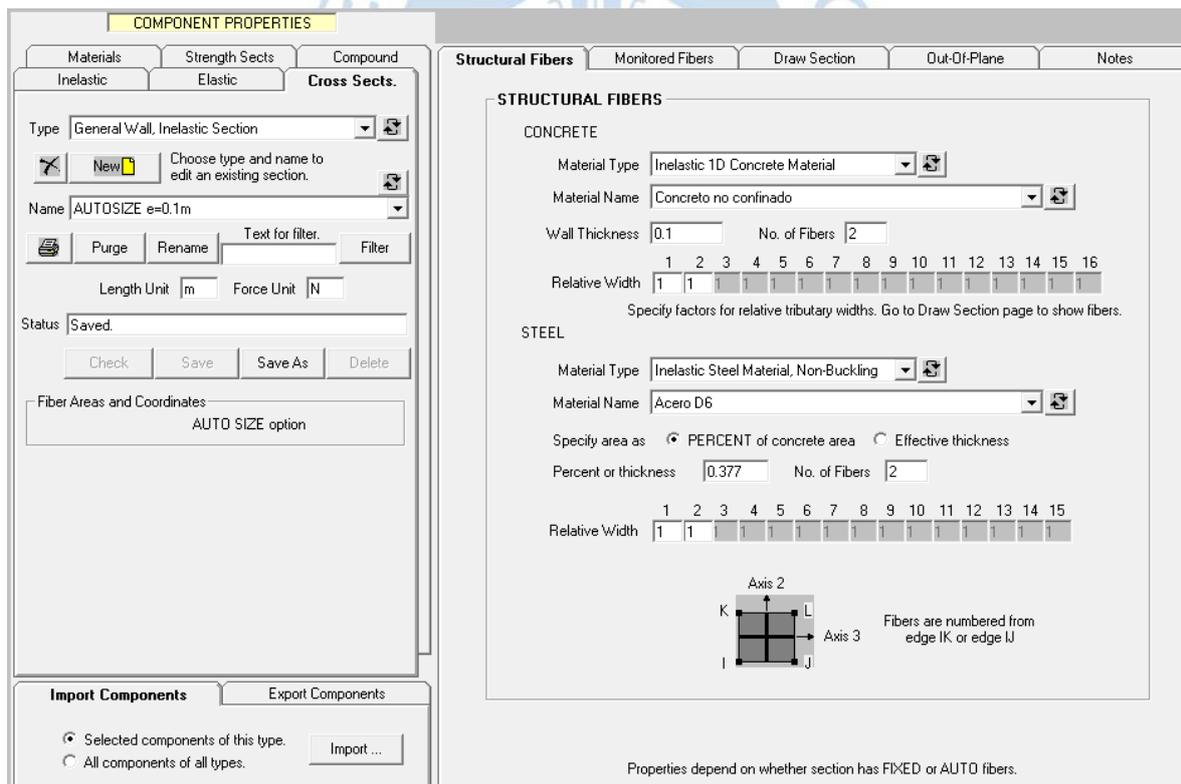


Figura 95. Opción *secciones transversales*. Sección “AUTO SIZE $e=0.1$ m”, en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

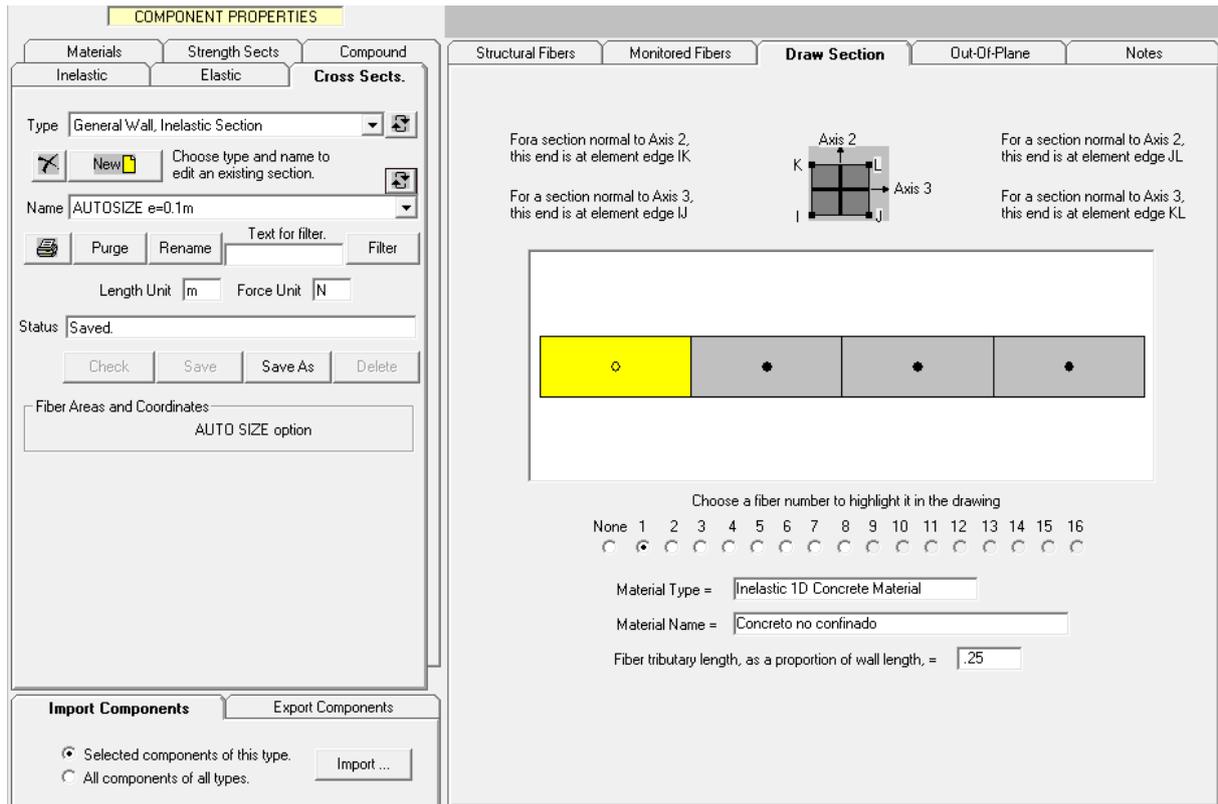


Figura 96. Opción secciones transversales, sección dibujada, en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

Para las demás secciones transversales se ingresaron las características y datos correspondientes. Las secciones transversales de fibras creadas para definir el muro de corte tuvieron las siguientes características:

- AUTOSIZE, $e=0.1$ m, vertical, no confinado
- AUTOSIZE, $e=0.3$ m, vertical, no confinado
- AUTOSIZE, $e=0.1$ m, vertical, confinado (esquina)
- AUTOSIZE, $e=0.3$ m, vertical, confinado (esquina)
- AUTOSIZE, $e=0.1$ m, vertical, confinado (extremo)
- AUTOSIZE, $e=0.3$ m, vertical, confinado (extremo)
- AUTOSIZE, $e=0.1$ m, horizontal, no confinado
- AUTOSIZE, $e=0.3$ m, horizontal, no confinado
- AUTOSIZE, $e=0.1$ m, horizontal, confinado (esquina y extremo)
- AUTOSIZE, $e=0.3$ m, horizontal, confinado (esquina y extremo)

Estas secciones transversales se definen de la misma manera para *general wall* y *shear wall*. La diferencia está en escoger el tipo de sección transversal "General Wall, Inelastic Section" o "Shear wall, Inelastic Section". Además, no se pueden crear secciones horizontales para

elementos *shear wall*. En el siguiente apartado se explica cómo se asignaron estas secciones y en qué ubicaciones.

3.3.2 Definición de los componentes compuestos del elemento *general wall* y *shear wall*

Luego de crear las secciones transversales se procedió a crear los *compound components*. Cada *compound component* reunía las secciones transversales de fibras verticales y secciones transversales de fibras horizontales con el mismo espesor de muro y condición de confinamiento. También se le asignó a cada *compound component* el material cortante convencional y la compresión diagonal. Por último, se definió el espesor y el peso unitario para el cálculo del peso en cada *compound component*. Se tuvo que definir en los *compound components*, porque es la única manera de definir el peso propio en la versión V7.0.0 de Perform 3D. Los *compound components* que se crearon tuvieron los siguientes componentes básicos:

- AUTOSIZE e=0.1 m:
 - Sección transversal vertical:
 - AUTOSIZE, e=0.1 m, vertical, no confinado,
 - Sección transversal horizontal:
 - AUTOSIZE, e=0.1 m, horizontal, no confinado,
 - Material de corte convencional
 - Compresión diagonal
 - Espesor:
 - 0.1 m
 - Peso unitario
 - 23544 N/m
- AUTOSIZE e=0.3 m:
 - Sección transversal vertical:
 - AUTOSIZE, e=0.3 m, vertical, no confinado,
 - Sección transversal horizontal:
 - AUTOSIZE, e=0.3 m, horizontal, no confinado,
 - Material de corte convencional
 - Compresión diagonal
 - Espesor:
 - 0.3 m
 - Peso unitario
 - 23544 N/m
- AUTOSIZE e=0.1 m confinado (esquina):
 - Sección transversal vertical:
 - AUTOSIZE, e=0.1 m, vertical, confinado (esquina),
 - Sección transversal horizontal:
 - AUTOSIZE, e=0.1 m, horizontal, confinado (esquina),
 - Material de corte convencional
 - Compresión diagonal
 - Espesor:
 - 0.1 m
 - Peso unitario

- 23544 N/m
- AUTOSIZE e=0.3 m confinado (esquina):
 - Sección transversal vertical:
 - AUTOSIZE, e=0.3 m, vertical, confinado (esquina),
 - Sección transversal horizontal:
 - AUTOSIZE, e=0.3 m, horizontal, confinado (esquina),
 - Material de corte convencional
 - Compresión diagonal
 - Espesor:
 - 0.3 m
 - Peso unitario
 - 23544 N/m
- AUTOSIZE e=0.1 m confinado (extremo):
 - Sección transversal vertical:
 - AUTOSIZE, e=0.1 m, vertical, confinado (extremo),
 - Sección transversal horizontal:
 - AUTOSIZE, e=0.1 m, horizontal, confinado (extremo),
 - Material de corte convencional
 - Compresión diagonal
 - Espesor:
 - 0.1 m
 - Peso unitario
 - 23544 N/m
- AUTOSIZE e=0.3 m confinado (extremo):
 - Sección transversal vertical:
 - AUTOSIZE, e=0.3 m, vertical, confinado (extremo),
 - Sección transversal horizontal:
 - AUTOSIZE, e=0.3 m, horizontal, confinado (extremo),
 - Material de corte convencional
 - Compresión diagonal
 - Espesor:
 - 0.3 m
 - Peso unitario
 - 23544 N/m

En la **Figura 97** se muestran los *compound components* que se asignaron en cada elemento muro. Los componentes compuestos de espesor $e=0.1$ m se crearon para elementos ubicados entre $h=0$ m y $h=2.72$ m, y los de espesor $e=0.3$ m para secciones entre $h=2.72$ m y $h=3.56$ m (collar).

En la **Figura 98** se muestra la captura de pantalla de Perform 3D de la opción *compound component* para la sección "AUTO SIZE e=0.1 m". Como se ve se especificó secciones transversales para fibras verticales "AUTO SIZE e=0.1" y para fibras horizontales "AUTO SIZE e=0.1 m HORIZ". Las cuales sirven para modelar el comportamiento axial y a flexión en las correspondientes direcciones. El material de corte convencional (*conventional shear*) se ingresó con el material de corte creado previamente con espesor 0.1m para este caso. El

cortante de compresión diagonal (para el elemento muro *general wall*) fue ingresado en el casillero correspondiente, con espesor 0.1m, con la capa diagonal activa para la gravedad y ángulo de la compresión diagonal de 45°.

Para *general wall* y *shear wall* el procedimiento es el mismo. La única diferencia es que se debe escoger el tipo de *Compound component* correspondiente, no hay sección transversal de fibras horizontales, ni cortante de compresión diagonal para *shear wall*.

