Universidad Nacional de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Civil

TESIS

“Desarrollo de un método de análisis sísmico basado en desempeño para viviendas de albañilería confinada”

Para obtener el título profesional de ingeniero civil

Elaborado por

Michel Misael Amancio López
0009-0008-2800-7112

Asesor

Dr. Ing. Miguel Augusto Díaz Figueroa
0000-0002-9421-4194

LIMA- PERÚ

2025

© 2025, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Amancio López, Michel Misael

amanciolm@uni.pe

900199225

Dedicatoria

A mis padres, Margarita López y Héctor Amancio, por brindarme su amor incondicional y por haberme educado de la mejor manera a pesar de las dificultades. A mis Hermanos por su apoyo y aliento para lograr mis objetivos profesionales. Sin el apoyo de ellos la elaboración de esta tesis no hubiera sido posible. A todas las personas que me apoyaron he hicieron que el trabajo se realice con éxito.

Agradecimientos

Agradezco de manera especial a mi asesor de tesis el Dr. Miguel Díaz por haberme guiado con paciencia y por compartirme sus conocimientos de forma desinteresada a lo largo de esta etapa.

A mis compañeros del CISMID que terminaron siendo amigos, por su apoyo moral, compañerismo y por haber aportado sus conocimientos en los momentos donde no tenía claridad sobre algunos conceptos del proyecto, gracias, su apoyo ha sido fundamental en este logro académico

Mi agradecimiento al Centro Peruano Japonés de investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, por haberme hecho parte de ellos y por brindarme las herramientas suficientes y necesarias para el desarrollo de la presente tesis.

Agradezco a la Universidad Nacional de Ingeniería por haberme formado académicamente y hecho parte de ella para poder estudiar mi carrera, brindándome sus conocimientos científicos.

Al FONDECYT por habernos brindado el financiamiento económico para el desarrollo del proyecto de investigación VIRVI-ALB del cual forma parte la presente investigación.

.

ÍNDICE

RESUMEN **V**

ABSTRACT **VI**

PRÓLOGO. **VII**

LISTA DE TABLAS **IX**

LISTA DE FIGURAS **XI**

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS **XV**

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN **1**

1.1. GENERALIDADES 1

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN 2

1.3. OBJETIVOS DEL ESTUDIO 4

1.3.1. Objetivo General 4

1.3.2. Objetivos específicos 4

1.4. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS 4

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL **7**

2.1. MARCO TEÓRICO 7

2.1.1. Diseño basado en desempeño 7

2.1.2. Análisis sísmico no lineal 10

2.1.3. Comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada. 17

2.1.4. Niveles de daño e índices de daño para muros de albañilería confinada 20

2.1.5. Modelo histerético para muros de albañilería confinada 21

2.1.6. Método de las luciérnagas modificado 23

2.2. MARCO CONCEPTUAL 25

2.2.1. Albañilería confinada 25

2.2.2. Albañilería confinada Ingenieril 26

2.2.3. Albañilería confinada no ingenieril 26

2.2.4. Respuesta sísmica de sistemas inelásticos 27

2.2.5. Factor de amortiguamiento equivalente 27

2.2.6. Factor de reducción de respuesta..... 28

CAPÍTULO III: RECOPILACIÓN DE RESULTADOS Y PROGRAMA EXPERIMENTAL COMPLEMENTARIO 29

3.1. RECOPILACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES 29

3.1.1. Proyecto: “Experimental study of non-engineered confined masonry wall retrofitted with wire mesh and cement-sand mortar” (Diaz et al. 2017). 29

3.1.2. Proyecto: “Ensayos de muros a escala real y la elaboración de las correspondientes curvas de fragilidad orientados a desarrollar conocimiento referido al comportamiento sísmico de muros de albañilería informal y posibilitar la estimación de pérdidas para un escenario sísmico” (SENCICO y CISMID 2017)..... 30

3.1.3. Proyecto: “Structural assessment of confined masonry retrofitting under multi-seismic scenarios in Metropolitan Lima area” (Diaz et al. 2020)32

3.2. PROGRAMA EXPERIMENTAL COMPLEMENTARIO..... 34

3.2.1. Ensayo de los materiales..... 34

3.2.2. Descripción de los muros de albañilería confinada a escala real 44

3.2.3. Protocolo de ensayo cíclico cuasi-estático y equipamiento..... 46

3.2.4. Resultados de los ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada 48

CAPÍTULO IV: CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO 55

4.1. CALIBRACIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD EXPERIMENTALES 57

4.2. CALIBRACIÓN DE LOS LAZOS HISTERÉTICOS..... 59

4.3. EXPRESIONES PARA LA CURVA DE CAPACIDAD TETRA-LINEAL DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA 66

4.4. CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA 71

4.4.1. Muros de ladrillo solido artesanal 71

4.4.2. Muros de ladrillo tubular 73

4.4.3. Muros de ladrillo solido industrial King Kong 18 huecos 75

CAPÍTULO V: FORMULACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO 77

5.1. REGISTROS SÍSMICOS Y ESCALAMIENTO DE REGISTROS 78

5.2. MACRO MODELO TETRA-LINEAL 83

5.3. EXPRESIÓN PARA EL FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (he) 85

5.4. EXPRESIÓN PARA EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (Fh) 90

5.5. PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL PARA ALBAÑILERÍA CONFINADA (AE-NL-ALB) 94

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS 103

6.1. EVALUACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PROPUESTO 103

6.2. EJEMPLOS APLICATIVOS DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PROPUESTO 108

CONCLUSIONES 122

RECOMENDACIONES 122

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 124

ANEXOS 128

RESUMEN

La informalidad en la construcción de viviendas de albañileara confinada es la causa principal en el alto grado de vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones, sumado al silencia sísmico que tiene varias regiones de la costa del Perú. Por ello en la presente investigación se adapta el método de análisis sísmico no lineal estático, para su aplicación en estructuras de albañilería confinada, ya sean del tipo ingenieril y no ingenieril. Con este propósito, la investigación se basó en resultados de ensayos laterales de muros construidos con los ladrillos más comunes del área de Lima Metropolitana. Con los resultados experimentales recopilados se desarrollaron formulaciones para obtener curvas de capacidades teóricas tetra–lineal, tanto en términos de fuerzas cortantes como en deformaciones, así como se calibraron los parámetros histeréticos del modelo tetre–lineal que más se ajustan al comportamiento experimental de cada tipo de muro estudiado. Después, se propusieron expresiones para el factor de amortiguamiento equivalente y para el factor de reducción de respuesta a usarse en el método estático no lineal adaptados a edificaciones de albañilería confinada. Por último, se realizó una evaluación general de las ecuaciones de linealización equivalente propuestas y se aplicó el método a una edificación típica de baja densidad de muros. Se concluye que la respuesta sísmica de estructuras de albañilería confinada, se pueden calcular a través del método no lineal estático, usando las expresiones de linealización equivalente propuestas y con las expresiones para el cálculo de las curvas de capacidad y con los parámetros histeréticos adecuados.

Palabras clave: Albañilería confinada, análisis no lineal, comportamiento histerético, albañilería informal, factor de amortiguamiento equivalente, factor de reducción de respuesta.

ABSTRACT

The informality in the construction of confined masonry homes is the main cause of the high degree of seismic vulnerability of these buildings, added to the seismic silence that several regions of the coast of Peru have. Therefore, in this research, the static nonlinear seismic analysis method is adapted for its application in confined masonry structures, whether of the engineering or non-engineering type. For this purpose, the research was based on results of lateral tests of walls built with the most common bricks in the Metropolitan Lima area. From the experimental results collected, formulations were developed to obtain tetra–linear theoretical capacity curves, both in terms of shear forces and deformations, as well as the hysteretic parameters of the tetra–linear model that best fit the experimental behavior of each type of wall studied were calibrated. Afterwards, expressions were proposed for the equivalent damping factor and for the response reduction factor to be used in the nonlinear static method adapted to confined masonry buildings. Finally, a general evaluation of the proposed equivalent linearization equations was carried out and the method was applied to a typical building with low wall density. It is concluded that the seismic response of confined masonry structures can be calculated through the static nonlinear method, using the proposed equivalent linearization expressions and with the expressions for the calculation of capacity curves and with the appropriate hysteretic parameters.

Keywords: Confined masonry, nonlinear analysis, hysteretic behavior, informal masonry, equivalent damping factor, response reduction factor.

PRÓLOGO.

La albañilería confinada es el sistema constructivo que más uso tiene en muchos lugares del mundo y específicamente en el área de Lima Metropolitana, debido a que resulta ser relativamente económico tanto en materiales y en mano de obra, si se los compara con estructuras de concreto armado o acero. Por ello, las construcciones de albañilería de ladrillos de arcilla representan 83% de todas las edificaciones de esta ciudad, donde la mayoría de estas edificaciones son no ingenieriles o se construyen sin cumplir los reglamentos. La albañilería confinada es un sistema que tiene un buen comportamiento frente a la acción de sismos cuando es construido adecuadamente y siguiendo los requerimientos de los reglamentos de edificaciones, pero cuando es mal usado como en el caso de las edificaciones de albañilería no ingenieriles representa un alto grado de vulnerabilidad sísmica. Debido a ello es de suma importancia conocer el comportamiento de los muros de albañilería usados comúnmente en la construcción de viviendas en el área de Lima Metropolitana. Dichas viviendas están construidas básicamente a base de muros hechos con ladrillos king kong 18 huecos, el ladrillo sólido artesanal, y además con ladrillos de uso no estructural como el ladrillo pandereta.

Anteriormente, las evaluaciones no lineales de edificaciones de albañilería confinada se realizaban mediante el método estático no lineal usando las ecuaciones de linealización equivalente propuestas por el ATC-40 (1996) para estructuras de concreto armado, o usando el análisis tiempo historia no lineal, el cual es un método más exacto, pero que consume mucho tiempo de cómputo y que no es práctico cuando se quiere realizar evaluaciones de vulnerabilidad a gran escala para la toma de decisiones.

Por lo que, la finalidad de la presente tesis es proveer una metodología de análisis sísmico estático no lineal para la evaluación de edificaciones ingenieriles y no ingenieriles de albañilería confinada. Con ese fin, se hace un estudio del comportamiento experimental de los muros más usados en la construcción en el área de Lima Metropolitana, mediante la información obtenida de ensayos anteriores y de dos ensayos adicionales realizados en el marco de esta tesis. De donde se presentan expresiones para el cálculo de las curvas de capacidad de estos muros, además, se calibraron y obtuvieron los parámetros histeréticos

correspondientes al macro modelo tetra-lineal de cada uno de los muros. También en base a los resultados experimentales se presentan distorsiones asociadas a los estados de daño de cada tipo de muro. Luego, mediante un análisis de tiempo historia en modelos de un grado de libertad y usando el macro modelo tetra-lineal se propuso expresiones matemáticas para el cálculo del factor de amortiguamiento equivalente y el factor de reducción de respuesta, las que son necesarias para desarrollar el método estático no lineal.

Los resultados de la tesis concluyen que el procedimiento de análisis sísmico propuesto es adecuado para el cálculo de la respuesta sísmica debido a que mejora las probabilidades de obtener un resultado bueno respecto a otros métodos de linealización equivalente. En ese sentido, se considera que el autor proporciona conclusiones sumamente útiles, que aportan en el conocimiento de las estructuras de la albañilería confinada y que ayudaran con la evaluación de la vulnerabilidad de este tipo de edificaciones.

Dr. Miguel Augusto Díaz Figueroa

Asesor de la tesis

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de desempeño estructural. 8

Tabla 2. Niveles de demanda sísmica. 9

Tabla 3. Objetivos de desempeño. 9

Tabla 4. Valores de κ 14

Tabla 5. Coeficientes para usarse en la Ecuación (11). 20

Tabla 6. Distorsiones representativas para el modelo tetra-lineal de MAC 20

Tabla 7. Índices de daños y distorsiones para cada nivel de daño. 21

Tabla 8. Características de los muros ensayados por Diaz et al. (2017) 30

Tabla 9. Características de los muros ensayados por SENCICO y el CISMID (2017) 31

Tabla 10. Características de los muros ensayados por Diaz et al. 2020 32

Tabla 11. Nomenclatura de los especímenes del programa experimental complementario. 34

Tabla 12. Resultados del ensayo a compresión de las unidades Sólidas (L1). 35

Tabla 13. Resultados del ensayo a compresión de las unidades tubulares (L2). 35

Tabla 14. Resultados del ensayo de compresión axial en pilas de ladrillo sólido artesanal. 37

Tabla 15. Resultados del ensayo de compresión axial en pilas de ladrillo tubular 37

Tabla 16. Cálculo del Módulo de Elasticidad en pilas de ladrillo sólido artesanal. 38

Tabla 17. Cálculo del Módulo de Elasticidad en pilas de ladrillo tubular. 38

Tabla 18. Relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia f'_m 39

Tabla 19. Resultados del ensayo de compresión diagonal en muretes de ladrillo sólido artesanal. 40

Tabla 20. Resultados del ensayo de compresión diagonal en muretes de ladrillo tubular 41

Tabla 21. Cálculo del Módulo de Corte en muretes de ladrillo sólido artesanal. 42

Tabla 22. Cálculo del Módulo de corte en muretes de ladrillo tubular. 43

Tabla 23. Relación entre el módulo de corte y módulo de elasticidad 43

Tabla 24. f'_c *de las columnas de confinamiento en los muros de ladrillo sólido artesanal.* 43

Tabla 25. f'_c *de las columnas de confinamiento en los muros de ladrillo tubular.* 44

Tabla 26. Lista de muros de albañilería confinada con unidades sólidas artesanales. 45

Tabla 27. Amplitudes máximas de distorsión y desplazamiento por cada ciclo. 47

Tabla 28. Muros de albañilería confinada cuyas curvas de capacidad fueron calibrados. 57

Tabla 29. Comparación de las áreas bajo la curva de capacidad experimental y teórica. 58

Tabla 30. Curva de capacidad tetra-lineal de los muros de albañilería confinada 59

Tabla 31. Parámetros histeréticos para los MAC 65

Tabla 32. Valores de los coeficientes β_0, β_1, β_2, β_3a usarse en Ecuación 2. 70

Tabla 33. Distorsiones características para los muros de albañilería confinada del tipo solido artesanal. 73

Tabla 34. Distorsiones características para los muros de albañilería confinada del tipo tubular. 75

Tabla 35. Distorsiones características para los muros de albañilería confinada del tipo King Kong 18 huecos. 76

Tabla 36. Registros sísmicos medidos en suelo S1. 79

Tabla 37. Registros sísmicos medidos en suelo S2. 79

Tabla 38. Registros sísmicos medidos en suelo S3. 79

Tabla 39. Periodos T_p, T_L de la NTE E.030 (2020). 83

Tabla 40. Parámetros para la construcción de los modelos SDOF no lineal. 84

Tabla 41. Valores del desplazamiento de fluencia, para cada rango de T 84

Tabla 42. Regresión múltiple para obtener la función γ. 89

Tabla 43. Propiedades mecánicas de la albañilería 96

Tabla 44. Propuesta de los estados de daño e índice de daño para MAC 102

Tabla 45. Características de la edificación a analizar 109

Tabla 46. Tipologías en altura de la vivienda a analizar. 109

Tabla 47. Propiedades mecánicas de los MAC a usar en el análisis. 110

Tabla 48. Pesos sísmicos por cada piso. 111

Tabla 49. Distorsión del punto de resistencia máxima para los MAC de las viviendas a analizar . 112

Tabla 50. Parámetros histeréticos para los muros de cada piso en función a la relación σ_a/f'_m .. 112

Tabla 51. Propiedades dinámicas de la estructura y parámetros de la curva de capacidad 114

Tabla 52. Parámetros para el cálculo de h_e 115

Tabla 53. Parámetros para el cálculo de F_h 115

Tabla 54. Estados de desempeño para la VIV-KKK en suelo S1 119

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Modelos no lineales. a) Modelo 3D, b) Modelo MDOF, c) Modelo SDOF. 11

Figura 2.Histéresis bilineal y método del espectro de capacidad del (ATC-40, 1996) 14

Figura 3. Factor de amortiguamiento efectivo del ATC-40. 15

Figura 4.Factores de reducción de respuesta. a) S_A *y b)* S_V *del ATC-40 (1996).* 15

Figura 5. h_e *y* F_h *para el MLIT N° 1457-6, (2000).* 16

Figura 6. Factores de reducción de respuesta F_h*.según Diaz et al. (2013)* 17

Figura 7. Curva primaria tetra-lineal para MAC 18

Figura 8. Estados de daño de los muros de albañilería confinada. 19

Figura 9. Niveles de daño e índices de daño. 21

Figura 10. Curva histerética tetra-lineal. 22

Figura 11. Muro de albañilería confinada y vivienda de albañilería confinada. 25

Figura 12. Ladrillos de mayor uso en Lima metropolitana. a) King kong 18 huecos, b) Sólido artesanal, c) ladrillo tubular. 26

Figura 13. Curvas histeréticas de los muros ensayados por Diaz et al., (2017) 30

Figura 14. Curvas esqueleto de los muros de ladrillo sólido y ladrillo tubular ensayados por SENCICO y CISMID (2017) 32

Figura 15. Curvas esqueleto de los muros ensayados por Diaz et al. (2020) 33

Figura 16. Curvas histeréticas de los muros ensayados por Diaz et al. (2020) 33

Figura 17. Ensayo de compresión axial en Pilas de albañilería a) ladrillo sólido artesanal y b) ladrillo tubular industrial 36

Figura 18. Gráfica de esfuerzo deformación axial en las pilas de albañilería. a) ladrillo sólido artesanal y b) ladrillo tubular industrial. 37

Figura 19. Ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería a) ladrillo sólido artesanal, b) ladrillo tubular 39

Figura 20. Fuerza deformación en muretes de ladrillo sólido artesanal. 40

Figura 21. Fuerza deformación en muretes de ladrillo tubular. 41

Figura 22. Esquema de los muros de albañilería confinada ensayados. 45

Figura 23. Construcción de los MAC, para la presente tesis 46

Figura 24. Historia de desplazamientos para los ensayos cíclicos. 47

Figura 25. Configuración de los LVDTs colocados en los muros. 48

Figura 26. Estados de Daño para el muro ML1A0R0 49

Figura 27. Estados de Daño para el muro ML2A0R0 50

Figura 28. Curvas de histéresis de los muros ensayados. 51

Figura 29. Curvas de capacidad experimental del muro de ladrillo Sólido artesanal (ML1A0R0) ... 52

Figura 30. Curvas de capacidad experimental del muro de ladrillo tubular industrial (ML2A0R0) ... 53

Figura 31. Degradación de la rigidez de los muros a) ML1A0R0 y b) ML2A0R0 54

Figura 32. Amortiguamiento histerético de los muros a) ML1A0R0 y b) ML2A0R0. 54

Figura 33. Comportamiento histerético de la albañilería confinada. 55

Figura 34. Curva de capacidad Tetra-lineal 56

Figura 35. Lazo histerético del modelo tetra-lineal. 56

Figura 36. Curva de Capacidad experimentales y ajustadas de los muros ML1A0R0 y ML2A0R0. 58

Figura 37. Desplazamiento sin procesar del ensayo del muro ML1A0R0. 61

Figura 38. Desplazamiento procesado del ensayo del muro ML1A0R0. 61

Figura 39. Función objetivo en función de los parámetros histeréticos del muro ML1A0R0. a) Generación 1 b) Generación 5. 62

Figura 40. Comparativa del lazo 15 del muro ML1A0R0 62

Figura 41. Lazos histeréticos experimental y tetra-lineal de los muros ML1A0R0 y ML2A0R0 63

Figura 42. Historia de la fuerza cortante experimental y tetra-lineal para el muro ML1A0R0. 63

Figura 43. Historia de la fuerza cortante experimental y tetra-lineal para el muro ML2A0R0 64

Figura 44. Parámetros histeréticos de los MAC ensayados por CISMID 65

Figura 45. Base de datos de muros que cuentan con la propiedad v'_m. 66

Figura 46. Resistencia a compresión diagonal y esfuerzo cortante promedio experimental 67

Figura 47. Ratio de esfuerzo cortante vs parámetros de cuantía de acero de refuerzo 68

Figura 48. Relación entre el esfuerzo de corte normalizado y el esfuerzo axial normalizado. 69

Figura 49. Esfuerzo calculado vs esfuerzo experimental para los puntos característicos 70

Figura 50. Curvas de capacidad en muros de albañilería confinada de ladrillo solido artesanal. 71

Figura 51. Distorsiones experimentales de los MAC de ladrillo sólido artesanal 72

Figura 52. Curvas de capacidad experimentales en muros de albañilería confinada de ladrillo tubular. 73

Figura 53. Distorsiones experimentales para los puntos característicos de los MAC de ladrillo tubular. 74

Figura 54. Curvas de capacidad de muros de albañilería confinada de ladrillo KK 18 huecos. 75

Figura 55. Distorsiones experimentales en el punto máximo en función del esfuerzo axial normalizado 76

Figura 56. Espectros de aceleración y desplazamientos de los sismos usados. 81

Figura 57. Escalamiento de registros sísmicos 82

Figura 58. Curva primaria tetra-lineal 83

Figura 59. Resultados del análisis no lineal tiempo historia de los modelos SDOF 85

Figura 60. Algoritmo para el cálculo de $h_{e\ -N}$ 86

Figura 61. Factor de amortiguamiento efectivo del ATH-NL ($h_{e\ -N}$), *para los periodos naturales* $T = 0.1s, 0.3s\ y\ 0.5\ s$ 87

Figura 62. Periodos efectivos para cada modelo analizado. 87

Figura 63. Ductilidad vs h_e *linealizado para* $T = 0.20, a_1 = 0.20, a_2 = 0.00, b_0 = 0.00, b_1 = 0.60$ 88

Figura 64. Regresión entre la Ductilidad ATH-NL y del ATH-LE para $T = 0.20, a_1 = 0.20, a_2 = 0.00, b_0 = 0.00, b_1 = 0.60$ 88

Figura 65. Parámetro γ *en función de* $T\ y\ a_2$ *para todos los parámetros* a_1, b_0 *y* b_1 88

Figura 66. Parámetro γ *en función de* T, $a_2\ y\ b_0$, *para* $a_1 = 0.4\ y\ b_1 = 0.3$ 88

Figura 67. Parámetro γ *en función de* a_1, $b_1\ y\ T$ *para* $a_2 = 0.05\ y\ b_0 = 0.4$ 89

Figura 68. γ *ajustados vs los calculados. a) para los modelos usados en la formulación. b) para los modelos usados en la validación* 90

Figura 69. Esquema del cálculo de F_h 92

Figura 70. Factores F_h *para diferentes periodos naturales* 92

Figura 71. Ajuste de la función F_h *para* $T = 0.4s$ 92

Figura 72. Ajuste de la función F_h *para cada periodo analizado* 93

Figura 73. Parámetro c_1 *en función del periodo natural* 93

Figura 74. Parámetro c_2 *en función del periodo natural* 93

Figura 75. Diagrama de flujo para el AE-NL-ALB 95

Figura 76. Resorte a corte para MAC 97

Figura 77. AE-NL y sistema SDOF equivalente. 98

Figura 78. Esquema del algoritmo del CSM 101

Figura 79. Regresiones para el suelo S1. a) AE-NL-ALB versus ATH-NL. b) CSM ATC40 B versus ATH-NL 104

Figura 80. Regresiones para el suelo S2. a) AE-NL-ALB versus ATH-NL. b) CSM ATC40 B versus ATH-NL 105

Figura 81. Regresiones para el suelo S3. a) AE-NL-ALB versus ATH-NL. b) CSM ATC40 B versus ATH-NL 105

Figura 82. Histograma de frecuencias relativas para los residuos de la regresión en el tipo de suelo S1. a) AE-NL-ALB. b) CSM ATC40B 106

Figura 83. Histograma de frecuencias relativas para los residuos de la regresión en el tipo de suelo S2. a) AE-NL-ALB. b) CSM ATC40B 107

Figura 84. Histograma de frecuencias relativas para los residuos de la regresión en el tipo de suelo S3. a) AE-NL-ALB. b) CSM ATC40B 108

Figura 85. Vivienda de MAC. a) Distribución geométrica y b) Distribución estructural de la edificación 110

Figura 86. Modelo de la vivienda en el programa Stera 3D 113

Figura 87. Curvas espectro de capacidad para cada edificación analizada y para cada dirección114

Figura 88. Graficas del método del espectro de capacidad para la VIV-KKK dirección X y suelo tipo S1 116

Figura 89. Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-KKK en tipo de suelo S1 117

Figura 90. Índices de daño para cada entrepiso de la edificación VIV-KKK para el análisis en la dirección X y suelo S1 117

Figura 91. Índices de daño para cada entrepiso de la edificación VIV-KKK para el análisis en la dirección Y en suelo S1 118

Figura 92. Regresiones de las respuestas de los ATH-NL y AE-NL-ALB de las viviendas analizadas 120

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

LISTA DE SÍMBOLOS

$a_1, a_2\ y\ a_3$: Parámetros de la curva de capacidad tetra-lineal

A_i : Relación de atracción de una luciérnaga a otra

a_p : Aceleración espectral del posible punto de desempeño

a_t: área del acero longitudinal de una de las columnas de confinamiento

a_w es el área de acero transversal en una columna de confinamiento

b_0: Es el parámetro asociado a la degradación de rigidez en el tramo de descarga del modelo tetra-lineal.

b_1: Es el parámetro que indica el pinching del modelo tetra-lineal, es decir cuánto se degrada la rigidez en el tramo de recarga, antes de empezar a endurecerse nuevamente.

b_2: Es el parámetro que controla la degradación de resistencia del modelo tetra-lineal

$c_1, c_2\ y\ c_3$: Parámetros para la obtención de F_h

D : Distorsión obtenida del análisis sísmico

d_p : desplazamiento espectral del posible punto de desempeño

E_m: Módulo de elasticidad de la albañilería

f_f : función objetivo del método de las luciernagas

F_h: Factor de reducción de la respuesta sísmica

F_j: Factor de participación modal del modo de vibrar j

F_i: Fuerza sismica equivalente aplicada en el entrepiso i

f'_b Resistencia a compresión de las unidades de albañilería

f'_m: Resistencia a la compresión característica de la albañilería

G: Generación actual de la luciérnaga

g: aceleración de la gravedad

G_m: Módulo de corte de la albañilería

h_0: factor de amortiguamiento inherente o viscoso

h_e : factor de amortiguamiento efectivo

h_{e-N} : factor de amortiguamiento obtenido de los ATH-NL

h_e : factor de amortiguamiento equivalente o histerético

I: Brillo de la luciérnaga

I_i : Índice de daño

K: Rigidez inicial de la estructura

K_2: Rigidez post fisuración

K_3: Rigidez post fluencia

K_4: Rigidez de la etapa de degradación de resistencia

K_d: Es la rigidez del tramo de descarga

K_m: Es la rigidez secante para el tramo de recarga es decir es la pendiente entre el punto de desplazamiento residual luego de la descarga y el punto de desplazamiento máximo negativo.

K_s: Indica la rigidez degradada al recargar el elemento.

K_y: Es la rigidez secante en el punto de fluencia.

L: es la longitud totol del muro

M: matriz de masas del modelo de n grados de libertad

MFA: Algoritmo de las luciérnagas modificado

Q_i: Cortante del muro en el entrepiso i

P_t: cuantías longitudinales

P_w : cuantía de acero horizontal o de estribos

R: Factor de reducción de resistencia

r_i : Distancia entre las luciérnagas

S1: Tipo de Suelo rígido

S2: Tipo de Suelo intermedio

S3: Tipo de Suelo flexible

$S\ (\omega, h_0)$ = Espectro de respuesta lineal con un factor de amortiguamiento de 5%.

$S\ (\omega, h_e)$: Espectro de respuesta para un factor de amortiguamiento inelástico mayor al 5%.

$S\ (\omega, h)$: respuesta de aceleración del ATH.NL

S : Respuesta de desplazamiento espectral

S_{n_p} : Respuesta de desplazamiento espectral promedio del ATH-NL

s es la separación entre estribos de las columnas de confinamiento

S_A: Factor de reducción de respuesta para la zona de aceleraciones del ATC-40

S_V: Factor de reducción de respuesta para la zona de velocidades del ATC-40

t: es el espesor del muro

T_e : periodo efectivo

T : Periodo natural de la estructura

W : Energía potencial de deformación máxima

ω_e : frecuencia circular efectiva

w_i: peso del entrepiso i

u_i: luciérnaga de N dimensiones

V : Cortante basal de la estructura

V_3 : Velocidad de ondas de corte promedio a 30 metros de profundidad

v'_m Resistencias a compresión diagonal características de los muretes de albañilería

α_j: Factor de masa participativa del modo j

$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3$: coeficientes para el cálculo del esfuerzo promedio del muro

γ: parámetro gamma para el cálculo del factor de amortiguamiento equivalente

Δ_r : Desplazamiento del techo de la edificación

ΔW: Energía histerética disipada en un ciclo

δ_y: Es el desplazamiento asociado al punto de fluencia

δ_m : Es el máximo desplazamiento correspondiente al lazo histerético.

δ'_m : Es el desplazamiento asociado a la degradación de resistencia.

μ: ductilidad medida como la deformación del elemento sobre la deformación de fluencia.

σ_a/f'_m: esfuerzo axial normalizado respecto a f'_m

σ_y, σ_w : Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal respectivamente.

τ: esfuerzo cortante promedio del muro.

ϕ_r : Es la componente del modo j correspondiente al mismo entrepiso donde se mide

ϕ_j : modo de vibrar j en el entrepiso i

LISTA DE SIGLAS

AE-NL: Análisis Sísmico Estático No Lineal

AE-NL-ALB: Análisis Sísmico Estático No Lineal

ASCE/SEI: American Society of Civil Engineers/ Structural Engineering Institute

ATC: Applied Technology Council.

ATH-NL: Análisis Tiempo Historia No Lineal

CISMID: Centro Peruano Japonés de investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres

DMCx: Densidad de muros confinados en la dirección X

DMCy: Densidad de muros confinados en la dirección Y

FEMA: Federal Emergency Management Agency

FONDECYT: Fondo Nacional de Desarrollo Científico, Tecnológico y de Innovación Tecnológica

INEI: Instituto Nacional de Estadística.

LVDT: Transductores de desplazamiento o sensores de desplazamiento.

SRSS: Raíz cuadra de la suma de cuadros de las componentes espectrales de aceleración

SDOF: Sistema de un grado de libertad

MDOF: Sistema de Varios grados de libertad

MAC: Muros de Albañilería Confinada

NTE: Norma Técnica de Edificaciones

NTP: Norma Técnica Peruana

PPD: Posible Punto de Desempeño

SEAOC: Structural Engineers Association of California

Std: Desviación Estándar

UNI: Universidad Nacional de Ingeniería

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

La albañilería confinada es el sistema de construcción conformado por muros de albañilería que poseen elementos de concreto armado en todo su perímetro de tal forma que el muro de albañilería y los elementos de confinamiento se comporten como un solo elemento estructural, lo que se logra al construir primero el muro y luego los elementos de confinamiento de concreto armado. De este modo se garantiza que no exista desplazamientos relativos en la interfaz del muro y el confinamiento. Este sistema estructural es ampliamente usado en zonas sísmicas, ya que tienen un buen comportamiento cuando se construye adecuadamente y siguiendo las recomendaciones de las normativas. Además de ser económico en comparación de otros sistemas estructurales como el concreto armada o el acero estructural. Su uso en la ciudad de Lima se extendió con la migración masiva de los años de 1960 en adelante, pero con la problemática de que la gran mayoría de las edificaciones se construyeron y se siguen construyendo de forma informal y no ingenieril, debido a la falta de recursos económicos de la población y a la alta demanda de vivienda. Esto sumado a que los pobladores de bajos recursos económicos no tienen acceso a los conocimientos técnicos ni a profesionales de la construcción, por lo que construyen sus viviendas de albañilería confinada inadecuadamente y usando materiales que no son para uso estructural. Ejemplo de eso son los ladrillos tubulares o pandereta, así como la utilización del ladrillo sólido artesanal en construcciones de viviendas de tres pisos y más, cuando solo está permitido para estructuras de hasta dos pisos.

Otro factor para la vulnerabilidad de estas viviendas es que las tipologías más comunes de las zonas urbanas emergentes suelen ser rectangulares, con una relación de sus dimensiones en planta de 1 a 2 o 1 a 3, siendo el lado más corto el que tiene acceso a las calles. Esta situación dificulta alcanzar el número necesario de muros confinados capaces de soportar las fuerzas sísmicas, especialmente si no hay apoyo profesional de ingenieros civiles especializados en diseño estructural.

En el laboratorio de Estructuras del Centro Peruano Japonés de investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), han ensayado muros de albañilería confinada de diferentes tipos de materiales, con el fin de conocer su

comportamiento sísmico y de proponer técnicas de reforzamiento económicas. De allí surge la necesidad de desarrollar una metodología de evaluación no lineal estática que nos provea el desempeño sísmico de las viviendas de albañilería confinada. Por ello que en la presente tesis se estudia el comportamiento sísmico experimental de los muros de albañilería confinada, con el fin de proponer expresiones para modelar la curva de capacidad tetra-lineal y el comportamiento histerético de cada tipo de muro estudiado.

Hasta el momento, las metodologías de evaluación sísmica no lineal aplicadas a edificaciones de albañilería confinada se han basado principalmente en análisis tiempo-historia, los cuales requieren un alto costo computacional, además de implicar una mayor complejidad tanto en la generación de los modelos de cálculo como en la selección de registros sísmicos y en la interpretación de resultados.

Frente a estas limitaciones, una práctica común en la comunidad ingenieril ha sido el uso del análisis estático no lineal (Pushover), en combinación con el método del espectro de capacidad y las expresiones propuestas por el Applied Technology Council (ATC-40, 1996) para el cálculo del factor de amortiguamiento equivalente y del factor de reducción de respuesta. Sin embargo, dichas expresiones fueron calibradas específicamente para edificaciones de concreto armado, por lo que su aplicación directa a estructuras de albañilería confinada puede conducir a estimaciones poco representativas. Es en el contexto de este segundo enfoque de análisis donde se enmarca la presente propuesta de tesis.

La finalidad de la tesis es proponer un método de evaluación sísmica que sea usada en la evaluación de estructuras de albañilería confinada típicas en el área de Lima Metropolitana. Para ello se proponen expresiones del factor de amortiguamiento equivalente y factor de reducción de respuesta o también conocidas como ecuaciones de linealización equivalente; para usarse con el método del espectro de capacidad. El método de espectro de capacidad se basa en que la respuesta sísmica de un sistema no lineal de un grado de libertad se puede aproximar usando el análisis lineal con un periodo y un amortiguamiento efectivos.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

La ciudad de Lima se encuentra ubicada en una de las zonas de mayor actividad sísmica del país, estando expuesta a eventos sísmicos de gran magnitud. La historia sísmica muestra que en esta región del país han ocurrido eventos sísmicos

catastróficos, como el terremoto del 28 de octubre de 1746, cuya magnitud fue estimada entre 8.8 a 9.0 Mw. En épocas recientes han ocurrido terremotos de magnitudes moderadas, siendo el último el ocurrido el 3 de octubre de 1974, que tuvo una magnitud de 8.0 Mw y generó daños importantes en la ciudad capital. La revisión de la información histórica muestra que esta región puede estar expuesta a un evento de similar magnitud al del terremoto del año 1746, lo que ocasionaría pérdidas de vidas y económicas (Pulido et al., 2011).

Estudios realizados en el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres muestran que, en la ciudad de Lima y Callao, el 83% de edificaciones están construidas a base de muros de albañilería de arcilla cocida. Además, se indica que el 17.7% de las edificaciones son de 01 pisos, el 43.1% son de 02 pisos, el 18.6% son de 03 pisos y el 3% son de 04 pisos (Diaz et al., 2019).

A esto se suma la vulnerabilidad de las edificaciones autoconstruidas o no ingenieriles basadas generalmente en muros portantes de albañilería. Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) del Perú las viviendas de albañilería no ingenieriles representan aproximadamente el 60% de los edificios en Lima. Los elementos estructurales de estas viviendas no están distribuidos de una manera correcta, debido a la falta de orientación técnica.

Por los motivos expuestos es de vital importancia conocer adecuadamente el comportamiento de las edificaciones de albañilería confinada ya sean ingenieriles o no ingenieriles. Para ello existen varios métodos de análisis sísmicos no lineales de estructuras, pero muchos de ellos son muy complejos y demandan un gran trabajo, como por ejemplo el análisis tiempo historia no lineal de modelos tridimensionales. También existen métodos alternativos más simples que están apoyados en resultados experimentales y simulaciones numéricas, como el método de espectro de capacidad del Applied Technology Council (ATC) y publicado en el documento ATC 40,1996, la cual estima una rigidez y un amortiguamiento equivalentes para estimar el punto de desempeño y así aproximarse a los resultados de análisis no lineales más complejos. Sin embargo, estos métodos aún no han sido adaptados a los materiales y al sistema estructural de albañilería confinada peruano.

1.3. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.3.1. Objetivo General

Desarrollar un método de análisis sísmico inelástico, basado en criterios de desempeño y en resultados experimentales, que permita estimar la respuesta sísmica de estructuras de albañilería confinada, tanto del tipo ingenieril y no ingenieril.

1.3.2. Objetivos específicos

- Recopilar resultados de investigaciones anteriores sobre ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada y complementar la data existente realizando ensayos de muros de albañilería confinada hechos con ladrillo sólido artesanal y ladrillo tubular.
- Calibrar el comportamiento experimental de los muros de albañilería confinada a un modelo matemático que represente sus curvas de capacidad y comportamiento histerético de cada tipología de muro.
- Elaborar expresiones para el cálculo de la curva de capacidad de muros de albañilería confinada hechos con los ladrillos más usados en la ciudad de Lima Metropolitana.
- Obtener expresiones para el amortiguamiento equivalente y factores de reducción de respuesta con el fin de ser usados en análisis no lineales basados en desempeño de muros de albañilería confinada.

1.4. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

En su investigación Astroza y Schmidt (2004) establecieron niveles de deformación para los estados límites de desempeño para muros de albañilería confinada, basándose en diferentes estudios experimentales realizados en Chile, México y Venezuela, donde se concluyó que la capacidad de deformación depende de la unidad de albañilería usada, la presencia de carga vertical y la esbeltez del muro. Además, indicaron que es necesario enriquecer la base de datos de ensayos de muros de albañilería de cada región para mejorar los resultados de distorsiones asociados a los estados límites de desempeño.

A partir del año 1993, en el Centro Peruano Japonés de investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) se han realizado diversos estudios experimentales en muros de albañilería confinada a escala real, usando diferentes tipos de configuración geométrica y diferentes tipos de unidades de albañilería,

como los ladrillos sólido artesanal, tubular industrial y el ladrillo King Kong 18 huecos, esto con el fin de determinar su comportamiento bajo carga lateral cíclica. Todos estos ensayos fueron recopilados por Cárdenas et al. (2014), quienes además determinaron los niveles de deformación asociados a los estados de desempeño de estos muros de albañilería confinada.

En el mismo sentido Diaz et al. (2019) formularon expresiones matemáticas para calcular los esfuerzos cortantes promedios para los puntos característicos de la curva de capacidad tetra-lineal de muros de albañilería confinada. Estas formulaciones se obtuvieron a partir de resultados experimentales de ensayos cíclicos a escala real de diferentes tipos de muros de albañilería confinada de mayor presencia en la construcción en Lima y Callao.

Además, Zavala et al. (2006) desarrollaron un método simplificado para la evaluación sísmica de estructuras de albañilería, mediante el análisis tiempo historia no lineal de un sistema equivalente de un grado de libertad, para lo cual ajustaron los resultados experimentales de cada tipo de muros de albañilería a modelos bilineales. Como resultado de estos análisis se obtuvieron curvas de respuesta sísmica que simplifican la evaluación de edificios de albañilería confinada.

Asimismo, Jacobsen (1930) propuso que el desplazamiento máximo de un oscilador, sujeto a un estado de vibración estacionario, con un mecanismo complejo de disipación de energía, podría calcularse mediante un sistema elástico sustituto con un amortiguamiento y un periodo equivalente.

El Applied Technology Council ATC 40 (1996) presentó el método de espectro de capacidad, con el fin de estimar la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado. Este método consiste en intersecar el espectro de capacidad con el espectro de respuesta reducido, para ello usa expresiones empíricas de amortiguamiento equivalente y factor de reducción de respuesta.

En línea a lo anterior, la Federal Emergency Management Agency (FEMA), en su documento FEMA-440 (2005) desarrolló una evaluación del método propuesto por el ATC-40 y concluyó que para estructuras cuyos periodos naturales son menores a 0.5 segundos, la respuesta calculada usando el método del ATC-40 son largamente sobreestimadas.

Por último, Diaz et al. (2013) propusieron una expresión adaptativa para el factor de reducción de respuesta, que pueden ser ajustados en función del factor de amortiguamiento equivalente.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1. MARCO TEÓRICO

2.1.1. Diseño basado en desempeño

El diseño basado en desempeño consiste en calcular el comportamiento sísmico y el nivel de daño de una edificación tanto de la parte estructural como no estructural. Para ello hace uso del análisis sísmico no lineal a diferencia del diseño convencional, que usa el análisis lineal con procedimientos de diseño establecidos en las normativas. Por ello, debido a que se realiza un análisis sísmico no lineal se puede estimar la magnitud de las deformaciones y distorsiones directamente y así estimar de manera más precisa el estado de daño de la estructura. Los resultados del análisis son comparados con los criterios de aceptabilidad u objetivos de desempeño para tomar decisiones sobre la conformidad del posible estado de daño de la edificación cuando ocurra un sismo (FEMA 440, 2005).

Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño están relacionados directamente a los estados de daño que puede sufrir un edificio durante un evento sísmico. Por lo que, se puede asociar también al costo de construcción, al costo de reparación, al costo de reforzamiento y a la seguridad ofrecida a los ocupantes de la edificación (FEMA 365, 2000). Asimismo, el FEMA 365 (2000) define 4 niveles de desempeño sísmico los que se indican en la *Tabla 1*.