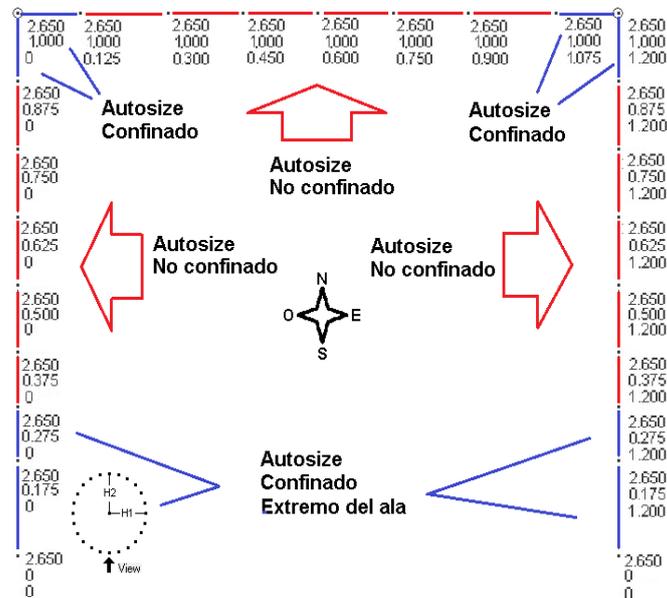


Figura 97. Componentes compuestos asignados a los elementos muro, para $e=0.1$ m o $e=0.3$ m, en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

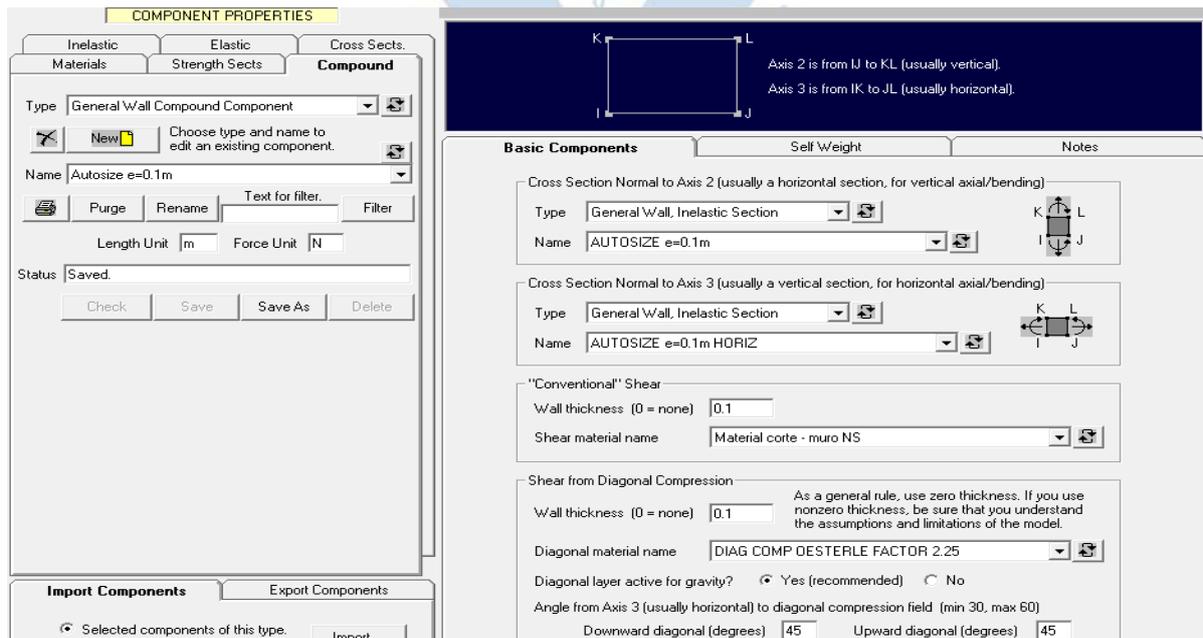


Figura 98. Opción *compound component* para la sección "AUTO SIZE $e=0.1$ m", en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

3.4 Definición de propiedades de los elementos *steel tie* y *support spring*

En el apartado 3.3.1 se explica que para definir las secciones transversales se utilizó la opción AUTO SIZE. La cual sirve para asignar un área de acero uniforme vertical a las fibras. Pero en las esquinas se debía asignar la cantidad de acero faltante para representar a los aceros longitudinales de la zona confinada. Como ya se mencionó, para resolver la complicación de los aceros longitudinales fue necesario definir el elemento *steel tie*. Basado en el procedimiento de Kolozvari et al (2017), en el presente estudio fue necesario definir la propiedad del material de la barra *steel tie* y el área transversal.

El tipo de material ya había sido definido para los aceros de refuerzo (sección 3.2.1 de la presente tesis). Se utilizó el material correspondiente del acero utilizado en las esquinas, es decir D12. En la **Figura 99** se puede ver la captura de pantalla de la definición de la propiedad del elemento *steel tie*. En el caso del área se asignó una cantidad adicional al acero uniforme existente.

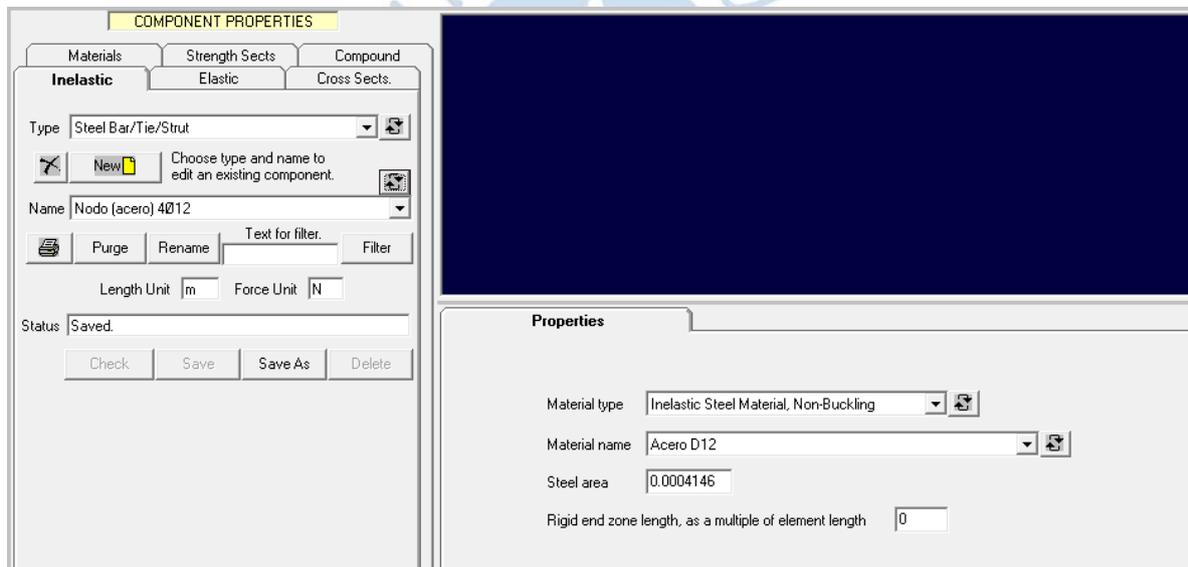


Figura 99. Opción *inelastic* para elemento *Steel tie* de Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

Los elementos *support spring* se utilizaron en el presente estudio para poder aplicar cargas de deformaciones cíclicas en tres puntos diferentes del muro de corte (ver **Figura 100**). Como se mencionó, Kolozvari et al (2017) utilizaron los *support spring* a manera de actuadores. Según el manual *User guide* de Perform 3D (2018), se puede imponer cargas de fuerza dinámica, pero aún no está disponible la opción para ingresar directamente cargas de desplazamiento dinámico. Sin embargo, sí hay una manera de imponer la carga de desplazamiento dinámico en Perform 3D.

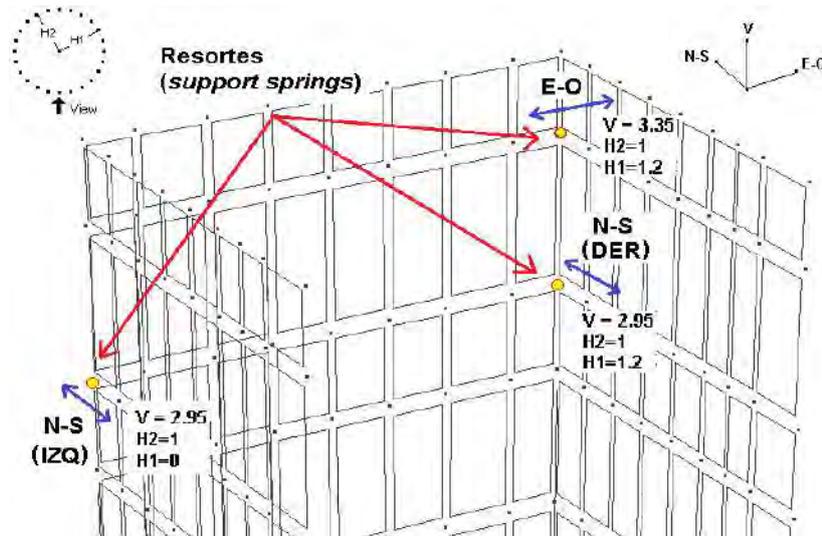


Figura 100. Dirección y ubicación de los resortes (*support springs*) en el muro, en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

Según la sección 16.6.3 del manual de Perform 3D (2018), en la ubicación de cada actuador del muro de corte se asigna un elemento *support spring*. La propiedad de los resortes es la rigidez K en la dirección necesaria. Según el manual de Perform 3D (2018), el valor de la fuerza nodal aplicada en la ubicación de los actuadores debe ser igual a la rigidez K de los elementos *support spring*. Además, el valor de K debe ser suficientemente alto en la dirección de los actuadores e igual a cero en las demás direcciones (Koložvari et al, 2017). En la **Figura 101** se muestra la captura de pantalla de la propiedad del elemento *support spring* correspondiente a la dirección EO.

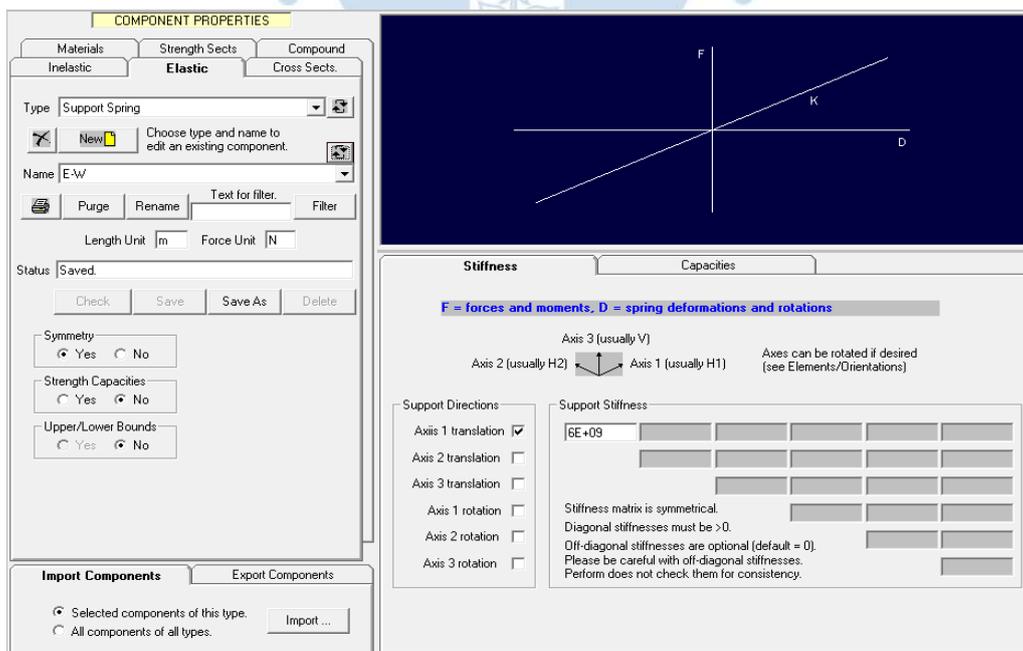


Figura 101. Opción *elastic* para elemento *support spring* de Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

3.5 Asignación de cargas

Las cargas que soporta el muro U ensayado por Beyer et al. (2008b) son la axial vertical, y las cíclicas biaxiales laterales. Para asignar las cargas en el muro U en Perform 3D se crearon cargas nodales y casos de carga.

3.5.1 Asignación de patrón de cargas

El primer paso para imponer las cargas axiales (verticales) y cargas cíclicas biaxiales laterales fue asignar un patrón de cargas. El patrón de cargas se estableció a través de cargas nodales.

La carga axial se asignó en los nodos superiores del collarín. Este patrón de cargas se le llamó “carga axial”. El valor de cada nodo fue el total de la carga axial entre la cantidad de nodos (780 kN / 25nodos). La distribución de la carga axial asumida se muestra en la **Figura 102**.

En la ubicación de los actuadores (ver **Figura 103**) se asignaron tres cargas nodales laterales. Todas tienen el mismo valor unitario $6E+09$ N, igual que la rigidez de los resortes (ver apartado 3.4). La dirección de las cargas nodales es la misma que los actuadores.

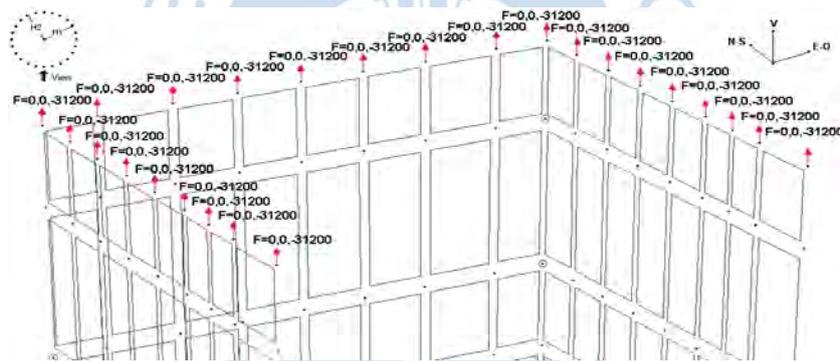


Figura 102. Cargas nodales axiales (verticales en newtons) en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

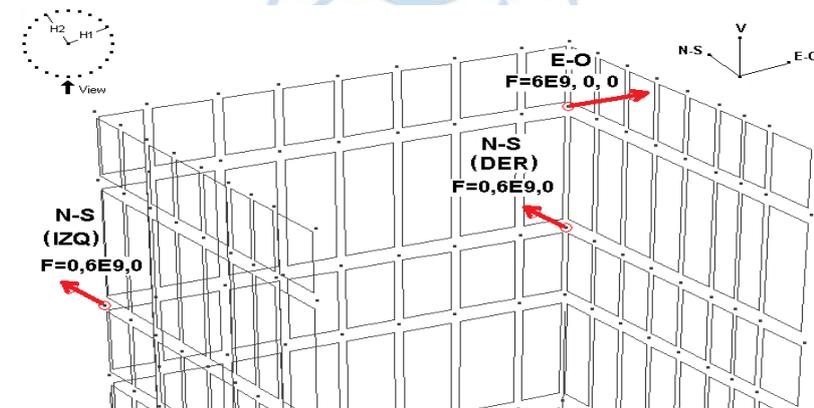


Figura 103. Cargas nodales laterales EO, NS (izq.), y NS (der.) en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

3.5.2 Definición de deriva límite

Luego se definió una deriva límite que se usó como deriva de control. Se definió la deriva " $\delta=3.35$ m", la cual sirvió para posteriormente crear el estado límite. Se define una deriva límite para indicar cuándo se termina el análisis dinámico. Se puede colocar una deriva límite menor a la deriva máxima del ensayo. Sin embargo, se definió como deriva límite la misma deriva máxima del ensayo de Beyer et al. (2008b).

En la **Figura 104** se puede observar la definición de la deriva " $\delta=3.35$ m", donde la referencia se fija en el nodo inferior (empotrado) y la deriva en el nodo superior a una altura 3.35 m. Se tomó esa altura debido a que se decidió que el análisis debía parar cuando la deriva sea igual a la deriva máxima resultante del ensayo de Beyer et al. (2008b), es decir 0.026.

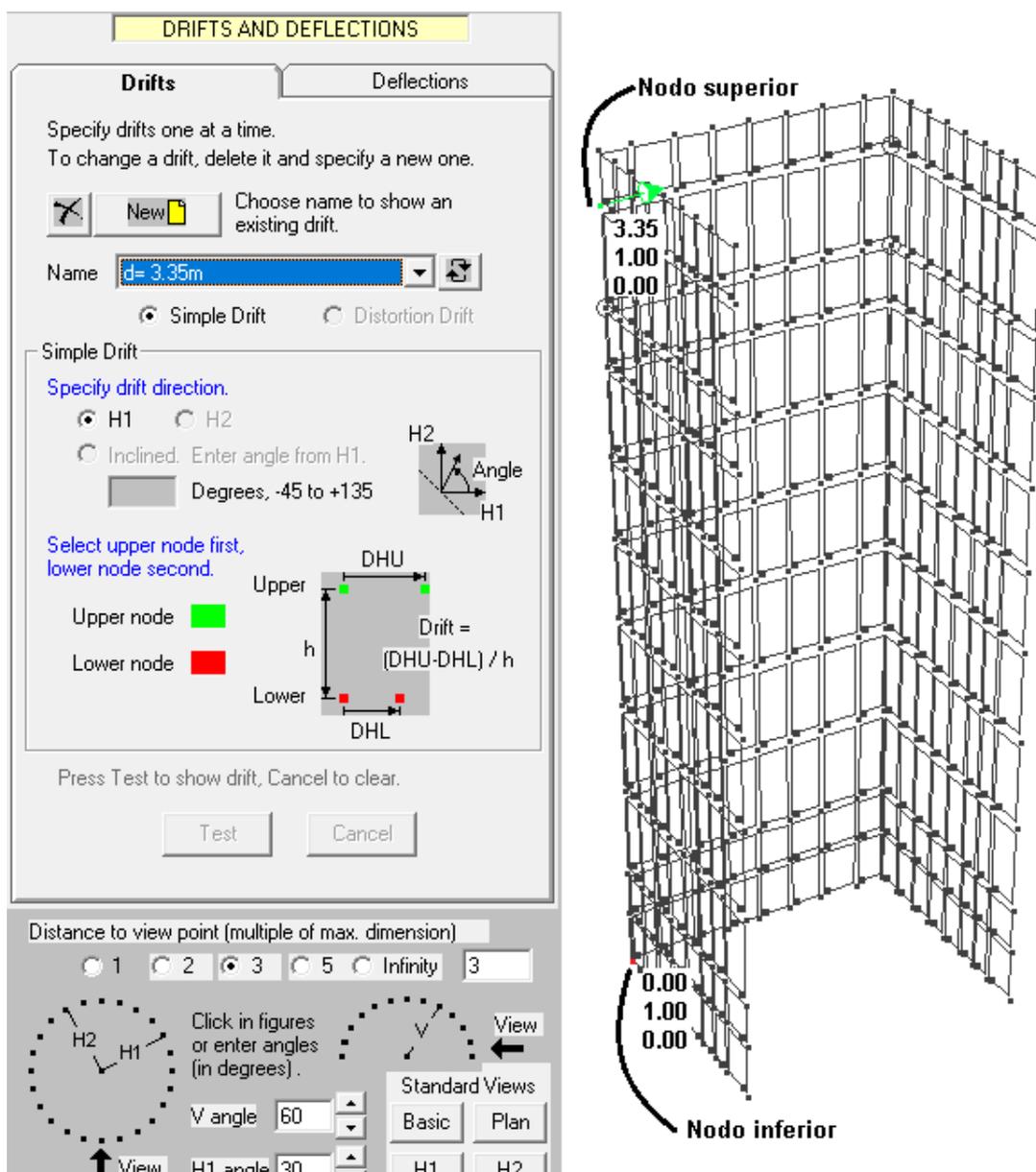


Figura 104. Definición de la deriva " $\delta=3.35$ m" en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

3.5.3 Representación de la historia de la carga biaxial

El patrón de cargas aplicado por Beyer et al. (2008b) es complicado. Como se describió en el capítulo 1, es la combinación de cuatro sub-ciclos repetidos para cada ductilidad.

Los patrones en X y Y se muestran en la **Figura 105**, donde el patrón de las ductilidades de 0.25 hasta 1 se muestra de rojo, y el patrón de las ductilidades desde 1 hasta 6 se muestra en azul.

Según Beyer et al. (2008b), el patrón para ductilidades $\mu = 0.25, 0.50, 0.75$, hasta antes de $\mu = 1$ se conforma por un sub-ciclo en dirección EO, un sub-ciclo en NS, un sub-ciclo en diagonal de OS a EN, y otro sub-ciclo en diagonal de ON a ES (ver **Figura 106**). Y el patrón para ductilidades desde $\mu = 1$, $\mu = 2, 3, 4$ y 6 se conforma por un sub-ciclo en dirección EO, un sub-ciclo en NS, y los dos últimos sub-ciclos son patrones llamados *sweep* (ver **Figura 107**). Estos patrones se construyeron en base a lo descrito por Beyer et al. (2008b).

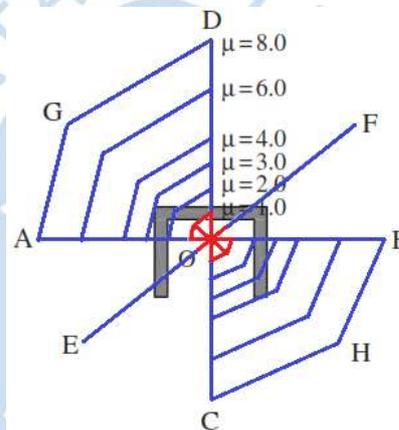


Figura 105. Patrón de desplazamientos por ductilidades. Patrón de 0.25 a 1 en rojo, y de 1 a 6 en azul.

Fuente: Beyer et al. (2008b).

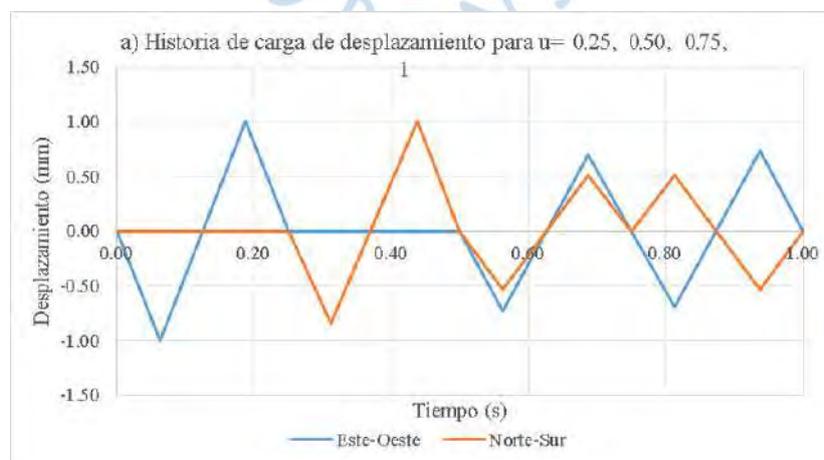


Figura 106. Gráficas de la historia de carga de desplazamiento para a) $\mu = 0.25$ al $\mu = 1$.

Fuente: Elaboración propia

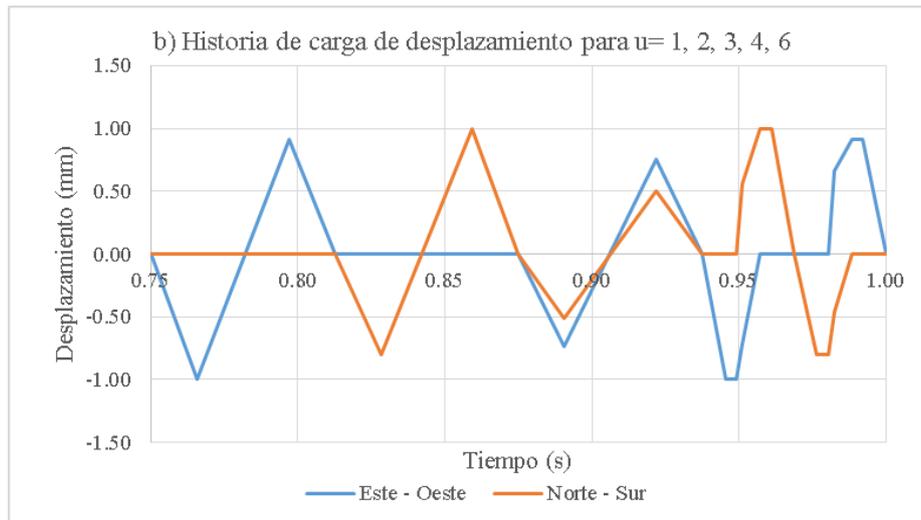


Figura 107. Gráficas de la historia de carga de desplazamiento para $\mu=1$ al $\mu=6$.

Fuente: Elaboración propia

Al ya tener los patrones de carga, se multiplicó cada patrón por cada ductilidad correspondiente y se obtuvo la historia de carga total para cada dirección. Para obtener mayor exactitud, se utilizó en el análisis la historia de carga que se usó para el ensayo de laboratorio. Esta historia de carga, además de tener los puntos máximos del patrón de cargas de cada ductilidad, tiene puntos intermedios. Los puntos totales de la historia de carga fueron 17812.

En el siguiente apartado se indica cómo se incorpora la historia de carga en el análisis.

3.5.4 Definición de los casos de carga

Se definieron dos casos de carga: de gravedad y fuerza dinámica. En el caso de carga de gravedad se agregó la carga nodal llamada "carga axial". No se agregó el peso propio, porque ya se había considerado en la carga nodal "carga axial". El método de análisis escogido fue no lineal, y la carga fue dividida en 200 pasos. Los eventos máximos, es decir, la cantidad de iteraciones máximas que se pueden realizar por paso, fueron 2000, por recomendación del manual de usuario (CSI, 2018a)

Por último, Perform 3D pedía un estado límite para detener el análisis, sin embargo, no fue imprescindible crear un estado límite para el caso de carga por gravedad. El análisis terminó al aplicarse hasta el último desplazamiento. En la **Figura 108** se muestra el caso de carga de gravedad.

Lo siguiente fue definir las cargas dinámicas. Estas se establecieron al relacionar cada patrón de carga (que representa a los actuadores) con su correspondiente historia de carga. Por ejemplo, en la **Figura 110** se muestra que el patrón de carga “E-W” (EO) está enlazado con el registro de fuerzas “BeyerExacEW”, el cual es la historia de carga para la dirección EO.

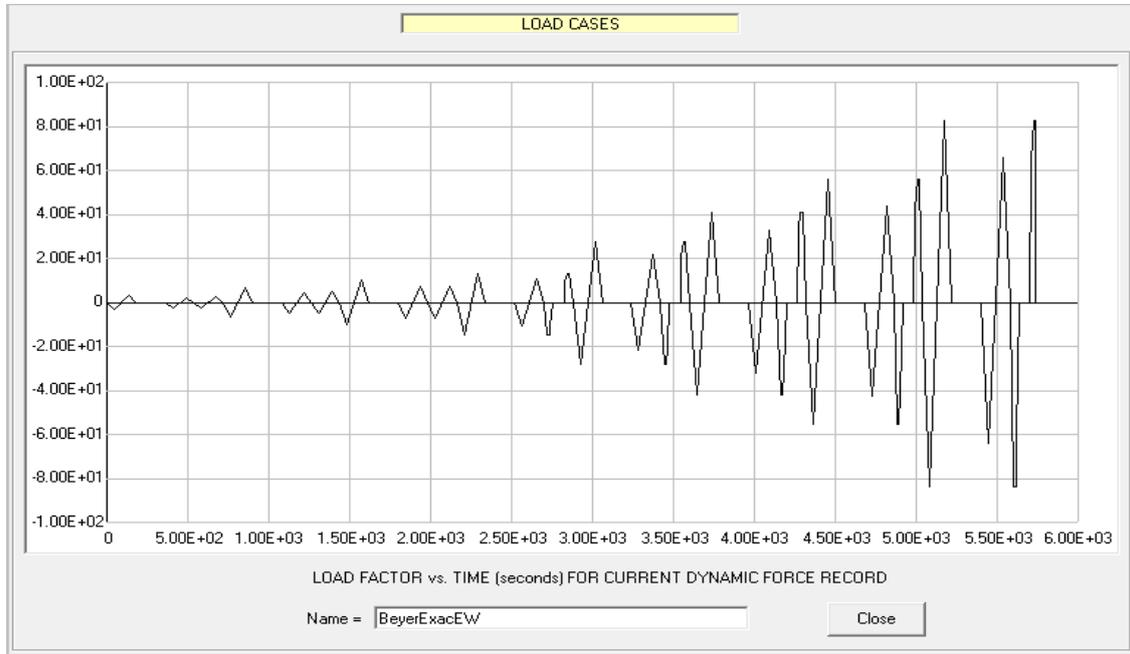


Figura 109. Registro de carga de desplazamientos - tiempo en Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

No.	Load Pattern Name	Force Record Group	Force Record Name	Factor	Delay
1	E-W	Muro U	BeyerExacEW	0.001	0
2	N-Se	Muro U	BeyerExacNS	0.001	0
3	N-Sw	Muro U	BeyerExacNS	0.001	0

Figura 110. Caso de carga de fuerza dinámica para “desplazamiento dinámico”.