Niveles de demanda sísmica

La demanda sísmica se refiere al nivel del movimiento sísmico esperado en un lugar determinado y se puede medir en términos de la aceleración máxima esperada en un determinado lugar. Esta demanda se puede obtener ya sea por el método probabilístico o por el método determinístico. El método probabilístico consiste en obtener un nivel de sismo o aceleración del suelo asociado a una probabilidad de excedencia en un periodo de retorno definido. Mientras que el método determinístico usa una fuente sísmica con características definidas como la magnitud del evento sísmico, el mecanismo de ruptura, etc., para estimar las aceleraciones, el contenido de frecuencias y la duración del sismo en el sitio de interés; para lo cual hace uso de las leyes de atenuación sísmica del medio donde se propagan las ondas y de las condiciones de sitio del lugar donde nos interese calcular la demanda sísmica. Los movimientos del suelo, para un análisis por

desempeño, se pueden representar ya sea por los registros de aceleración o también denominados registros tiempo historia, o por los espectros de aceleración. En caso de que los espectros de aceleración sean obtenidos por el método determinístico se denominan espectro de peligro uniforme.

Tabla 1. Niveles de desempeño estructural.

Niveles de desempeño	**Daño global**	**Componente estructural**	**Componente no estructural**
Operacional	Muy leve	No hay desplazamiento residual. Se mantiene la rigidez inicial. Fisuras muy leves en las tabiquerías y elementos estructurales.	Daño insignificante. Los servicios básicos están disponibles.
Ocupación inmediata	Leve	La ocupación post sismo es seguro. Daño estructural leve. Se conserva gran parte de la rigidez inicial. Se requerirá algunas reparaciones leves. El riesgo para la vida de los ocupantes es muy bajo.	El equipamiento está seguro. Daño leve de los componentes arquitectónicos. Los servicios básicos pueden no estar disponibles.
Seguridad de Vida	Moderado	Hay cierto desplazamiento residual. Ocurre daño significativo de la estructura. Aún hay cierta rigidez inicial. Pueden ocurrir lesiones a los ocupantes, pero con bajo riesgo para la vida de estos. La reparación puede ya no ser económica. Se tiene que reparar antes de reocupar.	Hay daño en las divisiones, pero no hay fallos fuera de su plano. Los sistemas eléctricos y mecánicos pueden estar dañados, pero no hay mayor riesgo de caída de los componentes.
Prevención del colapso	Severo	El desplazamiento residual es grande. La degradación de rigidez es alta. El daño de los elementos estructurales es grande y están al borde del colapso. Hay degradación de la capacidad de carga vertical. Puede haber caída de escombros, por lo que el riesgo para la vida de los ocupantes es alto. La reparación puede ser técnicamente no práctica y muy costosa.	La tabiquería puede colapsar. Los componentes arquitectónicos pierden su estabilidad y colapsan.

FUENTE: Adaptado del FEMA 356 (2000)

Los niveles de demanda sísmica más usados por los ingenieros se muestran en la Tabla 2, donde se observan las aceleraciones máximas probabilísticas del

terreno para el tipo de suelo S1 de la ciudad de Lima, de acuerdo con Aguilar et al. (2017), y se asocian estas aceleraciones con los niveles de demanda sísmica y periodos de retorno del sismo, establecidos por el FEMA 356 (2000) y el Structural Engineers Association of California (SEAOC) en el documento SEAOC-Vision 2000 (1995).

Tabla 2. Niveles de demanda sísmica.

Nivel de Sismo	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno promedio (años)	Aceleración pico del suelo (g)
Muy leve	50% en 30 años	43	0.15
Leve	50% en 50 años	72	0.20
Moderado	20% en 50 años	225	0.33
Severo	10% en 50 años	475	0.45
Raro	5% en 50 años	975	0.58
Muy raro	2% en 50 años	2475	0.68

Fuente: Adaptado de Aguilar et al. (2017)

Objetivos de desempeño

Los objetivos de desempeño consisten en la combinación de un nivel de desempeño sísmico y un nivel de demanda o peligro sísmico, cabe mencionar que se puede tener más de un objetivo de desempeño. Los objetivos de desempeño se deben seleccionar de tal forma que haya un balance entre la seguridad estructural de la edificación y el costo de construcción, de reparación o de reforzamiento. La Tabla 3 muestra los objetivos de desempeño Básicos (OB), esenciales (OE), y críticos (OSC) extraídos y adaptados del FEMA 365, 2000 y del SEAOC-Vision 2000 (1995). La “X” indican un objetivo de desempeño no permitido.

Tabla 3. Objetivos de desempeño.

Nivel de Sismo	Periodo de retorno (años)	Niveles de desempeño (Daño)			
		Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del colapso
		Muy leve	Leve	Moderado	Extensivo
Muy leve	43	OB	X	X	X
Leve	72	OE	OB	X	X
Moderado	225	OE	OB	X	X
Severo	475	OSC	OE	OB	X
Raro	975	OK	OSC	OE	OB
Muy raro	2475	OK	OK	OSC	OE

Fuente: FEMA 356 (2000) y SEAOC-Vision 2000 (1995).

Donde:

- OB: Es el objetivo de desempeño básico, cuya exigencia es la mínima para edificaciones comunes.
- OE: Objetivo de desempeño esencia, se usa usan para edificaciones importantes o que alberguen cantidad de personas.
- OSC: Objetivo de desempeño Critico, se usa para edificaciones muy importantes, como hospitales y oficinas gubernamentales entre otros.
- X: Estado de desempeño no permitido.

2.1.2. Análisis sísmico no lineal

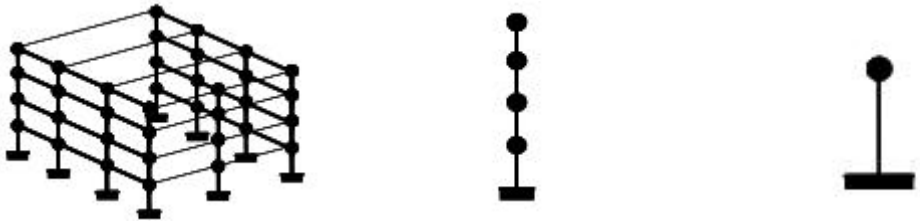
El análisis sísmico no lineal se usa para determinar de forma directa el comportamiento de una estructura; en contraste con los métodos de análisis lineales, los cuales determinan la respuesta sísmica de forma implícita o indirecta, usando factores para obtener la respuesta de desplazamiento. Los análisis no lineales ayudan en cambio a predecir los mecanismos de falla de la estructura, debido a que los modelos no lineales incluyen la degradación de rigidez, degradación de resistencia y el comportamiento histerético de los elementos estructurales.

El procedimiento de análisis consiste en generar un modelo no lineal de la estructura, al cual se le someterá a la representación de un sismo, ya sea en forma de registro de aceleraciones (Análisis no lineal Tiempo Historia) o en forma de aceleraciones espectrales (Análisis no lineal Estático). Los resultados del análisis son denominados respuesta sísmica y pueden consistir en respuestas globales de la estructura, respuestas por cada entrepiso o respuestas por elemento estructural. Estos resultados pueden ser desplazamientos, distorsiones, aceleraciones o fuerzas (FEMA 356, 2000).

Los análisis no lineales se clasifican según como se representa la demanda sísmica, en el caso del Análisis Tiempo Historia No Lineal (ATH-NL) el sismo es representado por el registro de aceleración en la base de la estructura, mientras que para el análisis sísmico estático no lineal (AE-NL) el sismo es representado por un espectro de pseudo aceleración.

Cada uno de estos análisis pueden tener diferentes grados de complejidad, dependiendo del nivel de detalle del modelo estructural. Por ejemplo, se puede realizar análisis sísmicos detallados sobre modelos 3D de muchos grados de libertad, sobre modelos planos 2D, o análisis simplificado sobre modelos masa

resorte de múltiples grados de libertad (MDOF) o sobre un modelo equivalente de un grado de libertad (SDOF). En cada uno de estos modelos se puede aplicar el análisis tiempo historia o análisis estático no lineales.



a) b) c)

Figura 1. Modelos no lineales. a) Modelo 3D, b) Modelo MDOF, c) Modelo SDOF. Fuente FEMA 440 (2005)

Por otro lado, los elementos estructurales como columnas, vigas y muros, generalmente se representan con rotulas plásticas ya sea a flexo compresión y/o rotulas a cortante, las mismas que simbolizan el comportamiento no lineal de los elementos e incluyen los modelos constitutivos de los materiales que lo conforman.

Análisis sísmicos no lineal tiempo historia (ATH-NL)

El ATH-NL consiste en resolver la ecuación de movimiento, Ecuación (1), para el sistema no lineal, al ser sometido a un registro de aceleración sísmica en su base. La solución de esta Ecuación matricial se puede realizar en el dominio del tiempo o en el dominio de las frecuencias, mediante el uso de métodos numéricos. En la Ecuación (1) se aprecia la, la matriz de amortiguamiento C, la matriz de rigidez no lineal $K_{(x)}$, y los vectores $X_{(t)}$, $\dot{X}_{(t)}$, $\ddot{X}_{(t)}$, estos últimos representan las respuestas de aceleración, velocidad y de desplazamiento del modelo estructural de n GDL. El termino $\ddot{x}_{s\,(t)}$ es el registro de aceleración del suelo, mientras que I_1 es un vector cuyos elementos son 1. El producto de $K_{(x)}X_{(t)}$ representa el comportamiento histerético de la estructura y brinda el carácter no lineal a la Ecuación (1) (Chopra, 2014).

$$M\,\ddot{X}_{(t)} + C\,\dot{X}_{(t)} + K_{(x)}X_{(t)} = -M\,I_1\,\ddot{x}_{s\,(t)} \qquad (1)$$

Los registros sísmicos usados pueden ser obtenidos deterministamente o pueden ser los registrados durante un evento real y escalados adecuadamente al nivel de demanda sísmico deseado. El proceso de escalamiento se realiza siguiendo las recomendaciones de normas o reglamentos.

Análisis sísmico estático no lineal (AE-NL)

El Análisis Estático No Lineal (AE-NL) es un procedimiento aproximado que consiste primero en obtener la curva de capacidad de la estructura o curva PUSHOVER. Esta curva representa la capacidad de la estructura para resistir la demanda sísmica. La construcción de la curva de capacidad se basa en obtener la cortante basal en función del desplazamiento del techo o de un piso determinado de una estructura. Luego de obtener la curva de capacidad se lo convierte en un espectro de capacidad de desplazamiento versus aceleración, para luego compararlo, en la misma escala, con la curva de demanda sísmica. La curva de demanda sísmica para este método es el espectro sísmico de pseudo aceleración vs el espectro de pseudo desplazamiento. El espectro de pseudo aceleración puede ser un espectro de algún reglamento o el espectro de peligro uniforme o el espectro de algún sismo registrado.

Es preciso mencionar que los métodos de AE-NL se deben usar solo en estructuras que tengan un comportamiento regular y no en estructuras con irregularidad torsional o efectos considerables de modos superiores ATC-40 (1996).

Existen varias versiones para el AE-NL, dentro de los más usados se encuentran el Método del Espectro de Capacidad (CSM), publicado por la Applied Technology Council (ATC) en su documento ATC-40 (1996), o el Método de Coeficientes del FEMA 356 (2000). Ambos métodos tienen diferentes actualizaciones en sus ecuaciones, ya que están basados en resultados empíricos de ATH-NL para diferentes tipos de estructuras.

La presente tesis tiene como referencia el método del espectro de capacidad (CSM) del ATC-40, el cual se basa en el hecho de que la respuesta máxima de un sistema inelástico oscilatorio de un solo grado de libertad puede ser aproximado usando un sistema equivalente elástico con una rigidez reducida y un amortiguamiento incrementado equivalentes (Gulkan y Sozen, 1974).

El CSM consiste en representar gráficamente la curva de capacidad de la estructura para luego compararla con el espectro de aceleración reducido. Para obtener el espectro de aceleración reducido se hace uso de relaciones empíricas como el factor de amortiguamiento efectivo (h_e) y el factor de reducción de respuesta (F_h).

El factor de amortiguamiento efectivo (h_e) representa la capacidad de liberar energía de una estructura al ser deformado, y depende básicamente de su comportamiento histerético. Se puede calcular como la suma del factor de amortiguamiento viscoso o inherente a la estructura (h_0) más el factor amortiguamiento histerético (h_e), tal como se observa en la Ecuación *(2*). De acuerdo con el ATC-40 (1996), el método del espectro de capacidad asume que el amortiguamiento histerético es proporcional a la energía liberada por el amortiguador equivalente o al área encerrada por el lazo histerético (ΔW), e inversamente proporcional a la energía potencial del sistema deformado (Ws), tal como se observa en la Ecuación *(3*). Mientras que el factor de amortiguamiento viscoso h_0 se considera igual a 0.05 de acuerdo con la NTE E.030 (2020). Además, en el caso de resonancia de la vibración estacionaria del sistema SDOF $\omega = p$, el h_e ya no depende de las frecuencias del sistema ni de la excitación.

$$h_e = h_e + h_0 \qquad (2)$$

$$h_e = \frac{1}{4\pi} \times \frac{\omega}{p} \times \frac{\Delta W}{\mathrm{Ws}} \qquad (3)$$

Donde:

ω = Frecuencia natural del sistema.

p = Frecuencia de excitación externa.

ΔW = Energía histerética disipada en un ciclo.

W = Energía potencial de deformación máxima.

El ATC-40 (1996) propone la Ecuación *(4*) para el factor de amortiguamiento equivalente h_e a usarse en estructuras de concreto armado. Esta ecuación se desprende de reemplazar el área del lazo histerético del modelo bilineal (ver Figura 2) en la Ecuación *(3*).

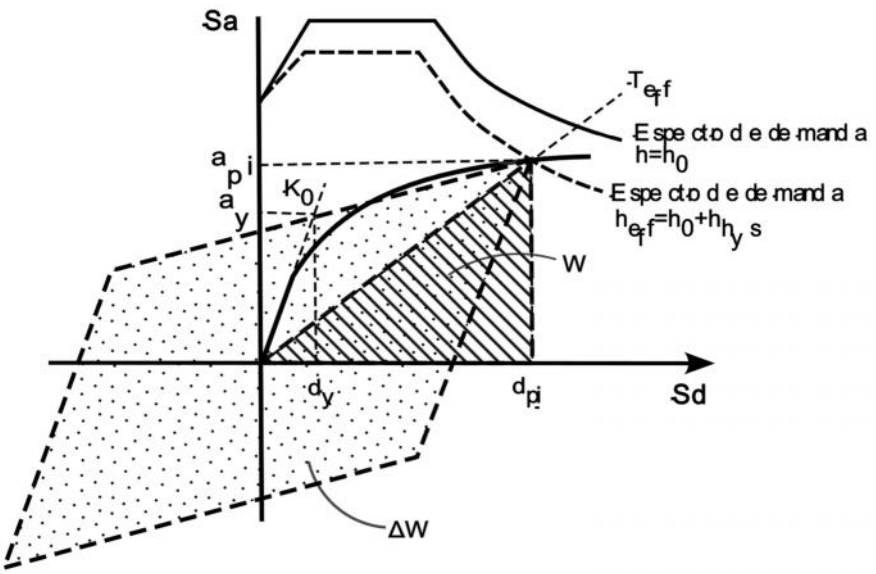


Figura 2.Histéresis bilineal y método del espectro de capacidad del (ATC-40, 1996)

$$h_e = \frac{0.637\,\kappa\,(a_y d_p - a_p\,d_y)}{a_p\,d_p} + h_o \qquad (4)$$

Donde κ es un factor de ajuste para tener en cuenta los diferentes tipos de comportamiento histerético en las estructuras de concreto armado. Así el ATC-40 indica tres tipos de comportamiento histerético, el Tipo A representa a estructuras con comportamiento similar al modelo elásto-plástico, el Tipo B representa a las estructuras con moderada reducción del área del lazo histerético, y que se asemejan al modelo de rigidez degradada, mientras que el Tipo C se representa a estructuras con un comportamiento histerético pobre, resultando en valores bajos de amortiguamiento equivalente como en los modelos de rigidez y resistencias degradadas. Los valores de κ se muestran en la Tabla 4, mientras que las gráficas del h_e se muestran en la Figura 3.

Tabla 4. Valores de κ.

Comportamiento histerético	h_e	κ
Tipo A	≤0.1625	1
	>0.1625	$1.13 - 0.51(\pi/2)h_e$
Tipo B	≤0.25	0.67
	>0.25	$0.845 - 0.446(\pi/2)\,h_e$
Tipo C	-	0.33

Fuente: ATC-40 (1996)

Al usar el CSM del ATC-40 el factor de reducción de respuesta depende de la región espectral en la que se ubica el posible punto de desempeño, así para la región espectral de aceleraciones, periodo efectivo menor que T_p, se usa el S_A,

mientras que, para la zona espectral de velocidades, periodo efectivo mayor que T_p, se usa el S_V, tal como se muestra en las ecuaciones (5) y (6).

$$S_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(100 * h_e)}{2.12} \quad (5)$$

$$S_V = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(100 * h_e)}{1.65} \quad (6)$$

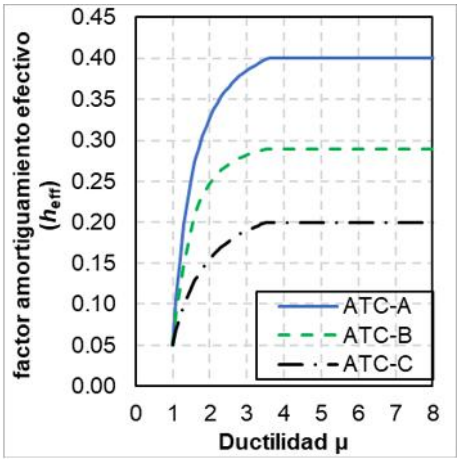
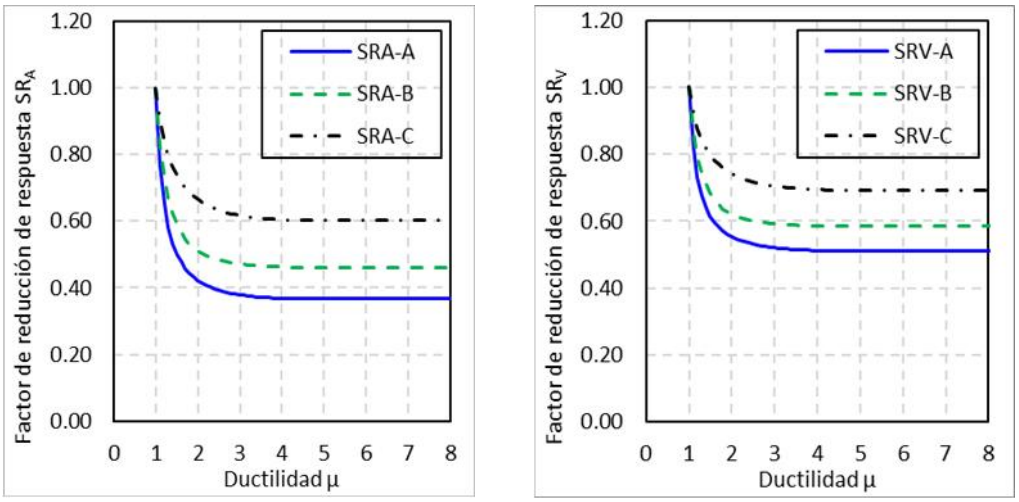


Figura 3. Factor de amortiguamiento efectivo del ATC-40.

La Figura 4-a) y Figura 4-b) muestra el factor de reducción de respuesta del ATC.40 para los diferentes tipos de estructuras (tipo A, B y C), en función de la ductilidad.



a) S_A *b) S_V*

Figura 4.Factores de reducción de respuesta. a) S_A y b) S_V del ATC-40 (1996).

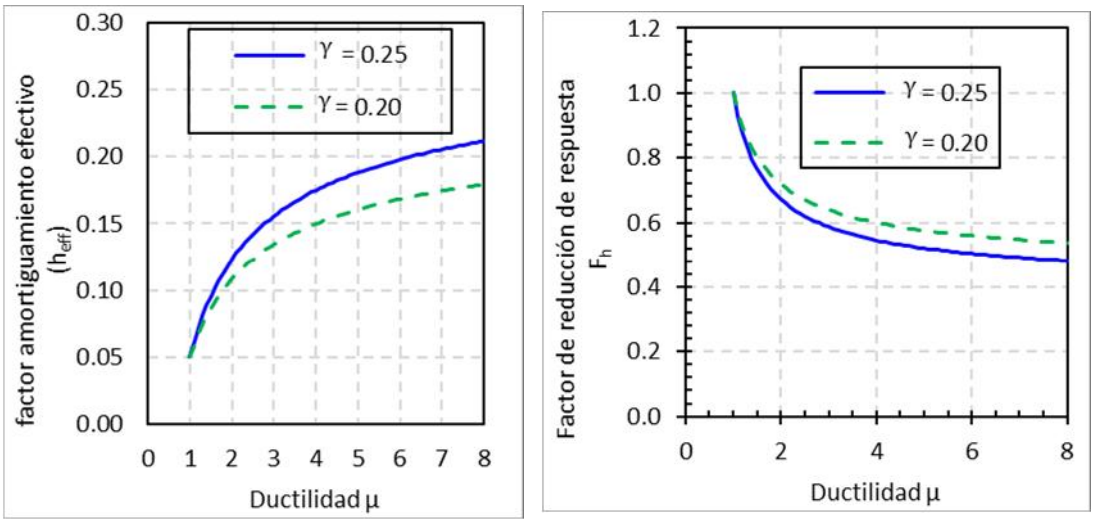
Diferentes autores han planteado ecuaciones similares para ser usados con el CSM, y todas se basan en resultados de simulaciones tiempo historia de diferentes

tipos de estructuras. Por ejemplo, el "Japanese Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism" (MLIT) en su documento MLIT No. 1457-6 (2000) sugiere el uso de la Ecuación (7) para el cálculo de factor de amortiguamiento equivalente, y el uso de la Ecuación (8) para el factor de reducción de respuesta (F_h).

$$h_e = \gamma(1 - \frac{1}{\mu^{0.5}}) + 0.05 \quad (7)$$

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10 * h_e} \quad (8)$$

Donde $\gamma = 0.25$ para estructuras de concreto armado y estructuras de acero en flexión, mientras que $\gamma = 0.20$ para estructuras de concreto armado con efectos de endurecimiento y ablandamiento en su histéresis (pinching) relacionadas al agrietamiento por corte. La *Figura 5*-a) y *Figura 5*-b) muestra las relaciones entre la ductilidad y los factores h_e y F_h usados por el MLIT N° 1457-6, (2000).



a) Factor de Amortiguamiento efectivo

b) Factor de reducción de respuesta F_h

Figura 5. h_e y F_h para el MLIT N° 1457-6, (2000).

Por otro lado, Diaz et al. (2013) proponen la función adaptativa mostrada en la Ecuación (*9*) y la Ecuación (10) para el factor de reducción de respuesta, la cual tiene en cuenta el factor de amortiguamiento (h_e). El autor propuso valores para los coeficientes $c_1 = 1.1$, $c_2 = \alpha$ y $c_3 = \alpha + 40$, donde α puede calibrarse tanto para vibraciones estacionarias como para vibraciones no estacionarias como es el caso de los movimientos sísmicos.

$$F_h = \frac{S\ (\omega, h_e)}{S\ (\omega, h_0)} = \sqrt{\frac{c_1 + c_2.(h_e)^2}{1 + c_3.(h_e)^2}} \quad (9)$$

$$F_h = \sqrt{\frac{1.1 + \alpha.(h_e)^2}{1 + (\alpha + 40).(h_e)^2}} \qquad (10)$$

La *Figura 6* muestra la relación entre h_e y F_h para diferentes valores del parámetro α.

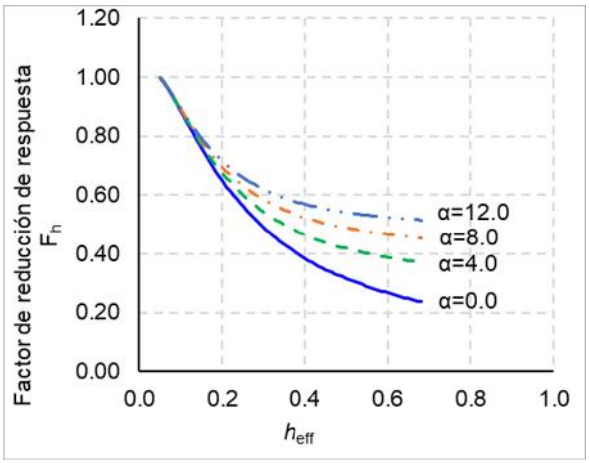


Figura 6. Factores de reducción de respuesta F_h.según Diaz et al. (2013)

2.1.3. Comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada

Los muros de albañilería confinada (MAC) tienen un comportamiento no lineal inelástico frente a cargas laterales, por ello si se desea obtener la respuesta sísmica de forma más precisa se usan modelos no lineales para representar su curva de capacidad y comportamiento histerético. Por ejemplo, Sugano et al. (2014) estudiaron los resultados experimentales de los Muros de Albañilería Confinada, ensayados en el laboratorio de estructuras del Centro Peruano Japonés de investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). y propusieron el modelo tetra-lineal para representar la curva de capacidad de los muros. La Figura *7* muestra la curva tetra-lineal propuesta, en la que se puede observar cuatro puntos de inflexión, el punto de fisuración (PC), el punto de Fluencia (PY), el punto de Máxima resistencia (PM) y el punto de resistencia ultima (PU).

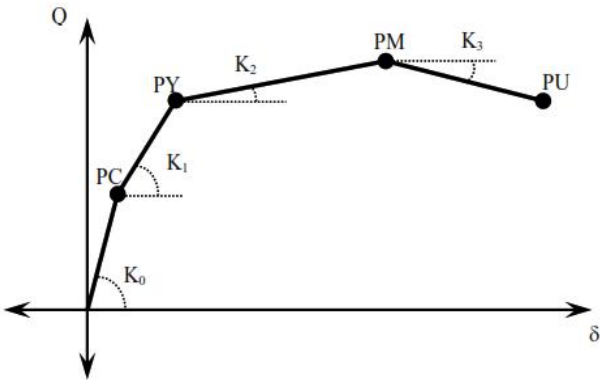


Figura 7. Curva primaria tetra-lineal para muros de albañilería confinada
Fuente: Sugano et al. (2014)

Del mismo modo, la incursión en el rango no lineal de los MAC está asociado al daño de los muros, así Cárdenas et al. (2014) identifican estados de daño en función de los patrones de fisuración para los MAC, los que se describen a continuación.

- Estado elástico. Comprende la zona elástica del muro, desde el estado no deformado hasta la ocurrencia de las primeras fisuras horizontales, este punto es denominado como punto de fisuración (PC). En este estado el muro aún no ha sufrido una degradación de su rigidez inicial.
- Estado post elástico. Es el estado posterior a la aparición de las primeras fisuras horizontales hasta la aparición de la primera fisura diagonal en las zonas de tracción diagonal del muro, este punto es conocido como punto de fluencia del muro (PY). Hay una degradación leve de la rigidez del muro y un daño leve.
- Estado de fluencia. Comprende el estado posterior a la fluencia del muro (PY) hasta el punto de máxima resistencia del muro (PM). Hay un incremento considerable en deformación en el muro y un ligero incremento en la resistencia. El daño en esta etapa va desde un estado moderado a un daño severo.
- Estado ultimo. Se caracteriza por la disminución de la resistencia del muro, hasta llegar a la falla del muro (PU). El daño en esta etapa es muy severo.

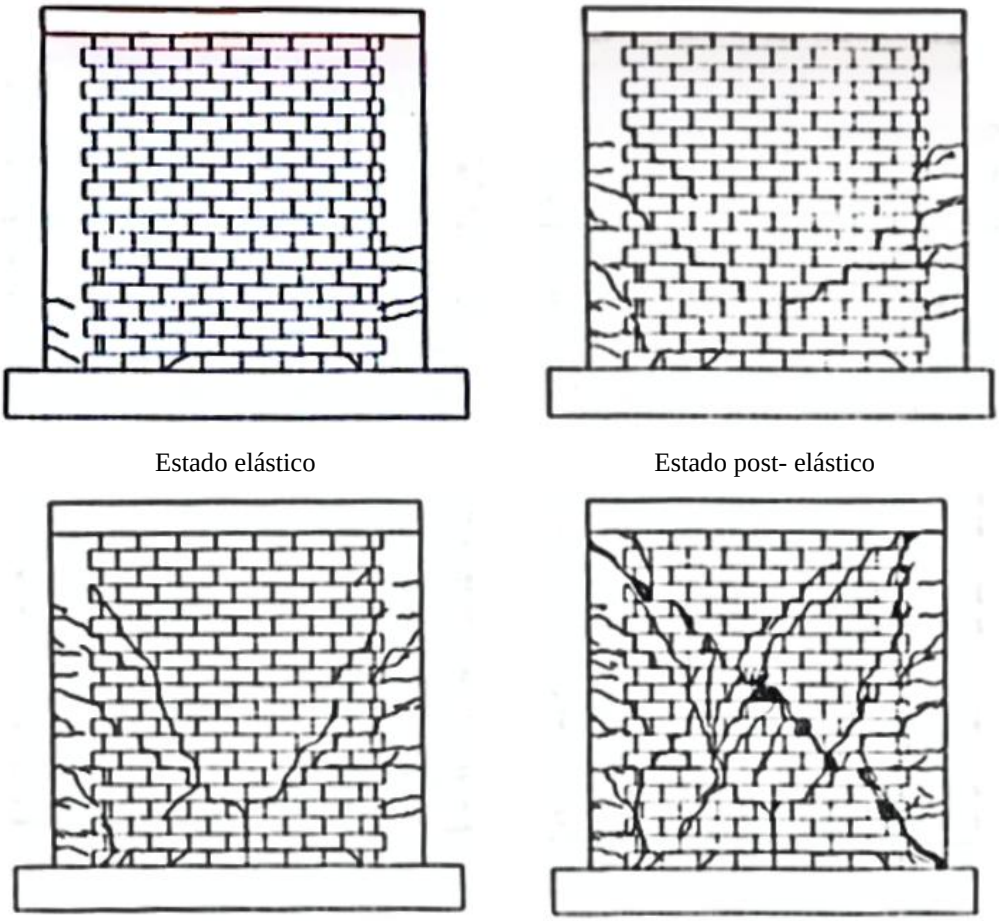


Figura 8. *Estados de daño de los muros de albañilería confinada.*
Fuente: Cárdenas et al. (2014)

En el mismo sentido Diaz et al. (2019) desarrollaron la Ecuación (11) para el cálculo de las resistencias de los puntos característicos de la curva de capacidad tetra-lineal de los MAC construidos con ladrillos king kong 18H, sólido artesanal y tubular. Para ello se basaron en resultados experimentales de 42 MAC ensayados en el CISMID. Esta Ecuación calcula el esfuerzo de corte promedio de los MAC en función del f_m, la cuantía de acero longitudinal y transversal de las columnas de confinamiento y del esfuerzo axial promedio del muro. También se menciona que la fórmula propuesta es válida para esbelteces comprendidas entre 0.6 y 1.3, ya que para muros con esbeltes elevadas son susceptibles a la falla por flexión.

$$\frac{\tau}{f_m} = \beta_0 + \beta_1 \left(\frac{P_t \cdot \sigma_y}{f_m}\right)^{0.7} + \beta_2 \left(\frac{P_w \cdot \sigma_w}{f_m}\right) + \beta_3 \left(\frac{\sigma_0}{f_m}\right) \qquad (11)$$

Donde

τ: Es el esfuerzo cortante promedio del muro para un punto notable.

f_m: Es la resistencia a compresión de las pilas de albañilería.

P_t: Cuantía de acero longitudinal ($a_t/(t \cdot l)$)

P_w : Cuantía de acero transversal ($a_w/(t \cdot s$) ≤ 0.012)

a_t: Área de acero longitudinal de una columna de confinamiento (Acero a tracción)

a_w: Área de acero transversal en una columna de confinamiento.

σ_y, σ_w : Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal respectivamente.

σ_0: Esfuerzo axial promedio del muro.

L: Longitud total del muro.

l: Longitud efectiva del muro ($\approx 0.9L$)

t: espesor del muro

Los coeficientes β_0, β_1, β_2 y $\beta_3$se muestran en la Tabla 5, para cada punto característico de la curva de capacidad.

Tabla 5. Coeficientes para usarse en la Ecuación (11).

Coeficiente	Fisuración (PC)	Fluencia (PY)	Máximo (PM)	Ultimo (PU)
β_0	0.000	0.000	0.000	0.000
β_1	0.000	0.000	0.054	0.221
β_2	0.249	0.429	0.432	0.077
β_3	0.221	0.175	0290	0.503

Fuente: Diaz et al. (2019)

En cuanto a la capacidad de desplazamiento de los MAC el mismo autor, Diaz et al. (2019), propone distorsiones en función al tipo de unidad de albañilería, los cuales se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Distorsiones representativas para el modelo tetra-lineal de MAC

Tipo de unidad de albañilería	Fisuración (PC)	Fluencia (PY)	Máximo (PM)	Ultimo (PU)
Industrial (KK 18H)	0.6	1.9	7.6	11.7
Sólido artesanal	0.4	1.3	3.5	8.0
Tubular	0.4	0.6	1.9	3.7

Fuente: Diaz et al. (2019)

En el Capítulo IV se propone una actualización de la Ecuación (11), y de los valores de las distorsiones de la Tabla 6.

2.1.4. Niveles de daño e índices de daño para muros de albañilería confinada

Comúnmente el daño de una estructura o elemento estructural es medido usando las distorsiones de entrepiso, el cual es una medida de la deformación relativa del elemento. En el caso de los muros de albañilería es más practico usar el índice de

daño en lugar de la distorsión, debido a que el índice de daño es una escala que mide no solo la deformación relativa del elemento, sino también la capacidad de deformación de cada uno de los tipos de MAC. Esta escala fue propuesta por el CISMID (2020), y propone niveles de daño desde el nivel de no daño hasta el colapso técnico, con índices de daño que van desde 0 hasta 5 (Figura 9)

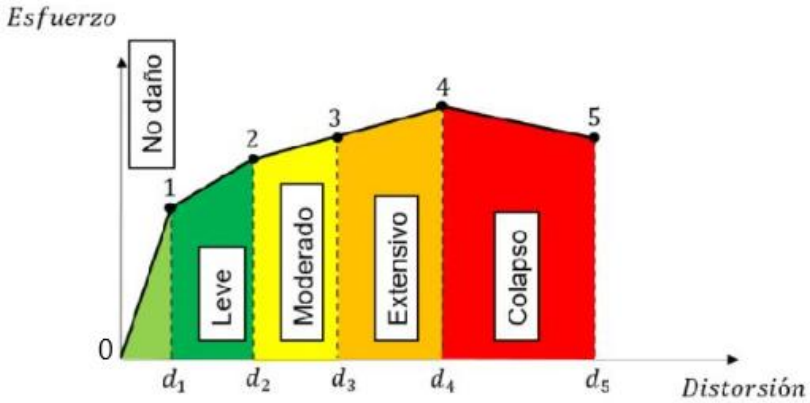


Figura 9. Niveles de daño e índices de daño.
Fuente: CISMID (2020)

Los índices de daño están asociados a las distorsiones de cada tipología de MAC y a sus respectivos puntos característicos, es decir a los puntos de fisuración, fluencia, resistencia máxima y estado ultimo. El punto 3 es un punto que se encuentra entre los estados de fluencia del muro y de resistencia máxima e indica el nivel de seguridad de vida para los ocupantes. La Tabla 7 muestra la relación entre las distorsiones y los índices de daño de los MAC (CISMID, 2020).

Tabla 7. Índices de daños y distorsiones para cada nivel de daño.

Nivel de daño	**Índice de daño límite superior**	**Distorsiones limites superior (x 10^{-3})**	
		Sólido Artesanal	**Tubular industrial**
No daño (ND)	1	0.40	0.40
Leve (L)	2	1.10	0.80
Moderado (MD)	3	2.80	1.00
Extensivo (EX)	4	3.50	1.50
Colapso (CO)	5	7.70	2.30

Fuente: CISMID (2020)

En el Capítulo 5.5 se propondrán una actualización de valores de los índices de daños en función del tipo de ladrillo y del esfuerzo axial de los MAC.

2.1.5. Modelo histerético para muros de albañilería confinada

Para representar el comportamiento histerético de los MAC se usó el modelo tetra-lineal, desarrollado por Saito (2019), y usado por Diaz et al. (2019) para representar a los MAC, ya que puede replicar adecuadamente el comportamiento

histerético observado durante los ensayos cíclicos; debido a que posee efectos de degradación de rigidez, degradación de resistencia, además de poseer el efecto de endurecimiento y ablandamiento de los lazos histeréticos (*pinching)*. La Figura 10 muestra el modelo histerético tetra-lineal que se usará en la presente tesis para representar el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada.

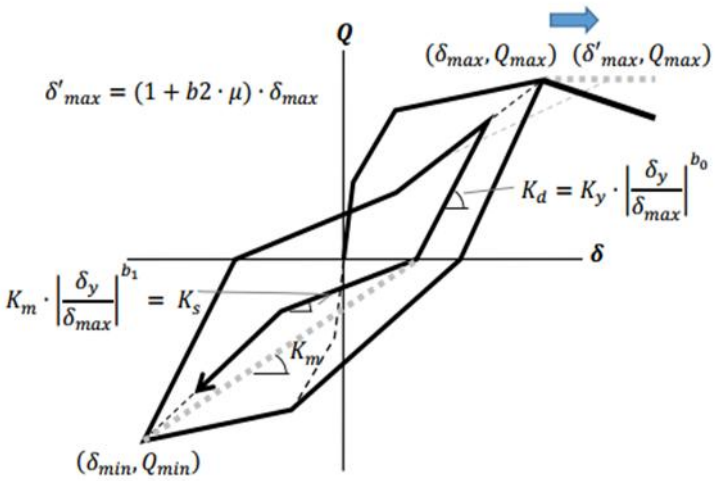


Figura 10. Curva histerética tetra-lineal.
Fuente: Saito (2019)

Las ecuaciones (12), (13*)* y (14*)* definen el comportamiento histerético tetra-lineal, donde los parámetros b_0, b_1, b_2 se calibran para ajustar el comportamiento del material (Saito, 2019).

$$K_d = K_y \cdot \left|\frac{\delta_y}{\delta_m}\right|^{b_0} \tag{12}$$

$$K_s = K_m \cdot \left|\frac{\delta_y}{\delta_m}\right|^{b_1} \tag{13}$$

$$\delta'_m = (1 + b_2 \cdot \mu) \cdot \delta_m \tag{14}$$

Donde:

K_y: Es la rigidez secante en el punto de fluencia.

K_d: Es la rigidez del tramo de descarga

K_m: Es la rigidez secante para el tramo de recarga es decir es la pendiente entre el punto de desplazamiento residual luego de la descarga y el punto de desplazamiento máximo negativo.

K_s: Indica la rigidez degradada al recargar el elemento.

δ_y: Es el desplazamiento asociado al punto de fluencia

δ_m : Es el máximo desplazamiento correspondiente al lazo histerético.

δ'_m : Es el desplazamiento asociado a la degradación de resistencia.

b_0: Es el parámetro asociado a la degradación de rigidez en el tramo de descarga.

b_1: Es el parámetro que indica el pinching, es decir cuánto se degrada la rigidez en el tramo de recarga, antes de empezar a endurecerse nuevamente.

b_2: Es el parámetro que controla la degradación de resistencia

2.1.6. Método de las luciérnagas modificado

El método de las luciérnagas es un método de optimización de parámetros muy usado en la ingeniería. Este método está inspirado en el comportamiento grupal de las luciérnagas y consiste en definir una población de parámetros que irán cambiando en cada generación hasta obtener la combinación de parámetros optima. Los parámetros óptimos son aquellos que minimizan la función objetivo o función error. Para la aplicación del método se define primero el espacio vectorial de posibles soluciones para cada parámetro a optimizar, donde D es el número de parámetros a optimizar. Luego los vectores u_i son los vectores conformados por los parámetros a optimizar, y se denominan luciérnagas, con $i = 1, 2, 3, \dots, N$, N representa el tamaño de la población de luciérnagas (Zaman y Sikder, 2015).

$$u_i = (u_{i,1}, u_{i,2}, u_{i,3}, \dots, u_{i,D}) \qquad (15)$$

La primera generación de luciérnagas ($G = 1$) se obtiene aleatoriamente de una distribución uniforme dentro del espacio vectorial de dimensión D. Las siguientes generaciones se obtienen siguiendo el algoritmo de las luciérnagas modificado, para ello se hace uso de la función de optimización, f_f Esta función compara la data experimental con el modelo matemático al que se desea ajustar. En cada generación se calcula f_f para cada una de las N luciérnagas. El valor de f_f es denominado brillo de las luciérnagas y se usa para obtener las luciérnagas mejoradas de la siguiente generación, ya que las luciérnagas con mayor brillo atraen hacia ellas a las luciérnagas de menor brillo. La Ecuación (16) muestra cómo se realiza el cálculo del brillo (Zaman y Sikder, 2015).

$$f_{f\ (u_i)} = -[\sum_{k=1}^{P}(X_{e\ \ } - X_{t\ \ })^2 + \sum_{k=1}^{P}(Y_{e\ \ } - Y_{t\ \ })^2] \qquad (16)$$

Donde X e Y representa la variable independiente y la variable dependiente de la relación matemática que se desea ajustar, por ejemplo, en el caso de que se desee ajustar los lazos histeréticos experimentales a un modelo histerético

definido, X podría ser los desplazamientos e Y las fuerzas resistentes del elemento estructural.

Las luciérnagas mejoradas para cada generación se calculan con las ecuaciones (17) a la (21), donde G representa la generación actual y $(G+1)$, la nueva generación. Las ecuaciones mencionadas indican que una luciérnaga es atraída hacia otra luciérnaga que tiene mayor brillo, de acuerdo con la relación de atracción (A_i) de la luciérnaga j hacia la luciérnaga i (Zaman y Sikder, 2015).

$$A_i = \begin{cases} A_0 e^{-\sigma r_i^2}, & si\ I_j > I_i \\ 0, & o\ c \end{cases} \tag{17}$$

Donde A_0 depende de la generación G y se calcula como:

$$A_{0\,(G)} = 1.1 - 0.8\frac{1-G}{1-G_m} \tag{18}$$

Mientras que r_i es el módulo o distancia euclidiana entre las luciérnagas $j\ e\ i$.

$$r_i = \left|u_j^G - u_i^G\right| \tag{19}$$

El valor de σ se introduce para controlar la rapidez en la que el algoritmo converge hacia la luciérnaga más brillante, así evitar una convergencia prematura hacia un máximo local, por ello Zaman y Sikder (2015) proponen usar el siguiente valor para σ.

$$\sigma_G = 2(7^{-G/G}) \tag{20}$$

Con ello se calculan las luciérnagas de la generación $G+1$, usando la expresión(21)

$$u_i^{G+1} = u_i^G + A_i\left(u_j^G - u_i^G\right) + \rho v_i^G \tag{21}$$

Donde v_i^G es un vector aleatorio tomado de una distribución Gaussiana y ρ es un parámetro que depende de cada generación y se calcula usando la Ecuación (22)

$$\rho_G = \begin{cases} 0.1e^{-G/G}, & si\ I_j > I_i \\ 0, & o\ c \end{cases} \tag{22}$$

En la presente tesis se usará este algoritmo para calibrar los parámetros del modelo tetra-lineal, de tal forma que se ajusten al comportamiento experimental de los muros de albañilería confinada.