Fuente: Elaboración propia

En la **Figura 111** se muestra la comparación del patrón de desplazamientos utilizado por Beyer et al. (2008b) (desplazamientos ingresados para la simulación), versus el patrón de los desplazamientos obtenidos de la simulación en Perform 3D. Como se puede apreciar, las dos curvas coinciden, lo que significa que el artificio de imponer los desplazamientos a través de resortes en la ubicación de los actuadores fue correcto.

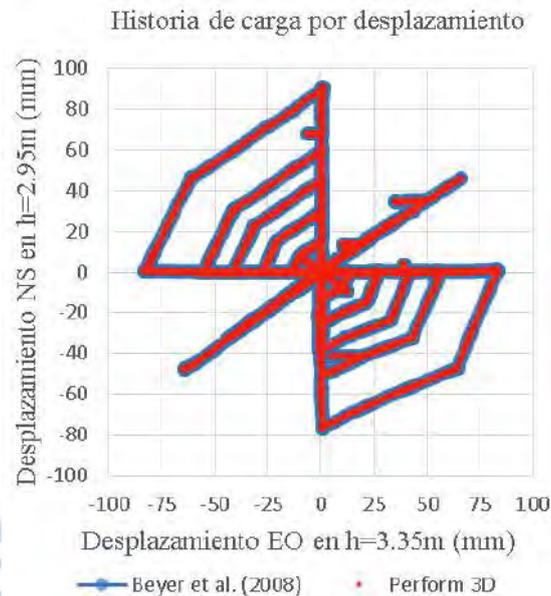


Figura 111. Gráfica de desplazamientos NS y EO obtenidos de la simulación en Perform 3D y de los resultados de Beyer et al. (2008b).

Fuente: Elaboración propia

3.6 Consideraciones complementarias para el análisis

Una vez definidos los casos de carga, se crearon “series de análisis”. Estas series de análisis permiten considerar parámetros relacionados a la no linealidad sin modificar la estructura. Es decir, se puede analizar un mismo edificio con diferentes parámetros de no linealidad. En la **Figura 112** se muestra la serie de análisis utilizada. Se consideró que no se calcularía efectos P-delta, pues según los cálculos realizados con el reglamento ACI 318 (2019), se permite ignorar los efectos de esbeltez. Además, se consideró la participación de la masa al 100%.

En la definición de las series de análisis, Perform 3D da la opción de ingresar valores para amortiguamiento modal y amortiguamiento de Rayleigh. En el presente estudio se decidió ingresar ambos amortiguamientos. Pues el manual de Perform 3D (CSI, 2018b) recomienda, que cuando se use amortiguamiento modal, adicionar una pequeña cantidad de amortiguamiento Rayleigh, ver **Figura 113**.

En Perform 3D no se puede especificar los valores α y β directamente para el amortiguamiento Rayleigh. Lo que se puede hacer es especificar primero dos relaciones de

periodo T_A/T_1 y T_B/T_1 , y los porcentajes de amortiguamiento de esas relaciones. Así Perform 3D calcula los valores requeridos α y β (CSI, 2018b). Los valores $T_A/T_1=0.9$ y $T_B/T_1=1.8$ se calcularon con la recomendación del manual de Perform 3D (CSI, 2018b).

Este amortiguamiento trata de que la estructura tiene una matriz de amortiguamiento " C ", $C = \alpha M + \beta K$. Donde M es la matriz de masa, K es la matriz de rigidez inicial elástica y α y β son factores de multiplicación. Estos factores son calculados por el programa con los valores ingresados T/T_1 y T/T_2 y los amortiguamientos Rayleigh correspondientes.

El amortiguamiento modal usado fue 5% (edificio bajo, en este caso, un muro de corte) con amortiguamiento Rayleigh, al igual que Segovia, (2016). Otra consideración de no linealidad fue que la masa fue distribuida uniformemente y se calculó con el peso propio del muro.

En el siguiente capítulo se muestran los resultados y el análisis obtenidos de la comparación con el resultado del ensayo real de Beyer et al. (2008b) y los resultados obtenidos por Kolozvari et al. (2017).

The screenshot shows the Perform 3D software interface during the 'análisis series' step. The window is titled 'TYPE OF OPERATION' and 'CONTINUE OR CHANGE AN EXISTING SERIES'. The 'Basic + Masses' tab is selected, showing parameters for load sequence, P-Delta effects, and masses.

TYPE OF OPERATION

- Start a new analysis series
- Continue or change an existing series
- Delete an existing series

CONTINUE OR CHANGE AN EXISTING SERIES

Series name: Number of analyses =

Description:

Basic + Masses

Basic Parameters

Type of load sequence: Standard General

Include P-Delta effects?: Yes No

We recommend ignoring P-Delta effects until you are sure the analysis model is correct.

Event overshoot factor (%; default = 1):

Masses

Number of mode shapes to be calculated (max. 50):

Number to be printed. Usually 0 - see note below:

Mass Pattern	Scale Factor
Masas	1

If mode shapes are printed (in M000.txt), this file can be very large. If you need mode shape details, it is usually better to get them from a binary results file.

Figura 112. Etapa "análisis series", parámetros "básicos y masas" de Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia

Check Structure

Structure is OK

The structure is checked automatically when you start a new analysis series. If you wish, you can check it beforehand by pressing this button.

TYPE OF OPERATION

Start a new analysis series
 Continue or change an existing series
 Delete an existing series

Exit

CONTINUE OR CHANGE AN EXISTING SERIES

Series name:

Number of analyses =

Description:

UnChange

Change analysis series properties below if desired.
Press OK to save properties and continue.

OK

Basic + Masses

Modal Damping

Rayleigh Damping

U/L Bounds

Quick'n'Dirty

Basic Values

Alpha-M Options

Beta-K Options

Damping varies as shown. Specify period ratios and damping % at points A and B, then press Draw Graph.

For zero damping, leave all boxes blank. For Beta-K only leave TB/T1 and %B blank. For Alpha-M only leave TA/T1 and %A blank.

Period Ratio, T/T1 Damping %

Point A

Point B

Draw Graph

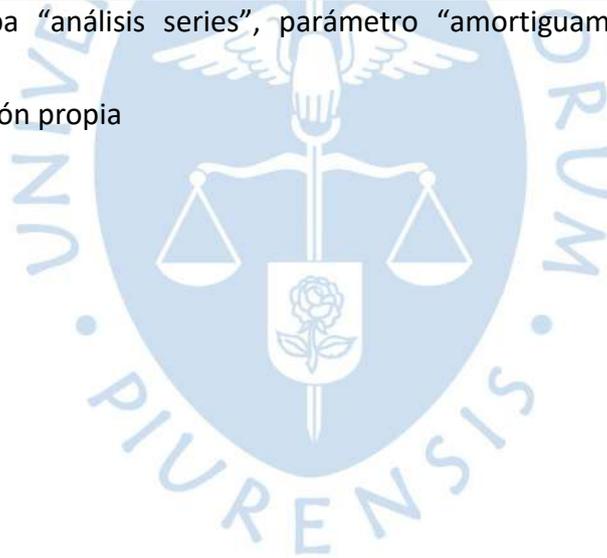
If the damping variation is not OK, close the graph and try again.

Alpha =

Beta =

Figura 113. Etapa “análisis series”, parámetro “amortiguamiento Rayleigh” de Perform 3D.

Fuente: Elaboración propia



Capítulo 4

Validación e interpretación de resultados

En el presente capítulo se muestra la validación e interpretación de los resultados obtenidos de la simulación del muro de corte TUB en Perform 3D. La validación se hace mediante la comparación cualitativa de las gráficas de los lazos de histéresis de los ensayos de Beyer et al. (2008b). Además, se realizó la interpretación de los resultados.

Se muestran los gráficos de lazos de histéresis del resultado experimental y de la simulación realizada en Perform 3D usando los elementos *general wall* y *shear wall*. Se muestran los lazos de histéresis obtenidos experimentalmente por Beyer et al. (2008b) con color azul. Los lazos de histéresis obtenidos de la simulación en Perform 3D con el elemento *general wall* se muestran con color rojo y con el elemento *shear wall* de color verde. Las líneas punteadas celestes representan la envolvente de los lazos de histéresis de los ensayos de Beyer et al. (2008b), y las líneas punteadas amarillas representan la envolvente de los lazos de histéresis resultantes de las simulaciones en Perform 3D.

Del análisis con *general wall* y *shear wall* se muestran 5 lazos, uno por cada ductilidad, al igual que el ensayo. Donde el primer lazo, corresponde a la ductilidad $\mu = \pm 1$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 13.5\text{mm}$), el segundo lazo a la ductilidad $\mu = \pm 2$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 27\text{mm}$), el tercero a la ductilidad $\mu = \pm 3$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 40.5\text{mm}$), el cuarto a la ductilidad $\mu = \pm 4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 54\text{mm}$) y el quinto $\mu = \pm 6$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 81\text{mm}$).

La **Figura 114** muestra los lazos de histéresis de fuerza EO y desplazamiento EO en ciclos EO. Al lado izquierdo se puede observar los lazos de histéresis obtenidos con elemento *general wall*, y al lado derecho con el elemento *shear wall*. Los lazos de histéresis obtenidos con el elemento *general wall* y *shear wall* tienen envolventes parecidas a las de laboratorio.

En ambas gráficas, la rigidez de carga inicial es casi igual a la del ensayo. En el lado positivo de los desplazamientos, a partir del punto de fluencia, las resistencias son muy cercanas a las reales y casi la misma pendiente de la envolvente (**Figura 114a**). Lo mismo ocurre en los lazos de histéresis obtenidos con el elemento *shear wall* (**Figura 114b**). La única

diferencia es que las resistencias de los lazos obtenidos con el elemento *shear wall* son más altas, y más cercanas a las reales cerca al punto de fluencia ($\Delta_y=13.5\text{mm}$)

En el lado de la deformación negativa de los lazos obtenidos con *general wall* (**Figura 114a**), la rigidez inicial también es similar. A partir del punto de fluencia ($\Delta_y=13.5\text{mm}$), las resistencias son ligeramente menores y la pendiente de la envolvente es mayor que la del ensayo. A medida que van acercándose a la deformación -50mm ($\mu = -4$), la pendiente va disminuyendo, asemejándose a la del ensayo. Desde ese punto hacia adelante, las resistencias son casi las mismas y se tiene una pendiente de la envolvente similar a la del ensayo. Ocurre lo mismo con los lazos de histéresis obtenidos con *shear wall*. La diferencia es que las resistencias de los lazos obtenidos con *shear wall* a partir del punto de fluencia ($\Delta_y=13.5\text{mm}$) son más cercanas a las del ensayo.

Las rigideces de carga del primer ciclo ($\mu = \pm 4$, $\Delta_{m\acute{a}x_mu}=\pm 54\text{mm}$) son similares a las reales, tanto en *general wall* y en *shear wall*, en el lado positivo y negativo de los desplazamientos. Sin embargo, se observa que las rigideces de carga de los demás ciclos son mayores a las del ensayo, en *general wall* y *shear wall*. A excepción del último ciclo de los lazos de histéresis con *shear wall*, el cual muestra una rigidez de carga parecida a la del ensayo.

Las rigideces de descarga son similares a las del ensayo en los 5 lazos. Esto ocurre en los lazos obtenidos con elemento *general wall* y *shear wall*. Sin embargo, las rigideces de descarga de los lazos de histéresis obtenidos con elemento *general wall* son más cercanas a las del ensayo que con el elemento *shear wall*.

Se puede observar en ambas gráficas (**Figura 114**), que los lazos de histéresis obtenidos con *general wall* y *shear wall*, en la zona de descarga cerca de las fuerzas 0 kN, tienen un cambio de pendiente. Estas inflexiones se dan en deformaciones mayores que las del ensayo. Esto da a lugar rigideces de descarga mayores en el rango de -150 kN a 150 kN aproximadamente en lazos de histéresis obtenidos con *general wall*, y de -200kN a 200kN aproximadamente en lazos de histéresis obtenidos con *shear wall*.

Otro punto importante es el estrangulamiento de los lazos de histéresis, en inglés llamado *pinching*. Este efecto representa la degradación de resistencia y rigidez debido a grietas producidas por un ciclo anterior. En Perform 3D no se puede controlar el efecto *pinching* directamente. Con el elemento *shear wall* este efecto se pudo representar mejor. Aunque con este elemento se sobreestiman ligeramente las rigideces de carga y descarga en las ductilidades $\mu = \pm 6$ ($\Delta_{m\acute{a}x_mu}=\pm 81\text{mm}$).

La forma de los lazos del análisis es semejante a la forma de los lazos del ensayo. El área bajo las curvas es similar a la del ensayo. Es decir, la energía disipada por los lazos de histéresis analizados con los elementos *general wall* y *shear wall* es semejante a la obtenida en el ensayo de Beyer et al. (2008b).

En general, las curvas de fuerza EO y desplazamiento EO del ciclo EO han sido bien representadas en cuanto a resistencia, rigidez y efecto *piching*. Es importante mencionar que la curva *general wall* es la que más se asemeja a las curvas de laboratorio.

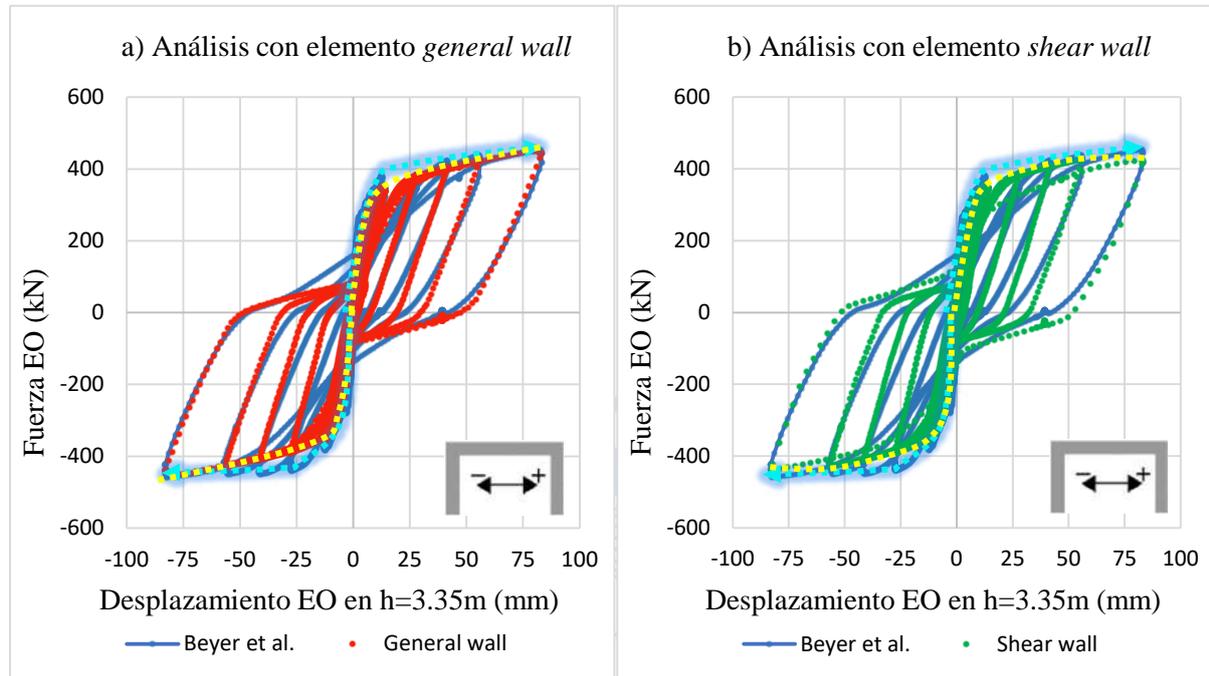


Figura 114. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos EO, fuerzas del actuador EO, resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) *general wall* y b) *shear wall*.

Fuente: Elaboración propia

La **Figura 115** muestra los lazos de histéresis de fuerza NS y desplazamiento EO, del ciclo EO. Se observa que los lazos de histéresis obtenidos con los elementos *general wall* y *shear wall* no tienen resistencias, ni rigideces de carga y descarga equivalentes a los lazos de Beyer et al. (2008b). Sin embargo, los lazos obtenidos con *general wall* tienen las formas de los lazos más parecidas a las del ensayo.

Los lazos con *general wall* tienen resistencias de carga más altas que las del ensayo, sobre todo en los desplazamientos positivos. Las rigideces de carga son mayores que las del ensayo. Los lazos con *shear wall* tienen resistencias de carga más altas que las del ensayo en los desplazamientos positivos y negativo. Las rigideces de carga son menores en su mayoría en los últimos lazos, en las ductilidades $\mu = \pm 6$ ($\Delta_{m\acute{a}x_ \mu} = \pm 81\text{mm}$).

Las resistencias de descarga de los lazos de histéresis obtenidos con ambos elementos (*general wall* y *shear wall*) son mayores a las del ensayo. Esto hace que las áreas bajo las curvas sean menores que las reales. Así pues, los lazos resultantes de las simulaciones representan menores energías de disipación que los del ensayo. En el desplazamiento cero, las resistencias son mayores que las reales en ambos lazos de histéresis, *general wall* y *shear wall*.

La envolvente en la parte positiva de los desplazamientos lazos con *general wall* no es similar pues tiene una pendiente inicial mayor a la del ensayo. Desde la ductilidad $\mu = 4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = 54\text{mm}$) la pendiente de la envolvente disminuye. En la parte negativa de los desplazamientos, la envolvente tiene una pendiente inicial con signos contrarios a la del ensayo. A partir de la ductilidad $\mu = -4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = -54\text{mm}$), la pendiente es parecida a la del ensayo, pero las magnitudes de las resistencias siguen siendo menores.

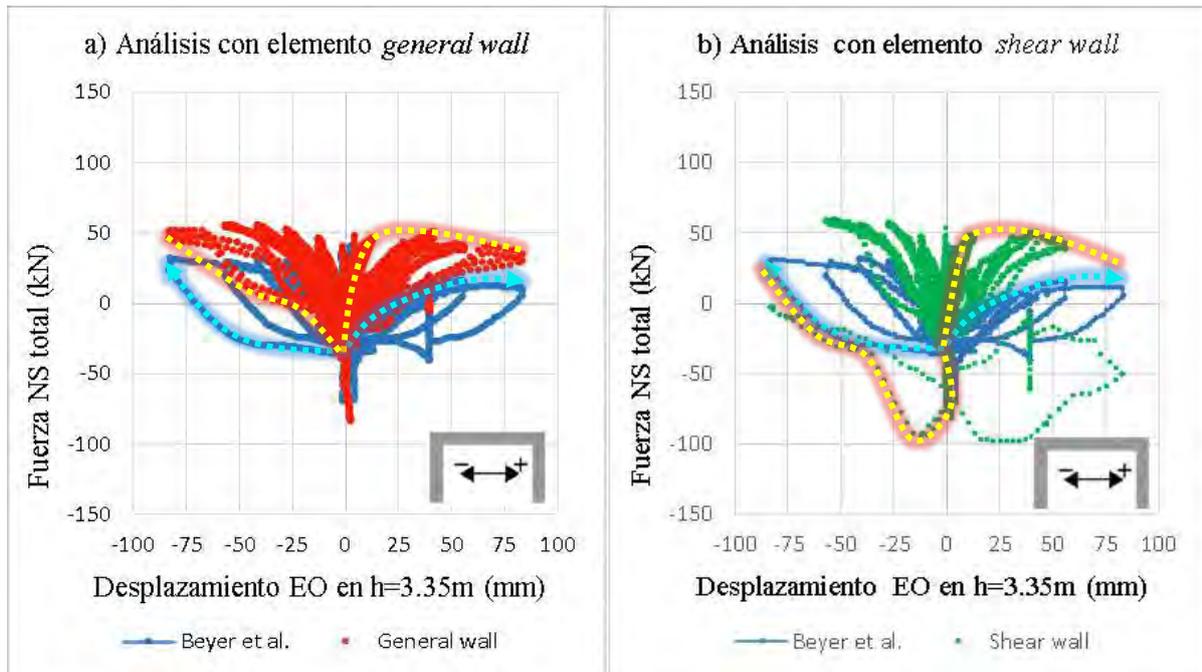


Figura 115. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos EO, fuerzas del actuador NS total, resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) *general wall* y b) *shear wall*.

Fuente: Elaboración propia

En los lazos de histéresis obtenidos con *shear wall*, la envolvente tiene pendientes más altas que los lazos del ensayo, tanto en el lado positivo como el negativo. Desde la ductilidad $\mu = 4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = 54\text{mm}$) la pendiente de la envolvente se asemeja a la del ensayo. También se observa que los lazos de histéresis de la ductilidad $\mu = \pm 6$ ($\Delta_{m\acute{a}x_μ} = \pm 81\text{mm}$) están fuera de rango de las resistencias de los demás lazos de histéresis.

De las dos simulaciones, la más parecida al ensayo es la simulación con el elemento *general wall*. Aun así, existen notorias diferencias. Los valores de las resistencias y rigideces son menos sobreestimados por los lazos obtenidos con *general wall* en comparación a los obtenidos usando *shear wall*.

En la **Figura 116** se observa los resultados de los lazos de histéresis de fuerzas NS y desplazamientos NS de los ciclos NS, para *general wall* y *shear wall*. Ambos son parecidos a los reales, pero claramente las resistencias en el lado negativo de los desplazamientos son menores a los ensayos. Las resistencias negativas en el lado positivo de los desplazamientos

tienen magnitudes menores a las de los lazos de histéresis del ensayo, para *general wall* y *shear wall*.

Para *general wall* y *shear wall*, las rigideces de carga son equivalentes a las del ensayo. También, en ambos lazos las rigideces de descarga son similares a las del ensayo para las ductilidades $\mu = \pm 1$ ($\Delta_{m\acute{a}x_\mu} = \pm 13.5\text{mm}$), ± 2 ($\Delta_{m\acute{a}x_\mu} = \pm 27\text{mm}$) y ± 3 ($\Delta_{m\acute{a}x_\mu} = \pm 40.5\text{mm}$). Para las ductilidades $\mu = \pm 4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_\mu} = \pm 54\text{mm}$) y ± 6 ($\Delta_{m\acute{a}x_\mu} = \pm 81\text{mm}$), las rigideces de descarga son mayores a las del ensayo. A excepción de los lazos obtenidos con *shear wall*, ya que las rigideces de descarga de la ductilidad negativa $\mu = -4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_\mu} = -54\text{mm}$) y -6 ($\Delta_{m\acute{a}x_\mu} = \pm 81\text{mm}$) son similares.

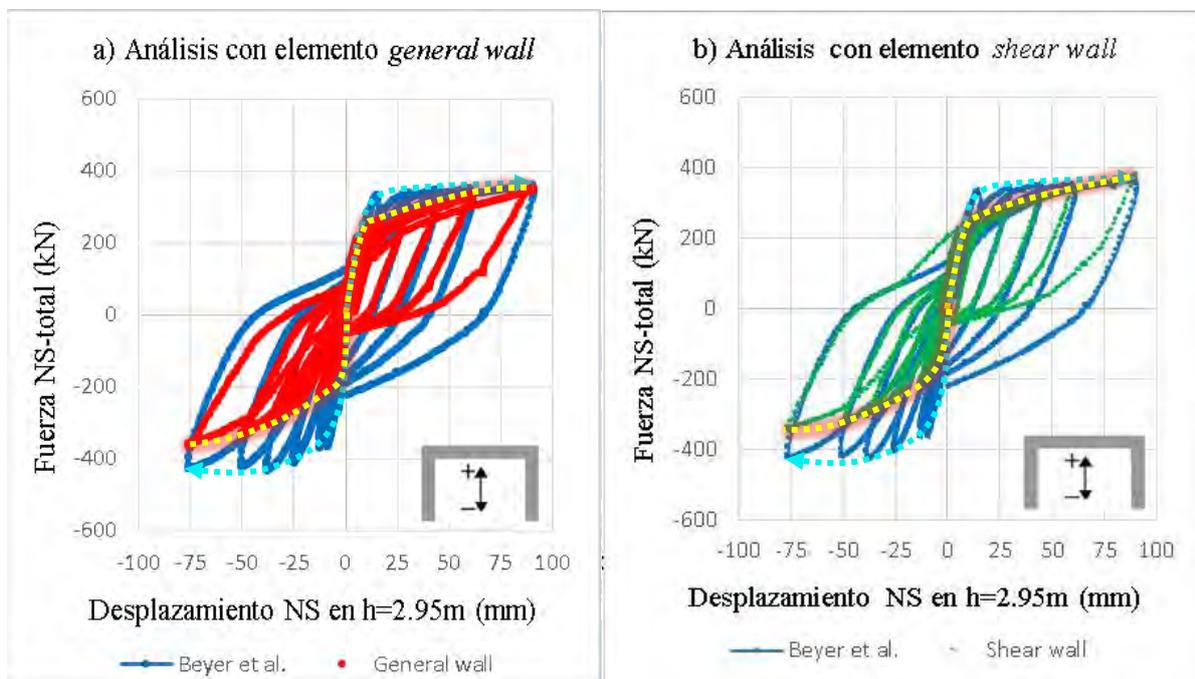


Figura 116. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos NS, fuerzas del actuador NS, resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) *general wall* y b) *shear wall*.

Fuente: Elaboración propia

La envolvente de los lazos de histéresis con *general wall* y *shear wall* en los desplazamientos positivos empieza con una rigidez inicial similar a la de los ensayos y una resistencia menor a la de los ensayos en el punto de fluencia. Después del punto de fluencia, la pendiente de la envolvente es mayor que la real, pero con resistencias menores, tanto con *general wall* como con *shear wall*. Sin embargo, a mayor desplazamiento, las resistencias empiezan a ser más cercanas a las del ensayo a partir de la ductilidad $\mu = 4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_\mu} = 54\text{mm}$). Con *shear wall* las resistencias son un poco más altas y cercanas a las de los ensayos. En los desplazamientos negativos, la envolvente tiene una rigidez inicial y resistencia menor que la

real. La pendiente desde el punto de fluencia ($\Delta_y=13.5\text{mm}$) hasta el punto final de la envolvente va disminuyendo hasta que se vuelve casi constante como la real.

Como se observa, el efecto *pinching* es pronunciado en las simulaciones. Las resistencias negativas en el lado positivo de los desplazamientos son menores en magnitud que las del ensayo. Aunque, mucho menores y alejadas son las correspondientes a los lazos de histéresis obtenidos con el elemento *shear wall*. En el lado negativo de los desplazamientos, las resistencias positivas son menores en magnitud con el elemento *general wall*, y son mayores y más cercanos a las resistencias del ensayo con el elemento *shear wall*. Este efecto *pinching* denota un comportamiento con baja capacidad de energía (Bonett Díaz, 2004). Esta situación no es similar a los lazos de histéresis del ensayo. Esto pudo ser ocasionado por la representación del acero en las esquinas y extremos en los muros.

Ambos lazos de histéresis, con *general wall* y *shear wall*, tienen zonas con notorias diferencias a las del ensayo. Sin embargo, en estas gráficas se aprecia que los lazos de histéresis de elemento *shear wall* son los más parecidos a los reales pues tiene resistencias un poco más cercanas a la de laboratorio y rigideces de descarga similares a las del laboratorio en más ductilidades que con el elemento *general wall*.