2.2. MARCO CONCEPTUAL

2.2.1. Albañilería confinada

Se refiere a las estructuras cuyo sistema estructural esta construidos a base de muros de albañilería de ladrillo confinados en sus 4 bordes. El confinamiento consiste en colocar elementos de concreto armado tales como, columnetas, vigas soleras y cimiento corrido, de tal forma que no haya desplazamientos relativos en las interfaces del confinamiento y el muro de ladrillo, para ello la conexión entre el muro de albañilería y los elementos de confinamiento se realiza de tal forma que ambas partes se comporten como un sistema integrado, con ese fin es necesario construir primero el muro de ladrillo y luego los elementos de confinamiento dejando conexiones de corte en la interfaz o dejando dentaduras en el muro de ladrillo. El fin de colocar estos elementos de confinamiento en los bordes del muro es evitar que el muro deje de aportar rigidez y resistencia a la estructura prematuramente en el momento en que se agriete durante un movimiento sísmico o en algún otro fenómeno que pueda hacer que el muro se agriete considerablemente. En los sistemas de albañilería confinada el techo generalmente consiste en un diafragma rígido formado por losas aligeradas de concreto armado.

En zonas sísmicas se usa este sistema para soportar las fuerzas laterales de los terremotos. En el caso de Lima Metropolitana las edificaciones de albañilería representan el 83% de todas las edificaciones. Mientras que las edificaciones de albañilería confinada sean ingenieriles o no ingenieriles, representan el 81% del total de edificaciones Diaz et al. (2023).

Figura 11. Muro de albañilería confinada y vivienda de albañilería confinada.

Fuente: CISMID

En cuanto a las unidades de albañilería (ladrillos) más usados en la ciudad de Lima Metropolitana, tenemos a los ladrillos hechos a base de arcilla cocida, de los que destacan el ladrillo sólido artesanal, el ladrillo king kong 18 huecos, y el ladrillo tubular, los que se muestran en la Figura 12. En el caso del ladrillo king kong 18 huecos existen en el mercado el ladrillo king kong 18 tipo IV y el ladrillo king kong 18 tipo V, el tipo IV tiene un porcentaje de vacíos mayor al 30% del área bruta, el tipo V tiene un porcentaje de vacíos menor o igual al 30% del área bruta. El ladrillo king kong 18 huecos tipo IV es el usado comúnmente en las construcciones ya que es el que se comercializa en las ferreterías de la ciudad y es más económico que el tipo V.

a) b) c)

Figura 12. Ladrillos de mayor uso en Lima metropolitana. a) King kong 18 huecos, b) Sólido artesanal, c) ladrillo tubular.

2.2.2. Albañilería confinada Ingenieril

Son las edificaciones de albañilería confinada que se construyen siguiendo las exigencias de las normativas vigentes de construcción en albañilería confinada, por ejemplo, la NTE E.070 (2020) de Albañilería confinada. Esta norma permite el uso de los ladrillos king kong industrial tipo IV y tipo V y de los ladrillos sólido artesanal; pero no permite el uso de los ladrillos tubular industrial para ser usados como muros portantes de carga de gravedad y sísmicos. Además, las edificaciones de MAC ingenieriles cumplen con las condiciones de densidad mínima de muros del NTE E.070 (2020) y con las distorsiones máximas permitidas por el NTE E.030 (2020). Del mismo modo cumplen con los procedimientos constructivos y con la calidad de los materiales exigidos por los reglamentos.

2.2.3. Albañilería confinada no ingenieril

La albañilería confinada no ingenieril hace referencia a las edificaciones que se construyen sin un diseño estructural previo y/o sin cumplir los procedimientos constructivos correctos, por lo que muchas veces no cumplen con los requerimientos de resistencia y rigidez establecidos por los reglamentos de diseño. Una de las consideraciones más importantes es que estas viviendas no

cumplen con la densidad mínima de MAC establecidas por la NTE E.070 (2020), haciendo que la vulnerabilidad de estas edificaciones sea alta. Otra característica es que se usan materiales de construcción que no cumplen los requisitos de resistencia de la NTE E.070, por ejemplo, muchas veces se usa el ladrillo tubular industrial como muro portante, además de que el concreto usado para los elementos de confinamiento y otros elementos estructurales como techos, suele ser de baja resistencia, incluso muchas veces las cuantías de acero longitudinal y estribos tanto de las columnas y vigas de confinamiento no son las suficientes. Por todo ello estas edificaciones suelen tener una alta vulnerabilidad sísmica.

2.2.4. Respuesta sísmica de sistemas inelásticos

Las estructuras que soportan cargan sísmicas generalmente se diseñan para tener un comportamiento inelástico, esto se realiza con el fin de tener una buena relación de costo de la estructura y seguridad estructural. Por ello cuando las estructuras son sometidas a sismos leves o moderados, el comportamiento de las estructuras debe de encontrarse en el rango lineal, mientras que para sismo severos y raros se permite que las estructuras incursionen en el rango inelástico, pero sin perder la estabilidad ante cargas gravitacionales con el fin de evitar el colapso y pérdidas de vidas. Todo este comportamiento estructural se puede observar y estudiar usando las relaciones de fuerza-deformación de los componentes estructurales durante los experimentos y sismos. Los resultados experimentales muestran que la relación fuerza-deformación depende del material y del sistema estructural, también se observa que para deformaciones pequeñas la relación fuerza restauradora-desplazamiento es lineal mientras que para desplazamientos más grandes se vuelve no lineal. Además, las estructuras disipan energía al ser deformados y dañados, a este tipo de sistemas se les llama inelásticos. La curva que representa la relación fuerza-desplazamiento durante los ensayos cíclicos tiene la forma de lazos de histéresis, donde el área encerrada por los lazos histeréticos indica la capacidad de disipación de energía que equivale a un amortiguamiento adicional o histerético (Chopra, 2014).

2.2.5. Factor de amortiguamiento equivalente

El amortiguamiento equivalente es una representación idealizada de la liberación de energía de una estructura, ya que la energía de los sistemas inelásticos se disipan por diversos mecanismos, como por ejemplo, el efecto térmico del esfuerzo elástico repetitivo del material, de la fricción interna que se produce en un sólido cuando se deforma, la apertura y cierre de las fisuras, la fluencia del

material, las deformaciones no lineales, y la fricción entre la estructura y los elementos no estructurales. Como resultado la liberación de energía de un sistema estructural se presenta de una forma idealizada como el factor de amortiguamiento equivalente que incluye todos los efectos mencionados, generalmente el valor del factor de amortiguamiento equivalente está relacionado con el área de los lazos histeréticos (Chopra, 2014).

2.2.6. Factor de reducción de respuesta

El factor de reducción de respuesta es el factor que reduce el espectro de aceleraciones elástico a un espectro de aceleraciones inelástico. Donde el espectro de aceleración elástico es el correspondiente al amortiguamiento inherente (h_0), mientras que el espectro de aceleraciones inelástico corresponde a un amortiguamiento efectivo (h_e) mayor al h_0.Por lo tanto el valor del factor de reducción de respuesta es menor la unidad. Otra forma de definir el factor de reducción de respuesta es como la relación entre el espectro de aceleración para un amortiguamiento efectivo inelástico y el espectro de aceleración elástico (Díaz M. et al, 2013), como se muestra en la Ecuación (23)

$$F_h = \frac{S\ (\omega, h_e)}{S\ (\omega, h_0)} \leq 1.0 \qquad (23)$$

Donde:

$S\ (\omega, h_e)$= Espectro de respuesta para un factor de amortiguamiento inelástico mayor al 5%.

$S\ (\omega, h_0)$ = Espectro de respuesta lineal con un factor de amortiguamiento de 5%.

CAPÍTULO III: RECOPILACIÓN DE RESULTADOS Y PROGRAMA EXPERIMENTAL COMPLEMENTARIO

El presente Capítulo constara de dos partes, la primera recopila información del comportamiento experimental de los muros de albañilería confinada ensayados en el Centro Peruano Japones de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). La segunda parte consiste en describir las características de los muros de albañilería confinada ensayados para el desarrollo de esta tesis, y de reportar los resultados tanto de los muros como de los ensayos de control de calidad.

3.1. RECOPILACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

En el CISMID se ha venido realizando ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada desde la década de 1990, estos ensayos se realizan con el fin de conocer principalmente el comportamiento sísmico de los muros de albañilería más comunes en el país, entre los que se encuentran los muros construidos con ladrillos sólido artesanal, tubular y king kong 18 huecos. A continuación, se presentará los resultados experimentales de las diferentes investigaciones realizadas, las que se tomaran como referencia para el desarrollo de la presente tesis.

3.1.1. Proyecto: “Experimental study of non-engineered confined masonry wall retrofitted with wire mesh and cement-sand mortar” (Diaz et al. 2017)

Este proyecto fue desarrollado por Diaz et al. (2017), y tuvo como objetivo investigar el comportamiento sísmico de muros de albañilería confinada reforzados con malla electrosoldada y mortero de cemento-arena en sus dos caras. Para ello se ensayaron bajo carga lateral cíclica 04 muros, dos de los cuales se reforzaron con mortero de cemento-arena y malla electrosoldada, mientras que los dos restantes fueron muros sin reforzamiento. Los ladrillos usados fueron el ladrillo sólido artesanal y ladrillo tubular industrial, fabricados en la ciudad de Lima.

Para los objetivos de la presente tesis se tomó como referencia los muros de albañilería confinada sin reforzamiento, cuyas características geométricas y de ensayo se muestran en la Tabla 8.

Las columnas de confinamiento fueron de 200 m de peralte y un ancho igual al espesor del muro. Mientras que la viga de confinamiento fue de una sección 300x300 m . El acero longitudinal de las columnas y viga de confinamiento fue de 4 varillas de 3/8” y los estribos de 6m espaciados 1@50 m , 4@100 m y el resto @ 250 m .

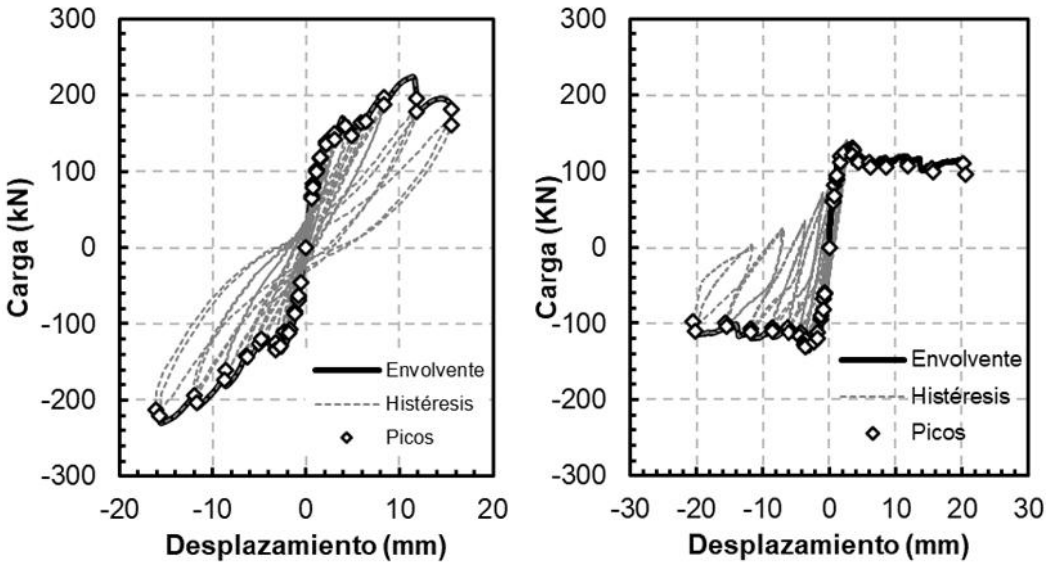
La resistencia a la compresión promedio de las pilas de albañilería f_m fueron de 3.5 M y de 2.2 M para las pilas de ladrillo sólido artesanal y tubular industrial respectivamente.

Tabla 8. Características de los muros ensayados por Diaz et al. (2017)

Muro	Tipo de ladrillo	Espesor (m)	Longitud total (m)	Altura total (m)	Carga axial en k (Esfuerzo axial promedio en M)
MART	Sólido artesanal	117	2400	2500	200 (0.71)
MTUB	Tubular industrial	111	2400	2500	200 (0.75)

Fuente: Diaz et al. (2017)

El comportamiento histerético, la curva envolvente y los picos de desplazamiento de cada ciclo de los muros MART y MTUB se muestran en la Figura 13-a) y Figura 13-b) respectivamente. Se aprecia que ambos muros tuvieron un nivel de esfuerzo axial alto y similar, por lo que las diferencias de resistencia y capacidad de deformación se deben al tipo de ladrillo, se observa que el muro de ladrillo artesanal tiene mayor capacidad de resistir esfuerzos cortantes y mayor capacidad de deformación, para niveles similares de carga axial y confinamiento similar.



a) MART b) MTUB

Figura 13. Curvas histeréticas de los muros ensayados por Diaz et al., (2017)

3.1.2. Proyecto: “Ensayos de muros a escala real y la elaboración de las correspondientes curvas de fragilidad orientados a desarrollar conocimiento referido al comportamiento sísmico de muros de albañilería informal y posibilitar la estimación de pérdidas para un escenario sísmico” (SENCICO y CISMID 2017)

Este proyecto fue desarrollado por SENCICO y el CISMID (2017) con la finalidad de ensayar y conocer el comportamiento de los muros de albañilería confinada hechos con los ladrillos más utilizados en la construcción de edificaciones informales en la ciudad

de Lima. Para ello se ensayaron un total de 24 muros, pero para fines de esta tesis se seleccionaron 12 muros, de los cuales 06 muros fueron de ladrillo sólido artesanal y los otros 06 de ladrillo tubular industrial, el resto de los muros fueron reforzados por lo que no entran dentro de los objetivos de la presente tesis.

Tabla 9. Características de los muros ensayados por SENCICO y el CISMID (2017)

Muro	Tipo de ladrillo	Espesor (m)	Longitud total (m)	Altura total (m)	Carga axial en k (Esfuerzo axial promedio en M)
ML1CCA-1	Sólido artesanal	114	2600	2500	140 (0.47)
ML1CCA-2	Sólido artesanal	114	2600	2500	140 (0.47)
ML1CCA-3	Sólido artesanal	114	2600	2500	140 (0.47)
ML1SCA-1	Sólido artesanal	114	2600	2500	0.0 (0.00)
ML1SCA-2	Sólido artesanal	114	2600	2500	0.0 (0.00)
ML2CCA-1	Tubular industrial	108	2600	2500	140 (0.50)
ML2CCA-2	Tubular industrial	108	2600	2500	140 (0.50)
ML2CCA-3	Tubular industrial	108	2600	2500	141 (0.50)
ML2SCA-1	Tubular industrial	108	2600	2500	0.0 (0.00)
ML2SCA-2	Tubular industrial	108	2600	2500	0.0 (0.00)
ML2SCA-3	Tubular industrial	108	2600	2500	0.0 (0.00)

Fuente: SENCICO y el CISMID (2017)

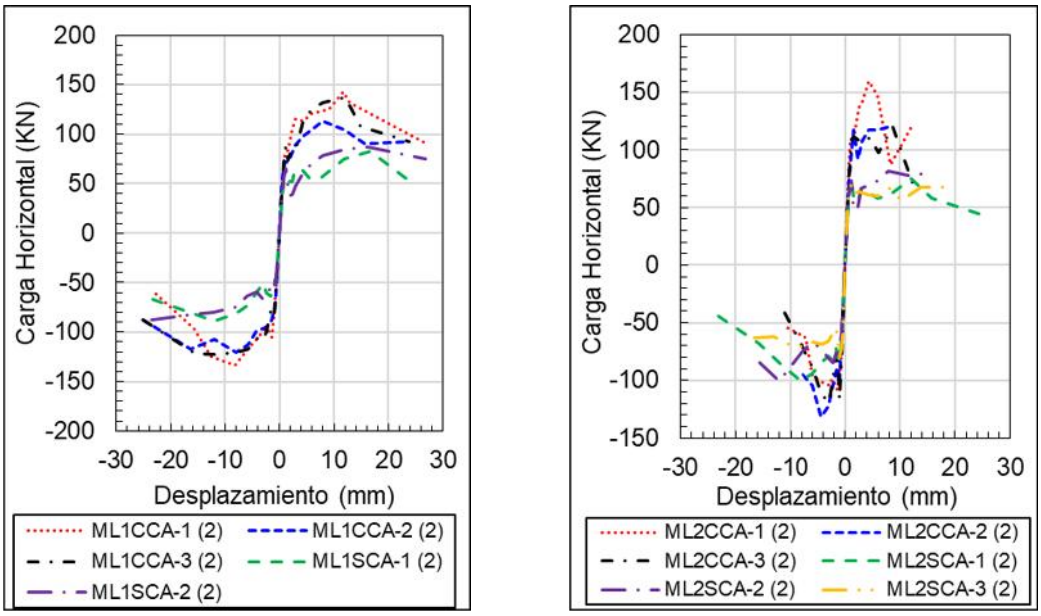
La nomenclatura para identificar los muros se explica a continuación:

M: muro
L1: Ladrillo artesanal sólido
L2: Ladrillo industrial pandereta
CCA: Con carga axial
SCA: Sin carga axial

Las columnas de confinamiento fueron de 200 m de peralte y un ancho igual al espesor del muro. Mientras que la viga de confinamiento fue de una sección 300x300m . El acero longitudinal de las columnas y viga de confinamiento fue de 4 varillas de 1/2" y los estribos de 6m espaciados 1@50m , 4@100m y el resto @ 250m .

La resistencia a la compresión característica (f'_m) de las pilas de albañilería fueron de 3.7 M y de 1.9 M para las pilas de ladrillo sólido artesanal y tubular industrial respectivamente. Mientras que las resistencias a compresión diagonal características (v'_m) de los muretes de albañilería fueron 0.42 M y 0.37 M el ladrillo sólido artesanal y tubular industrial respectivamente.

Las curvas de capacidad obtenidas del ensayo cíclico de los muros de ladrillo sólido y tubular se muestran en la Figura 14-a) y Figura 14-b) respectivamente.



a) Muros de ladrillo sólido artesanal b) Muros de ladrillo tubular

Figura 14. Curvas esqueleto de los muros de ladrillo sólido y ladrillo tubular ensayados por SENCICO y CISMID (2017)

3.1.3. Proyecto: "Structural assessment of confined masonry retrofitting under multi-seismic scenarios in Metropolitan Lima area" (Diaz et al. 2020)

Con el fin de mejorar la data experimental de muros de albañilería confinada con reforzamiento y sin reforzamiento, Diaz et al. (2020), ensayaron 06 muros. El reforzamiento consistió en colocar mallas de acero corrugado en las caras de los muros y recubrirlas con mortero de cemento-arena. Los muros ensayados consistieron en 02 muros sin reforzamiento, 02 muros reforzados en una cara, y 02 muros reforzados en las dos caras.

Para los objetivos de la presente tesis se tomó como referencia los muros de albañilería confinada sin reforzamiento, cuyas características geométricas y de ensayo se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10. Características de los muros ensayados por Diaz et al. 2020

Muro	**Tipo de ladrillo**	**Espesor (m)**	**Longitud total (m)**	**Altura total (m)**	**Carga axial en k (Esfuerzo axial promedio en M)**
ML1R0	Sólido artesanal sin reforzamiento	121	2600	2500	200 (0.64)
ML2R0	Tubular industrial sin reforzamiento	110	2600	2500	200 (0.70)

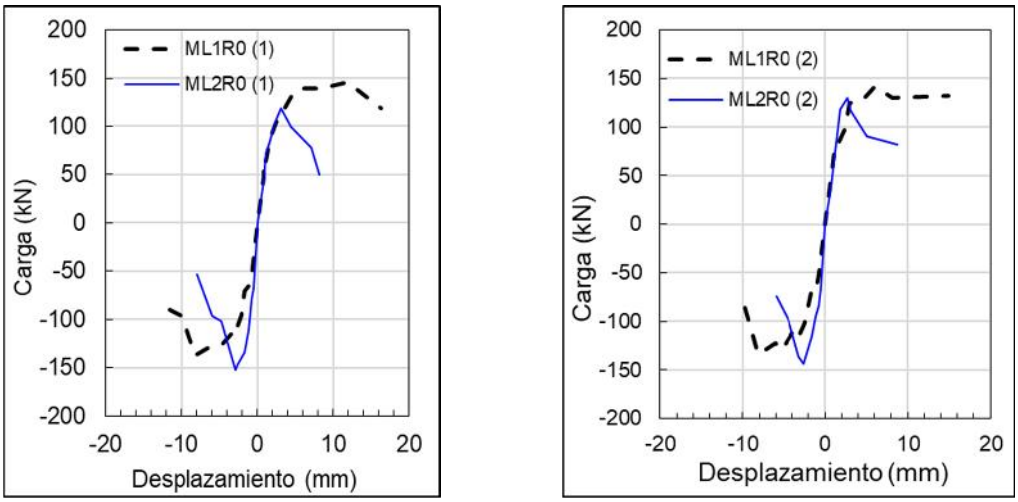
Fuente: Diaz et al. 2020

Las columnas de confinamiento fueron de 200m de peralte y un ancho igual al espesor del muro. Mientras que la viga de confinamiento fue de una sección 300x300m . El

acero longitudinal de las columnas y viga de confinamiento fue de 4 varillas de 1/2" y los estribos de 6 m espaciados 1@50 m , 4@100 m y el resto @ 250 m .

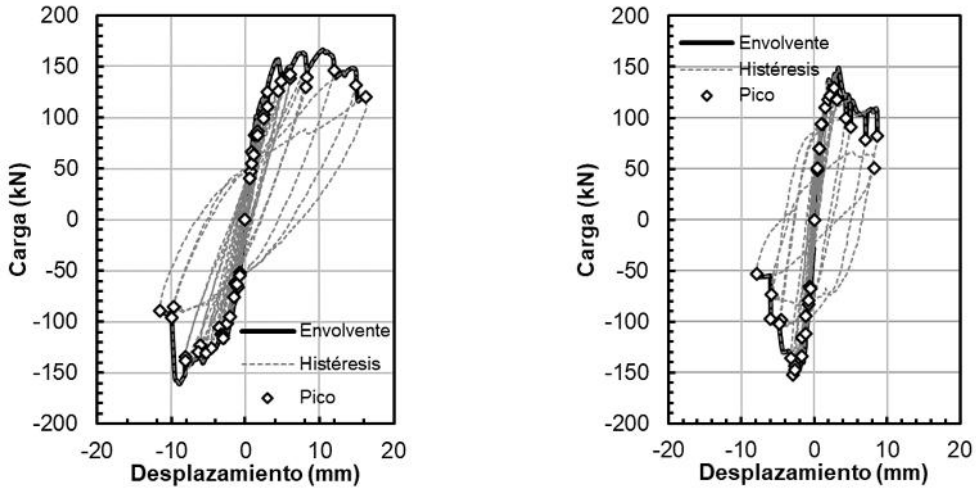
La resistencia a la compresión promedio de las pilas de albañilería fueron de 5.7 M y de 2.2 M para las pilas de ladrillo sólido artesanal y tubular industrial respectivamente. Además, la resistencia promedio a compresión diagonal de los muretes de albañilería fue de 0.5 M y 0.3 M para los ladrillos sólido artesanal y tubular respectivamente.

Las curvas de capacidad obtenidas del ensayo cíclico de los muros ML1R0 y ML2R0 se muestran en la Figura 15-a) y la Figura 15-b). Además, las curvas histeréticas se muestran en la Figura *16*. Donde la primera repetición se refiere a los ciclos en que se alcanza por primera vez el desplazamiento objetivo.



a) Primera repetición b) Segunda repetición

Figura 15. Curvas esqueleto de los muros ensayados por Diaz et al. (2020)



a) ML1R0 b) ML2R0

Figura 16. Curvas histeréticas de los muros ensayados por Diaz et al. (2020)

3.2. PROGRAMA EXPERIMENTAL COMPLEMENTARIO

El programa experimental complementario se desarrolló en el laboratorio de estructuras del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) en el marco del proyecto "Implementación de una herramienta digital basada en una metodología integral para el cálculo de vulnerabilidad, riesgo y viabilidad de reforzamiento estructural en viviendas de albañilería confinada frente a escenarios sísmicos diversos, VIRVI-ALB", el cual fue financiado por el Fondo Nacional de Desarrollo Científico, Tecnológico y de Innovación Tecnológica (FONDECYT) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

Para fines de esta tesis se ensayaron 2 muros de albañilería confinada bajo carga lateral cíclica, una de los cuales fue construida con ladrillo sólido artesanal y la otra con ladrillo tubular industrial, con el fin de complementar la base de datos de ensayos de muros existentes hasta ese momento. Además, se realizaron ensayos de los materiales que conforman los muros de albañilería confinada. Los ensayos de los materiales consistieron en realizar ensayos de resistencia a la compresión de las unidades de albañilería, ensayos de pilas de albañilería, ensayo de muretes de albañilería y ensayo de probetas de concreto correspondientes a los elementos de confinamiento de los muros. Cabe mencionar que por cada muro se construyeron 4 muertes y 4 pilas con las mismas características que sus correspondientes muros tanto de materiales y procesos constructivos.

La codificación usada para nombrar a cada espécimen correspondiente al programa experimental complementario se indica en la Tabla 11.

Tabla 11. Nomenclatura de los especímenes del programa experimental complementario.

CÓDIGO	SIGNIFICADO
M	Muro de albañilería confinada
MU	Murete de albañilería
P	Pila de albañilería
L1	Ladrillo sólido artesanal.
L2	Ladrillos industriales tubular.
A0	Muro sin abertura.
R0	Muro sin reforzamiento.

Fuente: Elaboración propia

3.2.1. Ensayo de los materiales

Estos ensayos sirven para caracterizar y determinar las propiedades mecánicas de los muros de albañilería, para luego poder predecir su comportamiento usando dichas propiedades. Se realizaron ensayos de comprensión de las unidades de albañilería, ensayos de compresión de los prismas de albañilería y el ensayo a compresión diagonal de los muretes de albañilería. Además, se ejecutó ensayos de resistencia a la

compresión de las probetas de concreto con la finalidad de conocer la resistencia a la compresión de los elementos de confinamiento de los muros.

Ensayo de resistencia a la compresión de las unidades de albañilería

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión de las unidades de albañilería f'_b y se usa para controlar la calidad de los ladrillos. Para el desarrollo del ensayo se siguieron las indicaciones de la NTP 399.613. La muestra tomada consistió en 5 unidades de albañilería por cada tipo de ladrillo ensayados. Las unidades fueron refrendadas en las caras que tienen contacto con la máquina de carga, con el fin de obtener superficies planas.

La Tabla 12 y la Tabla 13 muestran los resultados del ensayo de compresión axial para los ladrillo sólido y tubular respectivamente.

Tabla 12. Resultados del ensayo a compresión de las unidades Sólidas (L1).

ESPÉCIMEN	DIMENSIONES		CARGA MÁX. (k)	f_b (M)
	LARGO (m)	ANCHO (m)		
UL1-1	206.0	122.7	147.5	5.84
UL1-2	209.5	122.6	178.1	6.94
UL1-3	211.5	120.6	150.0	5.88
UL1-4	209.0	123.3	166.0	6.44
UL1-5	206.5	122.8	178.0	7.02
			f_b promedio (M)	6.42
			Desv. Estándar=	0.50
			f'_b (M)=	5.92

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13. Resultados del ensayo a compresión de las unidades tubulares (L2).

ESPÉCIMEN	DIMENSIONES		CARGA MÁX. (k)	f_b (M)
	LARGO (m)	ANCHO (m)		
UL2-1	220.5	108.8	72.9	3.04
UL2-2	219.0	108.3	84.3	3.55
UL2-3	216.5	108.5	83.5	3.55
UL2-4	217.4	108.3	57.2	2.43
UL2-5	219.4	108.6	59.3	2.49
			f_b promedio (M)	3.01
			Desv. Estándar=	0.49
			f'_b (M)=	2.52

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con la Tabla 12 la resistencia a la compresión (f'_b) de las unidades sólido artesanal es 5.92 M , lo que clasifica como Ladrillo I según la NTE E.070.

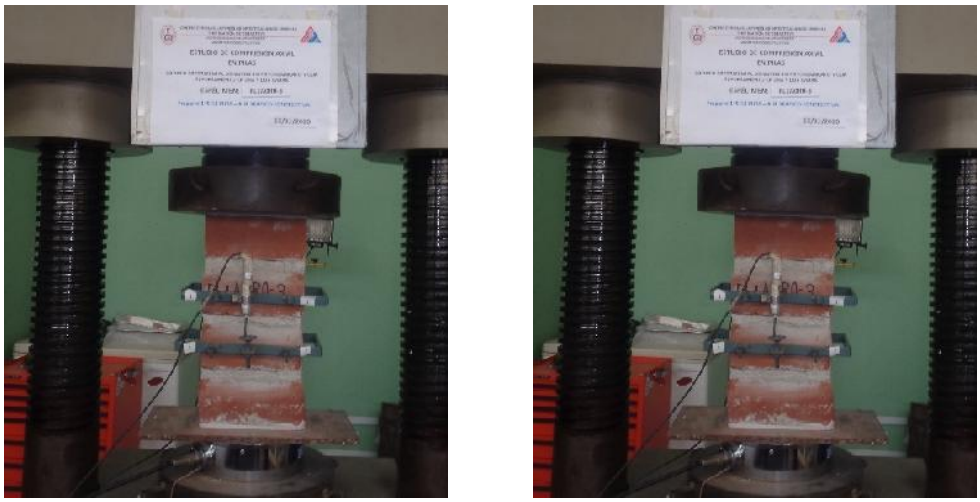
De acuerdo con la Tabla 13 la resistencia a la compresión (f'_b) de las unidades tubulares es 2.52 M . Para la NTE E.070 este tipo de unidades no está permitido para fines estructurales, ya que su resistencia a la compresión es menor a 4.9 M .

Ensayo de comprensión axial en pilas de albañilería

Se elaboraron y ensayaron 4 pilas de albañilería con ladrillo sólido artesanal y 4 pilas de ladrillo tubular, Para ello se siguió las indicaciones de la norma NTP 399.605 2013 Unidades de Albañilería.

Las pilas se construyeron usando la misma relación cemento: arena (1:5) y la misma mano de obra que los muros a escala real, con el fin de que las pilas representen las propiedades mecánicas de los muros, tales como la resistencia a comprensión axial (f'_m) y el módulo de elasticidad (E_m).

Cabe precisar que la pila de albañilería PL1A0R0-1 se dañó antes de ser ensayada, por lo que no se lo tomó en cuenta para los cálculos. La Figura 17 muestra imágenes del ensayo de pilas realizado.



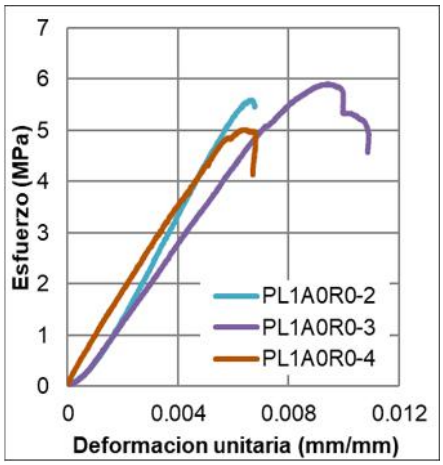
a) b)

Figura 17. Ensayo de compresión axial en Pilas de albañilería a) ladrillo sólido artesanal y b) ladrillo tubular industrial

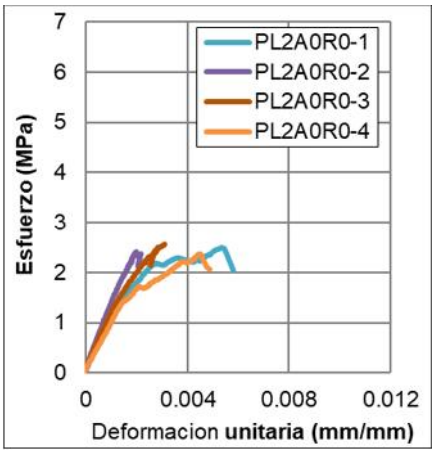
El ensayo se realizó pasado los 28 días de haber sido construidos los especímenes. Durante la aplicación de la carga axial se registraron las deformaciones axiales de las pilas mediante dos LVDT o transductores de desplazamiento, colocadas en cada cara de las pilas, con el objetivo de calcular el módulo de elasticidad.

La Figura 18-a) y la Figura 18-b) muestra las gráficas de esfuerzo axial y deformación unitaria resultantes de los ensayos de compresión axial en las pilas de albañilería. La deformación unitaria es el promedio de las deformaciones unitarias registrados por los dos LVDT colocados en las caras de cada pila.

La Tabla 14 y la Tabla 15 muestran los resultados del ensayo del ensayo de compresión axial en pilas de albañilería. Para el caso de las pilas de ladrillo sólido artesanal el valor de f'_m es 5.04 M , mientras que para el caso de las pilas de ladrillo tubular el valor de f'_m es de 2.29 M . Además, se observa que la esbeltez de las pilas fue menor a 5, por lo que se corrigió los valores de f_m multiplicándolos por los factores de corrección de esbeltez indicados en la NTE E-070.



a)



b)

Figura 18. Gráfica de esfuerzo deformación axial en las pilas de albañilería. a) ladrillo sólido artesanal y b) ladrillo tubular industrial.

Tabla 14. Resultados del ensayo de compresión axial en pilas de ladrillo sólido artesanal.

Pila	L (m)	A (m)	H (m)	Esbeltes (H/A)	Carga (k)	Factor de corrección	f_m corregido (M)
PL1A0R0-1	-	-	-	-	-	-	-
PL1A0R0-2	199	115	409	3.6	129.1	0.93	5.58
PL1A0R0-3	200	110	405	3.7	131.1	0.94	5.91
PL1A0R0-4	198	114	405	3.6	114.4	0.93	5.00
						f_m Promedio	5.50
						Desv Estándar	0.46
						f'_m	5.04

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15. Resultados del ensayo de compresión axial en pilas de ladrillo tubular

Pila	L (m)	A (m)	H (m)	Esbeltes (H/A)	Carga (k)	Factor de corrección	f_m corregido (M)
PL2A0R0-1	220	106	410	3.87	59.3	0.94	2.40
PL2A0R0-2	222	105	412	3.92	57.5	0.95	2.34
PL2A0R0-3	218	107	408	3.81	60.4	0.94	2.44
PL2A0R0-4	219	105	412	3.92	55.3	0.95	2.28
						f_m Promedio	2.36
						Desv Estándar	0.07
						f'_m	2.29

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 16 y la Tabla 17 muestran los resultados del cálculo del módulo de elasticidad de las pilas de albañilería. La expresión usada para el cálculo del módulo de elasticidad es la que se indica en la Ecuación (24).

$$E_m = \frac{\sigma_{5\%} - \sigma_{1\%}}{\varepsilon_{5\%} - \varepsilon_{1\%}} \quad (24)$$

Donde:

$\sigma_{5\%}$: Esfuerzo axial igual al 50% de f_m.

$\sigma_{1\%}$: Esfuerzo axial igual al 10% de f_m

$\varepsilon_{5\%}$: Deformación unitaria correspondiente con $\sigma_{5\%}$

$\varepsilon_{1\%}$: Deformación unitaria correspondiente con $\sigma_{1\%}$

La deformación unitaria es la deformación promedio registrada por los LVDT dividida entre la longitud inicial del LVDT que para todos los casos fue de 100 m .

Tabla 16. Cálculo del Módulo de Elasticidad en pilas de ladrillo sólido artesanal.

Pila	$\sigma_{5\%}$ (M)	$\varepsilon_{5\%}$	$\sigma_{1\%}$ (M)	$\varepsilon_{1\%}$	E_m (M)
PL1A0R0-1	-	-	-	-	-
PL1A0R0-2	0.56	0.0011	2.79	0.0034	947.1
PL1A0R0-3	0.59	0.0011	2.96	0.0042	768.2
PL1A0R0-4	0.50	0.0004	2.50	0.0027	876.3
				E_m promedio	864
				Desv. Estándar	90

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17. Cálculo del Módulo de Elasticidad en pilas de ladrillo tubular.

Pila	$\sigma_{5\%}$ (M)	$\varepsilon_{5\%}$	$\sigma_{1\%}$ (M)	$\varepsilon_{1\%}$	E_m (M)
PL2A0R0-1	0.25	0.00018	1.25	0.00116	1013.6
PL2A0R0-2	0.24	0.00011	1.21	0.00085	1310.8
PL2A0R0-3	0.26	0.00016	1.28	0.00106	1137.2
PL2A0R0-4	0.24	0.00018	1.18	0.00119	942.4
				E_m promedio	1101
				Desv. Estándar	161

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 18 muestra la relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión característica de las pilas de albañilería, se observa que los resultados experimentales obtenidos no coinciden con lo establecido en la NTE E-070 de albañilería.

Tabla 18. Relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia f'_m

Tipo de unidad	E_m/f'_m	
	Experimental	**NTE E.070**
Sólido Artesanal	171.4	500
Tubular	480.0	-

Fuente: Elaboración propia

Ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería

Se elaboraron y ensayaron 4 muretes de albañilería con ladrillo sólido artesanal y 4 muretes de ladrillo tubular siguiendo las indicaciones de la norma NTP 399.621 2004 (revisada el 2015) Unidades de Albañilería.

Este ensayo se realizó con el fin de conocer la resistencia a compresión diagonal (v'_m) y el módulo de corte (G_m) de los muretes. El ensayo se realizó pasado los 28 días de haber sido construidos los especímenes. Durante la aplicación de la carga se registraron las deformaciones que ocurren en las dos diagonales del murete mediante dos LVDT colocadas una en cada diagonal del murete, con el objetivo de calcular el módulo de corte. Ejemplos de los muretes ensayados se muestran en la Figura 19.

a) b)

Figura 19. Ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería a) ladrillo sólido artesanal, b) ladrillo tubular

La Tabla 19 muestran los resultados de resistencia al corte de los ensayos en muretes de ladrillo sólido artesana. La resistencia a compresión diagonal v'_m es 0.45 M . El murete MUL1A0R0-1 tuvo un mecanismo de falla de adherencia en la junta mortero-ladrillo, mientras que el resto de los muretes tuvo un mecanismo de falla de tracción diagonal en los ladrillos.

La Figura 20 muestran la relación entre la fuerza de compresión diagonal versus las deformaciones tanto de la diagonal horizontal como de la diagonal vertical de los muretes de ladrillo sólido. Se aprecia una relación lineal de esfuerzo deformación hasta un 50% de la carga máxima aplicada. En el caso del murete MUL1A0R0-3 hubo

problemas técnicos en la medición de las deformaciones, por lo que no se usaran para el cálculo del módulo de corte y por ello no se presenta la gráfica de fuerza deformación.

Tabla 19. Resultados del ensayo de compresión diagonal en muretes de ladrillo sólido artesanal.

Espécimen	L (m)	t (m)	H (m)	P máx. (k)	AD (m2)	v_m (M)
MUL1A0R0-1	620	119	615	41.28	0.1039	0.40
MUL1A0R0-2	619	117	620	68.25	0.1025	0.67
MUL1A0R0-3	626	117	621	62.52	0.1032	0.61
MUL1A0R0-4	615	118	625	65.10	0.1035	0.63
					v_m promedio (MPa)=	0.57
					Desviación estándar	0.12
					v'_m (M)=	0.45

Fuente: Elaboración propia

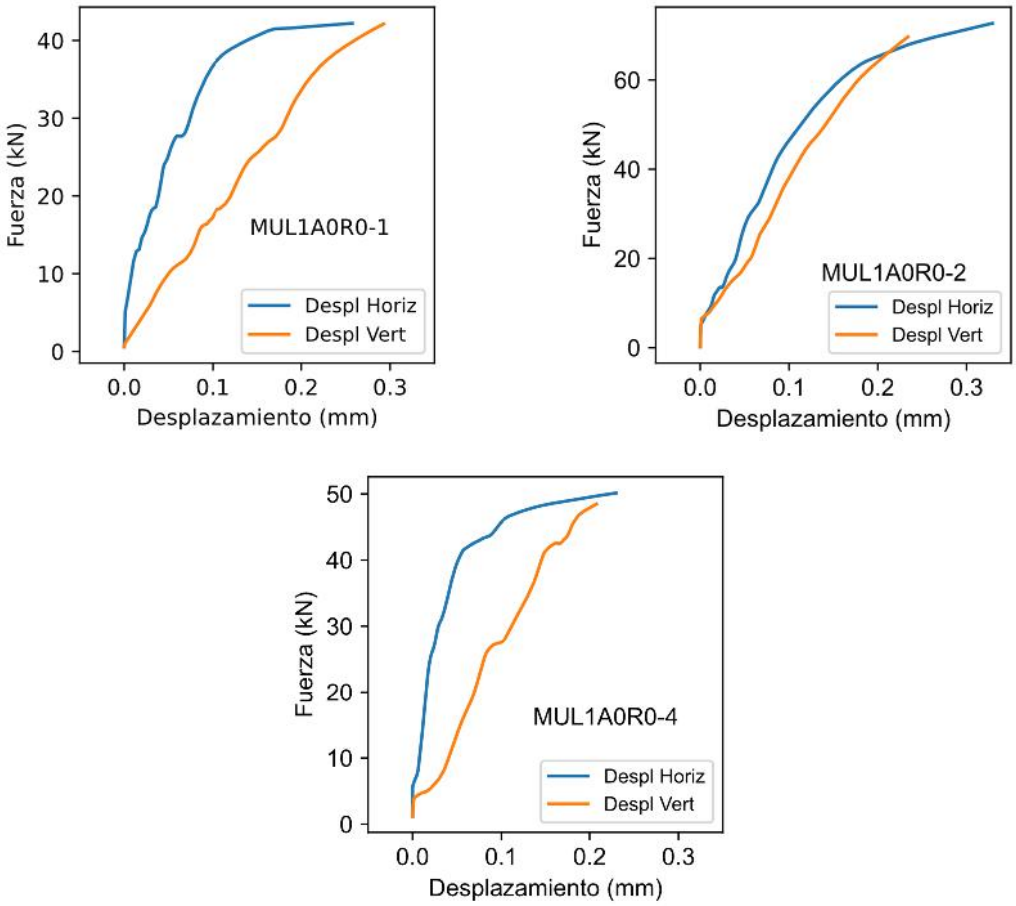


Figura 20. Fuerza deformación en muretes de ladrillo sólido artesanal.