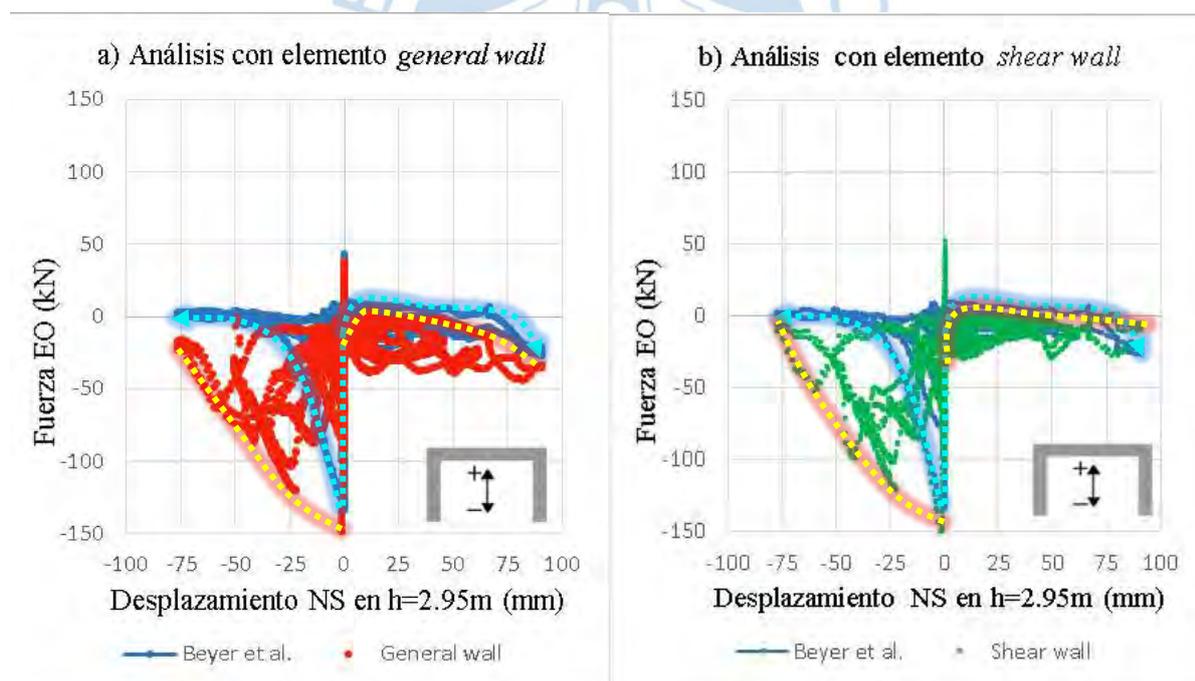


Figura 117. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos NS, fuerzas del actuador EO, resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) *general wall* y b) *shear wall*.

Fuente: Elaboración propia

Los lazos de histéresis de fuerzas EO y desplazamiento NS, de los ciclos NS, se muestran en la **Figura 117**. Se observa que el lazo de histéresis de cada ciclo no es fácilmente apreciable en ambas gráficas (*general wall* y *shear wall*). Sin embargo, se observa que las resistencias de

la envolvente, en la parte positiva de los desplazamientos, en ambas gráficas, son cercanas a las de la envolvente del ensayo.

En los lazos de histéresis con *general wall* se observa que las resistencias de carga y descarga de los desplazamientos positivos son menores en magnitud, pero más cercanas a las del ensayo que las resistencias de los desplazamientos negativos. En los lazos obtenidos con *shear wall* ocurre lo mismo. Las rigideces tienen dirección variante a lo largo de los desplazamientos positivos y negativos. En ambos lazos de histéresis, las resistencias están subestimadas en magnitud.

En este caso, los lazos de histéresis obtenidos con el elemento *general wall* subestiman mucho más las resistencias que los lazos de histéresis obtenidos con el elemento *shear wall*. Los lazos obtenidos con el elemento *shear wall* son los más parecidos a los reales, aunque con notorias diferencias.

En la **Figura 118** se ven los lazos de histéresis analizados con los elementos *general wall* (**Figura 118a**) y con *shear wall* (**Figura 118b**) de momentos SRSS frente a los desplazamientos SRSS (siglas en inglés: raíz cuadrada de la suma de los cuadrados), del ciclo diagonal. En ambas gráficas, no se muestran los lazos de histéresis del ensayo pues no se contaba con esa data. Por ello se muestra en la **Figura 118c** la gráfica de los lazos de histéresis del ensayo.

Se puede ver que los momentos SRSS máximos de ambos lazos de histéresis tienen valores aproximados a los reales. Lo primero que se puede observar es que no se muestran todos los lazos de histéresis claramente por ciclo. A pesar de ello, las resistencias máximas positivas de los lazos de histéresis con *general wall* están en el orden de 1500kN al igual que el ensayo, y los lazos de histéresis con *shear wall* están más cerca de este valor. La resistencia inicial positiva de ambos lazos sobreestima la magnitud.

Se observa que las rigideces de carga de los lazos de histéresis obtenidos con *general wall* y *shear wall* son mayores a las reales. Sin embargo, las rigideces de carga de los lazos de histéresis obtenidos con *general wall* son más cercanas a los del ensayo que con *shear wall*.

Las rigideces de descarga de los lazos de histéresis con *general wall* son menores que las rigideces obtenidas con *shear wall*, y más cercanas a las de los ensayos.

En los lazos de histéresis del ensayo se puede observar que, en los desplazamientos positivos, los lazos de las ductilidades $\mu = 4$ y $\mu = 6$ tienen un cambio súbito de rigidez y resistencia en los desplazamientos $\Delta = 20\text{mm}$ y $\Delta = 55\text{mm}$ respectivamente. Este cambio se puede describir como una punta que luego progresivamente recupera la trayectoria y continúa con una rigidez casi constante. Este cambio está representado en los lazos de histéresis simulados con los elementos *general wall* y *shear wall*. Sin embargo, las resistencias máximas de estas puntas son mayores que las del ensayo, casi el doble. Los lazos de histéresis que sobreestiman menos estas resistencias son los obtenidos con *general wall*.

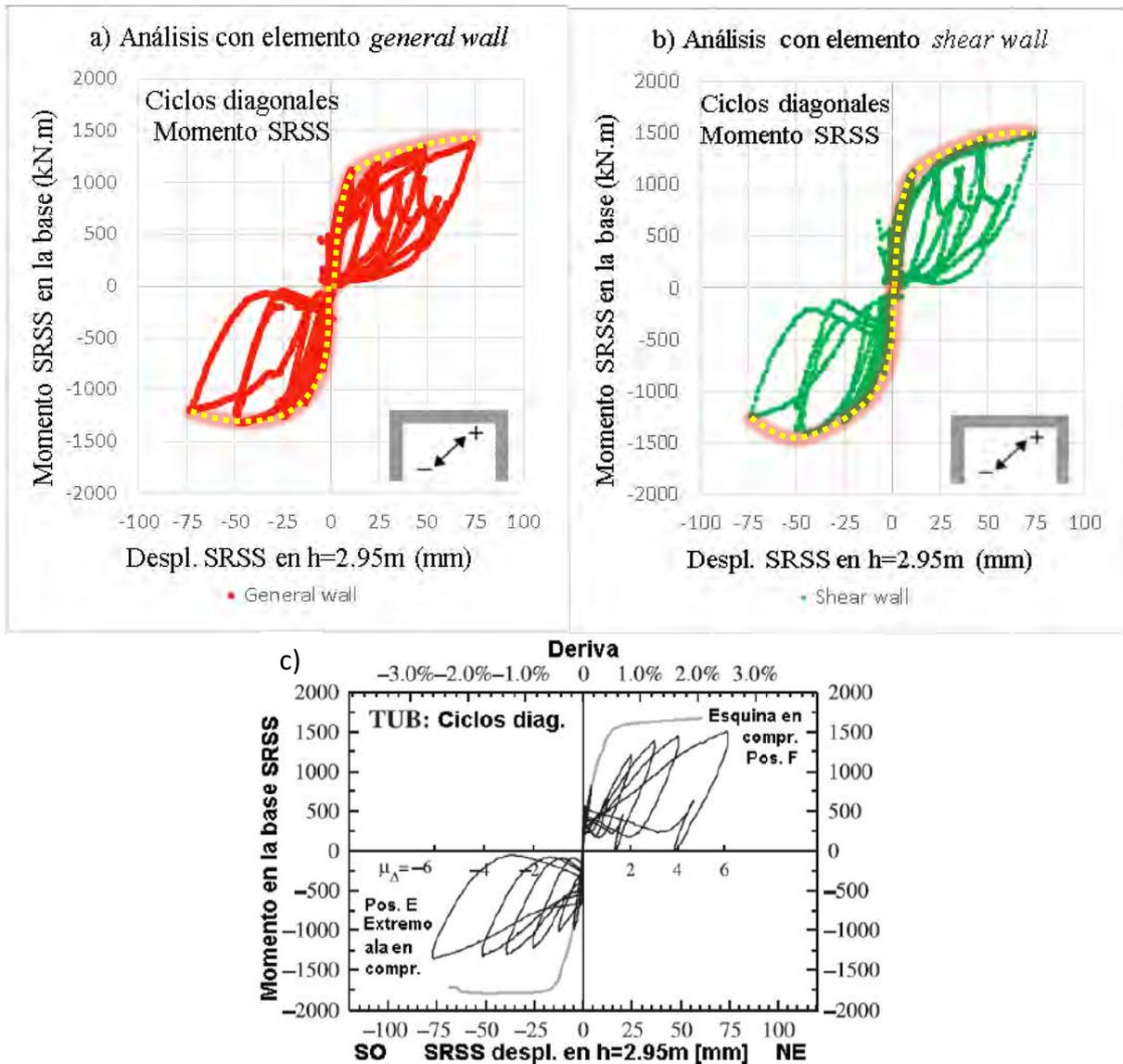


Figura 118. Lazos de histéresis de momento SRSS – desplazamiento SRSS de los ciclos diagonales (E-F), resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) *general wall* y b) *shear wall*, y resultantes de ensayo de c) Beyer et al. (2008b).

Fuente: Elaboración propia

Las pendientes iniciales de las envolventes en los desplazamientos positivos y negativos de los lazos de histéresis con *general wall* son muy parecidas a la del ensayo. Sin embargo, la resistencia de la fluencia ($\Delta_y=13.5\text{mm}$) es mayor que la del ensayo. Después del punto de fluencia, la pendiente del lado positivo es parecida a la del ensayo. Pero la del lado negativo no, pues hay un cambio de dirección en la ductilidad $\mu = -4$ ($\Delta_{m\acute{a}x_mu} = -54\text{ mm}$) que en los lazos del ensayo no hay. Las envolventes de los lazos de histéresis obtenidos con *shear wall* tienen pendientes parecidas a las envolventes de los lazos de histéresis obtenidos con *general wall*, con la diferencia de que la pendiente después del punto de fluencia, en el lado positivo es mayor que la del ensayo.

El estrangulamiento de los lazos de histéresis resultantes se ve bien representado. Los lazos de histéresis con los elementos *general wall* son más parecidos a los reales.

Se muestran en la **Figura 119** los lazos de histéresis del ciclo diagonal donde solo actúan fuerzas EO y desplazamientos EO. Los lazos de histéresis calculados con el elemento *general wall* se muestran en la **Figura 119a**, y con el elemento *shear wall*, en la **Figura 119b**. Los lazos resultantes de la simulación tienen aproximadamente la misma trayectoria que los lazos de histéresis originales (**Figura 119c**).

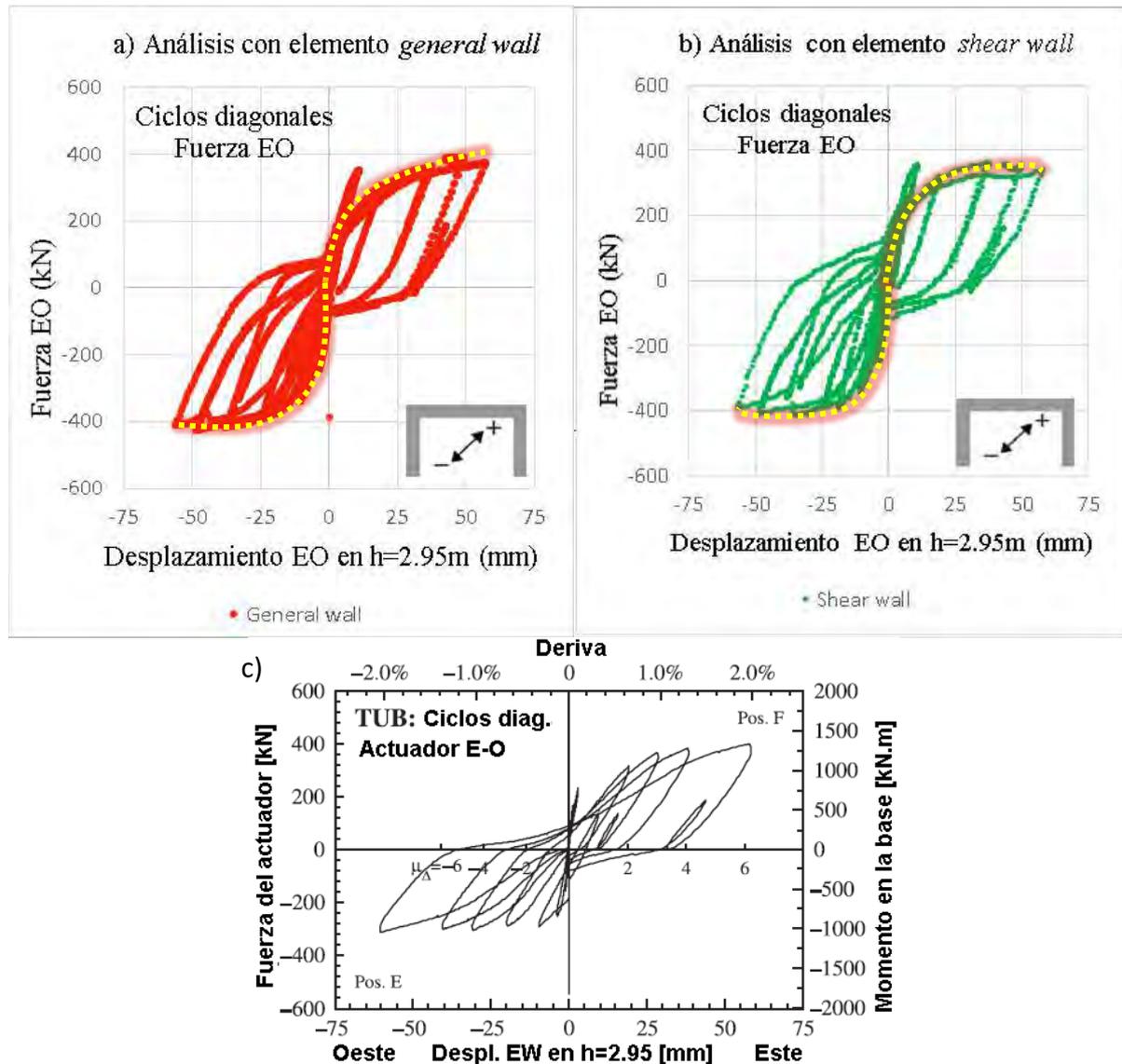


Figura 119. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento EO de los ciclos diagonales (E-F), resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) *general wall* y b) *shear wall*, y resultantes de ensayo de c) Beyer et al. (2008b).