La Figura 21 muestras las gráficas de fuerza cortante versus deformación de las diagonales de los muretes de ladrillo tubular industrial. Se observa en todos los casos que la diagonal en compresión (diagonal vertical) es menos rígida que la diagonal en tracción y también posee mayores deformaciones.

La Tabla 20 muestra los resultados de resistencia al corte v'_m para el caso de los muretes de ladrillo tubular, resultando un v'_m igual a 0.59 M . El murete MUL2A0R0-1 tuvo un mecanismo de falla de adherencia en la junta mortero-ladrillo, mientras que el resto de los muretes tuvo un mecanismo de falla de tracción diagonal en los ladrillos.

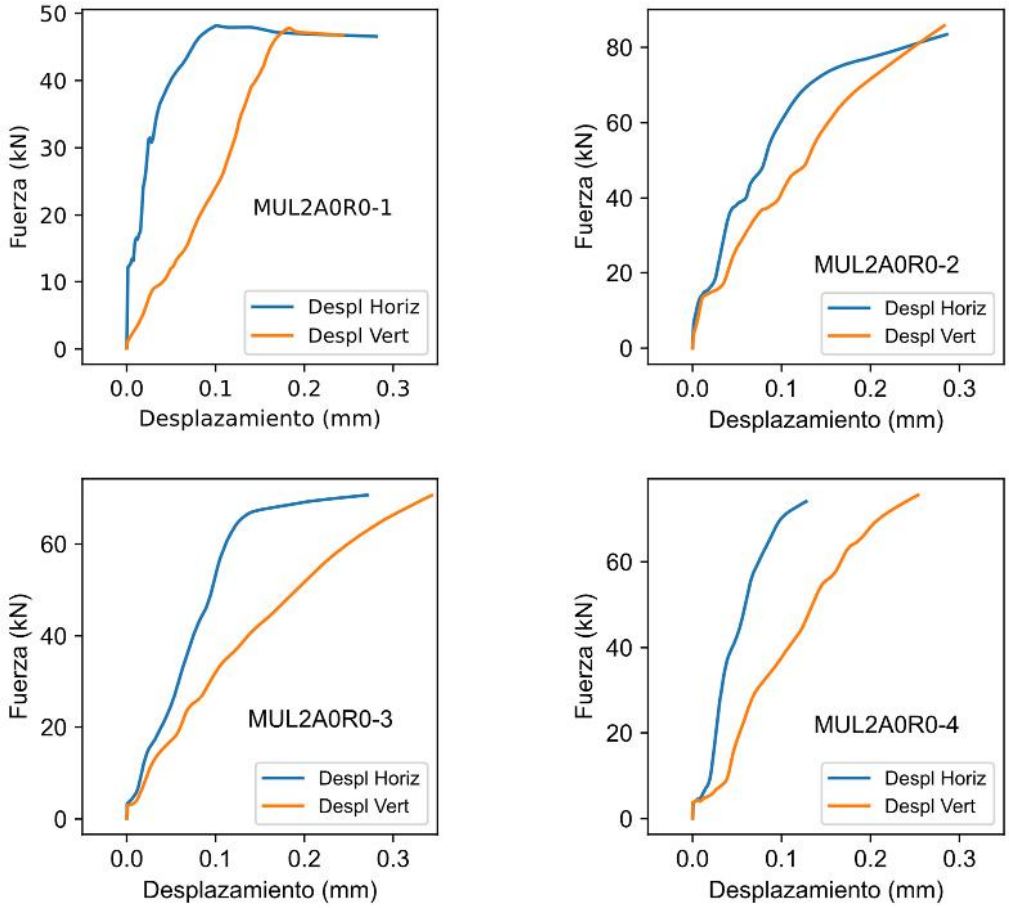


Figura 21. Fuerza deformación en muretes de ladrillo tubular.

Tabla 20. Resultados del ensayo de compresión diagonal en muretes de ladrillo tubular

Espécimen	**L (m)**	**t (m)**	**H (m)**	**Pmax (k)**	**AD (m2)**	**v_m (M)**
MUL2A0R0-1	597	109	607	49.36	0.0928	0.53
MUL2A0R0-2	596	109	603	78.95	0.0924	0.85
MUL2A0R0-3	597	109	604	69.75	0.0926	0.75
MUL2A0R0-4	595	109	604	75.60	0.0924	0.82
					v_m promedio (MPa)=	0.74
					Desviación estándar	0.14
					v'_m (M)=	0.59

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo del módulo de corte (G_m) de cada murete se usaron la expresión de la Ecuación (25)

$$G_m = \frac{\Delta}{\Delta} \qquad (25)$$

Donde:

Δ : Es la diferencia del esfuerzo de corte entre los puntos de 50% y 20% de la carga máxima, y se calcula como:

$$\Delta = \frac{P_{5\%} - P_{2\%}}{A} \quad (26)$$

$P_{5\%}$, $P_{2\%}$: Son el 50% y 20% de la carga máxima de compresión diagonal.

A : Es el área de la diagonal del murete.

Δ : Es la deformación relativa de corte y se calcula como:

$$\Delta = \frac{D_{5\%} - D_{2\%}}{L_0} + \frac{Dh_{5\%} - Dh_{2\%}}{L_0} \quad (27)$$

$D_{5\%}$, $D_{2\%}$: Son las deformaciones de la diagonal vertical registrados al instante en que ocurren las cagas $P_{5\%}$ y $P_{2\%}$ respectivamente

$Dh_{5\%}$, $Dh_{2\%}$: Son las deformaciones de la diagonal horizontal registrados al instante en que ocurren las cagas $P_{5\%}$ y $P_{2\%}$ respectivamente

L_0: Es la distancia inicial en la que se miden las deformaciones de las diagonales.

La Tabla 21 y la Tabla 22 muestran los resultados de cálculos realizados para la obtención del módulo de corte. Se observa que para los muretes de ladrillo sólido artesanal el módulo de corte (Gm) es 348.8 M , mientras que para los muretes hechos con ladrillo tubular el módulo de corte es 481 M . Cabe mencionar que al momento de ensayar el espécimen MUL1A0R0-3, no se midió adecuadamente las deformaciones del LVTD horizontal, por los que el módulo de corte de este murete se obtuvo como el promedió de los muretes MUL1A0R0-2 y MUL1A0R0-4, ya que se observó una resistencia al corte similar al de estos muretes.

Tabla 21. Cálculo del Módulo de Corte en muretes de ladrillo sólido artesanal.

Espécimen	**LVDT**	**L_0 (m)**	**Área de corte (m2)**	**Δ (m / m)**	**Δ (M)**	**G_m (M)**
MUL1A0R0-1	Vertical	214	0.1039	0.00051	0.1192	233.0
	Horizontal	214				
MUL1A0R0-2	Vertical	220	0.1025	0.00050	0.1998	396.0
	Horizontal	220				
MUL1A0R0-3	Vertical	220	0.1032	-	-	387.5
	Horizontal	220				
MUL1A0R0-4	Vertical	216	0.1035	0.00050	0.1888	378.9
	Horizontal	216				
					G_m promedio (MPa)=	349
					Desviación estándar (MPa)=	77.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. Cálculo del Módulo de corte en muretes de ladrillo tubular.

Espécimen	LVDT	L_0 (m)	Área de corte (m2)	Δ (m / m)	Δ (M)	G_m (M)
MUL2A0R0-1	Vertical	208	0.0928	0.00037	0.1596	428.1
	Horizontal	208				
MUL2A0R0-2	Vertical	209	0.0924	0.00049	0.2563	523.5
	Horizontal	209				
MUL2A0R0-3	Vertical	215	0.0926	0.00052	0.2261	438.8
	Horizontal	215				
MUL2A0R0-4	Vertical	217	0.0924	0.00046	0.2454	536.8
	Horizontal	217				
					$G_m$promedio (MPa)=	482
					Desviación estándar (MPa)	56.3

Fuente: Elaboración propia

Comparando los resultados experimentales de G_m/E_m con los recomendados por el NTE E.070, se obtiene la Tabla 23, donde se puede observar que la relación G_m/E_m experimental es similar a lo establecido en la NTE E.070 de Albañilería

Tabla 23. Relación entre el módulo de corte y módulo de elasticidad

Tipo de unidad	G_m/E_m	
	Experimental	NTE E.070
Sólido Artesanal	0.40	0.4
Tubular	0.44	--

Fuente: Elaboración propia

Ensayo de compresión en probetas de concreto

Se realizaron ensayos de compresión en probetas cilíndricas de concreto con el fin de conocer la resistencia a compresión de las columnetas de confinamiento, el diámetro de las probetas fue de 150 m . La Tabla 24 y la Tabla *25* muestran los resultados de estos ensayos, donde la resistencia a compresión f'_c de las columnetas de los muros de ladrillo sólido artesanal fue 23.6 M y la resistencia a compresión f'_c correspondiente a las columnetas de los muros de ladrillo tubular fue de 16.7 M .

Tabla 24. f'_c de las columnas de confinamiento en los muros de ladrillo sólido artesanal.

Espécimen	Fuerza (k)	f_c (M)
1	447.9	25.3
2	414.2	23.4
3	443.0	25.1
	f_c promedio	24.6
	σ	1.0
	f'_c	23.6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25. f'_c de las columnas de confinamiento en los muros de ladrillo tubular.

Espécimen	Fuerza (k)	f_c (M)
1	309.0	17.5
2	300.2	17.0
3	339.4	19.2
4	299.7	17.0
	f_c promedio	17.9
	σ	1.2
	f'_c	16.7

Fuente: Elaboración propia

3.2.2. Descripción de los muros de albañilería confinada a escala real

Con el objetivo de conocer el comportamiento experimental de dos muros de albañilería confinada bajo cargas sísmicas, se realizó ensayos cíclicos a escala real de dos muros. El objetivo es determinar la curva de capacidad experimental y el comportamiento histerético para las condiciones preestablecidas de confinamiento y carga axial.

La Tabla 26 describe el tipo de unidad de albañilería, las características geométricas y carga axial de cada muro ensayado. La longitud total de los muros fue de 2600 m , la altura total de los muros fue de 2500 m y el espesor fue el ancho de los ladrillos cuyo asentado se realizó en soga. El tipo de conexión entre las columnetas y la albañilería fue del tipo dentado con una dentadura de 30m . Las juntas de mortero fueron de un espesor que varía entre 10 m y 15 m . El mortero fue de dosificación cemento: arena de 1:5, que es la proporción más baja en contenido de cemento para muros portantes, de acuerdo con la Tabla 4 de la NTE E.070 (2020).

El acero de refuerzo usado fue el ASTM A615 Grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia es 420 M . Las columnas de confinamiento fueron de un ancho de 110 m y 120 m para los muros de ladrillo tubular y sólido artesanal respectivamente, el peralte de las columnas fue de 200 m . El acero longitudinal de las columnetas fue de 4 barras de 1/2" lo que da una cuantía de 0.021. Se colocó estribos mínimos de acuerdo con la NTE E.070 (2020), que cosiste en estribos de 6 m : 1@50 m , 4@100 m , Resto@200 m a cada extremo de los nudos.

La viga de confinamiento fue de 300 m de ancho por 300 m de peralte, con el fin de que puedan encajar en los mecanos de carga. El acero longitudinal de las vigas de confinamiento fue de 4 barras de 1/2" lo que da una cuantía de 0.0056. Además, se colocó estribos mínimos de acuerdo con la NTE E-070 (2020), que cosiste en estribos de 6 m : 1@50 m , 4@100 m , Resto@200 m a cada extremo de los nudos.

La viga base consistió en una sección de 900 m de ancho por 300 m de altura y 3100 m de largo.

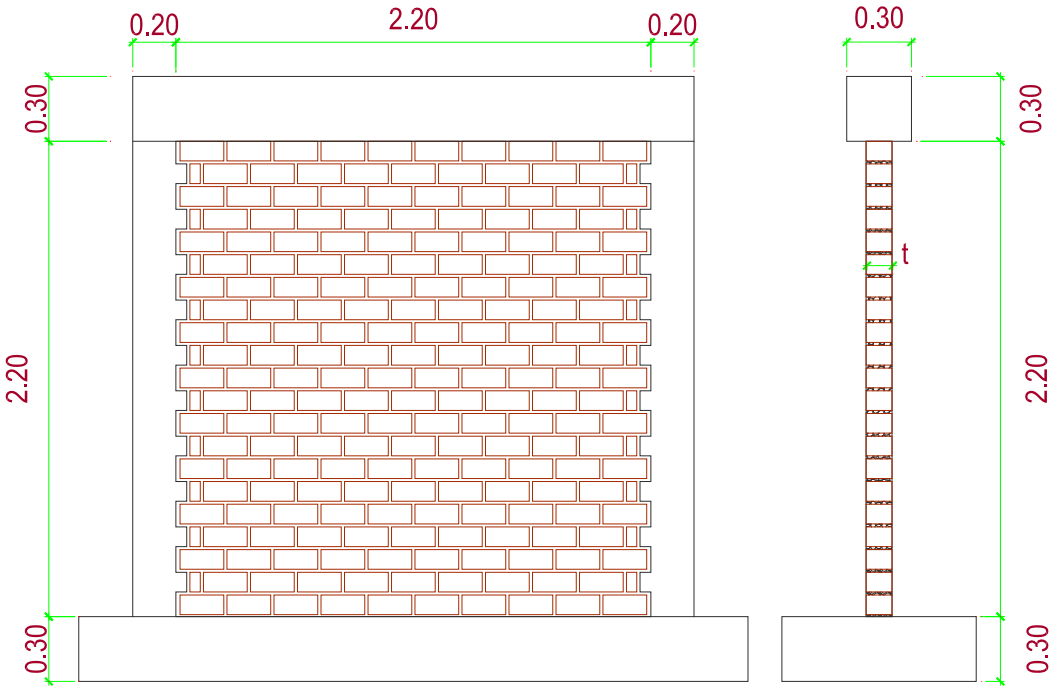


Figura 22. Esquema de los muros de albañilería confinada ensayados.

Tabla 26. Lista de muros de albañilería confinada con unidades sólidas artesanales.

CÓDIGO	**DESCRIPCIÓN**	**DIMENSIONES (m) Largo Altura Espesor**	**Carga axial en k (Esfuerzo axial promedio en M))**
ML1A0R0	Muro de albañilería confinada de ladrillos sólido artesanal.	2600 x2500x120	200 (0.63)
ML2A0R0	Muro de albañilería confinada de ladrillos tubular industrial.	2600 x2500x110	140 (0.49)

Fuente: Elaboración propia

En Figura 23 se aprecian imágenes de la construcción de los muros ensayados. La primera imagen muestra el vaciado de concreto de las bases, en la segunda imagen se observa el asentado de ladrillos, en la tercera imagen se muestra el vaciado de concreto en las columnas de confinamiento, donde se usó un concreto de 6” de slump y piedra de tamaño máximo nominal de 1/2”. En la cuarta imagen se observa los muros ya construidos.

Figura 23. Construcción de los MAC, para la presente tesis

3.2.3. Protocolo de ensayo cíclico cuasi-estático y equipamiento

El ensayo cíclico bajo carga lateral de los muros de albañilería confinada se realizó siguiendo las recomendaciones del FEMA 461 (2007) "Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components". Este ensayo, consiste en aplicar carga lateral de forma cíclica, con un patrón de desplazamiento predefinido y a una velocidad lenta de aplicación de carga. El ensayo se llevó a cabo bajo el control de deformaciones, con el fin de identificar claramente los diferentes estados de daño correspondientes a cada deformación. La historia de desplazamiento usada se basa en las recomendaciones del FEMA 461 (2007), las cuales consisten en repetir dos veces cada amplitud objetivo, las amplitudes objetivo son incrementales. La Figura 24 muestra la historia de desplazamientos usado para los ensayos. Mientras que la Tabla 27 muestra los desplazamientos y distorsiones objetivo por cada ciclo.

Para fines de este trabajo se denomina "primera repetición" a los ciclos en que se alcanza por primera vez un desplazamiento objetivo, y se denomina "ciclo repetido" a los ciclos donde se llega por segunda vez al desplazamiento objetivo.

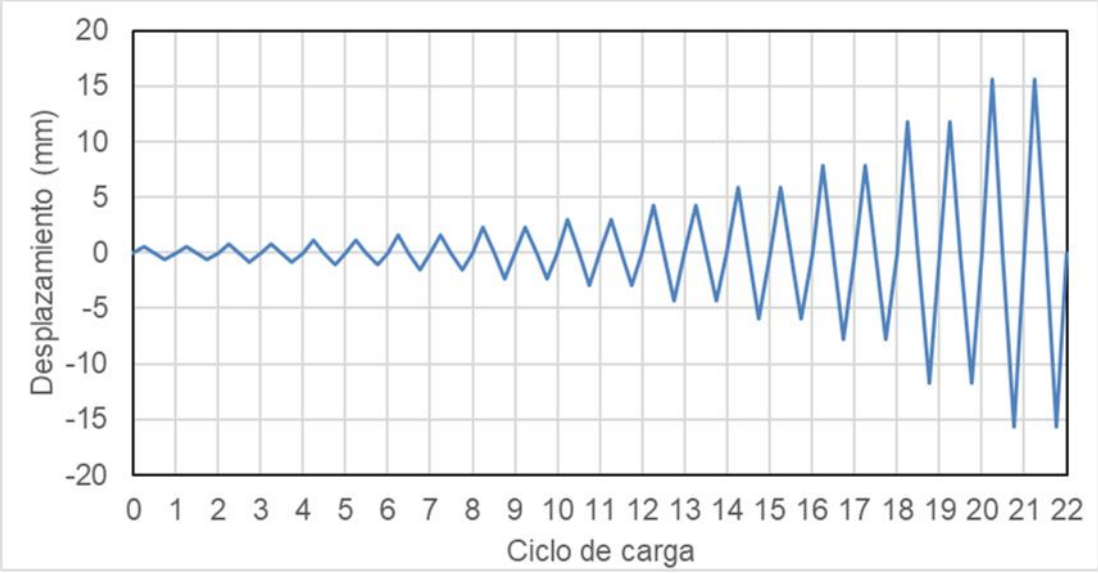


Figura 24. Historia de desplazamientos para los ensayos cíclicos.

Tabla 27. Amplitudes máximas de distorsión y desplazamiento por cada ciclo.

Distorsión	1/4200	1/3000	1/2150	1/1500	1/1000	1/800	1/550	1/400
Desplazamiento (m)	0.56	0.78	1.09	1.57	2.35	2.94	4.27	5.88
Distorsión	1/300	1/200	1/150					
Desplazamiento (m)	7.83	11.75	15.67					

Fuente: Elaboración propia

El sistema de carga consistió en cuatro gatas hidráulicas de una capacidad individual de 500 k de fuerza y una carrera de +/- 250 m . Dos de estas gatas (CH-00 y CH-01) fueron colocadas de tal forma que ejerzan una carga vertical constante sobre los muros, con el fin de simular una carga de gravedad; las otras dos gatas hidráulicas (CH-02 y CH-03) se colocaron de tal forma que ejerzan cargas horizontales cíclicas sobre la parte superior del muro y en dirección al eje principal de la viga de confinamiento, con el fin de simular la carga sísmica.

Para la medir las deformaciones que ocurren en los muros se colocó una configuración de transductores de desplazamiento (LVDT), tal como se indica en la Figura 25. Los Sensores LVDTs y los sensores de las celdas de carga de las gatas fueron conectadas a un adquisidor de datos, el cual se encarga de transformar la señal eléctrica de voltajes a desplazamientos o fuerzas.

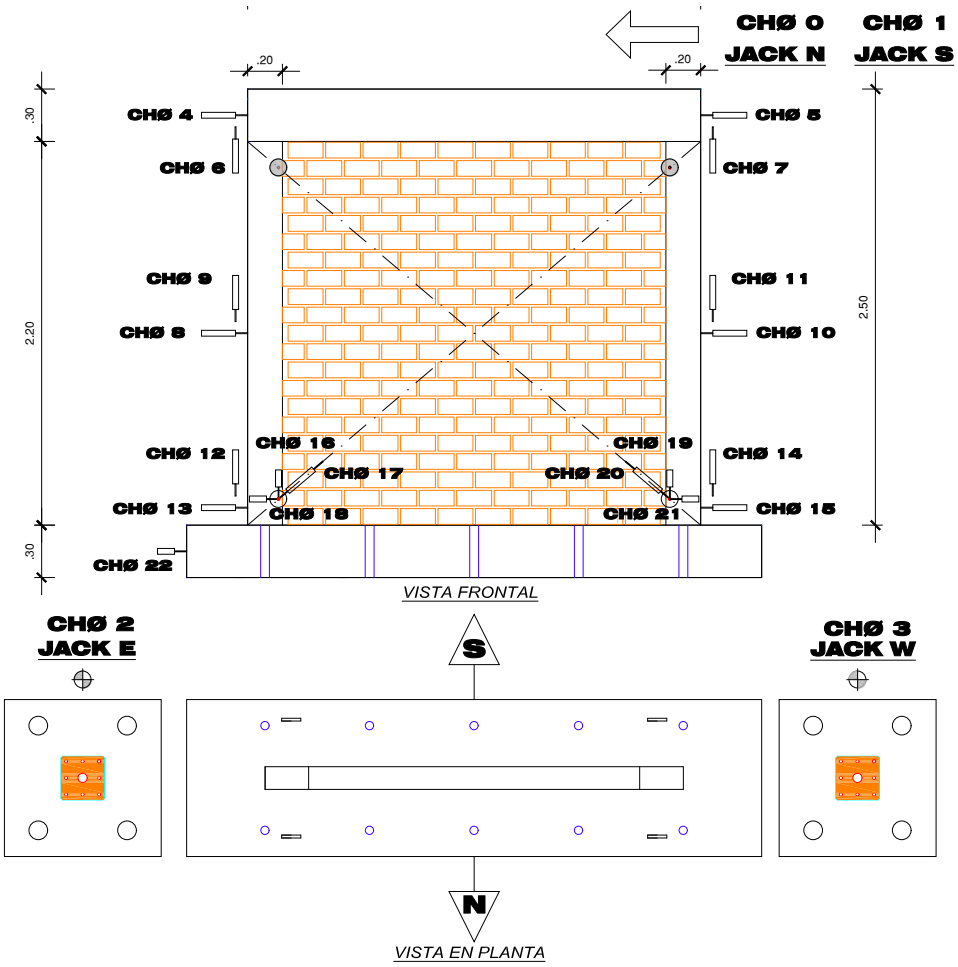


Figura 25. Configuración de los LVDTs colocados en los muros.
Fuente: CISMID.

3.2.4. Resultados de los ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada

Los resultados que se presentan consisten en los estados de daño, el comportamiento histeréticos, las curvas de capacidad experimentales, la degradación de rigidez y el amortiguamiento histerético experimental.

Evolución de daño

A continuación, se presentan los estados de daño correspondientes a los puntos característicos de fisuración, fluencia, máximo y ultimo. Estos estados de daño se asociaron a la distorsión en la que se capturo el estado de daño.

La Figura 26 muestra los estados de daño del muro ML1A0R0, que es el muro de ladrillo sólido artesanal. Se observa que el muro tuvo un tipo de falla predominante por cortante, donde la primera fisura ocurrió a una distorsión de 1/1500, mientras que la fluencia del muro ocurrió a una distorsión de 1/1000. Además, el estado de máxima resistencia ocurrió a una distorsión de 1/300, para ese estado se observaron fisuras que abarcan por completo ambas diagonales del muro. El estado ultimo ocurrió con una disminución

de la resistencia de un 20% de la resistencia máxima, y a una distorsión de 1/150, para ese estado las fisuras tuvieron espesores del aproximadamente 10 m de espesor.

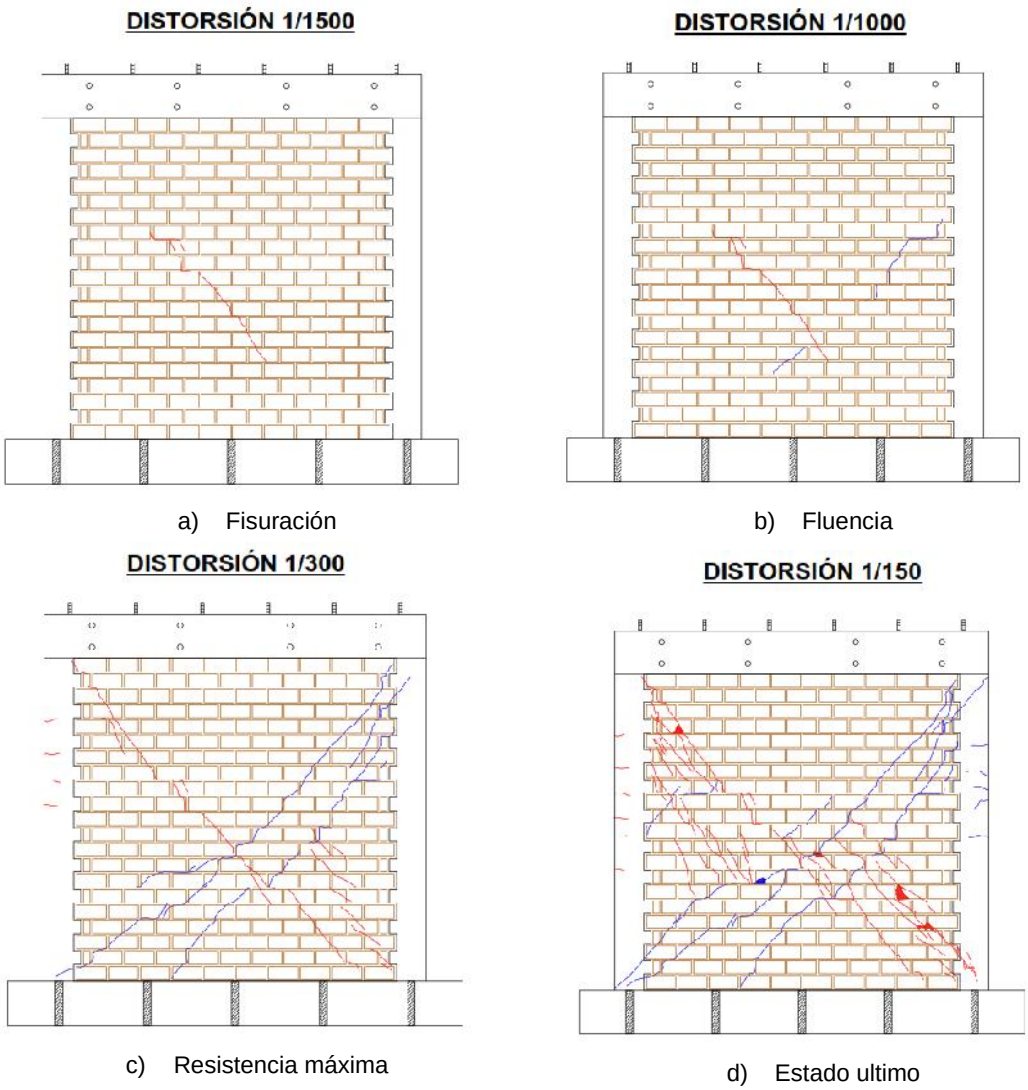
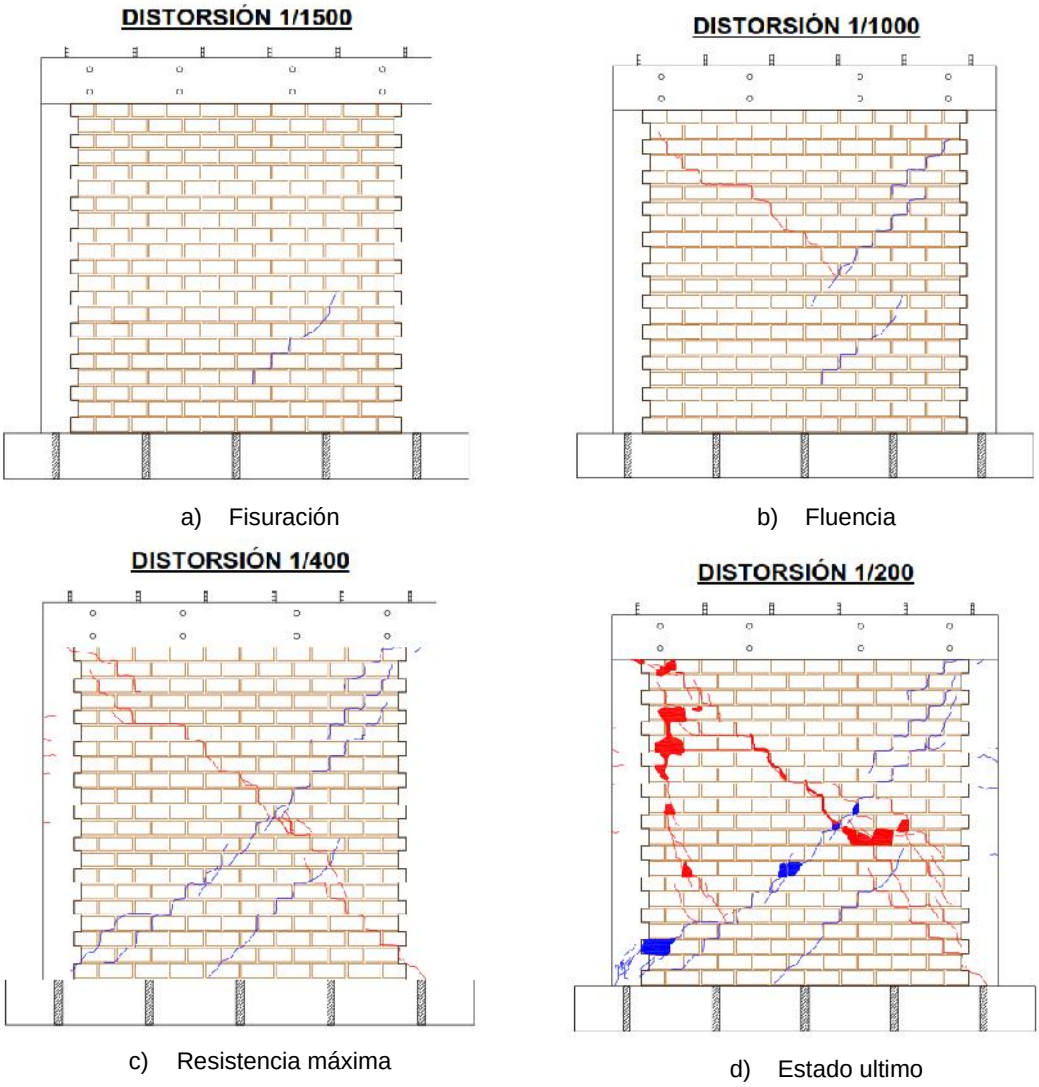


Figura 26. Estados de Daño para el muro ML1A0R0

La Figura 27 muestra los estados de daño del muro ML2A0R0 (muro de ladrillo tubular). Para este muro también se observó un tipo de falla por cortante, donde la primera fisura ocurrió a una distorsión de 1/1500 y la fluencia del muro a una distorsión de 1/1000. Sin embargo, la resistencia máxima coincidió con la distorsión de 1/400, estado en que el muro tiene fisuras a todo lo largo de las diagonales. Para el estado último, aparte de la degradación de resistencia se observó fisuras con espesores del orden de los 15 m y pedazos de ladrillos completamente triturados.



a) Fisuración

b) Fluencia

c) Resistencia máxima

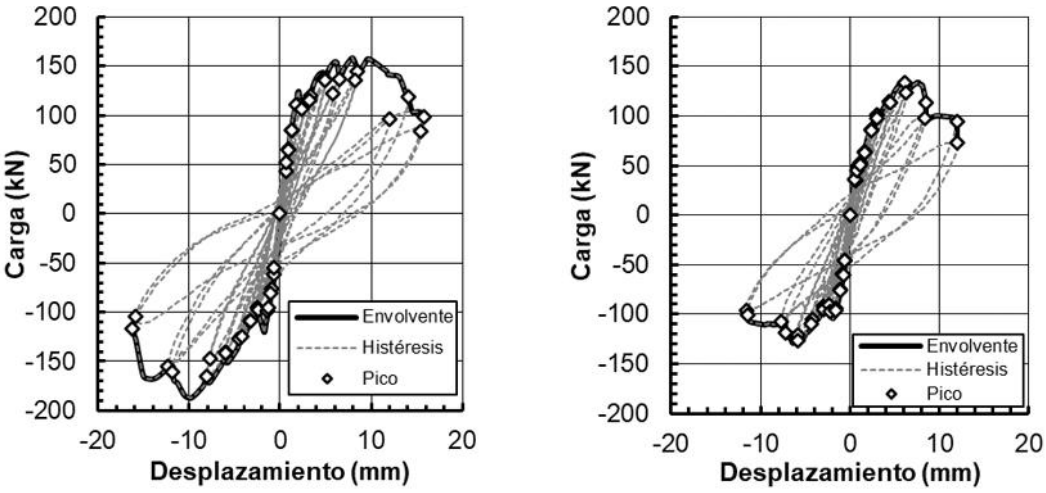
d) Estado ultimo

Figura 27. Estados de Daño para el muro ML2A0R0

Comportamiento histerético

Las curvas histeréticas que se presentan consisten en la fuerza cortante versus el desplazamiento lateral registrado en el eje central de la viga de confinamiento del muro. El área encerrada por los lazos de histéresis representa la disipación de energía de cada ciclo del ensayo.

La Figura 28-a) muestra la curva de histéresis del muro ML1A0R0, para este muro se realizaron un total de 20 ciclos de carga y descarga, en los ciclos de carga correspondientes a las distorsiones 1/1500 y 1/1000 no se realizó el ciclo de repetición, mientras que para el resto de las amplitudes objetivo se alcanzó dos veces cada desplazamiento objetivo tal como se indica en el Apartado 3.2.3. Cabe resaltar que el máximo desplazamiento alcanzado fue de 16.2 m , lo que corresponde a una distorsión aproximada de 1/150.



a) ML1A0R0 b) ML2A0R0

Figura 28. Curvas de histéresis de los muros ensayados.

La Figura 28-b) muestra la curva de histéresis del muro ML2A0R0. En el caso del muro ML2A0R0, se realizaron 20 ciclos de carga, es decir se alcanzó dos veces cada amplitud objetivo tal como se indica en el Apartado 3.2.3, hasta llegar a una amplitud máxima de 12 m que corresponde a una distorsión aproximada de 1/200.

Para ambos muros se observó lazos histeréticos angostos hasta el estado de resistencia máxima, a partir de este estado hasta la resistencia ultima, los lazos se tornan más anchos o amplios, esto se debe a que las fisuras incrementan considerablemente su espesor, además en este estado se observó el efecto de endurecimiento y ablandamiento de los lazos en la zona de carga nula (efecto pinching).

Curva de capacidad experimental

La curva de capacidad experimental resulta de unir los puntos correspondientes a los desplazamientos máximos de cada ciclo de carga y descarga. Ya que durante el ensayo se llegó dos veces al mismo desplazamiento objetivo hay dos curvas esqueleto para cada muro; la primera curva corresponde a los ciclos denominados “primera repetición” (Ciclos en los que se alcanza por primera vez el desplazamiento objetivo), mientras que la segunda curva corresponde a los ciclos denominados “ciclo repetido” (ciclo donde se alcanza por segunda vez el desplazamiento objetivo).

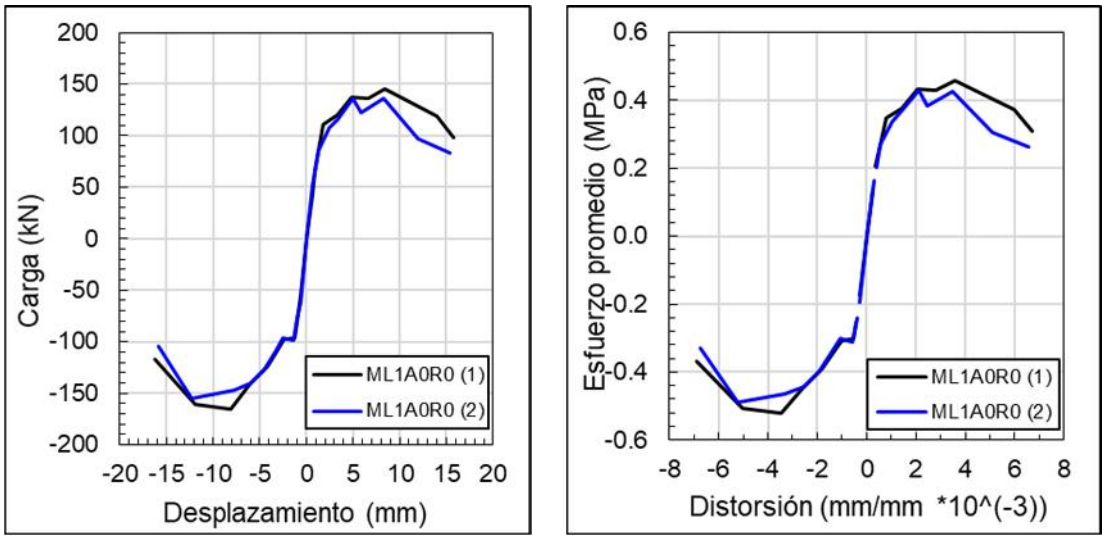
Para diferenciar las respuestas estructurales correspondientes a las primeras repeticiones y los ciclos repetidos se siguió la siguiente notación

“Nombre del muro” “(#)”

Donde # será 1 para los ciclos de la primera repetición y 2 para los ciclos repetidos.

Para fines de la calibración a una curva de capacidad teórica y para obtener las resistencias teóricas de los muros se usará la curva de capacidad del ciclo repetido ya que estos representan mejor el comportamiento durante un sismo, pues los sismos son movimientos cíclicos no periódicos en los que se alcanza más de una vez cada desplazamiento.

La Figura 29-a) y la Figura 29-b) muestran las curvas de capacidad experimentales para el muro ML1A0R0, La parte a) expresa la curva de capacidad en términos de fuerza cortante vs desplazamiento y la parte b) en términos del esfuerzo cortante promedio vs la distorsión. Se observa una ligera disminución de la resistencia de las curvas de los ciclos repetidos respecto al de los ciclos no repetidos, esto se debe a que cuando se inicia el ciclo repetido el muro ya tiene un daño previo.

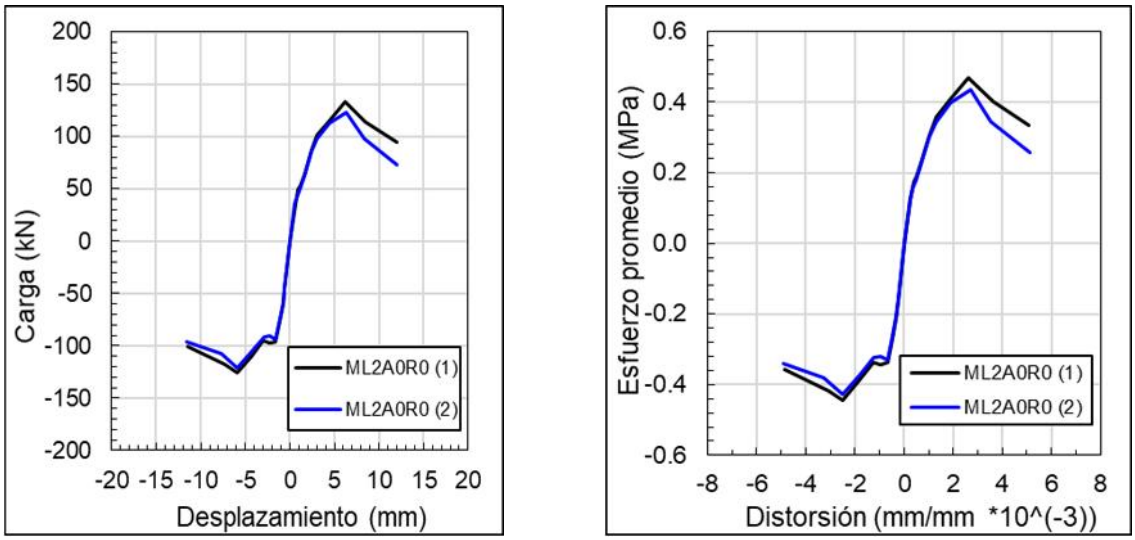


a) b)

Figura 29. Curvas de capacidad experimental del muro de ladrillo Sólido artesanal (ML1A0R0)

Se aprecia en la Figura 29, para el muro ML1A0R0 que el esfuerzo cortante máximo promedio es 0.45 M con una distorsión promedio de 0.0034 correspondiente a este punto. Mas allá de esta distorsión se observa una degradación de resistencia.

Mientras que la Figura 30 muestra las curvas de capacidad del muro ML2A0R0, se aprecia que el esfuerzo cortante máximo promedio es 0.43 M con una distorsión promedio de 0.0026 correspondiente a este punto. Mas allá de la distorsión se observa una degradación de resistencia hasta llegar a una distorsión de 0.005 y un esfuerzo cortante último promedio de 0.3 M , estado en el que se detuvo el ensayo ya que el muro estaba completamente dañado.



a) b)

Figura 30. Curvas de capacidad experimental del muro de ladrillo tubular industrial (ML2A0R0)

Como los muros ML1A0R0 y ML2A0R0 no fueron ensayados bajo la misma carga axial, no es posible comparar a simple vista las resistencias y distorsiones de estos muros, ya que la carga axial tiende a incrementar la resistencia al corte de los muros de albañilería confinada, mientras que la capacidad de deformación tiende a disminuir.

Sin embargo, en ambos muros se observa que la distorsión en el estado de resistencia máxima es menor al límite de distorsión para albañilería confinada (0.005) establecido por la NTE E.030 (2020).

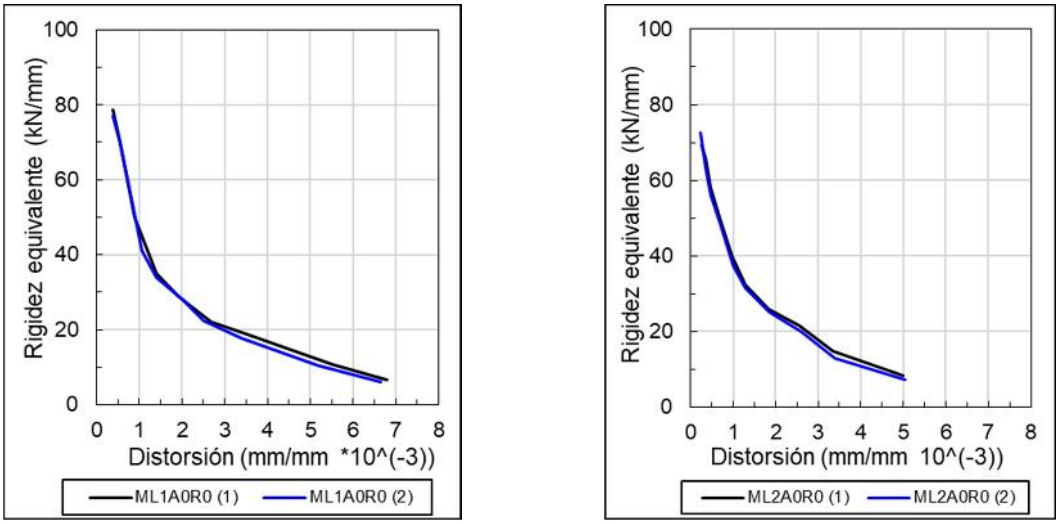
Degradación de la rigidez

La Figura 31 a) y Figura 31 b) muestran la rigidez equivalente versus la distorsión lateral de los MAC ML1A0R0 y ML2A0R0. La rigidez equivalente se calculó como la rigidez secante que une los puntos pico de cada ciclo de histéresis, es decir el punto de máximo desplazamiento positivo con el punto de máximo desplazamiento negativo.

De la Figura 31 a) se observa que la rigidez equivalente inicial del muro ML1A0R0 es de 87.7 k/m y que esta rigidez disminuye abruptamente hasta llegar a 41 k/m que corresponde a la distorsión del punto de fluencia, luego rigidez sigue disminuyendo con menor grado hasta llegar a un valor de 17.7 k/m que corresponde a la distorsión del punto de máxima resistencia, para a continuación seguir disminuyendo hasta un valor de 6 k/m .

De la Figura 31 b) se aprecia que la rigidez equivalente inicial del muro ML2A0R0 es de 72.5 k/m y que esta rigidez disminuye abruptamente hasta llegar a 37.6 k/m que corresponde a la distorsión del punto de fluencia, luego rigidez sigue disminuyendo con menor grado hasta llegar a un valor de 20 k/m que corresponde a la distorsión del

punto de máxima resistencia, para a continuación seguir disminuyendo hasta un valor de 7 $k \quad /m$

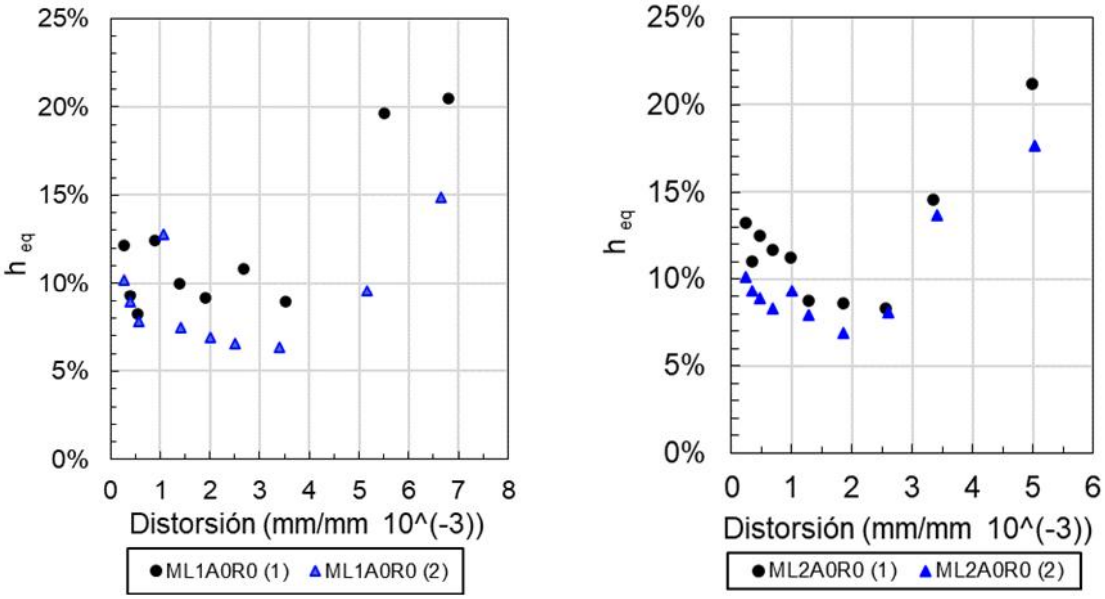


a) b)

Figura 31. Degradación de la rigidez de los muros a) ML1A0R0 y b) ML2A0R0

Factor de Amortiguamiento histerético

El amortiguamiento histerético representa la disipación de energía de las estructuras y se debe principalmente al daño (formación de fisuras y grietas), además de la disipación de energía en forma de calor. El amortiguamiento histerético se mide generalmente mediante el factor de amortiguamiento equivalente h_e , la que se calculó usando la Ecuación *(3)*. Se observa para ambos MAC que a partir de la distorsión 1/800 aproximadamente, correspondiente al punto de fluencia de ambos muros, el factor de amortiguamiento incrementa.



a) *b)*

Figura 32. Amortiguamiento histerético de los muros a) ML1A0R0 y b) ML2A0R0.

CAPÍTULO IV: CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

El macro modelo que se usará para representar el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada es el modelo tetra-lineal desarrollado por Saito (2019). Este modelo se eligió ya que posee características similares a los observados durante los ensayos experimentales como son la degradación de rigidez, la degradación de resistencia, el efecto de ablandamiento y endurecimiento de la histéresis cuando se cambia la dirección de aplicación de la carga lateral (pinching), tal como se muestra en la Figura 33.

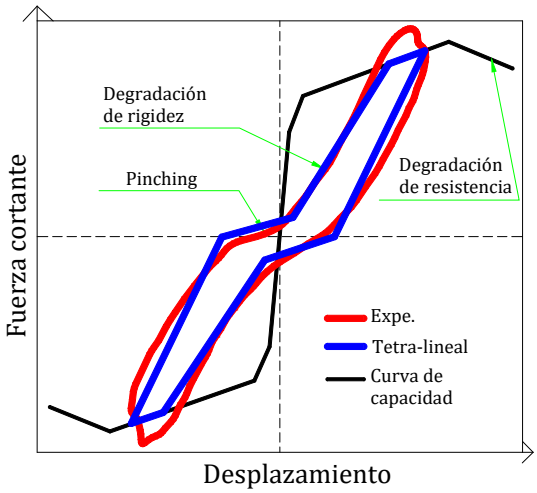


Figura 33. Comportamiento histerético de la albañilería confinada.

La curva primaria de este modelo consiste en una curva tetra-lineal que se define por la rigidez inicial K, la rigidez post fisuración K_2, la rigidez post fluencia K_3y la rigidez de la etapa de degradación de resistencia K_4. Los cambios de pendiente de la curva de capacidad están definidos por los puntos característicos de estados de daño, los que se denominaran punto de fisuración (δ_c, Q_c), fluencia (δ_y, Q_y), resistencia máxima (δ_m, Q_m) y resistencia ultima (δ_u, Q_u). Los patrones de daño asociados a cada uno de estos puntos se mostraron en el marco teórico. En la Figura 34 se puede observar la curva de capacidad tetra lineal, donde se observa que la relación entre las rigideces K_2/K se denomina a_1, mientras que la relación K_3/K es igual a a_2; y, por útimo la relación K_4/K se denomina a_3.

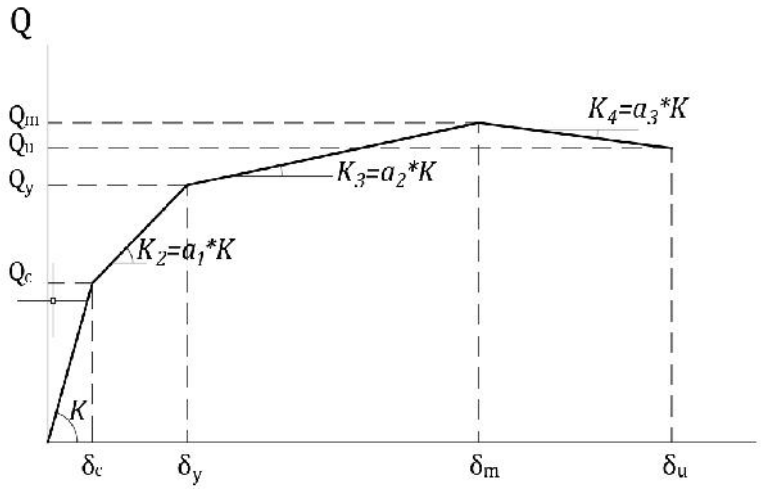


Figura 34. Curva de capacidad Tetra-lineal

Los lazos de histéresis del modelo tetra-lineal se pueden observar en la Figura 35, donde se aprecian los parámetros (b_0, b_1 y b_2) que definen la histéresis tetra lineal. Este modelo fue presentado con mayor detalle en el Apartado 2.1.5.

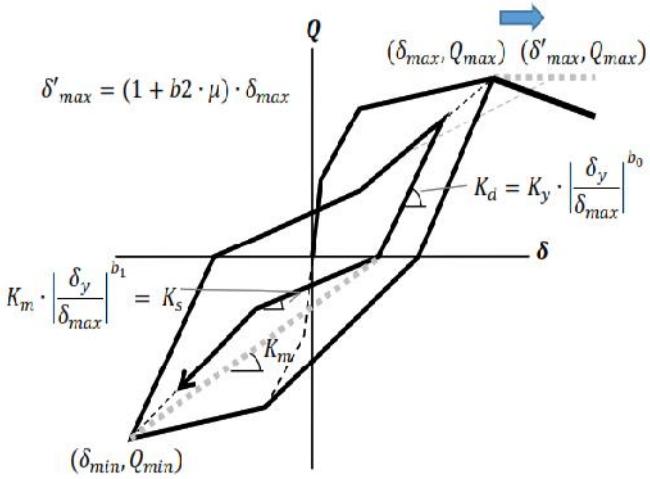


Figura 35. Lazo histerético del modelo tetra-lineal.
Fuente: Saito (2019)

En el presente capítulo se ajustan las curvas de capacidad experimentales de los muros de albañilería confinada (MAC) a la curva de capacidad tetra lineal con el fin de obtener las deformaciones y resistencias de cada punto característico. La curva la curva de capacidad ajustada se usa como dato para poder calibrar los lazos histeréticos.

Luego se calibran los parámetros (b_0, b_1 y b_2) para cada uno de los MAC recopilados y ensayados. La calibración se realizó usando el algoritmo de las luciérnagas modificado. Posteriormente, se propone expresiones para el cálculo de las resistencias de los muros de albañilería, en sus diferentes estados de daño. Para finalizar el capítulo se expone los niveles de distorsión asociados a los puntos característicos para muros hechos de ladrillo sólido artesanal, tubular y king kong 18 huecos.

4.1. CALIBRACIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD EXPERIMENTALES

Se ajustaron las curvas de capacidad experimentales de 16 muros ensayados en el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), los cuales están listados en la Tabla 28 y cuyas características se mostraron en el subcapítulo de recopilación de investigaciones experimentales previas.

El ajuste se realizó de tal forma que el trabajo realizado por la fuerza lateral aplicada sobre el muro sea la misma tanto para la curva de capacidad experimental como para la curva ajustada. El trabajo fue calculado como el promedio de las áreas, en valor absoluto, bajo las curvas de capacidad positivas y negativas, es decir, de las curvas obtenidas de empujar y jalar el muro. Las curvas de capacidad experimentales tomadas en cuenta para el presente capítulo son las correspondientes a las repeticiones de cada distorsión objetivo.

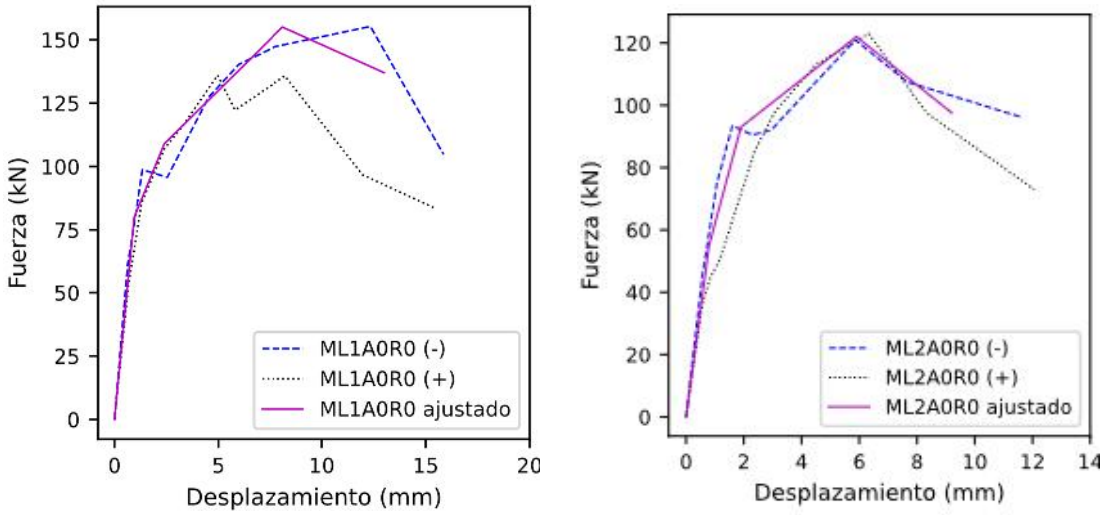
Tabla 28. Muros de albañilería confinada cuyas curvas de capacidad fueron calibrados.

Muro	**Tipo de ladrillo**	**Longitud del muro (m)**	**Espesor del muro (m)**	**Altura del muro* (m)**	**Carga axial en k (Esfuerzo axial promedio en M)**	**Estudio**
MART	Sólido artesanal	2400	117	2350	200 (0.71)	Diaz et al. (2017)
MTUB	Tubular industrial	2400	111	2350	200 (0.75)	Diaz et al. (2017)
ML1CCA-1	Sólido artesanal	2600	114	2350	140 (0.47)	CISMID-SENCICO (2017)
ML1CCA-2	Sólido artesanal	2600	114	2350	140 (0.47)	CISMID-SENCICO (2017)
ML1CCA-3	Sólido artesanal	2600	114	2350	140 (0.47)	CISMID-SENCICO (2017)
ML1SCA-1	Sólido artesanal	2600	114	2350	0.0 (0.00)	CISMID-SENCICO (2017)
ML1SCA-2	Sólido artesanal	2600	114	2350	0.0 (0.00)	CISMID-SENCICO (2017)
ML2CCA-2	Tubular industrial	2600	108	2350	140 (0.50)	CISMID-SENCICO (2017
ML2CCA-3	Tubular industrial	2600	108	2350	141 (0.50)	CISMID-SENCICO (2017
ML2SCA-1	Tubular industrial	2600	108	2350	0.0 (0.00)	CISMID-SENCICO (2017
ML2SCA-2	Tubular industrial	2600	108	2350	0.0 (0.00)	CISMID-SENCICO (2017
ML2SCA-3	Tubular industrial	2600	108	2350	0.0 (0.00)	CISMID-SENCICO (2017
ML1R0	Sólido artesanal	2600	121	2350	200 (0.63)	Diaz et al. (2020)
ML2R0	Tubular industrial	2600	110	2350	200 (0.70)	Diaz et al. (2020)
ML1A0R0	Sólido artesanal	2600	122	2350	200 (0.63)	Presente estudio
ML2A0R0	Tubular industrial	2600	109	2350	140 (0.49)	Presente estudio

Fuente: Elaboración propia

*La altura de los muros es la correspondiente a la distancia entre la parte superior de la viga base y el eje central de la viga de confinamiento superior.

La Figura 36-a) y Figura 36-b) muestra los resultados de los ajustes realizados de los muros ML1A0R0 y ML2A0R0. Es importante precisar que los puntos característicos se identificaron con ayuda de los patrones de daño asociados a estos puntos. Además, la resistencia del punto último se calculó como el 80% de la máxima resistencia.



a) ML1A0R0 b) ML2A0R0

Figura 36. Curva de Capacidad experimentales y ajustadas de los muros ML1A0R0 y ML2A0R0

En la Tabla 29 se aprecia que las áreas bajo las curvas de capacidad experimental y teóricas, para los muros ML1A0R0 y ML2A0R0, hasta los puntos de resistencia máxima y de capacidad última, tienen una buena aproximación, ya que los errores relativos de los ajustes son bajos, por lo que se considera que la curva tetra-lineal calibrada representa adecuadamente el comportamiento de estos muros.

Tabla 29. Comparación de las áreas bajo la curva de capacidad experimental y teórica.

Muro	Área experimental ($k \cdot m$)		Área tetra-lineal ($k \cdot m$)		Error relativo	
	Hasta el punto Máximo	Hasta el punto Último	Hasta el punto Máximo	Hasta el punto Último	Hasta el punto Máximo	Hasta el punto Último
MART	1393.31	2454.50	1378.88	2374.28	-1.0%	-3.3%
MTUB	359.65	453.32	353.91	452.31	-1.6%	-0.2%
ML1CCA-1	1078.56	1615.97	1073.45	1730.70	-0.5%	7.1%
ML1CCA-2	736.00	1613.67	733.50	1558.17	-0.3%	-3.4%
ML1CCA-3	1308.03	1701.33	1277.25	1686.75	-2.4%	-0.9%
ML1SCA-1	951.29	1637.86	947.40	1464.00	-0.4%	-10.6%
ML1SCA-2	973.90	1875.66	974.80	1883.30	0.1%	0.4%
ML2CCA-2	417.55	821.69	419.44	845.23	0.5%	2.9%
ML2CCA-3	415.83	891.97	416.63	809.93	0.2%	-9.2%
ML2SCA-1	700.11	1162.73	581.70	1108.20	-16.9%	-4.7%
ML2SCA-2	539.30	1202.88	546.25	1174.25	1.3%	-2.4%

Muro	Área experimental (k . m)		Área tetra-lineal (k . m)		Error relativo	
	Hasta el punto Máximo	Hasta el punto Último	Hasta el punto Máximo	Hasta el punto Último	Hasta el punto Máximo	Hasta el punto Último
ML2SCA-3	499.35	1132.59	500.10	1130.60	0.2%	-0.2%
ML1R0	727.37	1404.34	738.00	1406.25	1.5%	0.1%
ML2R0	244.40	482.27	247.63	405.58	1.3%	-15.9%
ML1A0R0	879.51	1444.78	883.05	1448.07	0.4%	0.2%
ML2A0R0	535.18	749.36	533.40	772.80	-0.3%	3.1%

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 30 muestra los valores de esfuerzo cortante promedio y distorsiones correspondientes a la curva de capacidad ajustada de los MAC. Los cuales son definidos por cuatro puntos correspondientes a los estados de daño de primera fisuración (C), fluencia (Y), punto de resistencia máxima (M), y estado último (U).

Tabla 30. Curva de capacidad tetra-lineal de los muros de albañilería confinada

Muro de albañilería confinada	Distorsión x10^{-3}				Esfuerzo cortante promedio (M)			
	(C)	(Y)	(M)	(U)	(C)	(Y)	(M)	(U)
MART	0.4	0.9	3.6	6.6	0.26	0.45	0.62	0.59
MTUB	0.3	0.6	1.5	1.9	0.32	0.42	0.49	0.43
ML1CCA-1	0.5	1.0	4.3	6.6	0.28	0.35	0.45	0.36
ML1CCA-2	0.3	0.9	3.4	6.6	0.22	0.30	0.40	0.32
ML1CCA-3	0.5	1.3	5.1	6.6	0.27	0.35	0.44	0.35
ML1SCA-1	0.3	0.7	6.0	10.0	0.17	0.20	0.28	0.22
ML1SCA-2	0.3	0.6	6.0	10.9	0.18	0.21	0.28	0.25
ML2CCA-2	0.3	0.6	1.8	3.3	0.27	0.39	0.44	0.36
ML2CCA-3	0.3	0.5	1.8	3.4	0.31	0.40	0.41	0.33
ML2SCA-1	0.3	0.5	3.8	6.4	0.21	0.29	0.29	0.23
ML2SCA-2	0.2	0.5	4.0	6.6	0.20	0.28	0.28	0.27
ML2SCA-3	0.2	0.4	3.4	7.5	0.21	0.24	0.24	0.23
ML1R0	0.5	1.2	3.0	5.3	0.23	0.39	0.43	0.34
ML2R0	0.3	0.6	1.1	1.7	0.24	0.37	0.47	0.38
ML1A0R0	0.4	1.0	3.4	5.5	0.24	0.33	0.46	0.37
ML2A0R0	0.3	0.8	2.5	3.9	0.19	0.33	0.43	0.34

Fuente: Elaboración propia

4.2. CALIBRACIÓN DE LOS LAZOS HISTERÉTICOS

Para fines de calibrar el modelo histerético, los efectos de degradación de rigidez y resistencia están definidos por la curva de capacidad, las cuales ya fueron establecidos en la Tabla 30, mientras que los parámetros que definen la forma de los lazos histeréticos (b_0, b_1 y b_2) se ajustaron usando el Algoritmo Modificado de las Luciérnagas o MFA, por sus siglas en inglés.

Para ello, el programa que contine el código del MFA que se usó, fue desarrollado por Muñoz et al. (2019) para calibrar lazos histeréticos de aisladores sísmicos de bajo costo

al modelo de Buck and Wen, dicho software fue modificado por el autor de esta tesis y adaptado al modelo histerético tetra-lineal.

Los detalles del MFA fueron mostrados en el marco teórico. Por lo que, en el presente apartado se enfoca en los resultados obtenidos de la calibración.

La cantidad de generaciones G_m elegida fue de 5, mientras que el número de luciérnagas o vectores aleatorios u_i = (b_0, b_1 y b_2) fue de 5000. El dominio de valores para los tres parámetros fue el siguiente:

$$0 < b0 < 1$$

$$0 < b1 < 1$$

$$0 < b2 < 0.04$$

Con esos datos se genera una población aleatoria de luciérnagas, que irán mutando en cada generación, con el fin de hacerse más densa alrededor de las luciérnagas que tienen menos error. La función error u objetivo $f_{f\ (u_i)}$ elegida fue el de control por fuerzas, en otras palabras, una luciérnaga tendrá menor $f_{f\ (u_i)}$ cuando la suma acumulada de las diferencias entre la fuerza cortante tetra-lineal y la fuerza experimental es menor.

$$I_i = f_{f\ (u_i)} = -\sum_i a \quad (V_{T\ \ -i} - V_{ex\ \ -i}) \qquad (28)$$

Donde:

$V_{T\ \ -i}$: Fuerza cortante del modelo tetra-lineal

$V_{ex\ \ -i}$: Fuerza cortante experimental

Los datos de entrada para el algoritmo son la historia de desplazamiento y de fuerzas experimentales, además de la curva de capacidad tetra-lineal. La historia experimental de desplazamientos y fuerzas fueron previamente filtradas, con el fin de evitar posibles soluciones locales que no sean las óptimas. La Figura 37 y la Figura 38 muestran la diferencia entre el desplazamiento experimental bruto (sin filtro) y el desplazamiento ya filtrado para el muro ML1A0R0. Los puntos que se retiraron son aquellos en los que el desplazamiento se mantuvo momentáneamente constante, ya sea para marcar las fisuras durante el ensayo, o por alguna otra razón.

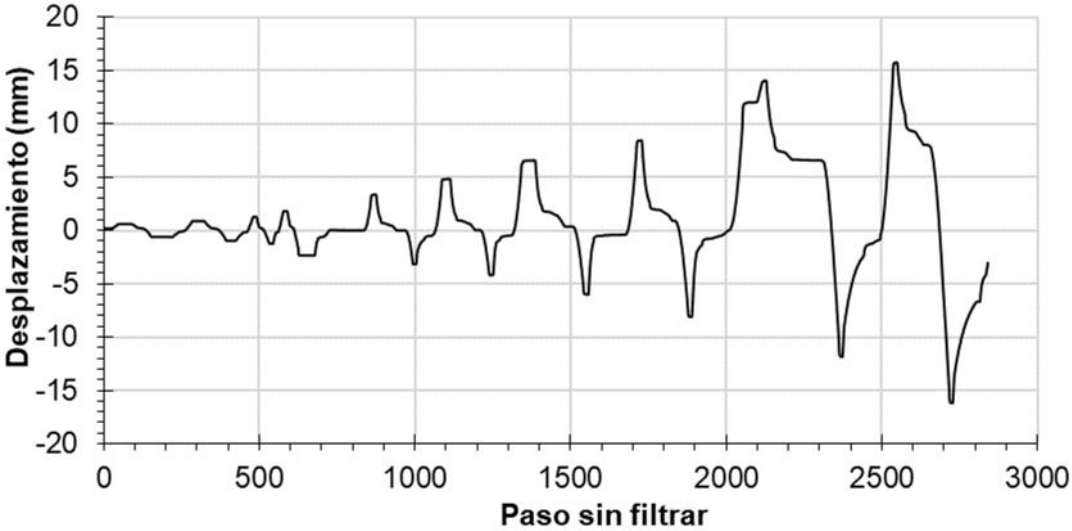


Figura 37. Desplazamiento sin procesar del ensayo del muro ML1A0R0.

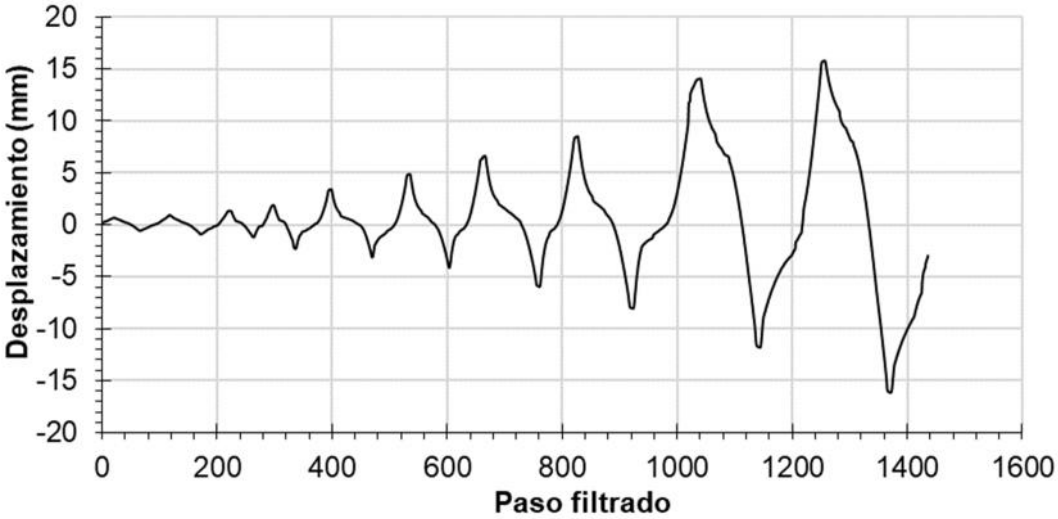
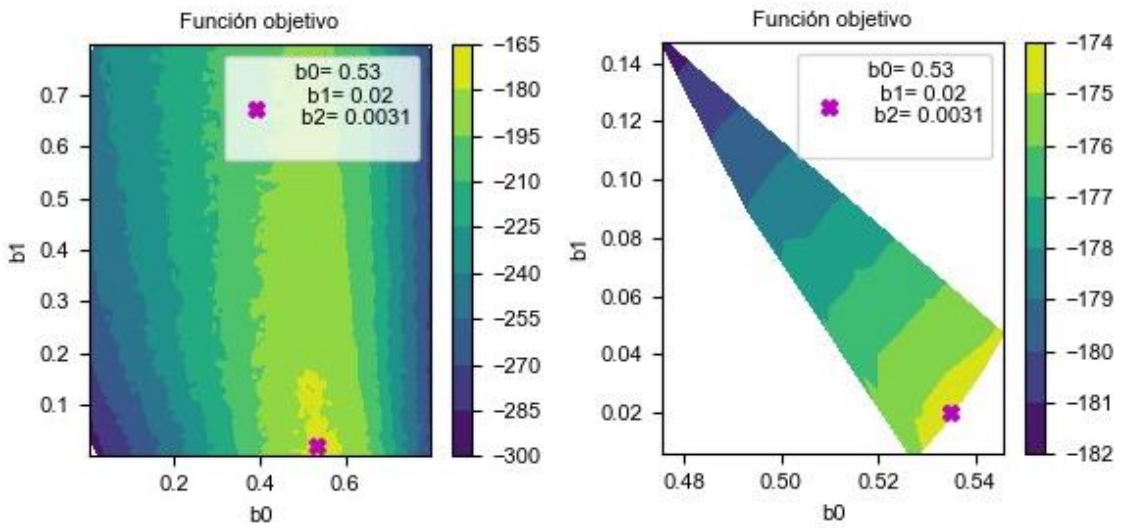


Figura 38. Desplazamiento procesado del ensayo del muro ML2A0R0.

La Figura 39-a) y la Figura 39-b) muestra la función objetivo $f_f \quad (u_t)$ en función de los parámetros de mayor influencia sobre la histéresis. En la Figura 39 a) se observa que las luciérnagas están dispersas en toda la población original, pero hay una región con menor función objetivo (región de color amarillo), mientras que para la generación 5 de luciérnagas, Figura 39 b), están densas alrededor de los parámetros óptimos.



a) Generación 1 b) Generación 5

Figura 39. Función objetivo en función de los parámetros histeréticos del muro ML1A0R0. a) Generación 1 b) Generación 5.

La Figura 40 compara el lazo histerético experimental con su respectivo lazo teórico óptimo, dichos lasos son los correspondientes al punto de resistencia máxima del muro ML1A0R0, y se observa que el lazo teórico se acerca bastante al lazo experimental.

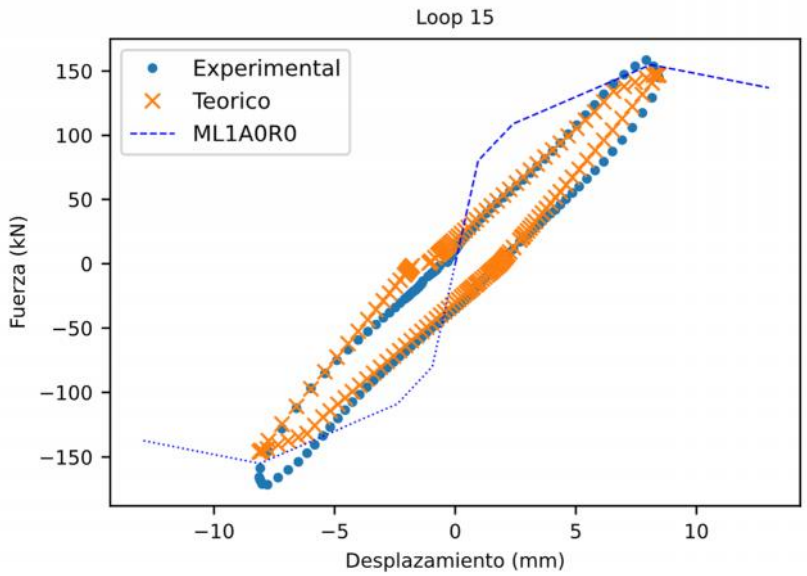
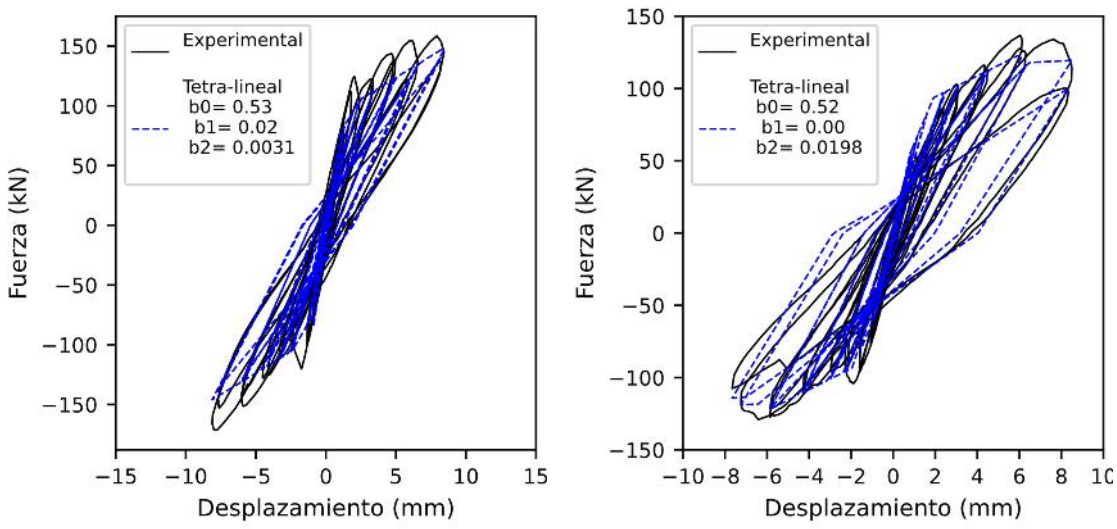


Figura 40. Comparativa del lazo 15 del muro ML1A0R0

La Figura 41-a) y Figura 41-b) comparan todos los lazos histeréticas experimentales con los lazos tetra-lineal óptimos para los muros ML1A0R0 y ML2A0R0. Además, se muestran los parámetros óptimos de cada uno de los muros. El resto de las curvas comparativas de los demás muros se encuentran en los ANEXO 1.



a) ML1A0R0 b) ML2A0R0

Figura 41. Lazos histeréticos experimental y tetra-lineal de los muros ML1A0R0 y ML2A0R0

La Figura 42 y la Figura 43 comparan la fuerza cortante experimental con la fuerza cortante del modelo tetra-lineal óptimo para los muros ML1A0R0 y ML2A0R0.

Como se observa desde la Figura 41 hasta la Figura 43 las curvas histeréticas obtenidas del proceso de calibración muestran una buena aproximación con las curvas experimentales. Por lo que, el modelo tetra-lineal con los parámetros histeréticos adecuados se puede usar para representar el comportamiento sísmico de los MAC estudiados.

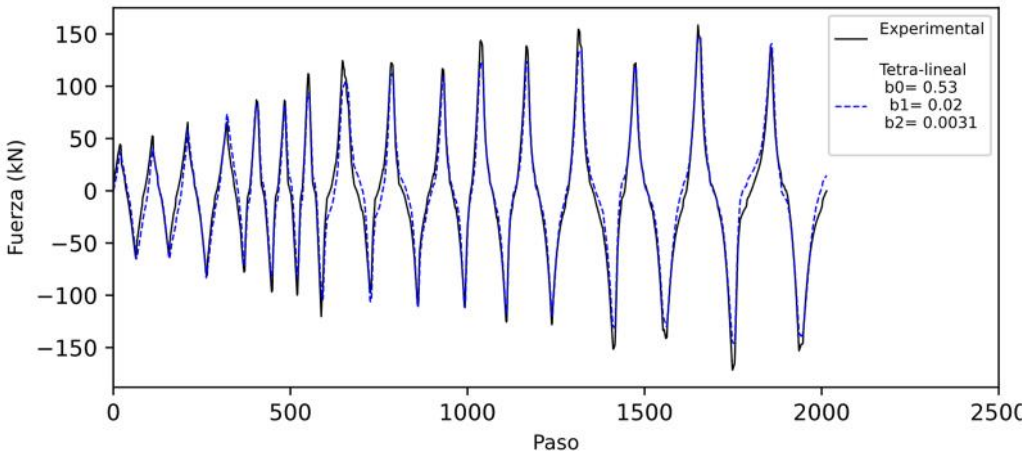


Figura 42. Historia de la fuerza cortante experimental y tetra-lineal para el muro ML1A0R0.

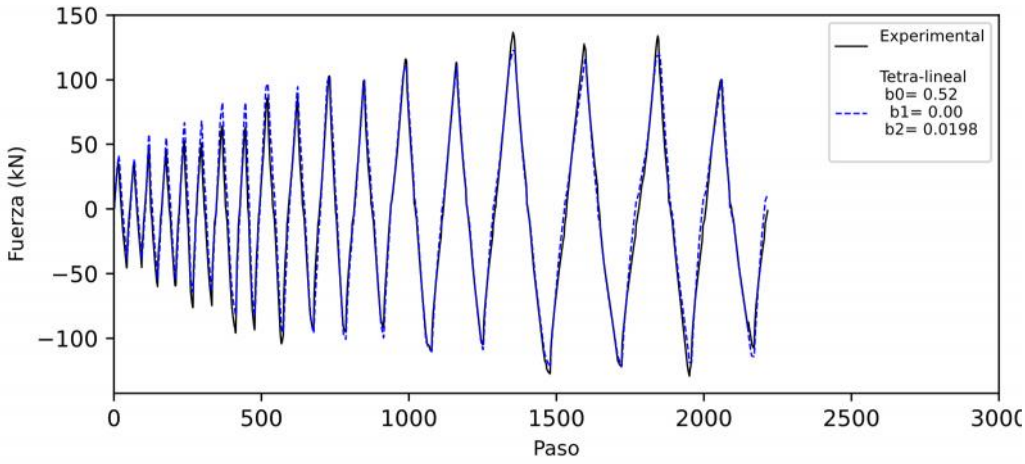
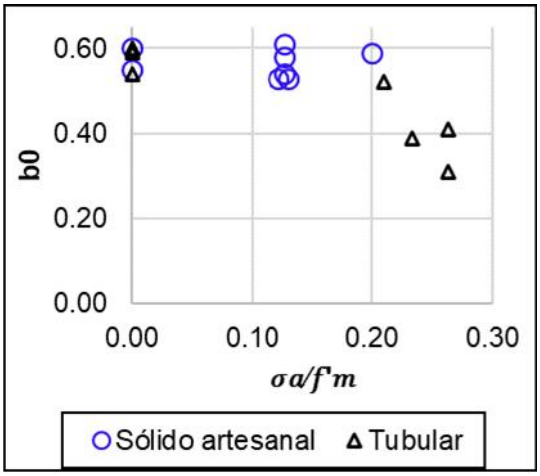
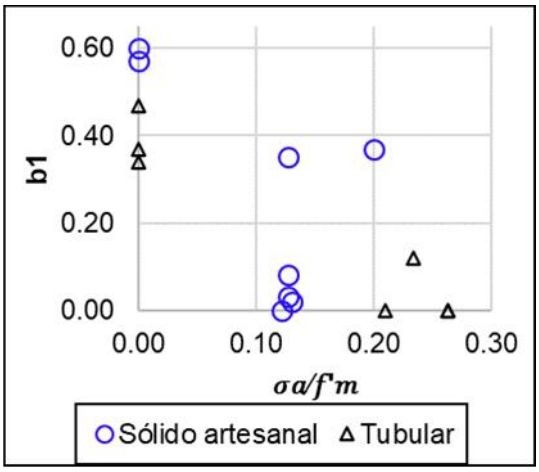


Figura 43. Historia de la fuerza cortante experimental y tetra-lineal para el muro ML2A0R0

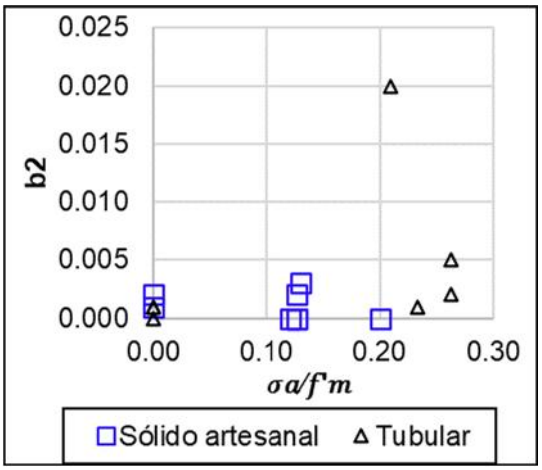
La Figura 44 muestra los valores óptimos de los parámetros b_0, b_1 y b_2 para los MAC ensayados en CISMID, los cuales se grafican en función del tipo de unidad de albañilería y del esfuerzo axial normalizado σ_a / f'_m , donde σ_a es el esfuerzo axial que se le aplicó al muro y f'_m es la resistencia a compresión axial de las pilas de albañilería correspondientes. Se observa que para el caso de los MAC de ladrillo sólido artesanal el parámetro b_0 (Figura 44-a) se puede considerar como constante, mientras que para los MAC de ladrillo tubular el parámetro b_0 disminuye a medida que se incrementa la carga axial normalizado. Para el caso del parámetro b_1 (Figura 44-b) se nota que este disminuye a medida que se incrementa el esfuerzo axial normalizado, por el contrario, para el parámetro b_2 (Figura 44-c) se observa que tienen valores bajos que se pueden considerar constantes para cada tipo de material ya que la dispersión de b_2 es baja y además este parámetro tiene poca influencia en el área y la forma de los lazos histeréticos.



a) Parámetro b_0



b) Parámetro b_1



c) Parámetro b_2

Figura 44. Parámetros histeréticos de los MAC ensayados por CISMID

Teniendo en cuenta estos resultados, la Tabla 31 propone los parámetros histeréticos a usarse para representar el comportamiento histerético de los MAC. Los límites de σ_a / f'_m que se usan son los mismo que se proponen con la capacidad de deformación de los MAC, los que se indican en el Apartado 4.4.

Tabla 31. Parámetros histeréticos para los MAC

Muro	σ_a / f'_m	b_0	b_1	b_2
Sólido Artesanal	[0.0, 0.06]	0.57	0.59	0.002
	<0.06, 0.20]	0.57	0.14	0.002
Tubular	[0.0, 0.13]	0.58	0.39	0.004
	<0.13, 0.35]	0.41	0.03	0.004

Fuente: Elaboración propia

De los resultados de los parámetros histeréticos, se puede observar que, para los muros hechos de un ladrillo definido, como por ejemplo el tubular, el parámetro b_0 es mayor cuando la carga axial normalizada σ_a / f'_m es baja, lo que significa lazos histeréticos más angostos y por lo tanto menor disipación de energía. Esto tiene significado físico, ya que al observar los ensayos los muros más dañados a una determinada distorsión son los que poseen carga axial alta.

En el caso del parámetro b_1, que es una medida del pinching, se observa que los muros que fueron ensayados con esfuerzo axial alto tienen parámetro b_1 bajo o poco pinching, lo que significa también lazos más amplios. Por lo tanto, mayor disipación de energía y mayor daño.