Fuente: Elaboración propia

En los lazos de histéresis obtenidos con *general wall* y *shear wall*, las resistencias máximas en el lado positivo de los desplazamientos están en el rango de 400kN, al igual que los ensayos. En la parte de los desplazamientos negativos también se observaron puntos

máximos parecidos a los del ensayo, en el orden de -400kN. Aunque, en ambos lazos de histéresis se tiene que la resistencia de fluencia ($\Delta_y=13.5\text{mm}$) es mayor, casi por el doble, que la correspondiente del ensayo.

En ambos lazos de histéresis, las rigideces de carga iniciales son parecidas a las del ensayo en desplazamientos positivos y negativos. Sin embargo, las rigideces de carga del resto de ductilidades $\mu = \pm 2, \pm 3, \pm 4, \text{ y } \pm 6$, son mayores que las del ensayo. Las rigideces de carga que son más similares a las del ensayo son las correspondientes a los lazos de histéresis obtenidos con el elemento *general wall*. Las rigideces de descarga de ambas simulaciones son mayores que las del ensayo, y parecidas entre sí. Sin embargo, entre ambas simulaciones, las rigideces de descarga de los lazos de histéresis obtenidos con *general wall* son menores, por lo tanto, las más cercanas a las correspondientes del ensayo.

La envolvente positiva y negativa, de ambos gráficos, empieza con rigideces iniciales similares a las del ensayo, pero con resistencias mayores. Luego del punto de fluencia ($\Delta_y=13.5\text{mm}$), la pendiente de la envolvente en el lado positivo de los desplazamientos de los lazos de histéresis obtenidos con *general wall* va disminuyendo hasta parecerse a la del ensayo. En el caso de *shear wall*, la pendiente después del punto de fluencia en el lado positivo de los desplazamientos es menor que la del ensayo. En el lado negativo, ambas gráficas se parecen a la del ensayo a partir de la ductilidad $\mu = -2$ ($\Delta_{m\acute{a}x_mu}=-27\text{mm}$).

Los lazos de histéresis con mayor similitud a los lazos de histéresis del ensayo son los obtenidos con el elemento *general wall*.

Por último, se muestran los lazos de histéresis de ciclos diagonales, de fuerza NS y desplazamiento NS de ciclos diagonales en la **Figura 120**. De los lazos de histéresis obtenidos con *general wall* y *shear wall*, no se llegaron a obtener los lazos de histéresis de las ductilidades $\mu = \pm 3$ ($\Delta_{m\acute{a}x_mu}=\pm 40.5\text{mm}$). Se tiene que las resistencias máximas de los desplazamientos positivos están en el orden de 250kN, y de los desplazamientos negativos, en el orden de -250kN, al igual que el ensayo.

Las rigideces de carga de los lazos de histéresis obtenidos con *shear wall* son mayores que las del ensayo, sin embargo, son menores que las rigideces de carga de los lazos de histéresis obtenidos con *general wall*. Las rigideces de descarga en los lazos de histéresis obtenidos con el elemento *general wall* son parecidas a las del ensayo, a excepción del lazo de la ductilidad $\mu = 6$ ($\Delta_{m\acute{a}x_mu} = 81\text{mm}$), la cual es menor que la del ensayo. Con los lazos de histéresis obtenidos con *shear wall* ocurre lo mismo, la diferencia es que la rigidez de descarga de la ductilidad $\mu = -6$ ($\Delta_{m\acute{a}x_mu} = -81\text{mm}$) es menor que la del ensayo.

Las envolventes, en el lado positivo de los desplazamientos, de los lazos de histéresis obtenidos con ambos elementos empiezan con pendientes altas al igual que el ensayo. Luego del punto de fluencia, continúan con pendientes altas, pero menores, hasta la ductilidad $\mu = 2$ ($\Delta_{m\acute{a}x_mu} = 27\text{mm}$). A partir de esta, las pendientes disminuyen y se vuelven casi constantes al

igual que la del ensayo. En el lado negativo, las pendientes de las envolventes obtenidas con ambos elementos inician altas. Pero, en los lazos de histéresis obtenidos con *general wall* la resistencia en este punto es menor que la del ensayo. En cambio, con el elemento *shear wall* esta resistencia es similar a la del ensayo. Luego del punto de fluencia, ambas pendientes disminuyen al igual que los lazos del ensayo. Sin embargo, ambas pendientes cambian de dirección en la ductilidad $\mu = -2$ ($\Delta_{m\acute{a}x,\mu} = -27\text{mm}$), empiezan a disminuir, y esto no ocurre en los lazos del ensayo. La caída de pendiente es más pronunciada en la envolvente de los lazos de histéresis obtenidos con *shear wall*.

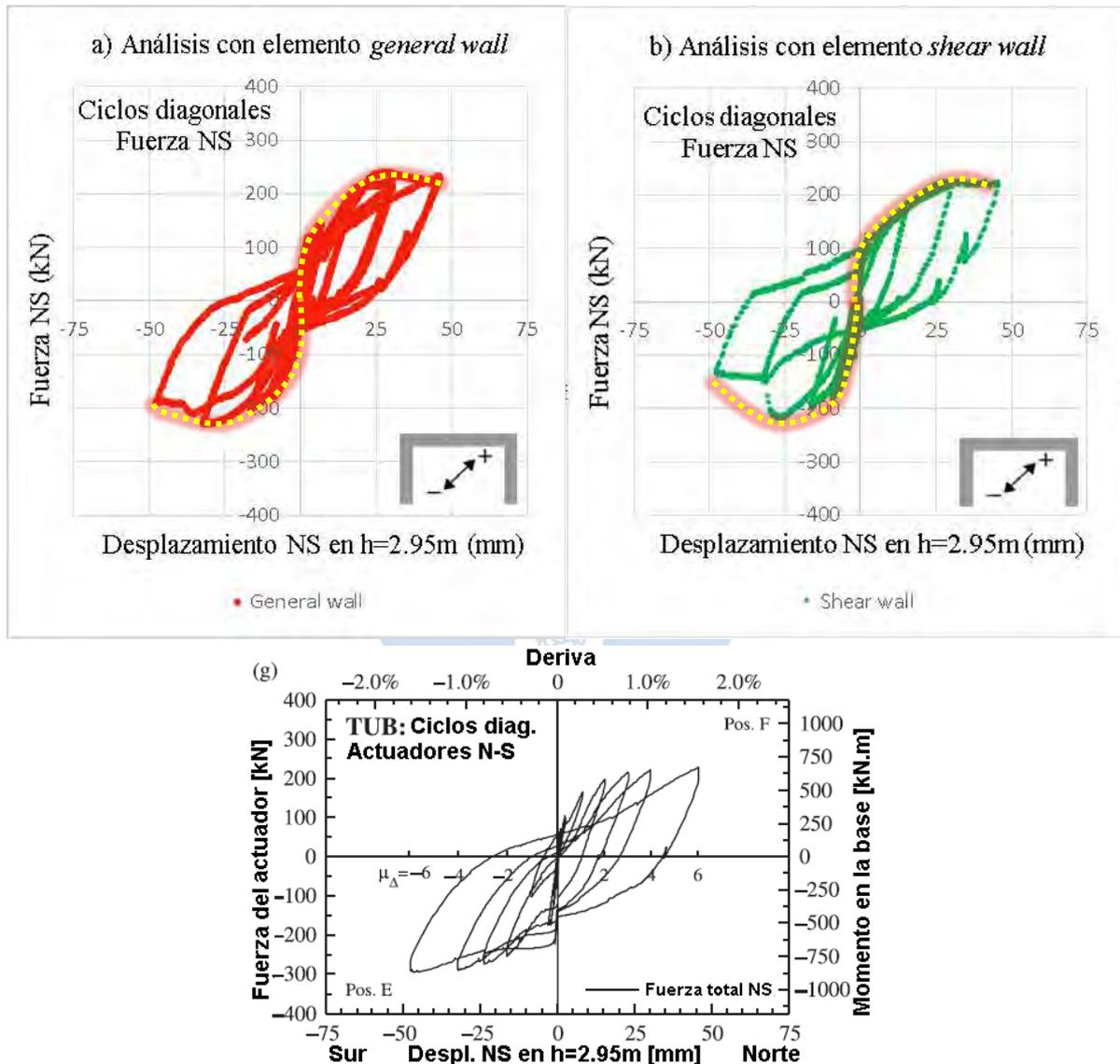


Figura 120. Lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento NS de los ciclos diagonales (E-F), resultantes de simulación en Perform 3D, con elemento a) *general wall* y b) *shear wall*, y resultantes de ensayo de c) Beyer et al. (2008b).

Fuente: Elaboración propia

En los lazos con *general wall* y *shear wall* se observa que hay un efecto *pinching* marcado, más que en los lazos de histéresis del ensayo. El cual se puede interpretar como baja

capacidad de disipación de energía (Bonett Díaz, 2004). Entre las dos curvas, la que más se asemeja a la original es la curva *general wall*, la cual muestra efecto *pinching* menos pronunciado y mayor capacidad de disipación de energía.

De la comparación se ha visto que los lazos de histéresis de los ciclos EO, fuerzas y desplazamientos EO son los más similares a los del ensayo, con mayor acercamiento a los valores de resistencias, rigideces, envolventes y efecto *pinching*. Los demás lazos de histéresis sí tienen semejanza, pero, esto ocurre en menos variables. Los lazos histéresis de fuerza NS y desplazamiento EO no tienen resistencias, ni rigideces tan cercanas a los lazos de laboratorio como los lazos de histéresis de fuerzas y desplazamientos EO. Los lazos de histéresis de fuerzas NS y desplazamientos NS de los ciclos NS tienen resistencias no tan cercanas a las de laboratorio como los lazos de histéresis de fuerza EO y desplazamiento EO, pero sí tienen rigideces de descarga muy similares a las del laboratorio. Los lazos de histéresis de fuerzas EO y desplazamiento NS, de los ciclos NS tienen resistencias subestimadas en magnitud y las rigideces tienen dirección variante a lo largo de los desplazamientos positivos y negativos.

Los lazos de histéresis de ciclos diagonales de momentos SRSS frente a los desplazamientos SRSS del ciclo diagonal tienen resistencias máximas muy semejantes a las del ensayo, y las rigideces de carga de los lazos de histéresis cercanas a las reales en unas zonas y no tan cercanas en otras zonas. El estrangulamiento de los lazos de histéresis resultantes se ve bien representado. En cuanto a los lazos de histéresis de los ciclos diagonales de fuerza EO y desplazamiento EO, y lazos de histéresis de los ciclos diagonales de fuerza NS y desplazamiento NS, también tienen resistencias máximas semejantes a las del laboratorio y rigideces parecidas en varias zonas y no tan parecidas en otras zonas.

En resumen, bajo una comparación cualitativa de los lazos de histéresis generados con el elemento *general wall* y *shear wall* con los lazos de histéresis obtenidos en laboratorio por Beyer et al. (2008b), se observó que representan bien el comportamiento del muro en la mayoría de las direcciones. Los lazos de histéresis no son exactamente iguales, pero los lazos de histéresis en la mayoría de las direcciones son parecidos a los obtenidos en laboratorio por Beyer et al. (2008b).

Se han obtenido la representación de los lazos de histéresis con mayor precisión con el elemento *general wall*. Con este elemento se han obtenido valores resistencias y rigideces menores que las obtenidas con *shear wall*, pero más cercanas a las del ensayo, en cada lazo de histéresis. A excepción de los lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos NS, fuerzas del actuador NS, de los lazos de histéresis de fuerza – desplazamiento de los ciclos NS, fuerzas del actuador EO, las cuales son mejor representadas con el elemento *shear wall*.

Se pueden obtener lazos de histéresis de fuerza-desplazamiento con buena aproximación, en la mayoría de las direcciones, con elemento *shear wall*. Es decir, sin la necesidad de ingresar a Perform 3D las propiedades de compresión diagonal, se pueden

obtener lazos de histéresis sin haber muchas y grandes diferencias de resultados comparado con los lazos de histéresis obtenidos con el elemento *general wall*.