4.3. EXPRESIONES PARA LA CURVA DE CAPACIDAD TETRA-LINEAL DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

En la presente sección se formula una expresión matemática para determinar las fuerzas resistentes de los puntos de fisuración, fluencia, resistencia máxima y resistencia última de los MAC. Dicha expresión se basa en la expresión propuesta por Diaz et al. (2019), pero con la diferencia que se usó la resistencia a compresión diagonal de los muretes de albañilería v'_m en lugar de la resistencia a compresión axial de las pilas de albañilería f'_m. Esta actualización se realizó debido a que hay una mejor correlación entre el esfuerzo de corte del muro y v'_m. Además, de que en los últimos años se han venido realizando ensayos cíclicos bajo carga lateral de muros de albañilería confinada en los cuales se construyeron también muretes y se obtuvo la propiedad v'_m, por lo que se pudo incrementar la base de datos con dicha propiedad a una cantidad de 24 especímenes de muros y muretes. La Figura *45* muestra la curva de capacidad de muros de albañilería confinada que se usaron para el desarrollo de la expresión mostrada en la Ecuación (31) y (32).

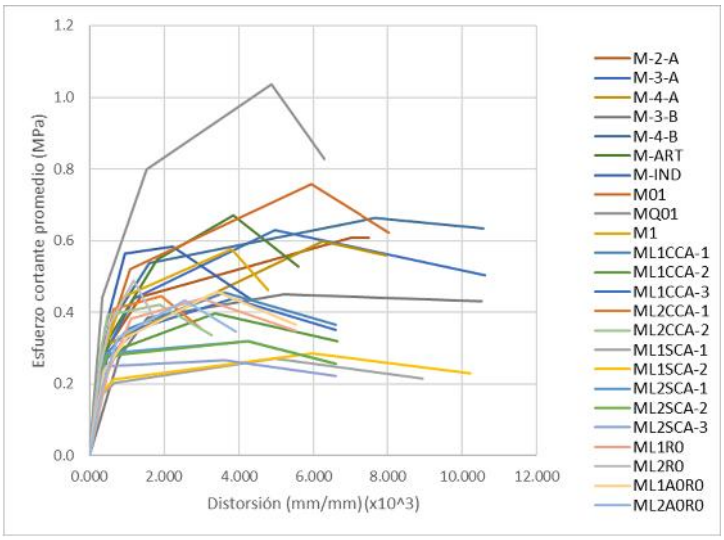


Figura 45. Base de datos de muros que cuentan con la propiedad v'_m.

Con la data existente se realizó un estudio para observar la influencia de las propiedades mecánicas y de los elementos de confinamiento sobre el esfuerzo cortante promedio del muro (τ). Para ello, se definieron las cuantías longitudinales (P_t) y la cuantía de acero horizontal o de estribos (P_w) como:

$$P_t = {a_t}/{(t \cdot L)} \tag{29}$$

$$P_w = {a_w}/{(t \cdot s_w)} \tag{30}$$

Donde a_t es el área del acero longitudinal de una de las columnas de confinamiento, mientras que a_w es el área de acero transversal en una columna de confinamiento, t es el espesor del muro, L es la longitud total del muro y s es la separación entre estribos de las columnas de confinamiento.

Por ejemplo, la Figura *46* muestra la relación entre v'_m y el esfuerzo cortante promedio τ del muro. Se observa que hay una buena relación entre v'_m y τ para los valores de esfuerzos de fisuración (τ_c), fluencia (τ_y), máximos (τ_m) y último (τ_u); por lo que, la expresión para el cálculo del esfuerzo τ debe de ser directamente proporcional a v'_m.

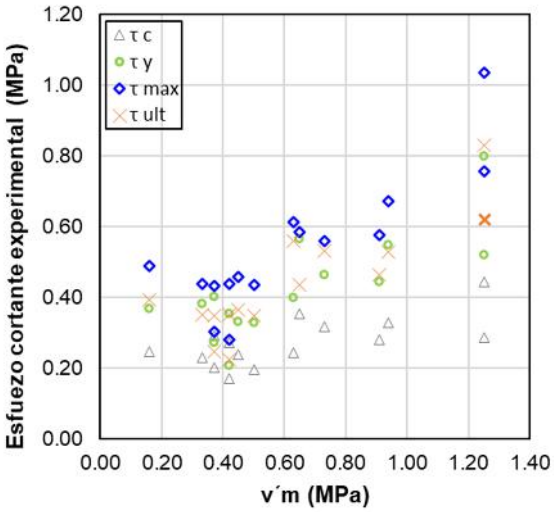
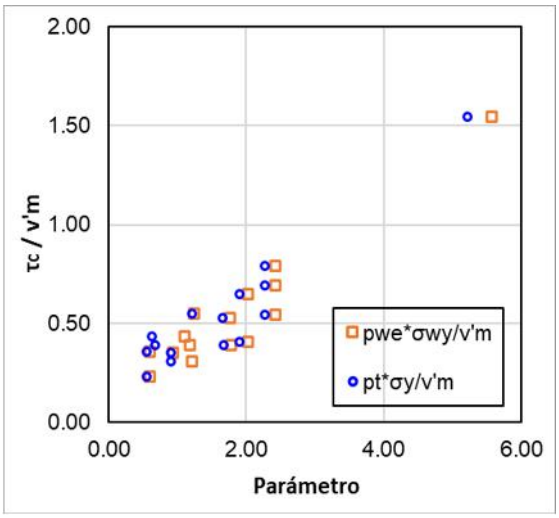
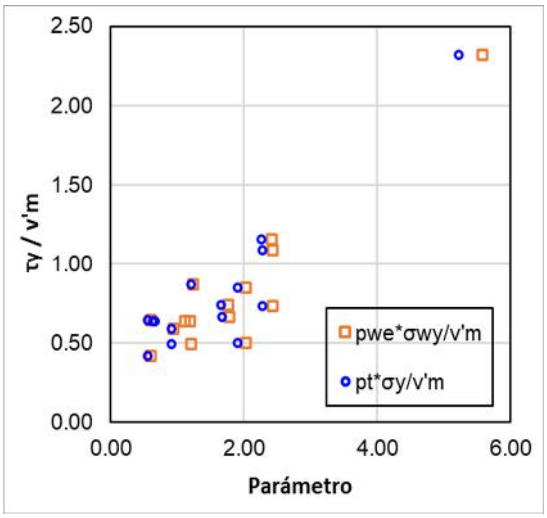


Figura 46. Resistencia a compresión diagonal y esfuerzo cortante promedio experimental

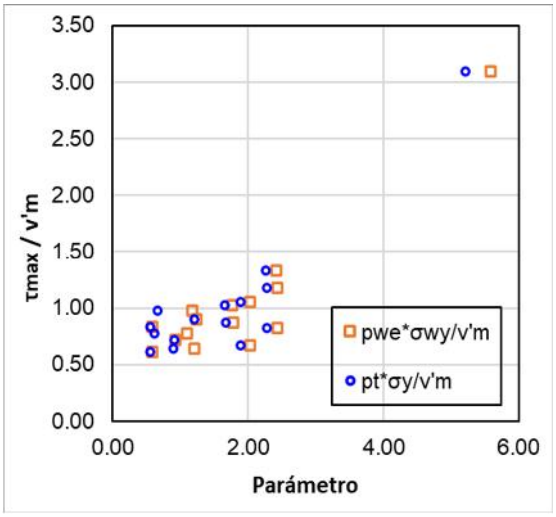
La Figura 47 muestra la influencia de las cuantías de acero longitudinal normalizado $(p_t \cdot \sigma_y)/v'_m$ y la cuantía de acero transversal normalizado $(p_w \cdot \sigma_y)/v'_m$ sobre el esfuerzo de corte promedio normalizado (τ/v'_m), todo esto para cada punto característico. Se puede observar que hay una relación lineal y directa entre los esfuerzos cortantes y los parámetros del acero de refuerzo de las columnas de confinamiento.



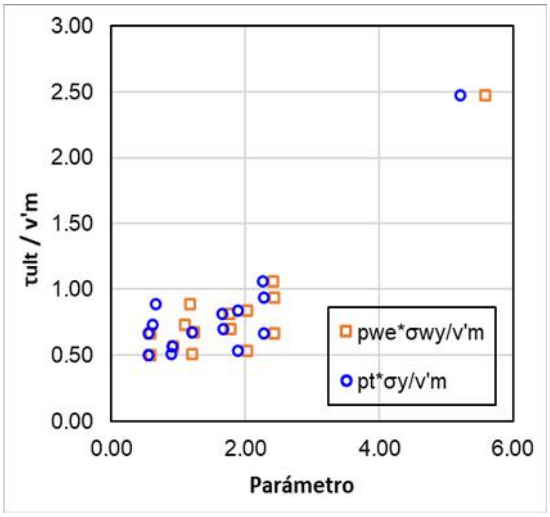
a) *Fisuración*



b) Fluencia



c) *Máximo*



d) *último*

Figura 47. Ratio de esfuerzo cortante vs parámetros de cuantía de acero de refuerzo

La Figura *48* muestra la influencia que tiene el esfuerzo axial normalizado σ_a / v'_m sobre el esfuerzo de corte promedio normalizado (τ / v'_m). Se puede observar que hay una buena tendencia lineal entre estos dos parámetros, por lo tanto, se puede inferir que a mayor esfuerzo axial mayor es la resistencia al corte del muro de albañilería confinada.

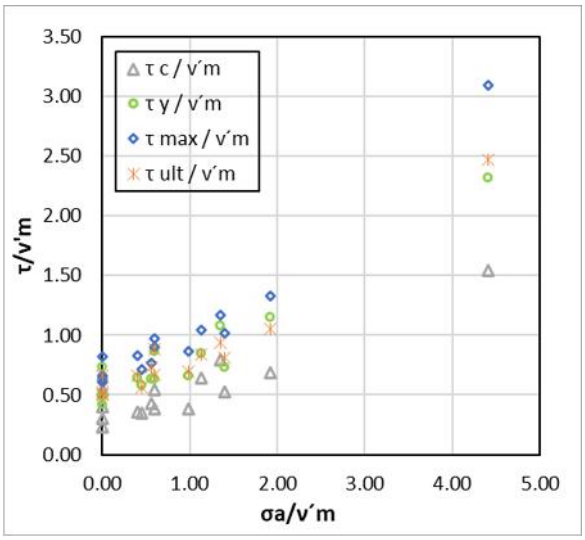


Figura 48. Relación entre el esfuerzo de corte normalizado y el esfuerzo axial normalizado.

Basándose en las relaciones mostradas desde la Figura *46* hasta la Figura *48*, se propone la expresión mostrada en la Ecuación (31) para la obtención de los esfuerzos de corte en los puntos de fisuración, fluencia y máximo. El esfuerzo de corte del punto último se calcula como el 80% del esfuerzo máximo como se muestra en la Ecuación (32).

$$\tau = \beta_0 \cdot v'_m + \beta_1 \cdot (P_t \cdot \sigma_y) + \beta_2 \cdot (P_w \cdot \sigma_w) + \beta_3 \cdot \sigma_a \qquad (31)$$

$$\tau_u = 0.8 \cdot \tau_m \qquad (32)$$

Para la obtención de estas expresiones se tuvieron las siguientes restricciones en cuanto a la data existente. Los valores de P_t fueron mayores o iguales a 0.0007 y menores a 0.0021. Mientras que los valores de P_w comprendieron un valor máximo de 0.0026 y un valor mínimo de 0.001. Por lo que la Ecuación (31) es válida solo para muros con cuantías de refuerzo comprendidas entre los valores experimentales mencionados.

Por otra parte, los valores de esfuerzo axial normalizados σ_a / f'_m tomaron valores máximos de 0.26 para los muros de ladrillo tubular y de 0.13 para los muros de ladrillo sólido artesanal, mientras que para el ladrillo KK18 huecos el valor máximo fue de 0.06.

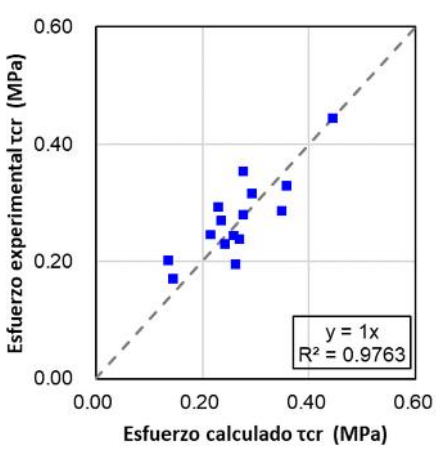
Los valores de los coeficientes β_0, β_1, β_2, β_3 se muestran en la Tabla *32* y fueron obtenidos usando la regresión múltiple de mínimos cuadrados de tal forma de obtener los mínimos errores o residuos entre los esfuerzos experimentales y los esfuerzos calculados con la Ecuación 2.

Tabla 32. Valores de los coeficientes β_0, β_1, β_2, β_3 a usarse en Ecuación 2.

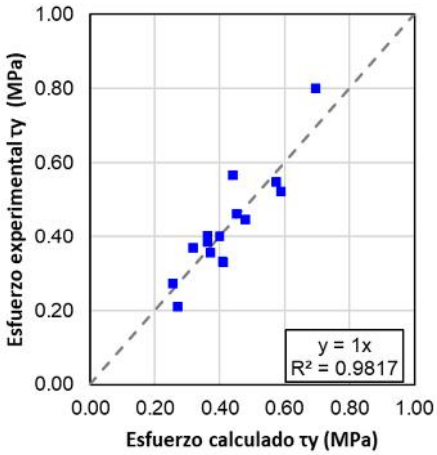
Coeficientes	Fisuración	Fluencia	Máximo
β_0	0.250	0.400	0.510
β_1	0.020	0.075	0.057
β_2	0.030	0.051	0.106
β_3	0.190	0.210	0.250

Fuente: Elaboración propia

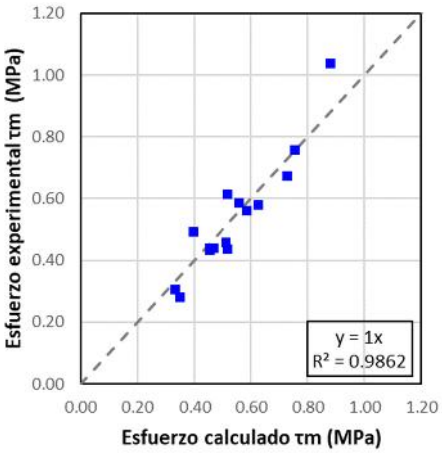
La Figura *49* muestra la relación entre los esfuerzos cortantes experimentales y los obtenidos usando las ecuaciones (31) y (32) , para los puntos de fisuración, fluencia, máximo y ultimo. Se puede observar que para cada uno de los puntos característicos de la curva de capacidad hay una buena correlación entre los valores de esfuerzos experimentales y calculados.



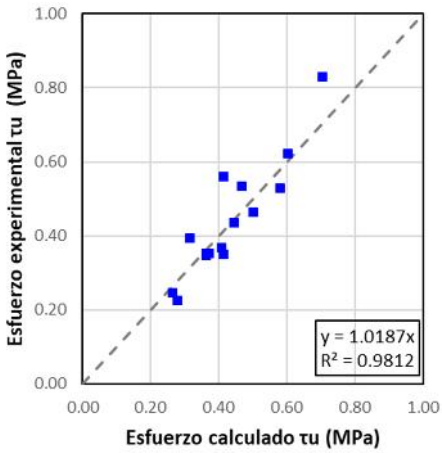
a) Fisuración



b) Fluencia



c) Máximo



d) último

Figura 49. Esfuerzo calculado vs esfuerzo experimental para los puntos característicos

4.4. CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Investigaciones anteriores como la realizada por Astroza y Schmidt (2004) estudiaron la capacidad de deformación de muros de albañilería confinada con mecanismos de falla a corte hechos en México, Chile y Venezuela. Esos muros tuvieron diferentes esbelteces, cargas axiales y cuantías de refuerzo en las columnetas. Los autores estudiaron los efectos de las cargas axiales, esbelteces y tipo de ladrillo utilizado, concluyendo que la carga axial influye en la capacidad de deformación de los muros, mientras que el caso de la esbeltez no fue posible llegar a una conclusión debido a la falta de datos.

En el caso peruano, no se ha encontrado data suficiente para poder estudiar los efectos de la esbeltez, ya que la información disponible hasta el momento se centra en muros con esbeltes cercana a uno. Empero, si existe una moderada cantidad de muros ensayados con diferentes cargas axiles, por lo que estudiaremos este efecto en la capacidad de deformación de los muros de albañilería confinada construidos con ladrillos sólido artesanal, tubular industrial y ladrillos king kong 18 huecos.

Cabe precisar que las restricciones de cuantías de acero de las columnetas que rigen el estudio de capacidad de deformación de la presente tesis son las mismas que se mencionaron para el cálculo de esfuerzos cortantes del muro.

4.4.1. Muros de ladrillo solido artesanal

Para obtener las distorsiones características en los muros de albañilería confinada de ladrillo solido artesanal se tomó en cuenta 7 resultados de ensayos cíclicos realizados en el CISMID y mostrados en el Capítulo III, cuyas curvas de capacidad se muestran en la Figura *50*.

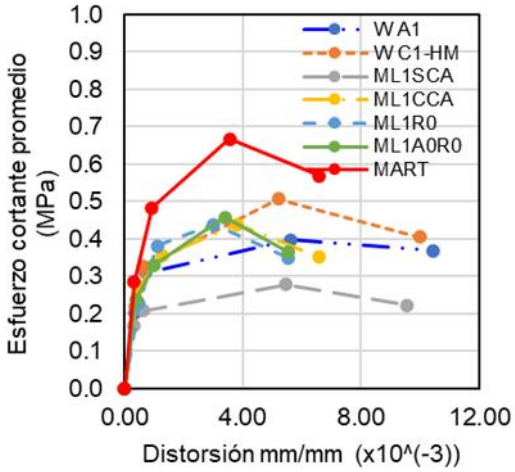
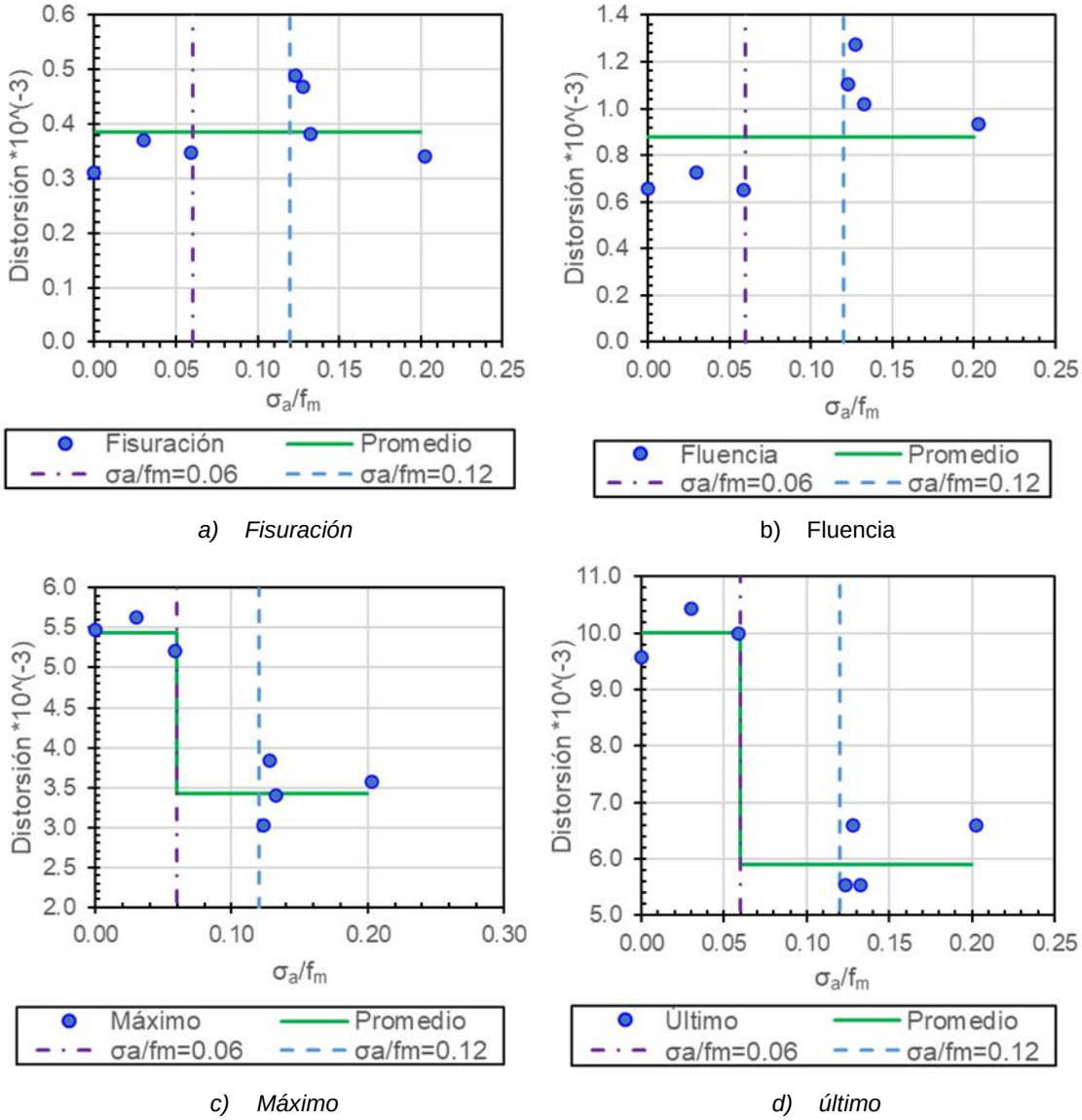


Figura 50. Curvas de capacidad en muros de albañilería confinada de ladrillo solido artesanal. Fuente: CISMID.

La Figura 51 muestra la relación entre las distorsiones y el esfuerzo axial normalizado σ_a/f'_m de los muros del tipo sólido artesanal. Se puede notar que para el punto de fisuración y fluencia las distorsiones no varían significativamente con el aumento del esfuerzo axial. Sin embargo, para los puntos máximo y último se observó que las distorsiones son mayores cuando la relación σ_a/f'_m es menor a 0.06, en cambio si σ_a/f'_m es mayor a 0.12, pero menor a 0.20 las distorsiones disminuyen considerablemente. Cabe precisar que para valores de σ_a/f'_m que varían entre 0.06 y 0.12 no se tuvo ningún resultado experimental, por lo que se usaran distorsiones conservadoras e iguales a como si el muro tuviese grandes cargas axiales.



a) *Fisuración*

b) Fluencia

c) *Máximo*

d) *último*

Figura 51. Distorsiones experimentales de los MAC de ladrillo sólido artesanal

La Tabla *33* muestra el promedio y la desviación estándar de las distorsiones características de la curva de capacidad tetra-lineal de los muros hechos con ladrillo

sólido artesanal, estos valores de distorsiones están en función del esfuerzo axial normalizado σ_a/f'_m.

Tabla 33. Distorsiones características para los muros de albañilería confinada del tipo solido artesanal.

Punto	$\frac{\sigma_a}{f'_m}$	Distorsiones (×10^{-3})	
		Promedio	Desviación Estándar
Fisuración	<0.0, 0.20]	0.4	0.06
Fluencia	<0.0, 0.20]	0.9	0.24
Máximo	<0.0, 0.06]	5.4	0.21
	<0.06, 0.20]	3.5	0.34
Último	<0.0, 0.06]	10.0	0.43
	<0.06, 0.20]	6.1	0.62

Fuente: Elaboración propia

4.4.2. Muros de ladrillo tubular

Las distorsiones para los muros hechos con ladrillo tubular se estudiaron teniendo como referencia 7 ensayos cíclicos de carga lateral realizados en el CISMID, mostrados en el Capítulo III, y un muro ensayado por Araoz y Velezmoro (2012). En la Figura *52* se muestra las curvas de capacidad de los muros mencionados.

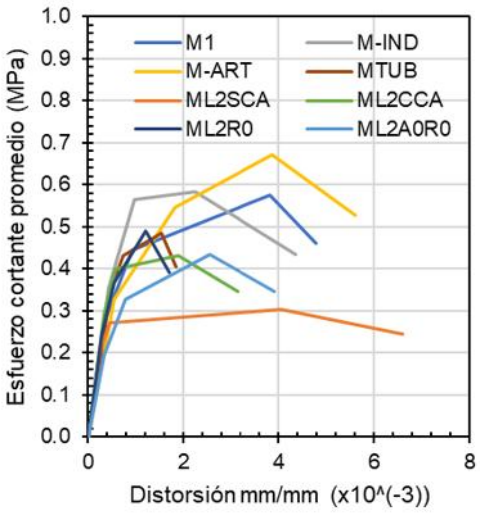
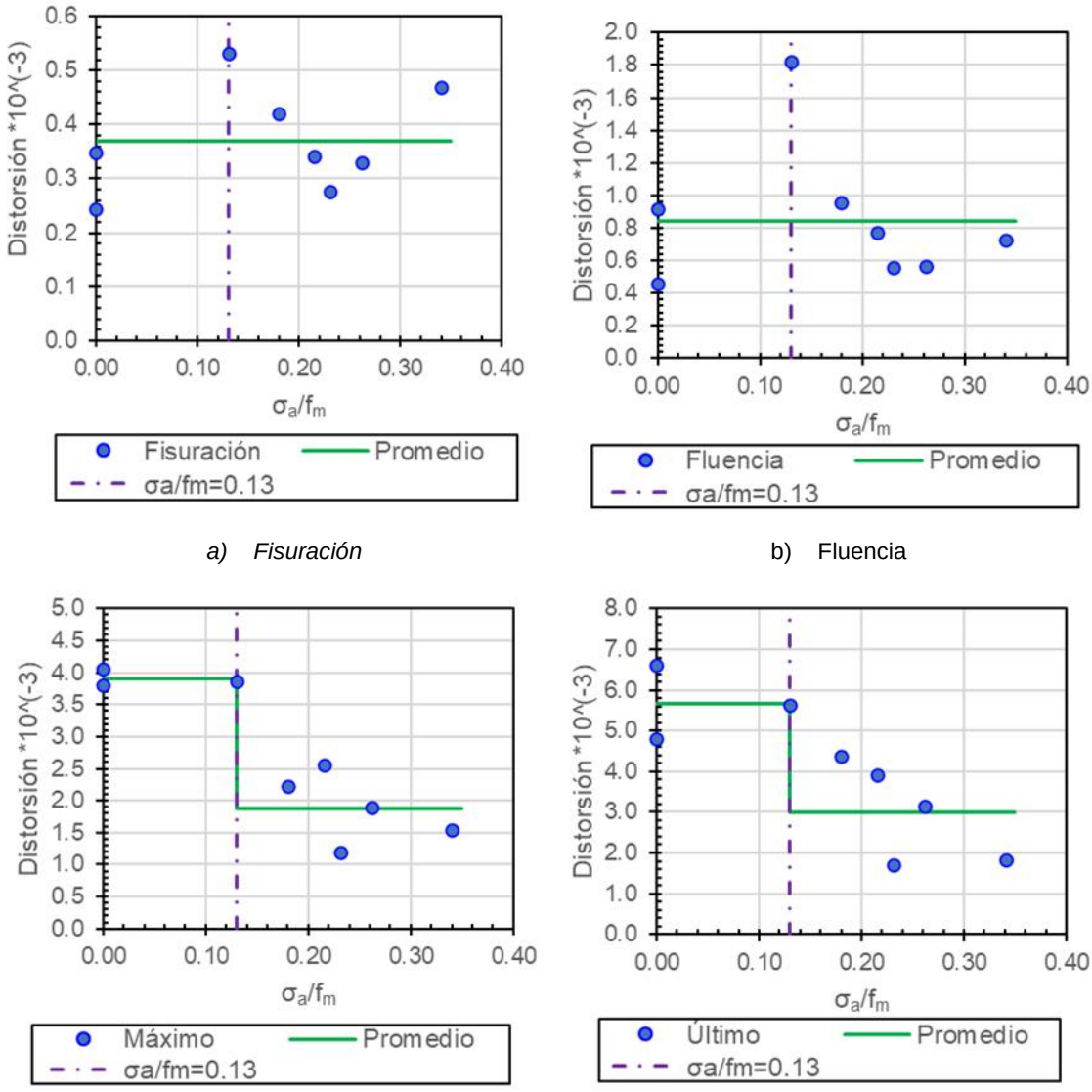


Figura 52. Curvas de capacidad experimentales en muros de albañilería confinada de ladrillo tubular.

La Figura 53 muestra la relación entre las distorsiones y el esfuerzo axial normalizado (σ_a/f'_m), donde se puede observar que para el punto de fisuración y fluencia la caga axial no influye considerablemente sobre dichas distorsiones. Sin embargo, para los puntos máximo y último se observa que las distorsiones son considerablemente mayores mientras σ_a/f'_m sea menor a 0.13, en cambio si σ_a/f'_m es mayor a 0.13, las distorsiones de los puntos máximo y último disminuyen considerablemente.



a) *Fisuración* b) Fluencia

c) *Máximo* d) *último*

Figura 53. Distorsiones experimentales para los puntos característicos de los MAC de ladrillo tubular.

La Tabla 34 muestra las distorsiones de los puntos característicos para muros hechos con ladrillos tubular, en función de la ratio de esfuerzo axial σ_a / f'_m.

Tabla 34. Distorsiones características para los muros de albañilería confinada del tipo tubular.

Puntos	$\frac{\sigma_a}{f'_m}$	Distorsiones x10^{-3}	
		Promedio	Desviación Estándar
Fisuración	<0.0, 0.35]	0.4	0.10
Fluencia	<0.0, 0.35]	0.8	0.43
Máximo	<0.0, 0.13]	3.9	0.13
	<0.13, 0.35]	1.9	0.58
Último	<0.0, 0.13]	5.7	0.91
	<0.13, 0.35]	3.0	1.06

Fuente: Elaboración propia

4.4.3. Muros de ladrillo solido industrial King Kong 18 huecos

Las distorsiones de los puntos característicos de los muros hechos de ladrillo King Kong 18 huecos se obtuvieron de los resultados experimentales de 3 muros ensayados en el CISMID y dos muros ensayados por Pari y Manchego (2017), cuyas curvas de capacidad se observan en la Figura *54*.

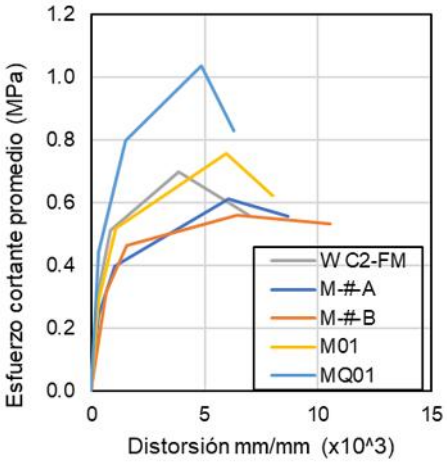


Figura 54. Curvas de capacidad de muros de albañilería confinada de ladrillo KK 18 huecos.
Fuente Adaptado de CISMID y Pari y Manchego (2017)

La Figura *55* muestra la relación entre las distorsiones y el esfuerzo axial normalizado σ_a/f'_m de los muros construidos con ladrillo King Kong 18 huecos. En este caso, solo se consiguió data experimental de muros con baja carga axial, es decir, con σ_a/f'_m menor o igual a 0.06, por lo que los valores de distorsiones mostrados en la Tabla 35 son válidos solo para este rango de esfuerzos axiales.

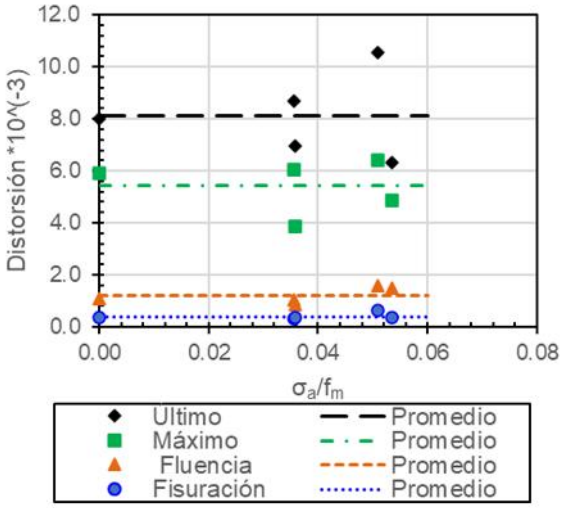


Figura 55. Distorsiones experimentales en el punto máximo en función del esfuerzo axial normalizado

Por lo que, es de suma importancia realizar ensayos en este tipo de muros con σ_a/f'_m mayores a 0.05 ya que la NTE E.070 (2020) de albañilería confinada permite esfuerzos axiales de aproximadamente del 15% de f'_m.

Tabla 35. Distorsiones características para los muros de albañilería confinada del tipo King Kong 18 huecos.

Puntos	**Distorsiones (x10^{-3})**	
	Promedio	**Desviación Estándar**
Fisuración	0.40	0.1
Fluencia	1.2	0.3
Máximo	5.4	1.0
Último	8.1	1.6

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V: FORMULACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO

En el contexto de los análisis estáticos no lineales basados en el método del espectro de capacidad, se emplean dos factores fundamentales: el factor de amortiguamiento y el factor de reducción de respuesta F_h. Las expresiones para el cálculo de estos factores han sido propuestas por el Applied Technology Council (ATC) en el documento ATC-40 (1996) y por la Federal Emergency Management Agency (FEMA) en el documento FEMA 440 (2005). Dichas expresiones fueron desarrolladas a partir del comportamiento histerético idealizado de diferentes tipos de estructuras, representadas mediante modelos como el elastoplástico, el Stiffness Degrading (SD) y el Strength and Stiffness Degrading (SSD). Estos modelos representan, respectivamente: estructuras de acero no propensas al pandeo, estructuras de concreto con buena capacidad de disipación de energía, y estructuras ordinarias de concreto armado (FEMA 440, 2005).

En el caso de las estructuras de albañilería confinada, construidas con las unidades más usadas en Lima metropolitana, el comportamiento histerético presenta degradación de rigidez, degradación de resistencia, efectos de ablandamiento y endurecimiento cuando la fuerza lateral cambia de dirección (efecto pinching). Por lo que se decidió usar el modelo histerético tetra lineal para representar su comportamiento sísmico. En el Capítulo 4.2 se obtuvieron los parámetros que definen la histéresis para cada tipología de muro estudiado.

En base a los parámetros de la curva de capacidad y parámetros histeréticos del modelo tetra-lineal, en el presente Capítulo se desarrolla expresiones para el cálculo del factor de amortiguamiento equivalente y del factor de reducción de respuesta con el fin de ser usadas en el análisis estático no lineal de estructuras de albañilería confinada. Para ello se realizó una serie de Análisis Tiempo Historia No Lineales (ATH-NL) de modelos de un grado de libertad (SDOF), con periodos menores a 0.5s. Los modelos usados consistieron en sistemas SDOF parametrizados de acuerdo con el modelo tetra-lineal, de tal forma de representar una amplia variedad de curvas de capacidad y comportamientos histeréticos de estructuras de albañilería confinada.

Para los análisis no lineales tiempo historia se usó el programa MDOF elaborado por Diaz (2017), el cual usa el método numérico de Newmark-β para obtener la respuesta sísmica no lineal del análisis tiempo historia. Cabe mencionar que el parámetro β fue igual a 0.25, mientras que el intervalo de tiempo de los registros sísmico (Δ) fue reducido a 0.005 con el fin de evitar inestabilidades numéricas y obtener resultados con

buena presión numérica. Además, el factor de amortiguamiento inherente h_0 fue considerado como un valor constante e igual a 0.05.

5.1. REGISTROS SÍSMICOS Y ESCALAMIENTO DE REGISTROS

Los registros de aceleración del suelo que se usaron para realizar los análisis sísmicos tanto lineales como no lineales, se clasificaron de acuerdo con el tipo de suelo en el que se registró el acelerograma; por lo tanto, se tiene acelerogramas en suelo tipo S1, S2 y S3 (NTE E.030, 2020). Siendo los suelos S1, suelos rígidos con velocidades promedio de ondas de corte entre 500 m/s y 1500 m/s. Mientras que los suelos S2 consiste en suelos con velocidades promedio de ondas de corte entre 180 m/s y 500 m/s. Por su parte los suelos del tipo S3 corresponden a los suelos con velocidades promedio de ondas de corte menores a 180 m/s.

Dado que no se tiene información del tipo de suelo de muchas de las estaciones acelerométricas, se usaron los siguientes criterios de clasificación, primero se tuvo en cuenta la velocidad promedio de ondas de corte en los 30 m superiores del perfil de suelo (V_{30}), en los casos donde no se obtuvo la V_{30} el criterio fue la microzonificación sísmica de la zona en la que se encuentra instalada la estación sísmica. A falta de los dos indicadores anteriores, el tercer criterio fue el rango de ubicación de la frecuencia predominante del cociente espectral H/V del método de Nakamura (1989), con lo que se obtuvo los periodos fundamentales del suelo.

Se seleccionaron en total 17 registros del sísmicos, de los cuales 07 corresponden al tipo de Suelo S1, 06 corresponden al tipo S2 y 04 al suelo S3. Cabe precisar que los registros sísmicos seleccionados fueron los producidos por mecanismos de falla del tipo subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana, además se consideró aquellos registros con PGA (Aceleración Pico del Suelo) mayores a 100 cm/s^2.

La Tabla *36* muestra los sismos en suelos S1, la Tabla *37* muestra los sismos de suelo S2 y en la Tabla 38 se enlistan los registros de suelo S3 usados para la presente tesis. En cada una de las tablas se aprecia la ubicación de la estación sísmica, la velocidad de ondas de corte y también se muestran los periodos fundamentales obtenidos de aplicar el método de Nakamura (1989). Además, se indica el PGA medido en cada una de las estaciones.

Tabla 36. Registros sísmicos medidos en suelo S1.

N°	Nombre	Estación	V_3 (m/s)	Microzonifica-ción	Periodo EW/V (s)	Periodo NS/V (s)	PGA EW $(c\ /s^2)$	PGA NS $(c\ /s^2)$
1	Lima 17/10/1966	Parque la Reserva - Lima*	-	S1**	0.090	0.12	172	263
2	Huaraz 31/10/1970	Parque la Reserva - Lima*		S1**	0.080	0.10	102	98
3	Lima 03/10/1974	Parque la Reserva - Lima*	-	S1**	0.30	0.31	186	166
4	Tacna 05/05/2010	Jorge Basadre - Tacna*	-	Periodo de micro tremores: T=0.1s *****	0.350	0.35	133	176
5	Maule 27/02/2010	Talca***	659	-	0.33	0.33	462	421
6	Coquimbo 16/09/2015	C32O****	-	-	0.16	0.15	422	497
7	Coquimbo 16/09/2015	C23O****	-	-	0.14	0.16	360	642

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37. Registros sísmicos medidos en suelo S2.

N°	Nombre	Estación	V_3 (m/s)	Microzonifica-ción	Periodo EW/V (s)	Periodo NS/V (s)	PGA EW $(c\ /s^2)$	PGA NS $(c\ /s^2)$
1	Lima 03/10/1974	Surco	-	S2**	0.66	0.66	203	201
2	Pisco 15/08/2007	UNICA*	344	-	0.46	3.16	292	367
3	Maule 27/02/2010	Constitución ***	380	-	0.330	0.33	542	628
4	Constitución 25_03_2012	GO05****	-	-	0.43	0.37	183	114
5	Iquique 01_04_2014	PSGCX****	-	-	0.61	0.14	159	186
6	Iquique 03/04/2014	T10A****	-	-	0.38	0.64	529	568

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38. Registros sísmicos medidos en suelo S3.

N°	Nombre	Estación	V_3 (m/s)	Microzonifica-ción	Periodo EW/V (s)	Periodo NS/V (s)	PGA EW $(c\ /s^2)$	PGA NS $(c\ /s^2)$
1	Arequipa 07/07/2001	Cesar Vizcarra*	-	S3 ******	0.98	0.17	284	227
2	Pisco 15/08/2007	Dirección Hidrografía*	-	S3**	1.31	1.29	100	85
3	Maule 27/02/2010	Concepción ***	-	-	2.04	1.42	412	280
4	Chiloe 25/12/2016	GO07****	-	-	1.16	1.12	227	369

Fuente: Elaboración propia

*Fuente: Registros sísmicos descargados de la página web de CEOIS (www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red)

**Fuente: Mapa de microzonificación sísmica de la ciudad de Lima actualizado al año 2018, CISMID

***Fuente: Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC) de la Universidad Nacional de Chile. https://www.terremotosuchile.cl/

****Fuente: Centro Sismológico Nacional (CSN) de la Universidad Nacional de Chile. http://evtdb.csn.uchile.cl/

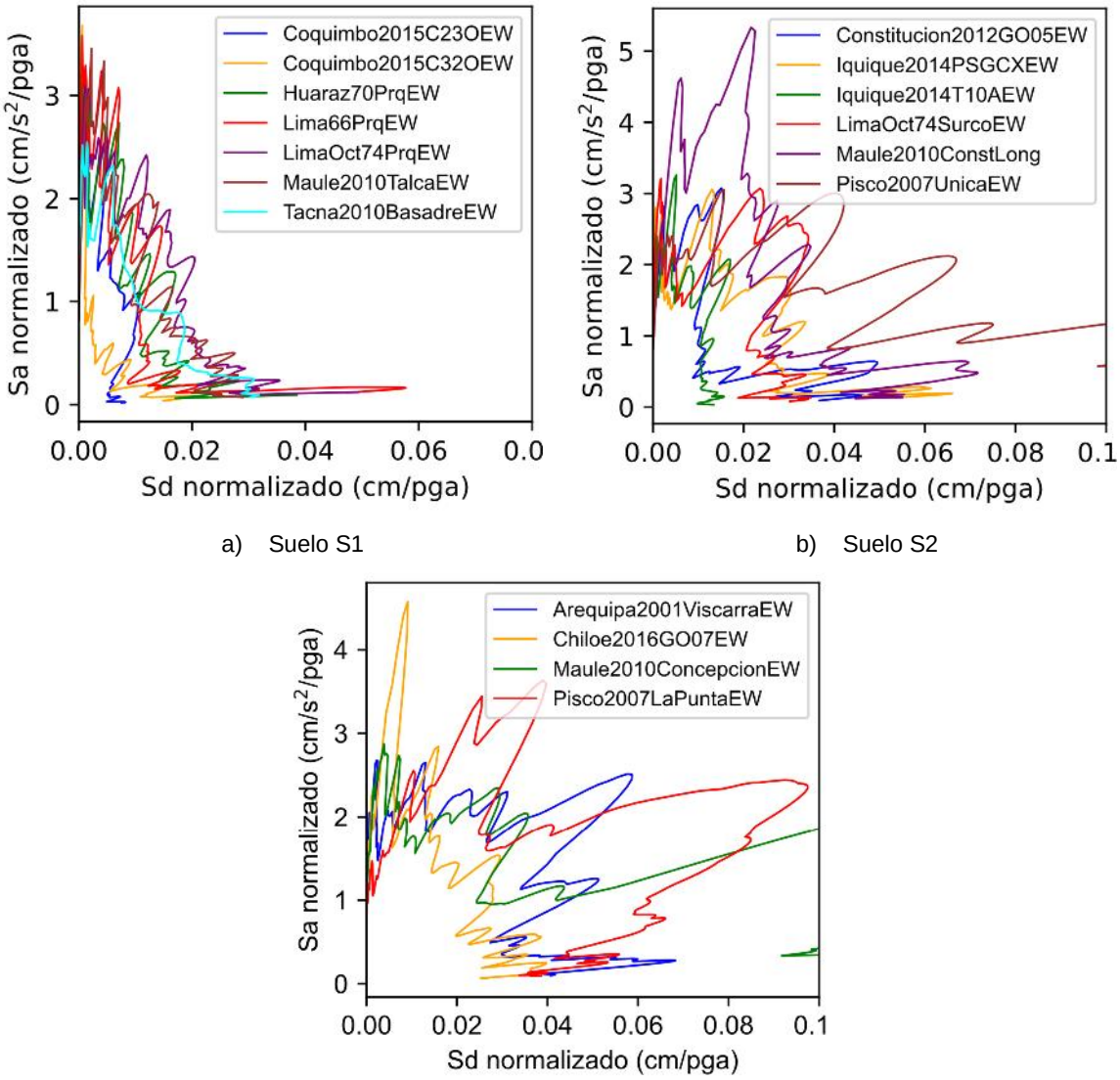
***** Fuente: Mapa de peligros de la Ciudad de Tacna (2004). Proyecto INDECI – PNUD PER /02/ 051 Ciudades Sostenibles,

****** Fuente: Zonificación sísmica–geotécnica de la ciudad de Moquegua (2018). Programa presupuestal N° 068: Reducción de la vulnerabilidad y atención de emergencias por desastres. IGP, MVCS.

En el Anexo 2.1 se muestras los acelerogramas de los sismos usados para el desarrollo de la presente tesis. Además, en el Anexo 2.2 se muestran las amplitudes espectrales de Fourier H/V con los periodos predominantes respectivos.

A modo de mostrar gráficamente los sismos usados, en la Figura 56 se muestran los espectros de aceleración y desplazamiento usados en la presente tesis, clasificados de acuerdo con el tipo de suelo en los que se midieron. Los espectros fueron calculados usando la integración directa de las ecuaciones de Duhamel (Chopra, 2014). Estos espectros serán usados para el cálculo de los factores h_e y F_h. Cabe precisar que tanto el espectro de aceleración como el de desplazamiento fueron normalizados dividiéndolos entre el PGA para poderlos mostrar en la misma grafica.

Los registros sísmicos se escalaron siguiendo las recomendaciones del American Society of Civil Engineers (ASCE) en su documento ASCE/SEI-7 (2022), donde se indica que el promedio de todos los espectros SRSS (raíz cuadra de la suma de cuadros de las componentes espectrales) debe de estar por encima que el espectro de referencia o espectro objetivo para los periodos dentro del intervalo de 0.2T hasta 1.5T, donde T es el periodo natural. El espectro objetivo usado fue el de la NTE E.030 (2020) escalado a los PGA que varían desde 100 cm/s^2 hasta 800 cm/s^2



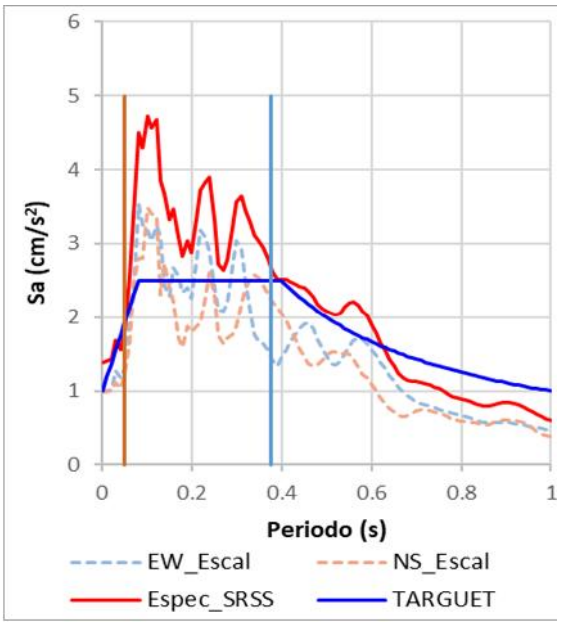
a) Suelo S1

b) Suelo S2

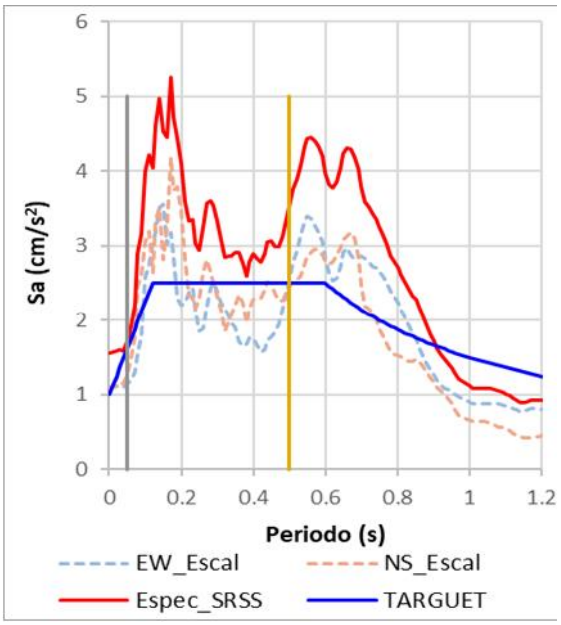
c) Suelo S3

Figura 56. Espectros de aceleración y desplazamientos de los sismos usados.

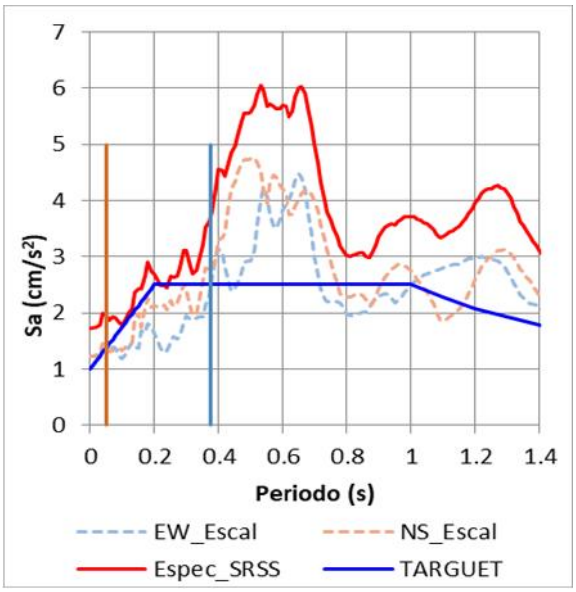
El periodo natural que se eligió para el escalamiento es de 0.25 s, ya que este periodo puede representar a las edificaciones de albañilería confinada. Con esto el límite inferior $0.2T$ es igual a $0.05s$ y el límite superior $1.5T$ es igual a 0.375 s. La Figura 57 muestra tres ejemplos del escalamiento de registros, uno para cada tipo de suelo. Las líneas verticales indican el límite inferior y superior para el rango donde el SRSS debe ser mayor al espectro de diseño.



a) Espectros del sismo de Lima66-prq (S1)



b) Espectros del sismo de LimaOct74-Surco (S2)



c) Espectros del sismo de Pisco2007-La Punta Callao (S3)
Figura 57. Escalamiento de registros sísmicos

Los espectros objetivos usados para el escalamiento de los registros sísmicos fueron los espectros elásticos de diseño de la NTE E.030 (2020), correspondientes a los suelos S1, S2 y S3. Donde el valor de la aceleración espectral se calcula como:

$$S = \frac{Z}{R} g \qquad (33)$$

Con un factor de reducción de resistencia R igual a 1, y factores de amplificación por tipo de suelo S iguales a 1, 1.05, y 1.10 correspondientes a los suelos S1, S2 y S3 respectivamente. El valor de C fue calculado tal como se muestra desde la Ecuación (34) hasta Ecuación (37), mientras que los valores de T_p, T_L se muestran en la Tabla 39.

$$T < 0.2T_p\ ; \qquad C = 1 + 7.5\,\frac{T}{T_p} \tag{34}$$

$$0.2T_p < T < T_p\ ; \qquad C = 2.5 \tag{35}$$

$$T_p < T < T_L\ ; \qquad C = 2.5\frac{T_p}{T} \tag{36}$$

$$T_p < T < T_L\ ; \qquad C = 2.5\frac{T_p T_L}{T^2} \tag{37}$$

Tabla 39. Periodos T_p, T_L de la NTE E.030 (2020)

	S1	S2	S3
T_p (s)	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	2.5	2.0	1.6

Fuente: NTE E.030 (2020)

5.2. MACRO MODELO TETRA-LINEAL

Como ya se mencionó, el macro modelo usado para representar a los MAC será el modelo tetra-lineal y los parámetros que se usarán para para definirlos serán los siguientes:

$$a_1 = \frac{K_1}{K} \tag{38}$$

$$a_2 = \frac{K_2}{K} \tag{39}$$

$$a_3 = \frac{K_3}{K} \tag{40}$$

Donde los valores de rigideces K, K_2, K_3 se muestran en la Figura 58.

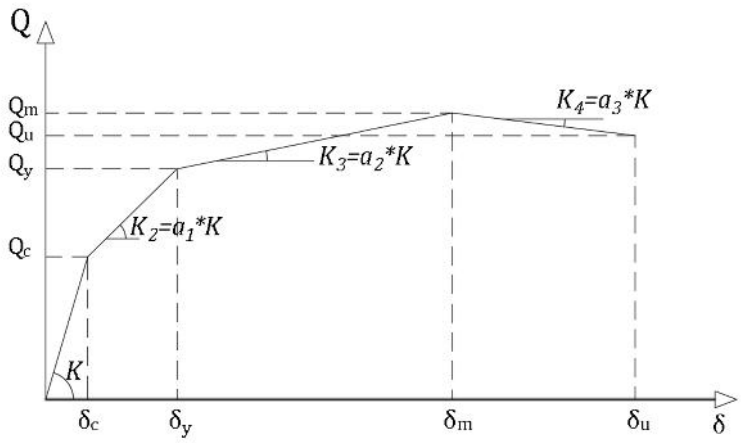


Figura 58. Curva primaria tetra-lineal

Asimismo, se define la ductilidad como la razón entre el desplazamiento producido por el sismo (δ) y el desplazamiento del punto de fluencia de la estructura δ_y.

$$u = \frac{\delta}{\delta_y} \tag{41}$$

Por lo que las ductilidades correspondientes a los puntos característicos de la curva de capacidad se pueden expresar como sigue:

- Ductilidad del punto de fisuración: $u_c = \frac{\delta_c}{\delta_y}$
- Ductilidad del punto de fluencia: $u_y = \frac{\delta_y}{\delta_y} = 1$
- Ductilidad del punto de resistencia máximo: $u_m = \frac{\delta_m}{\delta_y}$
- Ductilidad del punto de resistencia último: $u_u = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

Se construyeron modelos SDOF con los parámetros que se muestran en la Tabla 40 obteniéndose en un total de 720 modelos no lineales.

Tabla 40. Parámetros para la construcción de los modelos SDOF no lineal.

Parámetro	**Valor del parámetro**	**Número de parámetros**
Periodo elástico: T (s)	0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50	5
a_1	0.20, 0.40, 0,60	3
a_2	0.00, 0.05, 0.15, 0.25	4
a_3	-0.05	1
b_0	0.0, 0.2, 0.40, 0.60	4
b_1	0.0, 0.3, 0.60	3
b_2	0.01	1
u_c, u_y, u_m, u_u	0.4, 1.0, 4.0, 5.0	1

Fuente: Elaboración propia

Además, los valores de δ_y para cada rango de periodos naturales se muestran en la Tabla 41. Se eligieron estos valores de δ_y luego de realizar modelos de viviendas de albañilería lineales de hasta 5 pisos y calibrados a los periodos T mostrados en la Tabla 41 aproximadamente, para estos modelos se calculó el desplazamiento espectral del sistema SDOF equivalente y los desplazamientos del punto de fluencia resultaron cercanos a los mostrados en la Tabla 41.

Tabla 41. Valores del desplazamiento de fluencia, para cada rango de T .

T (s)	0.1	0.15	0.2, 0.25	0.3	0.35, 0.4	0.45	0.5
δ_y $(c$)	0.3	0.45	0.6	0.75	1.0	1.15	1.3

Fuente: Elaboración propia

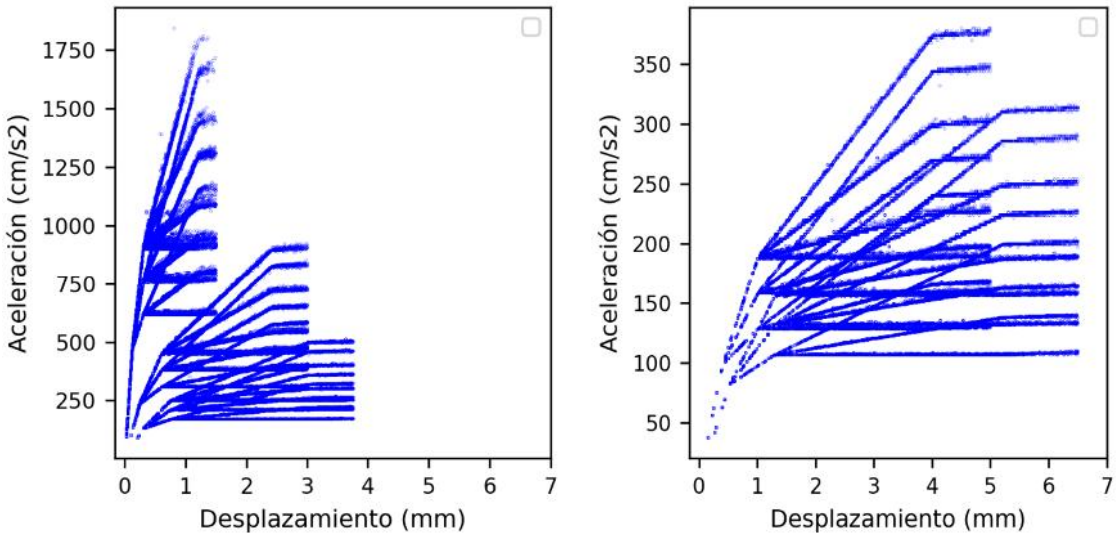
En cuanto a las restricciones físicas para la combinación de los parámetros del modelo tetra-lineal, se encontró la relación mostrada en la Inecuación (42) entre los parámetros a_2 y b_0. Por ejemplo, si a_2 es mayor a 0.075, entonces el valor de b_0 tendrá que ser menor a 0.65 para que la pendiente del tramo de descarga del lazo histerético no cruce el eje Y positivo (Eje de carga) antes de cruzar el eje de desplazamientos positivo.

$$0 \leq b_0 < 0.845 - 2.123a_2 \qquad (42)$$

Todos los modelos SDOF se analizaron con los 34 registros sísmicos (17 sismos con 2 componentes horizontales cada uno). Los PGAs usados para ello comprenden valores entre 100 cm/s^2 y 800 cm/s^2 con un incremento de 50 cm/s^2, resultando en 15 PGAs usados. El valor mínimo de 100 cm/s^2 se usó ya que es similar, en orden de magnitud, al PGA del sismo muy leve para la zona de Lima, mientras que el PGA de 800 cm/s^2 se usó ya que es similar al sismo Muy Raro también para la zona de Lima. Cabe precisar que cada sismo fue afectado por el factor S correspondiente al tipo de suelo y por el factor de escala resultante del proceso de escalamiento de los registros sísmicos al espectro objetivo.

La combinación anterior de modelos, registros sísmicos y PGAs resultó en un total de 275 400 análisis sísmicos.

Los resultados de los análisis no lineales tiempo historia se muestran en la Figura 59, se aprecia que las respuestas tienen la forma de las curvas de capacidad correspondiente a cada modelo, además solo se muestran los resultados que no superan el límite de colapso u_u = 5.



a) T = 0.10s, 0.20s y 0.30s b) T = 0.40 y 0.50s

Figura 59. Resultados del análisis no lineal tiempo historia de los modelos SDOF

5.3. EXPRESIÓN PARA EL FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (h_e)

Como el factor de amortiguamiento efectivo es uno de los parámetros esenciales para el cálculo de la respuesta sísmica usando el método estático no lineal, en este apartado se justifican los cálculos realizados para proponer la expresión matemática del factor de amortiguamiento efectivo h_e. La expresión propuesta se basa en la usada por el

"Japanese Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism" (MLIT) en su documento MLIT No. 1457-6 (2000), donde h_e está en función de la ductilidad (u), del parámetro γ y del factor de amortiguamiento inherente h_0.

$$h_e = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{u}}\right) + h_0 \qquad (43)$$

Ya que h_e depende de la capacidad de liberar energía de cada estructura, entonces γ también depende de dicha capacidad. Por ello el parámetro γ se calibró en función de los parámetros del modelo estructural tetra-lineal con el fin de obtener una expresión para γ. Los pasos seguidos para obtener la función γ y h_e se desarrollan a continuación.

Primero se calculó el factor de amortiguamiento efectivo del ATH-NL (h_{e_N}), usando el algoritmo mostrado en la Figura 60, esto con el fin de que la respuesta de desplazamiento y aceleración sean los mismos tanto para el análisis tiempo historia lineal equivalente (ATH-LE) y para el ATH-NL.

El algoritmo de la Figura 60 cosiste en obtener el h_{e_N} ,de referencia, a partir de las respuestas no lineales de desplazamiento ($S_{_n}$) y aceleración ($S_{_n}$) del ATH-NL. Para ello se calcula el periodo efectivo T_e , como el periodo secante al punto ($S_{_n}$, $S_{_n}$). A continuación, se realizan varios ATH-LE usando T_e y varios factores de amortiguamientos h, que varían desde h = 5% hasta encontrar un valor del factor de amortiguamiento que denominaremos h_{e_N} , que hace que el desplazamiento y aceleración del ATH-LE sea igual a los del ATH-NL, con una tolerancia pequeña. La Figura 60 muestra cómo se calcula el amortiguamiento efectivo, mientras que el método numérico para realizar el ATH-LE fue el de la integración directa de Duhamel.

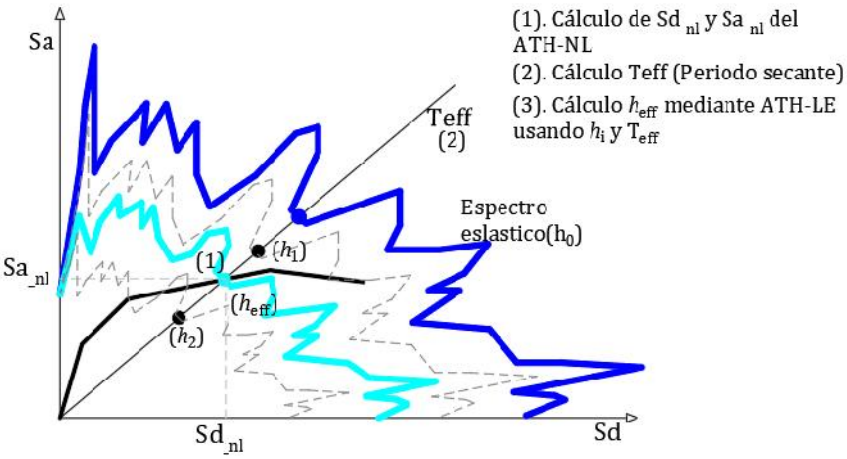


Figura 60. Algoritmo para el cálculo de h_{e_N}

La Figura 61 muestra a modo de ejemplo, los resultados del factor $h_{e\ -N}$ para los SDOF de periodos naturales T iguales a $0.1s, 0.3s\ y\ 0.5s$, Se aprecia que a mayor periodo T el factor $h_{e\ -N}$ tiende a disminuir. Por otro lado, la Figura 62 muestra como incrementan el periodo efectivo T_e de los SDOF a medida que se incursiona en el rango no lineal.

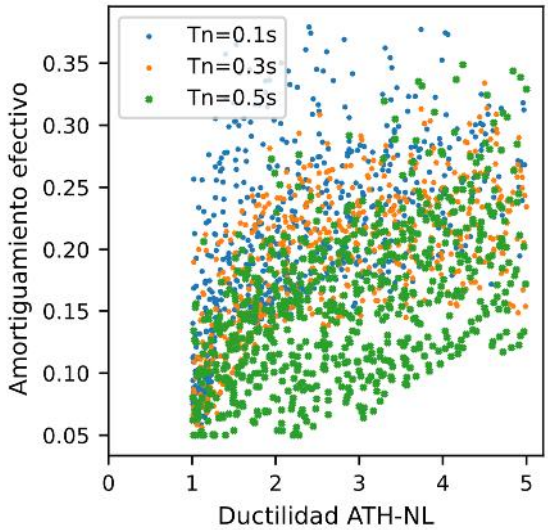


Figura 61. Factor de amortiguamiento efectivo del ATH-NL ($h_{e\ -N}$), para los periodos naturales T = $0.1s, 0.3s\ y\ 0.5\ s$

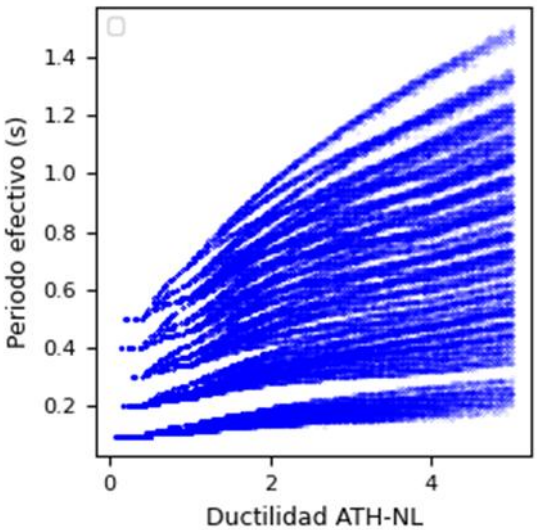


Figura 62. Periodos efectivos para cada modelo analizado.

Una vez calculados los factores de amortiguamientos efectivos ($h_{e\ -N}$) de cada caso de análisis, se agruparon en función de los parámetros de la curva de capacidad (T, a_1 y a_2) y de los parámetros histeréticos (b_0 y b_1), con el fin de obtener el mejor γ para cada uno de los modelos analizados.

El cálculo del parámetro gamma (γ), para cada modelo SDOF, se realizó mediante la regresión lineal entre ($h_{e\ -N} - h_0$) y $\left(1 - 1/\sqrt{u}\right)$, donde γ viene a ser la pendiente de la recta de la regresión. Un ejemplo del ajuste del parámetro γ se muestra en la Figura 63 para el caso específico de T = 0.20 s, a_1 = 0.20, a_2 = 0.00, b_0 = 0.00 y b_1 = 0.60. Se puede observar que existe una correlación moderada entre el amortiguamiento linealizado y el amortiguamiento $h_{e\ -N}$.

También se calculó la respuesta de desplazamiento, para todos los modelos, usando el amortiguamiento ajustado $h_{e\ -\gamma}$ y el T_e, de donde se obtuvo una buena correlación R^2 de 0.85 al compararlo con los desplazamientos del ATH-NL tal como se observa en la Figura 64. Además, se puede notar que la linealización de h_e resulta en una dispersión entre los desplazamientos de los ATH-NL y del ATH-LE.

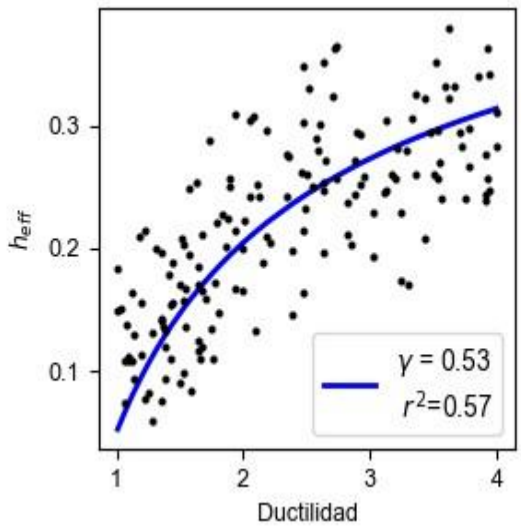


Figura 63. Ductilidad vs h_e linealizado para T = 0.20, a_1 = 0.20, a_2 = 0.00, b_0 = 0.00, b_1 = 0.60

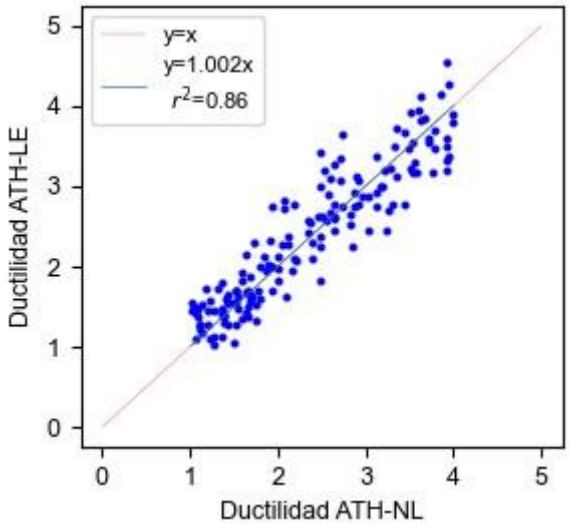


Figura 64. Regresión entre la Ductilidad ATH-NL y del ATH-LE para T = 0.20, a_1 = 0.20, a_2 = 0.00, b_0 = 0.00, b_1 = 0.60

De forma similar el parámetro γ se calculó para cada uno de los modelos analizados y los resultados se muestran en la Figura 65 y Figura 66, donde se ploteo el parámetro γ en función de los parámetros T_n, a_2 y b_0. Se aprecia una clara influencia del periodo natural (T_n) y del parámetro a_2, así como la influencia del parámetro b_0. Se observa que γ depende inversamente de los valores de T_n, a_2 y de b_0.

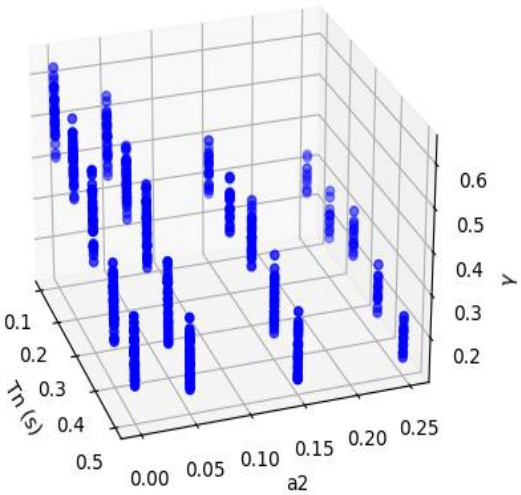


Figura 65. Parámetro γ en función de T y a_2 para todos los parámetros a_1, b_0 y b_1

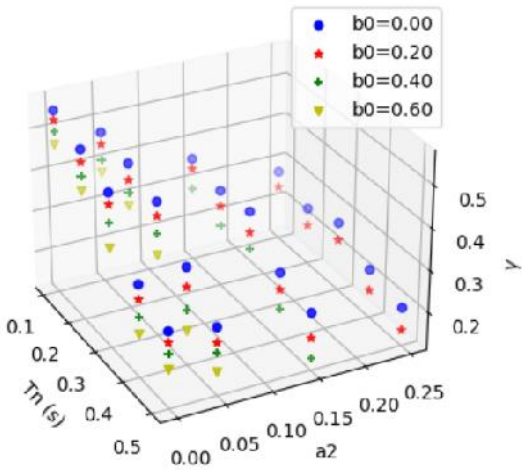


Figura 66. Parámetro γ en función de T, a_2 y b_0, para a_1 = 0.4 y b_1 = 0.3

Para visualizar la influencia de los parámetros a_1 y b_1 sobre γ se muestra la Figura 67. Se aprecia que los parámetros a_1 y b_1 tienen una pequeña y casi nula influencia sobre γ ya que los puntos mostrados forman superficies casi paralelas a al plano γ = 0.0.

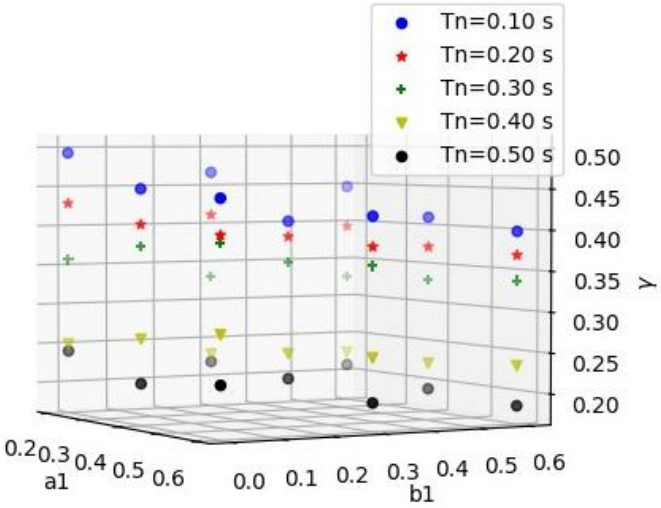


Figura 67. Parámetro γ en función de a_1, b_1 y T para a_2 = 0.05 y b_0 = 0.4

De las gráficas anteriores se puede inferir que γ depende linealmente de los parámetros T , a_1, a_2, b_0 y b_1; por lo que es posible realizara una regresión múltiple para obtener la función γ en términos de sus parámetros independientes. Se usó el método de mínimos cuadrados ordinario para desarrollar la regresión lineal múltiple. Las variables independientes fueron T , a_1, a_2, b_0 y b_1, mientras que la variable dependiente fue γ. Los resultados de la regresión se muestran en la Tabla 42.

Tabla 42. Regresión múltiple para obtener la función γ.

Estadísticas de la regresión						
Observaciones	555					
R^2	0.880					
R^2 ajustado	0.879					
Estadístico F	0.000					
	Coeficientes	*Error típico*	*Estadístico t*	*P>|t|*	*Inferior 95%*	*Superior 95%*
Constante	0.626	0.006	96.7	0.000	0.614	0.639
T	-0.526	0.011	-46.6	0.000	-0.548	-0.503
a_1	-0.003	0.010	-0.3	0.794	-0.022	0.017
a_2	-0.822	0.021	-39.7	0.000	-0.863	-0.781
b_0	-0.194	0.008	-24.4	0.000	-0.210	-0.179
b_1	-0.065	0.007	-10.0	0.000	-0.078	-0.052

Fuente: Elaboración propia

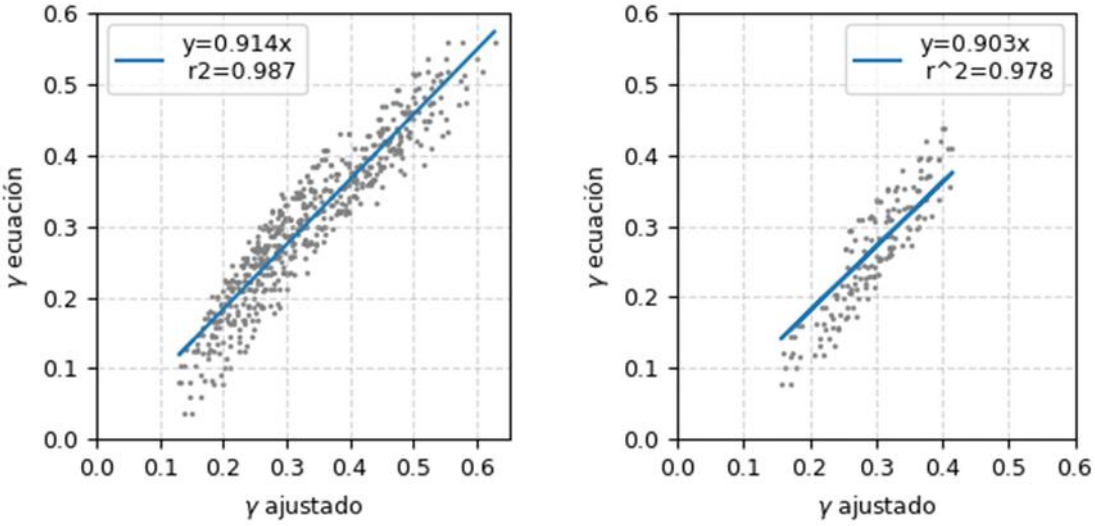
En la Tabla 42 se puede apreciar que existe una buena correlación entre la variable dependiente y las variables independientes, ya que se tiene un R^2 de 0.88. Se observa además que el valor del estadístico t correspondiente al parámetro a_1 es muy cercana a cero comparados con las demás variables independientes, lo que indica una poca influencia de a_1 sobre γ. Además, el valor de $P > |t|$ correspondiente al parámetro a_1 indica que la probabilidad de obtener un coeficiente nulo para el parámetro a_1 es del 79.4%. Por este motivo no se tendrá en cuenta el parámetro a_1 para el cálculo de γ.

Entonces la expresión matemática propuesta para el cálculo de γ esta dada por la Ecuación (44), cuyo término independiente y coeficientes de las variables independientes corresponden al límite inferior del 95% de confianza de γ en la regresión múltiple, con el fin de obtener desplazamientos conservadores.

$$\gamma = 0.614 - 0.548 \cdot T - 0.863 \cdot a_2 - 0.21 \cdot b_0 - 0.078 \cdot b_1 \qquad (44)$$

Donde T se expresa en segundos.

La Figura 68-a) muestra un comparativo de γ ajustado a partir de $h_{e\ -N}$ versus los γ calculados usando la Ecuación (44), para los modelos SDOF que se usaron para obtener la misma Ecuación, mientras que la Figura 68-b) muestra la misma relación, pero para modelos SDOF diferentes a los usados en la formulación de la Ecuación (44). en ambos casos se observa una buena correlación en el cálculo de γ, con similares coeficientes de correlación.



a) b)

Figura 68. γ ajustados vs los calculados. a) para los modelos usados en la formulación. b) para los modelos usados en la validación

Cabe precisar que la Ecuación (44) es válida para estructuras que se puedan representar con el macro modelo tetra-lineal, tal como la albañilería confinada. Además, se restringe su uso a estructuras con periodos menores o iguales a 0.5 s.

5.4. EXPRESIÓN PARA EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (F_h)

Como se mencionó en el Apartado 2.1.2 el factor de reducción de respuesta es la relación entre el espectro de aceleración para un amortiguamiento efectivo y el espectro de aceleración con amortiguamiento inherente (h_0). La Ecuación (*46*), propuesta por

Diaz et al. (2013), expresa F_h en función de las constantes c_1, c_2, c_3 y del amortiguamiento efectivo (h_e).

$$F_h = \frac{S\ (\omega, h)}{S\ (\omega, h_0)} \leq 1.0 \qquad (45)$$

$$F_h = \sqrt{\frac{c_1 + c_2 \cdot (h_e)^2}{1 + c_3 \cdot (h_e)^2}} \qquad (46)$$

Una condición que debe de cumplir F_h es que para $h_e = h_0$ se tiene $F_h = 1$, de donde resulta la siquiente expresión para c_3.

$$c_3 = \frac{c_1 - 1 + c_2 \cdot h_0^2}{h_0^2} \qquad (47)$$

Por lo que la expresión para F_h depende solo de las constantes c_1 y c_2.

Ahora se procede con la obtención de los valores de c_1 y c_2, que resulten en los menores errores entre las respuestas del ATH-NL y el Análisis Estático No Lineal (AE-NL). Para ello se consideraron dos formas de obtener F_h, la primera fue usando los resultados de cada uno de los ATH-NL y a su vez usando los espectros de aceleración de cada uno de los sismos reales. La segunda forma fue usando las respuestas de desplazamiento promedio de los ATH-NL con el espectro de diseño de la NTE E.030 (2020).

Se decidió proponer funciones F_h para usarse junto con los espectros de diseño de la NTE E.030 (2020), debido a que en la práctica ingenieril el AE-NL se realiza usando los espectros de diseño, en vista de su facilidad al momento de aplicar el algoritmo de convergencia del Método del Espectro de Capacidad (CSM), además de ser más sencillo de obtener el espectro de las normas.

El procedimiento de cálculo de F_h consistió primero en conseguir los espectros de diseño de la NTE E.030 (2020), para los tipos de suelo S1, S2 y S3, luego se obtuvieron las respuestas de desplazamiento promedios (S_{n_p}) del ATH-NL para cada modelo SDOF analizado, cada tipo de suelo y cada PGA, luego se ubicó la respuesta de aceleración S_n sobre la curva de capacidad (espectro de capacidad) para obtener el punto de desempeño. Con el punto de desempeño identificado se calculó el periodo o frecuencia efectivos ω_e. Con esta frecuencia se obtiene la respuesta de aceleración elástica $S_{(\omega, h)}$ usando el espectro de diseño, para finalmente calcular F_h como el cociente de $S_n / S_{(\omega, h)}$.

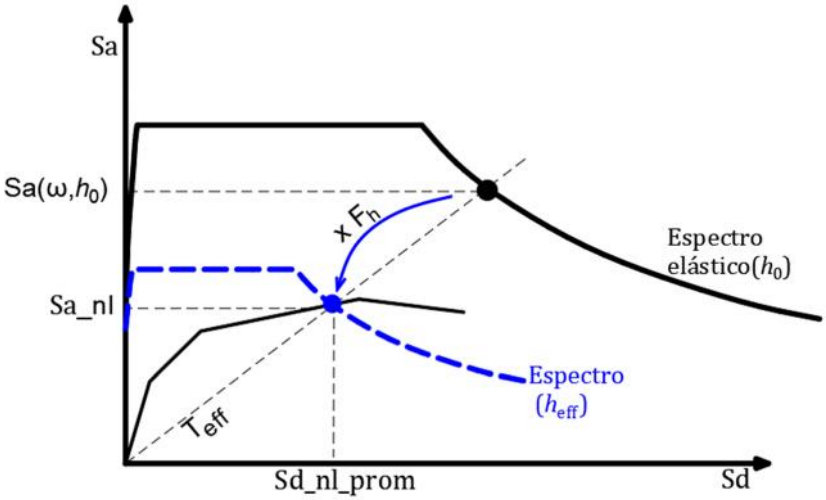


Figura 69. Esquema del cálculo de F_h

Los F_h calculados para cada uno de los modelos SDOF y PGAS se agruparon en función del periodo natural T , tal como se muestra en la Figura 70, en esta figura se omitió los puntos correspondientes a los T = 0.2s y 0.4s para no cargar la gráfica. Se observa claramente que el periodo natural T tiene influencia inversa sobre el factor F_h, es decir, para T bajos los F_h son mayores, Por lo que se decidió obtener los parámetros c_1 y c_2 en función del periodo natural de la estructura.

Luego se calibraron los valores de c_1 y c_2 para cada uno de los periodos naturales T . Este ajuste se hizo a la media móvil más una desviación estándar (std) de los puntos dispersos F_h, con el fin de obtener resultados conservadores al momento de calcular los desplazamientos (ver Figura 71).

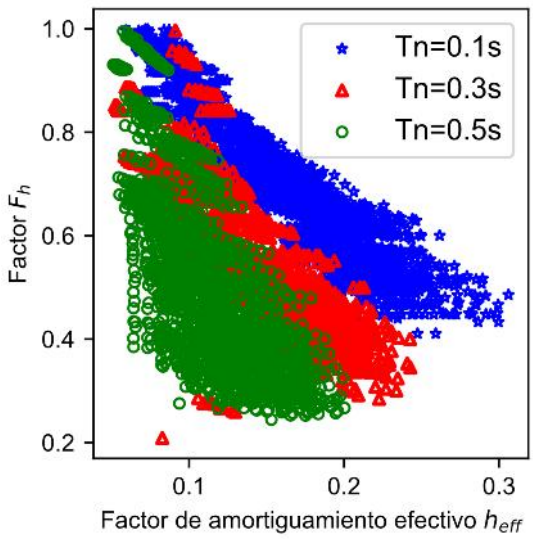


Figura 70. Factores F_h para diferentes periodos naturales

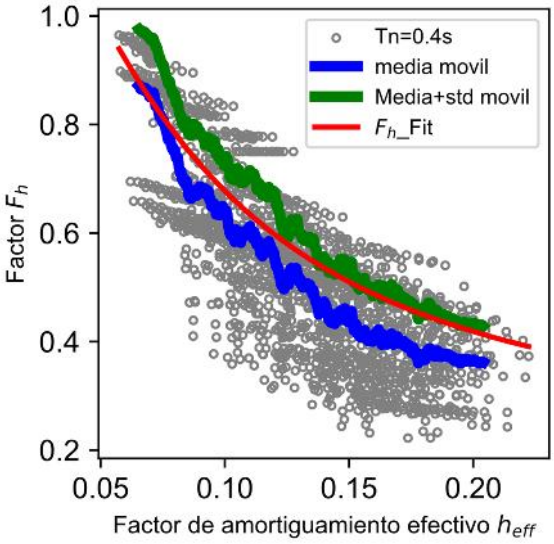


Figura 71. Ajuste de la función F_h para T = 0.4s

La Figura 72 muestra las curvas de F_h representativas de cada periodo natural, las que consisten en la media móvil más la desviación estándar móvil, estas curvas se comparan con la función F_h ajustada para cada periodo natural. Se aprecia que cada curva F_h ajustada se acerca apropiadamente a su respectiva curva representativa.