Es importante tener en mente, según Graham Powell, que el análisis no lineal no da resultados exactos de su comportamiento, sino da resultados con mayor probabilidad de que ocurran. Aunque estos resultados no sean exactos, son resultados cercanos a los resultados obtenidos por laboratorios.





Conclusiones

La simulación en Perform3D del muro de corte en U resultó satisfactoria para los lazos de histéresis generados tanto con el elemento *general wall* como el elemento *shear wall* en las direcciones principales y diagonales. Los resultados de la simulación en términos de resistencia y rigidez fueron cercanos a los resultados de laboratorio de Beyer et al. (2008b).

Se pueden obtener resultados cercanos a los lazos de histéresis del ensayo Beyer et al. (2008b) con el elemento *shear wall*, pero se obtienen resultados con mayor precisión con el elemento *general wall*. Este último elemento requerirá más datos para la simulación.

Las propiedades de los materiales de corte convencional y compresión diagonal para el muro de corte en U se calcularon con las recomendaciones de Perform 3D (2018) y de Van der Linde (2015), y los resultados obtenidos fueron similares a los de Beyer et al. (2008b). Con estas recomendaciones se obtuvieron resultados de lazos de histéresis aproximados para muros de corte en U bajo cargas biaxiales.

Las propiedades de los materiales bajo cargas axiales y de flexión se calcularon con las recomendaciones de Kolozvari, Piatos y Beyer (2017), generando resultados satisfactorios durante la simulación.

Aunque Perform3D no ha incorporado de forma explícita el efecto *pinching*, los resultados muestran que los lazos de histéresis simulados sí logran capturarlos.



Recomendaciones

Es recomendable continuar investigando la simulación del material de corte convencional y de compresión diagonal de muros de corte de diferentes secciones transversales.

Es recomendable extender el uso de Perform 3D en futuras investigaciones donde se incluyan casos prácticos orientados a simular edificios completos con muros de corte de geometrías complejas.





Referencias bibliográficas

- ACI (American Concrete Institute) Committee 318. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-19) y comentario*. Farmington Hills, MI.
<https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=318U19&Language=English>
- ACI (American Concrete Institute) Committee 437. (2007). *Load test of concrete structures: methods, magnitude, protocols, and acceptance criteria, ACI 437.1R-07*. Farmington Hills, MI.
https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=437107&Format=DOWNLOAD&Language=English&Units=US_AND_METRIC
- ACI (American Concrete Institute) SP-17. (2014). *The reinforced concrete design handbook. A companion to ACI 318-14*. Farmington Hills, MI.
- Applied Element Method. (2017). *Welcome to Applied Element Method*.
www.applielementmethod.org/
- Arabzadeh, H.y Khaled, G. (2017). Seismic Collapse Risk Assessment and FRP Retrofitting of RC Coupled C-Shaped Core Walls Using the FEMA P695 Methodology. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 143 (9), 04017096-1 - 04017096-20.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001820](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001820)
- ASCE 41 (American Society of Civil Engineers). (2017). *Seismic rehabilitation of building, ASCE/SEI 41-17*. Reston, Virginia.
<https://sp360.asce.org/PersonifyEbusiness/Merchandise/Product-Details/productId/233163464>
- Beyer, K., Dazio, A., y Priestley, M. J. (2006). Quasi-static cyclic test on U-shaped RC walls: test design and preliminary results. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.

- <https://infoscience.epfl.ch/record/147521?ln=en>
- Beyer, K., Dazio, A., y Priestley, M. J. (2008a). Inelastic wide-column models for U-shaped reinforced concrete walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 12 (S1), 1–33.
<https://doi.org/10.1080/13632460801922571>
- Beyer, K., Dazio, A., y Priestley, M. J. (2008b). Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(7), 1023-1053.
<https://doi.org/10.1080/13632460802003272>
- Blanco B., A., Chang, D., y Flores, H. (2015). *Conferencia conceptos de diseño estructural de muros de concreto armado en el Perú. Conferencia de ASOCEM.*
https://www.abbings.com/descargas/muros_de_concreto_agosto_2015.pdf
- Bonett Díaz, R. L. (2004). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.* [Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya].
<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93542>
- Budak, E. (2015). *Performance based seismic design of reinforced concrete tall buildings.* [Tesis de maestría, Middle East Technical University].
<http://etd.lib.metu.edu.tr/upload/12619402/index.pdf>
- Bustos B., A. I. (2003). *Análisis comparativo de la respuesta sísmica entre edificios en altura de acero en base a marcos de momento y marcos arriostrados en el núcleo y en base a marcos de momento y núcleo de hormigón armado.* [Tesis de pregrado, Universidad Austral de Chile].
<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2003/bmficb982a/doc/bmficb982a.pdf>
- Cementos Inka. (25 de Febrero de 2017). *Consejos, Construcción: Blog.*
<http://www.cementosinka.com.pe/blog/construccion-tradicional-placas-concreto/>
- Centro Sismológico Nacional - Universidad de Chile. (2013). *Sismicidad y terremotos en Chile.*
http://www.sismologia.cl/pdf/difusion/001_terremotos_y_sismicidad_chile.pdf
- Concrete Construction Staff. (Mayo de 2019). *Flat-plate and flat slab roofs: Concrete construction.*
www.concreteconstruction.net
- Constantin, R. T. (2016). *Seismic behaviour and analysis of U-shaped of RC walls.* [Tesis doctoral, École Polytechnique Fédérale de Lausanne].
https://infoscience.epfl.ch/record/220876/files/EPFL_TH7133.pdf

- CSI. (2018a). *Components and Elements for Perform 3D*. Computers and Structures, Inc.
- CSI. (2018b). *User guide V7. Perform 3D. Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures*. Computers and Structures, Inc.
- CSI. (2019). *Perform 3D Features: Computers & Structures INC*.
<https://www.csiamerica.com/products/perform-3d/features>
- CSI, y Ondrej. (15 de Mayo de 2013). *CSI Knowledge Base*. Wiki CSI America.
<https://wiki.csiamerica.com/display/perform/Program+usage>
- CSI, y Powell, G. (2007). *Detailed example of a tall shear wall building*. Computers & Structures Inc.
- Diccionario de Arquitectura y Construcción*. (02 de abril de 2019). Parro.
<http://www.parro.com.ar/definicion-de-carga+din%E1mica>
- Faculty of Engineering of UVIC. (2018). *University of Victoria*.
https://www.engr.uvic.ca/~mech410/lectures/FEA_Theory.pdf
- FEMA 356. (2000). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356*. Washington, U.S.: Federal Emergency Management Agency.
<https://www.conservationtech.com/FEMA-publications/FEMA356-2000.pdf>
- FEMA 461. (2007). *Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components, FEMA 461-07*. Washington, U.S.: Federal Emergency Management Agency.
<https://www.atcouncil.org/pdfs/FEMA461.pdf>
- Fernanda, M. (30 de Noviembre de 2008). *Empresa & Economía: República*.
<http://empresayeconomia.republica.com/desarrollo-sostenible/la-placa-de-nazca-la-principal-causa-de-los-seismos-en-peru.html>
- Fintel, M. (1995). Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years. *PCI Journal*, 40(3), 62-80.
<https://doi.org/10.15554/pcij.05011995.62.80>
- Ghorbanirenani, I., Tremblay, R., Léger, P., y Leclerc, M. (2012). Shake table testing of slender RC shear walls subjected to Eastern North America seismic ground motions. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 138 (12), 1515-1529.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000581](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000581)

- Grunwald, C., Khalil, A., Schaufelberger, B., Ricciardi, E., Pellicchia, C., De Luliis, E., y Riedel, W. (2018). Reliability of collapse simulation – Comparing finite and applied element method at different levels. *Engineering Structures - ELSEVIER*, 265-278.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.068>
- Hagen, G. R. (2012). *Performance-based analysis of a reinforced concrete shear wall building*. [Tesis de maestría, Universidad Politécnica del Estado de California].
<https://doi.org/10.15368/theses.2012.120>
- Ile, N., y Reynouard, J. (2005). Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading. *Journal of Earthquake Engineering*.
<https://doi.org/10.1080/13632460509350534>
- Jamal, H. (07 de Julio de 2017). *Pseudo dynamic tests: About Civil*.
<https://www.aboutcivil.org/pseudo-dynamic-tests.html>
- Kolozvari, K., Orakcal, K., y Wallace, J. W. (2014). Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. I: Theory. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 04014135 1 - 04014135 10.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001059](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001059)
- Kolozvari, K., Piatos, G., y Beyer, K. (2017). Practical nonlinear modeling of U-shaped reinforced concrete walls under bi-directional loading. *16th World Conference on Earthquake*, (págs. 1-12). Santiago, Chile.
<https://www.wcee.nicee.org/wcee/article/16WCEE/WCEE2017-2503.pdf>
- Kolozvari, K., Tran, T., Orakcal, K., y Wallace, J. W. (2014). Modeling of cycle shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. II: Experimental validation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 141(5), 04014136 1 - 04014136-12.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001083](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001083)
- Kong, Q., Howser, R., Silva, P., y Mo, Y. L. (2016). Cyclic crack monitoring of a reinforced concrete column under simulated pseudo-dynamic loading using piezoceramic-based smart aggregates. *Applied Sciences*, 6(11), 1-14.
<https://doi.org/10.3390/app6110341>
- Krolicki, J., Maffei, J., y Calvi, G. M. (2011). Shear strength of reinforced concrete walls subjected to cyclic loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(S1), 30-71.
<https://doi.org/10.1080/13632469.2011.562049>

- Mander, J., Priestley, M. J., y Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1804-1825.
- Massone, L. M., y Wallace, J. W. (2004). Load-deformation responses of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 101(1), 103-113.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.050>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060, Concreto armado. Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú.
http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO.pdf
- Molina R., J. F., Verzeletti, G., Magonette, G., Bono, F., y Renda, V. (1999). Ensayo sísmico de estructuras. *Física de la Tierra*, 11, 285-305.
<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=124587&orden=1&info=link>
- Music, J., y Ponce, M. (2014). Implicancia de normas NCH 433 - Decreto 61 y NCH 430 - Decreto 60 en el diseño de muros, en edificio de hormigón armado. *Revista de Ingeniería Innova*, 8, 53-69.
https://www.researchgate.net/publication/274138650_IMPLICANCIA_DE_NORMAS_NCH_433_-_DECRETO_61_Y_NCH_430_-_DECRETO_60_EN_EL_DISENO_DE_MUROS
- NIST. (2010). *Guidelines for nonlinear structural analysis for design of buildings. Part I – General. NIST GCR 17-917-46v1*. National Institute of Standards and Technology.
<https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/gcr/2017/NIST.GCR.17-917-46v1.pdf>
- Oesterle, R., Aristizabai-Ochoa, J., Shiu, K., y Corley, W. (1984). Web crushing of reinforced concrete structural walls. *ACI Journal*, 81(3), 231-241.
<https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/10679>
- ONEMI. (1995). *A 35 años de los terremotos de 1960*. Oficina Nacional de Emergencia Ministerio del Interior.
<https://repositoriodigital.onemi.gov.cl/handle/2012/129>
- Orakcal, K., Massone, L., y Wallace, J. (2009). Shear strength of lightly reinforced wall piers and spandrels. *ACI Structural Journal*, 106(4), 455-465.
<https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/56611>
- Park, R., y Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons, Inc.

- <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9780470172834>
- Paulay, T., y Priestley, M. J. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc.
- <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9780470172841>
- PEER/ATC. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC 72-1*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/peer-atc-72-1_report.pdf
- Powell, G. (2007). Session one, two, three and four. *Perform 3D. Performance based design using nonlinear analysis* (págs. 1-54). Computers & Structures, Inc.
- Powell, G. (2010). *Modeling for Structural Analysis. Behavior and Basics*. Computers and Structures.
- Priestley, M., Calvi, M., y Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS.
- Roland, M. C. (2006). Mechanical behavior of rubber at high strain rates. *Rubber Chemistry and Technology*, 79(3), 429–459.
- <https://doi.org/10.5254/1.3547945>
- Saatcioglu, M., y Razvi, S. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1590-1607.
- [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:6\(1590\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:6(1590))
- Sahin, A. (Febrero de 2016). E-Defense shake table testing of a full-scale ten story RC building. Hyogo, Japón. Recuperado el Marzo de 2019, https://www.youtube.com/watch?v=HCf_ixH3msk
- Segovia, J. (2016). *Diseño de disipadores de energía metálicos para una edificación de baja altura de concreto armado*. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- <http://hdl.handle.net/20.500.12404/7120>
- Song Y. y Bhushan B. (2006). Coupling of cantilever lateral bending and torsion in torsional resonance and lateral excitation modes of atomic force microscopy. *Journal Of Applied Physics*, 99, 094911-1 094911-12.
- <http://dx.doi.org/10.1063/1.2195021>

- Spacone, E., Filipou, F. C., y Taucer, F. (1996). Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part I. formulation. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, 25(7), 711-725.
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199607\)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9)
- Tang, T., y Su, R. (2014). Shear and flexural stiffnesses of reinforced concrete shear walls subjected to cyclic loading. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 8, 104-121.
<http://dx.doi.org/10.2174/1874836801408010104>
- Van der Linde, W. (2015). *Structural reliability of seismic design methodologies for shear walls and distributors in RC buildings*. [Tesis de maestría, Delft University of Technology].
<http://resolver.tudelft.nl/uuid:8b864114-decd-45c4-9e45-1384ec9e9c0d>
- Wallace, J., Massone, L., y Orakcal, K. (2011). Lightly-Reinforced Wall Segments. Los Angeles: University of California.
https://apps.peer.berkeley.edu/grandchallenge/wp-content/uploads/2011/01/Wallace-Wall_Segments_FINAL_V3_Present.pdf
- Yemmaleni, S. K. (2016). *Determination of stiffness reduction factor for U-shaped reinforced concrete shear walls under bi-axial loading*. [Tesis de maestría, Universidad del Estado de Iowa].
<https://doi.org/10.31274/etd-180810-5671>