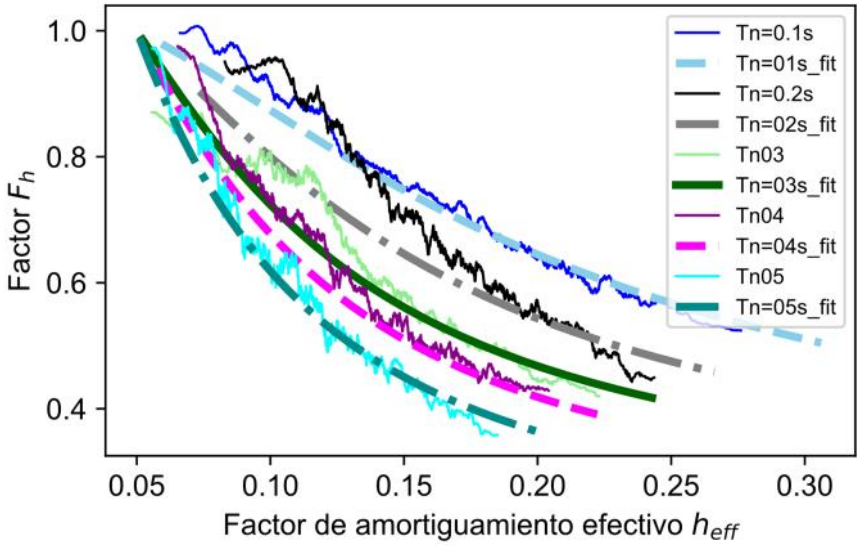


Figura 72. Ajuste de la función F_h para cada periodo analizado

La Figura 73 y Figura 74 muestra los parámetros c_1 y c_2 resultantes del ajuste de F_h a la Ecuación (46). El parámetro c_1 se ajustó a una curva parabólica mostrada en la Ecuación (48), mientras que el parámetro c_2 depende linealmente del periodo T como se muestra en la Ecuación (49)

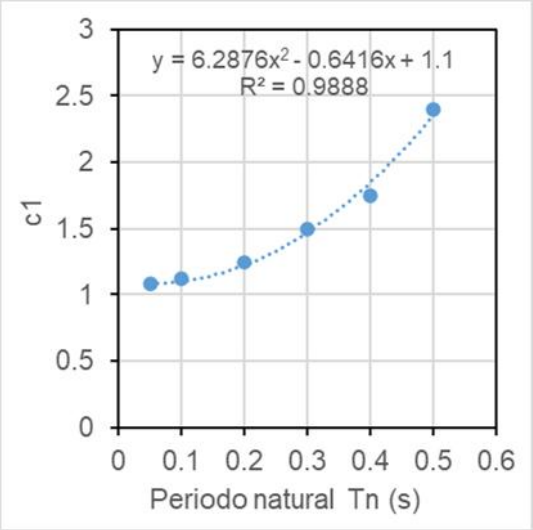


Figura 73. Parámetro c_1 en función del periodo natural

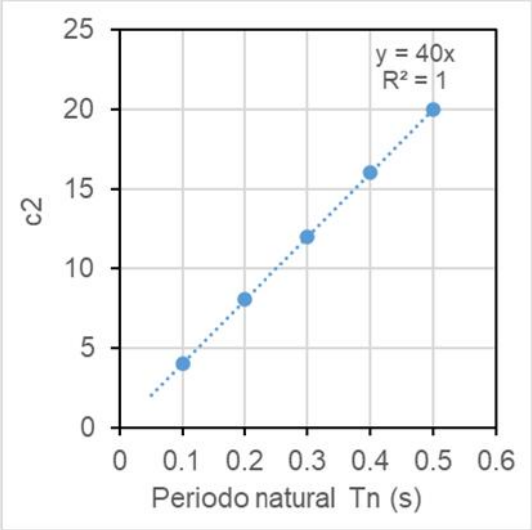


Figura 74. Parámetro c_2 en función del periodo natural

$$c_1 = 6.288 \cdot T^{2} - 0.641 \cdot T + 1.10 \qquad (48)$$

$$c_2 = 40 \cdot T \tag{49}$$

Con las ecuaciones (*46*), (47), (48) y (49) queda definida la expresión para el cálculo de F_h.

5.5. PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL PARA ALBAÑILERÍA CONFINADA (AE-NL-ALB)

En este sub-Capítulo se dan las pautas para usar el análisis estático no lineal en edificaciones de albañilería confinada, para ello se hará una recapitulación de las expresiones propuestas para construir las curvas de capacidad de los muros, y de los parámetros histeréticos propuestos. También se explaya el análisis estático no lineal (AE-NL). A continuación, se muestra las ecuaciones propuestas para el cálculo de el h_e y F_h a usarse en el Método del Especto de Capacidad (CSM). Una vez calculados los puntos de desempeño para el modelo equivalente SDOF se llevará este resultado a cada piso de la estructura para identificar el estado de daño de cada piso y el estado de daño global.

Cabe precisar que las actualizaciones propuestas para el CSM son válidas para estructuras regulares en planta, es decir para aquellas cuyos modos fundamentales de vibración en cada dirección de análisis sean los de traslación y el aporte de los modos rotacionales sean poco significativos.

La Figura 75 muestra el diagrama de flujo que se usara para realizar la evaluación estructural de una estructura de albañilería confinada usando el método de análisis estático no lineal.

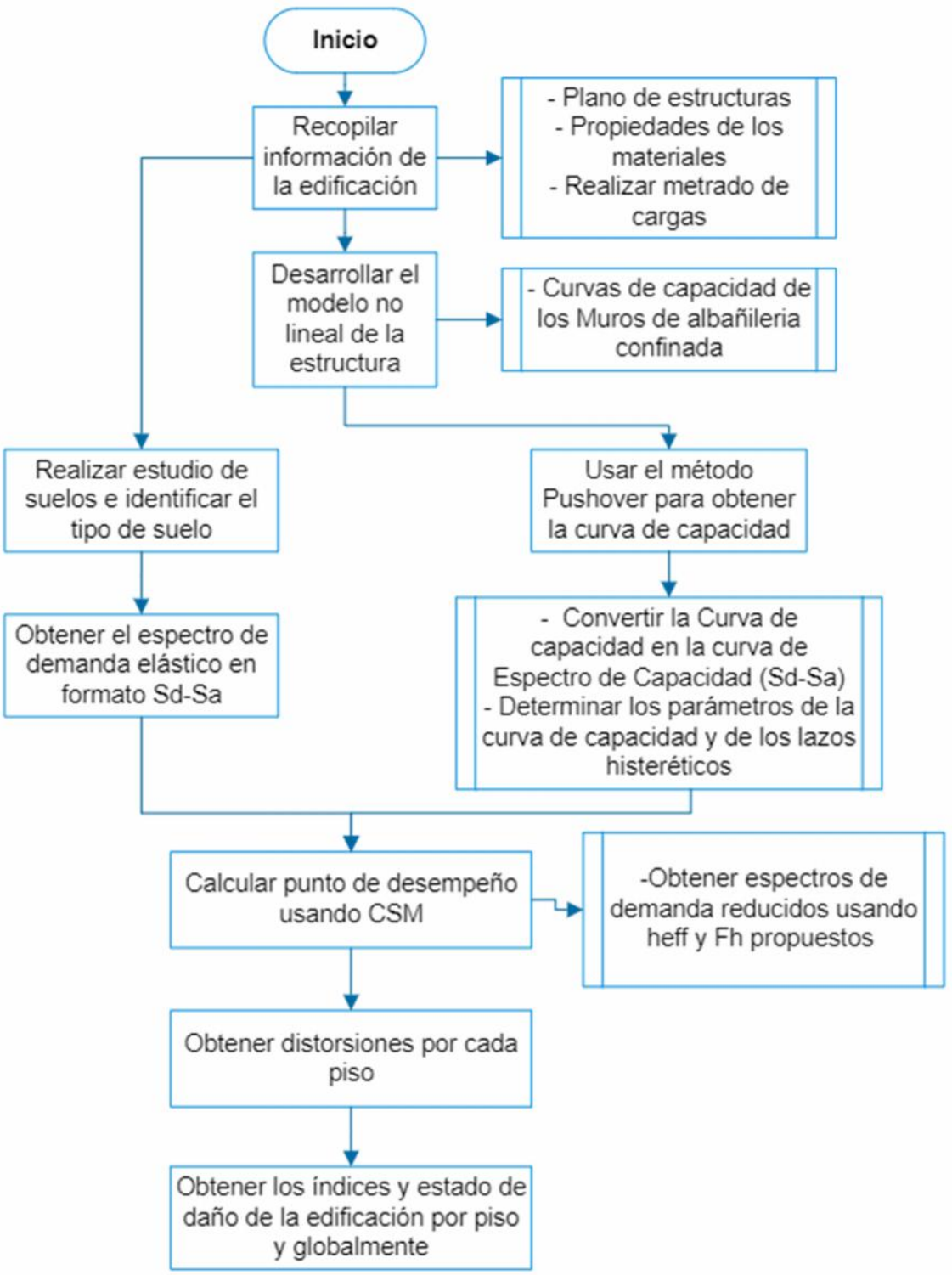


Figura 75. Diagrama de flujo para el AE-NL-ALB

Paso 1. Recopilar información de la estructura.

Realizar un levantamiento geométrico y un plano de distribución estructural, donde se debe identificar las dimensiones geométricas de los elementos estructurales como columnas, vigas, muros estructurales ya sean de concreto o de albañilería confinada, además de identificar el tipo de losas de entrepiso, su espesor y las direcciones en que estas transfieren las cargas, también se debe de identificar el uso de cada ambiente de la edificación con el fin de asignarle su carga viva correspondiente. Así mismo se debe diferencias los muros portantes de los tabiques.

De igual forma se tiene que identificar los materiales usados en la construcción de la edificación. Para ello identificar el tipo de ladrillo usado en la construcción de los MAC, luego elegir cuidadosamente las propiedades mecánicas de estos muros, como el f'_m y v'_m, de ser posible realizar ensayos para determinar estas propiedades. La Tabla 43 muestra valores típicos de las propiedades mecánicas de las pilas y muretes de albañilería. También se deberá identificar la resistencia f'_c de los elementos de concreto armado como vigas y columnas, determinar el tipo y la cantidad de acero de refuerzo usados en estos elementos, como el acero longitudinal y estribos de los elementos de confinamiento y de las columnas y vigas. Esto será importante para poder modelar el aporte de los pórticos que usualmente se encuentran en las viviendas de albañilería sobre todo cuando la cantidad de MAC es baja.

Tabla 43. Propiedades mecánicas de la albañilería

Tipo de unidad	f'_m (M)			v'_m, (M)		
	[Min, Max]	Promedio	σ	[Min, Max]	Promedio	σ
Tubular	[1.9, 3.25]	2.5	0.5	[0.17, 0.65]	0.4	0.18
Sólido	[3.5, 5.2]	4.4	0.7	[0.33, 0.45]	0.4	0.05
KK 18H (40% de vacíos)	[5.0, 10.6]	8.2	2	[0.6, 1.3]	1.0	0.3

Fuente: Laboratorio de Estructuras CISMID

Paso 2. Realizar el modelo no lineal de la estructura.

Para el cálculo de las fuerzas resistentes de la curva de capacidad de los muros de albañilería confinada se usará las expresiones de las ecuaciones *(31)* y *(32)* en el Apartado 4.3, mientras que las distorsiones relacionados a los puntos característicos se encuentran en el Apartado 4.4.

Las fuerzas cortantes de las curvas de capacidad de los MAC de pisos superiores deben de corregirse usando la expresión de la Ecuación (50), esto debido a que las condiciones de borde para los muros de pisos superiores no son los mismos que para un muro empotrado en la base (The Japan Building Disaster Prevention Association, 2001)

$$Q_i = \frac{n+1}{n+i} Q_1 \qquad (50)$$

Donde Q_i es la curva de capacidad del muro en el nivel i, Q_1 es la curva de capacidad del muro en el nivel 1, y n es el numero de pisos de la edificación.

El modelamiento de los MAC se debe realizar usando resortes no lineales a corte, tal como se muestra en la Figura 76. En dicho resorte se insertará la curva de capacidad de los MAC. Para la parte axial se usará un resorte con propiedades lineales y con una rigidez axial que sea igual al área del muro por su módulo de elasticidad. Mientras que para la rigidez al giro deberá ser muy elevada de tal forma que los desplazamientos producidos sean netamente a corte.

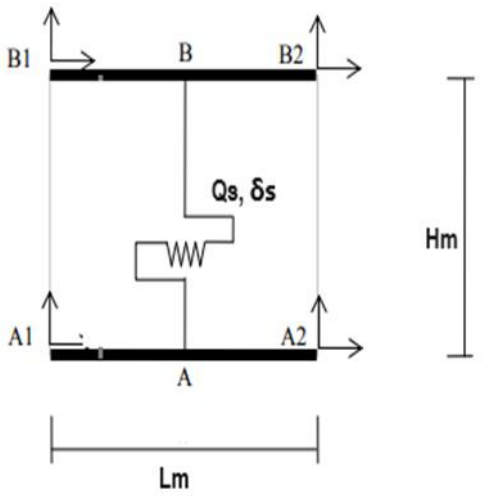


Figura 76. Resorte a corte para MAC
Fuente: Saito (2019)

Paso 3. Construcción de la curva de capacidad de la vivienda.

Una vez construido el modelo no lineal de la estructura, se debe obtener la curva de capacidad global (Curva PUSHOVER), para ello se hace uso del procedimiento del ATC-40, (1996) en el que se aplica a la estructura un patrón de cargas laterales incrementales que representen la fuerza sísmica, para luego graficar en cada paso la cortante basal y el desplazamiento de un piso especifico de la estructura, que generalmente es el último piso.

Existen diferentes patrones de fuerzas laterales que van desde lo más sencillo a lo más sofisticado. La más usada para fines prácticos es el patrón de cargas que es proporcional al producto de la masa de cada entrepiso y el modo de vibración elástico predominante de la estructural en cada dirección de análisis, como se muestra en la

Ecuación (51). Este patrón de carga se usó en la presente tesis para realizar el ejemplo aplicativo.

$$F_i \quad p \quad a \quad w_i \cdot \phi_j \tag{51}$$

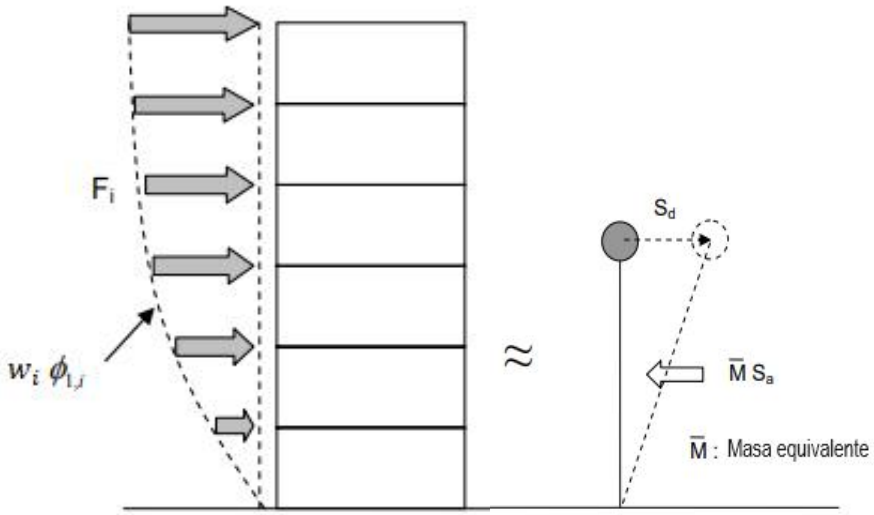


Figura 77. AE-NL y sistema SDOF equivalente.
Fuente: Saito (2019)

Donde F_i es la fuerza lateral por aplicarse en el entrepiso i, w_i es el peso sísmico del entrepiso i, y ϕ_j es el componente del modo j en el entrepiso i.

Una vez calculada la curva de capacidad de la estructura (Fuerza vs desplazamiento), esta debe de ser convertida a su forma espectral (ADRS) o pseudo Aceleración vs pseudo desplazamiento, para ello usar las siguientes ecuaciones encontradas en el ATC-40 (1996).

$$F_j = \frac{\sum_{i=1}^{N}(w_i \cdot \phi_j)/g}{\sum_{i=1}^{N}(w_i \cdot \phi_j^2)/g} \tag{52}$$

$$\alpha_j = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N}(w_i \cdot \phi_j)/g\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} w_i/g\right]\left[\sum_{i=1}^{N}(w_i \cdot \phi_j^2)/g\right]} \tag{53}$$

$$S = \frac{V/M}{\alpha_j} \tag{54}$$

$$S = \frac{\Delta_r}{F_j \cdot \phi_r} \tag{55}$$

Donde F_j es el factor de participación del modo de vibrar j, N corresponde al número de pisos de la edificación, g es la aceleración de la gravedad, α_j es el factor de masa participativa, V es la cortante basal de cada paso de análisis, W es el peso sísmico total, Δ_r es el desplazamiento del punto que se está analizando (generalmente es un

punto ubicado en el techo), y ϕ_r es la componente del modo j correspondiente al mismo entrepiso donde se mide Δ_r .

Luego identificar los puntos característicos de fisuración, fluencia, máximo y ultimo de la curva tetra-lineal, para ello usar balance energético

Paso 4: Cálculo del espectro de aceleración.

Para el cálculo del espectro de demanda se debe de considerar el emplazamiento de la edificación, con el fin de conocer la aceleración basal a la que será sometida la estructura, para ello también es necesario conocer el tipo de suelo en la que esta cimentada. El método del espectro de capacidad usa el espectro de aceleraciones para un factor de amortiguamiento inicial de 5%. Este espectro puede ser un espectro de diseño correspondiente a una normativa de diseño sismorresistentes o un espectro de peligro uniforme para un nivel de demanda sísmica dado. Luego el espectro de desplazamiento se puede calcular de acuerdo con la Ecuación (56*)* (ATC-40, 1996).

$$S = \frac{1}{4\pi^2} S \cdot T_e^{\ 2} \qquad (56)$$

Paso 5: Cálculo del punto de desempeño usando el CSM

El cálculo del punto de desempeño se desarrollará usando el Método del Espectro de Capacidad (CSM) desarrollado en el ATC-40 (1996) con la salvedad de que se usaran las expresiones para el factor h_e y factor F_h propuestos en la presente tesis, además de usar la curva de capacidad tetra-lineal en lugar de la curva bilineal. Para ello se debe de elegir adecuadamente los puntos de fisuración (d_c), fluencia (d_y) y de resistencia máxima (d_m) sobre el espectro de capacidad.

El CSM inicia seleccionando un punto (d_p , a_p) sobre el espectro de capacidad, luego se calcula la ductilidad de ese punto como ($\mu = d_p / d_y$).

De forma simultánea se calcula el periodo efectivo o secante al punto (d_p , a_p) como $T_e = 4\pi^2 d_p / a_p$, para luego calcular el valor de la aceleración espectral elástica $S_{a(T_e, h_0)}$ correspondiente a T_e .

Posteriormente calcular γ usando la Ecuación(57), luego calcular el factor de amortiguamiento equivalente usando las ecuaciones (58) y (*59*).

$$\gamma = 0.614 - 0.548 \cdot T_e - 0.863 \cdot a_2 - 0.21 \cdot b_0 - 0.078 \cdot b_1 \qquad (57)$$

$$h_e = \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_0 \quad (58)$$

En el caso de que la estructura este compuesta por diferentes tipos de muros de albañilería o la edificación tenga varios pisos con diferentes parámetros histeréticos a_2, b_0 y b_1, se debe hacer uso de la Ecuación (59*)* para calcular un amortiguamiento global de la estructura, esta ecuación fue presentada por Shibata (2010).

$$h_e = \frac{\sum_i h_{e\ -i} \cdot W_{\ i}}{\sum_i W_{\ i}} + h_0 \quad (59)$$

Donde:

$h_{e\ -i}$: es el amortiguamiento histerético equivalente del entrepiso i, calculado con la Ecuación (58)

$W_{\ i}$: es la energía de deformación o potencial del piso i en el estado de deformación correspondiente a la resistencia máxima.

Luego calcular el factor de reducción de respuesta F_h usando las ecuaciones (*60*) al (63*)*

$$F_h = \sqrt{\frac{c_1 + c_2.(h_e)^2}{1 + c_3.(h_e)^2}} \quad (60)$$

$$c_1 = 6.288 \cdot T^2 - 0.641 \cdot T + 1.10 \quad (61)$$

$$c_2 = 40 \cdot T \quad (62)$$

$$c_3 = \frac{c_1 - 1 + c_2 \cdot h_0^2}{h_0^2} \quad (63)$$

A continuación, calcular el valor de la aceleración espectral reducido usando las siguientes ecuaciones.

$$S_{a(h_e)} = S_{a(h_0)} \cdot Fh \quad (64)$$

$$S_{d(h_e)} = \frac{1}{4\pi^2} \cdot S_{a(h_e)} \cdot T_e^{\ 2} \quad (65)$$

Donde T_e es el periodo secante al punto (d_p , a_p)

Calcular el posible punto de desempeño (PPD) d_p como el valor de $S_{d(h_e)}$ (Ver *Figura 78*)

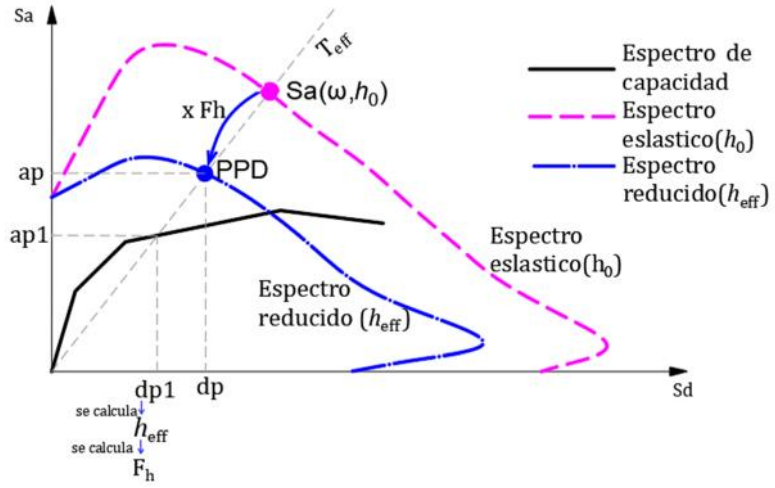


Figura 78. Esquema del algoritmo del CSM

Comparar los puntos (d_p , a_p), y (d_p, a_p), si estos puntos son aproximadamente los mismos con un error menor a una tolerancia (usualmente del 5%), el punto (d_p, a_p) es el punto de desempeño. Caso contrario se retorna al paso 5, usando como nuevos (d_p , a_p), al punto (d_p, a_p) recientemente calculado.

Con la finalidad de programar el CSM, se realiza el procedimiento del Paso 5 para cada uno de los puntos de la curva de capacidad, con lo que se obtiene una curva conformada por los Posibles puntos de Desempeño (curva PPD), entonces el punto de desempeño será aquel donde el espectro de capacidad intercepte a la curva de PPD.

Paso 6. Verificación del estado de daño de la edificación.

Para identificar el estado de daño de cada entrepiso o muro de albañilería, se debe de calcular los desplazamientos de cada entrepiso usando la Ecuación (54*)*, para el punto de desempeño (d_p, a_p), luego convertir los desplazamientos absolutos de cada piso a distorsiones de entrepiso, finalmente se debe de obtener el índice de daño usando la Tabla 44, la que muestra los límites de distorsión en función de los estados de daño e índices de daño. Por ejemplo, para el MAC de ladrillo sólido artesanal con un esfuerzo axial normalizado σ_a / f'_m menor a 0.06, y una distorsión igual a 4.05x10^{-3} le corresponde el límite superior del estado de daño “Moderado” y a un índice de daño de “3”.

Tabla 44. Propuesta de los estados de daño e índice de daño para MAC

Tipo de ladrillo	$\frac{\sigma_u}{f'_m}$	**Distorsiones limites superior (x 10^{-3})**				
		No Daño (Operacional)	**Leve (Ocupación inmediata)**	**Moderado (Seguridad de vida)**	**Extensivo (Prevención del colapso)**	**Muy extensivo (Colapso)**
KK 18 huecos	[0,0.05>	0.4	1.2	4.14	5.4	8.1
Sólido artesanal	[0,0.06>	0.4	0.9	4.05	5.4	8.1
Sólido artesanal	[0.06,0.20>	0.4	0.9	2.72	3.5	6.1
Tubular	[0,0.13>	0.4	0.8	1.73	3.9	5.7
Tubular	[0.13,0.35>	0.4	0.8	1.13	1.9	3
Índice de Daño, Límite inferior		**0**	**1**	**2**	**3**	**4**
Índice de Daño, Límite superior		**1**	**2**	**3**	**4**	**5**

Fuente: Elaboración propia

Los índices de daño se obtienen interpolando la distorsión obtenida del análisis sísmico con las distorsiones límites de la Tabla 44 y los índices de daño correspondientes a estos límites, tal como lo indica la Ecuación (*66*)

$$I_i = I_{i_i} + \frac{D - D_{i_i}}{D_{s} - D_{i_i}} \qquad (66)$$

Donde:

I_i : Índice de daño resultante

I_{i_i} : Índice de daño Límite inferior

D_{s} : Distorsión límite superior del estado de daño

D_{i_i} : Distorsión límite inferior del estado de daño

D : Distorsión obtenida del análisis sísmico

El índice de daño global de la estructura será el correspondiente al mayor índice de daño de cada entrepiso.

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se estudia la precisión con la que el método propuesto en el capítulo V estima las respuestas de desplazamiento de una. Para ello, se compararán los desplazamientos resultantes del método planteado, al que llamaremos Análisis Estático No Lineal para Albañilería Confinada (AE-NL-ALB), con las respuestas de desplazamiento del ATH-NL. Todo esto primero para modelos simplificados SDOF y luego, en modo de ejemplo aplicativo, para modelos 3D de viviendas de albañilería confinada con diferentes tipos de ladrillos.

6.1. EVALUACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PROPUESTO

Para evaluar las ecuaciones del factor del amortiguamiento equivalente y factor de reducción de respuesta propuestos, se realizaron una serie de ATH-NL y AE-NL-ALB, esto con el fin de comparar estadísticamente las respuestas de ambos métodos, tomando como método exacto o de referencia al ATH-NL. También, se realizaron análisis estáticos no lineales usando las ecuaciones del método de espectro de capacidad del ATC-40 (1996) para las estructuras del tipo B, al que llamaremos (CSM-ATC40-B), con el fin de compararlos con el ATH-NL y ver cuál de los dos métodos estáticos no lineales se aproximan mejor al método exacto.

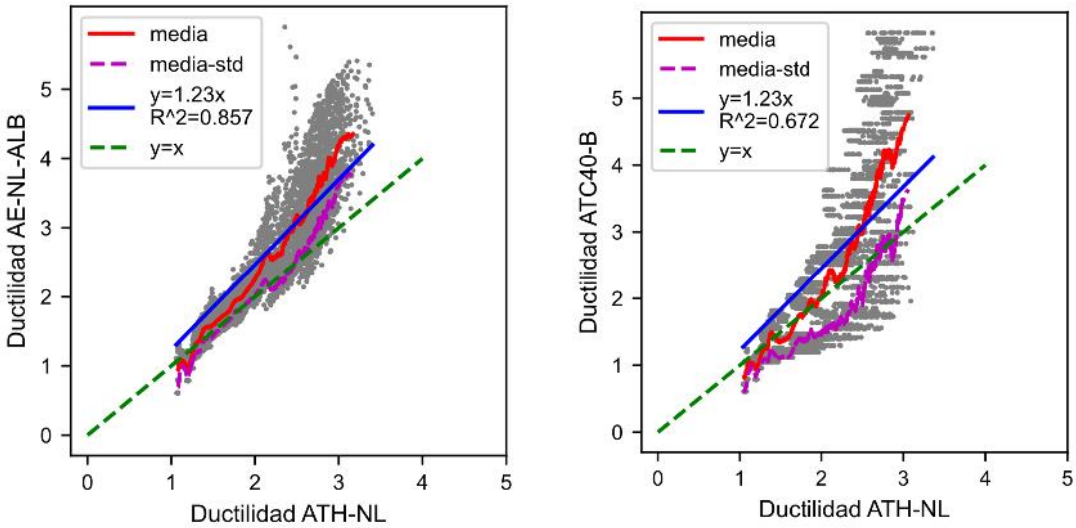
Los modelos SDOF usados fueros los mismos que se usaron en el Capítulo V (Ver Tabla 40 y Tabla 41), cuyos periodos iniciales T son $0.1s, 0.2s, 0.3s, 0.4s\ y\ 0.5s$.

La demanda sísmica para el caso de los análisis estáticos no lineales (AE-NL) consistió en los espectros de diseño de la NTE E.030 (2020), con Z desde 100gal hasta los 700 gal y con incrementos de 50 gal, además de usar los factores de amplificación de suelo S iguales a 1.0, 1.05 y 1.10 correspondientes a los tipos de suelos S1, S2, y S3 respectivamente. Los espectros se construyeron siguiendo lo especificado por la norma NTE E-030 (2018), tal como se muestra en el Apartado 5.1. El AE-NL-ALB se realizó siguiendo el procedimiento descrito en el Apartado 5.5.

En el caso de los ATH-NL, se usaron los registros sísmicos del Apartado 5.1, diferenciándolos por tipos de suelo y se escalaron a los espectros usados en el AE-NL-ALB, usando el procedimiento recomendado por el ASCE/SEI-7 (2022) y descrito también en el Apartado 5.1. Las respuestas de desplazamiento en el ATH-NL consistieron en los promedios de las respuestas para cada modelo, cada PGA (Z*S) y para cada tipo de suelo ya que, se tuvieron 720 modelos, 13 PGAs y 3 tipos de suelo, de los cuales se obtuvieron un total de 28 080 respuestas de desplazamiento promedio, la misma cantidad de respuestas que, para los análisis estáticos no lineales.

Luego se compararon las respuestas de desplazamiento del AE-NL-ALB y del CSM-ATC40-B contra las respuestas promedio del ATH-NL, los cuales se muestran en la Figura 79, Figura 80 y Figura 81 para los tipos de suelo S1, S2 y S3, respectivamente.

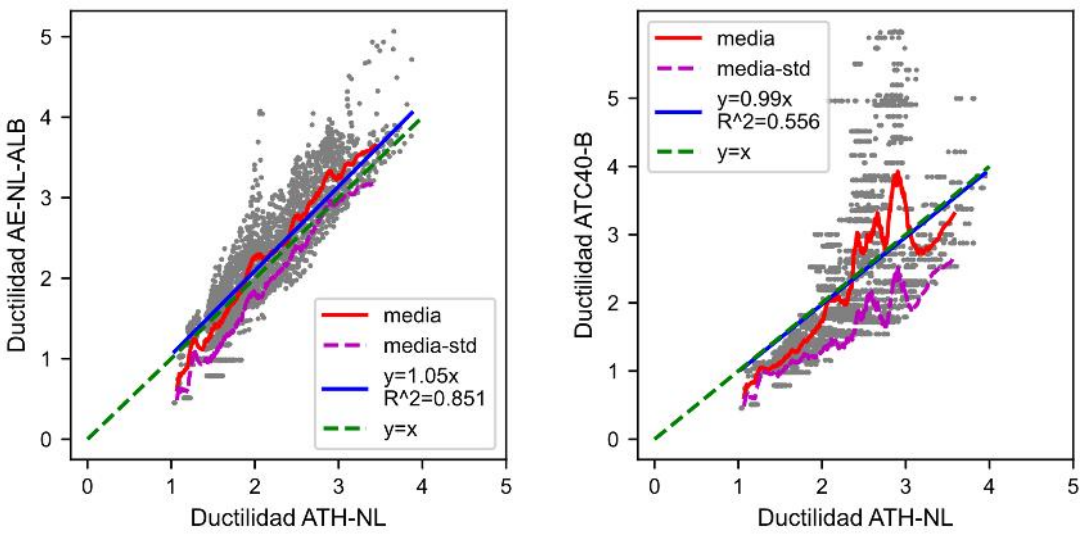
La Figura 79-a) compara los resultados entre el método aproximado propuesto (AE-NL-ALB) y el ATH-NL, se aprecia una buena correlación para valores de ductilidad de hasta 2, mientras que para valores de ductilidad superiores a dos se incrementa la dispersión entre estos métodos, lo que es un fenómeno natural para respuestas en los rangos no lineales. Pero en general hay una buena correlación tal como lo indica el coeficiente de correlación R^2 = 0.856, además de que los resultados del método aproximado son en promedio un 23% superiores al del método exacto por lo que el método propuesto brinda valores conservadores. Mientras que la Figura 79-b) corresponde a la regresión entre el CSM-ATC40-B y el ATH-NL, se observa una dispersión, además de que hay un grupo de resultados no conservadores o del lado de la inseguridad y otro grupo de resultados muy conservadores, incrementando la incertidumbre en las respuestas del método.



a) b)

Figura 79. Regresiones para el suelo S1. a) AE-NL-ALB versus ATH-NL. b) CSM ATC40 B versus ATH-NL

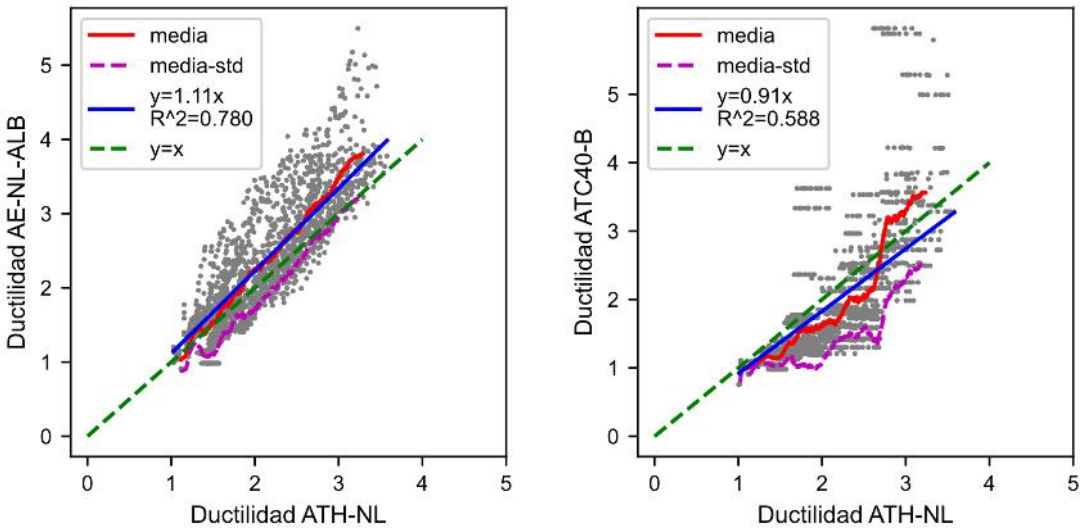
El caso de las respuestas sísmicas del tipo de suelo S2 se muestra en la Figura 80. En la parte a) del grafico se aprecia una buena correlación entre los resultados del AE-NL-ALB y del ATH-NL tal como lo indica el valor alto del coeficiente de correlación R^2 = 0.85, además de que en promedio los resultados son muy parecidos, siendo el AE-NL-ALB un 5% superiores al del ATH-NL. En cambio, para el caso del CSM-ATC-40-B, Figura 80-b), se aprecia un bajo coeficiente de correlación y resultados que rondan claramente del lado de la inseguridad y otros demasiado conservadores.



a) b)

Figura 80. Regresiones para el suelo S2. a) AE-NL-ALB versus ATH-NL. b) CSM ATC40 B versus ATH-NL

Para el tipo de suelo S3 se presenta la Figura 81. En la parte a) del grafico se aprecia una buena correlación entre los resultados del AE-NL-ALB y del ATH-NL tal como lo indica el coeficiente de correlación R^2 = 0.78, además de que en promedio ambos métodos brindan resultados similares, siendo el AE-NL-ALB un 11% superiores al del ATH-NL. En cambio, para el caso del CSM-ATC-40-B, Figura 81-b), se aprecia un bajo coeficiente de correlación con un gran porcentaje de resultados del lado de la inseguridad y algunos otros resultados muy conservadores



a) b)

Figura 81. Regresiones para el suelo S3. a) AE-NL-ALB versus ATH-NL. b) CSM ATC40 B versus ATH-NL

Otra forma de verificar la efectividad del método de análisis propuesto, además del coeficiente de correlación y el pendiente de la regresión, es que los residuos de la regresión deben estar situados cerca de cero, en otras palabras, el promedio y la moda de los residuos debe de estar cerca de cero, además de que los residuos tengan la forma de una distribución normal. Con el fin de verificar estas propiedades se construyó los histogramas de frecuencias relativas de los residuos (E) resultantes de usar los métodos aproximados (AE-NL-ALB o ATC 40-B) en lugar del método exacto (ATH-NL). Dichos residuos se calcularon como se muestra en la Ecuación (*67*).

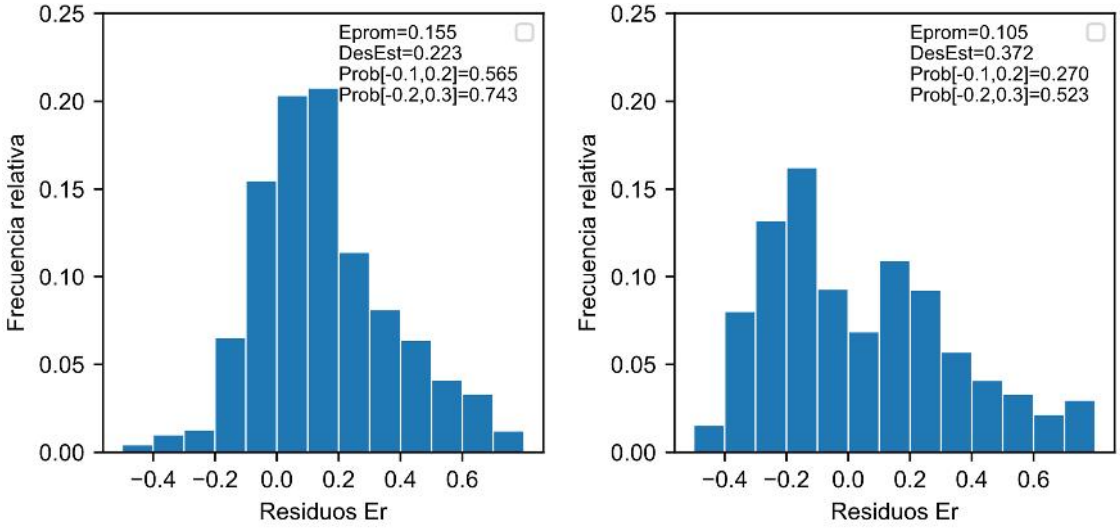
$$E = \frac{D_a}{D_E} - 1 \qquad (67)$$

Donde

D_E : Desplazamiento promedio de los ATH-NL.

D_a : Desplazamiento del AE-NL-ALB o del CSM ATC-40B

Por otro lado, se calculan las probabilidades de obtener buenos resultados al usar el método aproximado como la probabilidad de que los residuos se encuentren entre el -20% y 30% o ($P[-20\% < E < 30\%]$). Y la probabilidad de obtener muy buenos resultados como la probabilidad de obtener residuos dentro del -10% y $+20\%$ o ($P[-10\% < E < 20\%$).



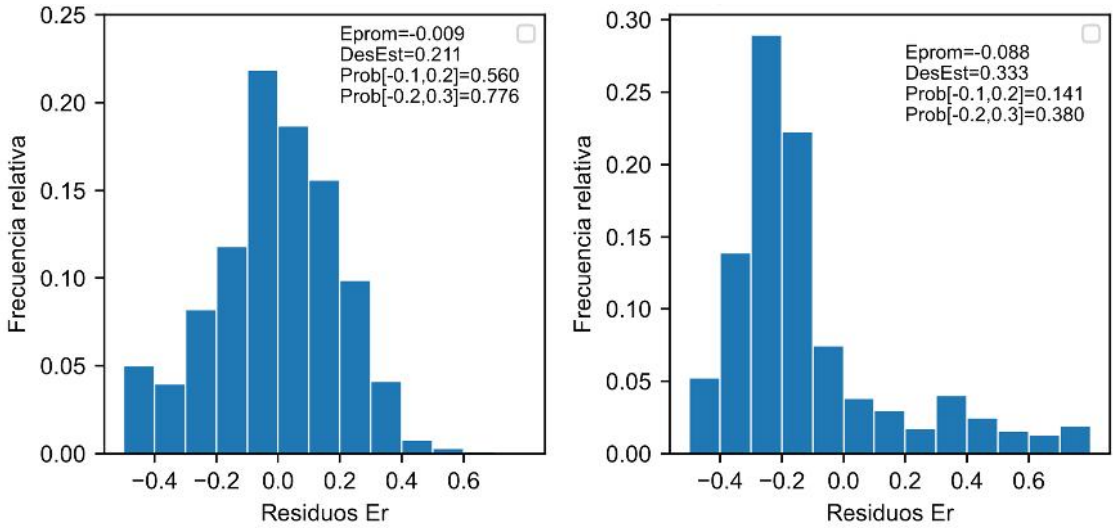
a) AE-NL-ALB b) CSM ATC40B

Figura 82. Histograma de frecuencias relativas para los residuos de la regresión en el tipo de suelo S1. a) AE-NL-ALB. b) CSM ATC40B

La Figura 82 muestra los histogramas de residuos para los resultados en el suelo tipo S1, en la parte a) se muestra el histograma para el AE-NL-ALB, se observa que el histograma tiene la forma de una distribución normal con un promedio de residuos de

0.15, además la probabilidad de obtener muy buenos resultados $P[-10\% < E < 20\%]$ es igual a 56.5%, y la probabilidad de obtener buenos resultados $P[-20\% < E < 30\%]$ es de 74.3%. En cambio, la Figura 82-b) muestra el histograma para el CSM-ATC40B, se observa una distribución no normal con el valor promedio muy alejado de la moda, además de tener dos barras picos uno del lado conservador y otro del lado de la inseguridad; también, para este caso las probabilidades de obtener buenos resultados son más bajos, $P[-10\% < E < 20\%] = 27\%$ y la $P[-20\% < E < 30\%] = 52.3\%$.

Para el caso del tipo de suelo S2, se muestra la Figura 83, donde la parte a) muestra el histograma de residuos para el AE-NL-ALB y se observa también una distribución normal con un promedio de residuos de -0.9%, además la que $P[-10\% < E < 20\%] = 56\%$ y la $P[-20\% < E < 30\%] = 77.6\%$, siendo resultados muy buenos si se los compara con la Figura 82-b) correspondiente al CSM-ATC40, donde se muestra una distribución asimétrica, pues tiene una moda de -25% y la mayor parte de los resultados están del lado de la inseguridad, para tal caso las probabilidades de obtener buenos resultados son bajos, $P[-10\% < E < 20\%] = 14.1\%$ y la $P[-20\% < E < 30\%] = 38\%$.

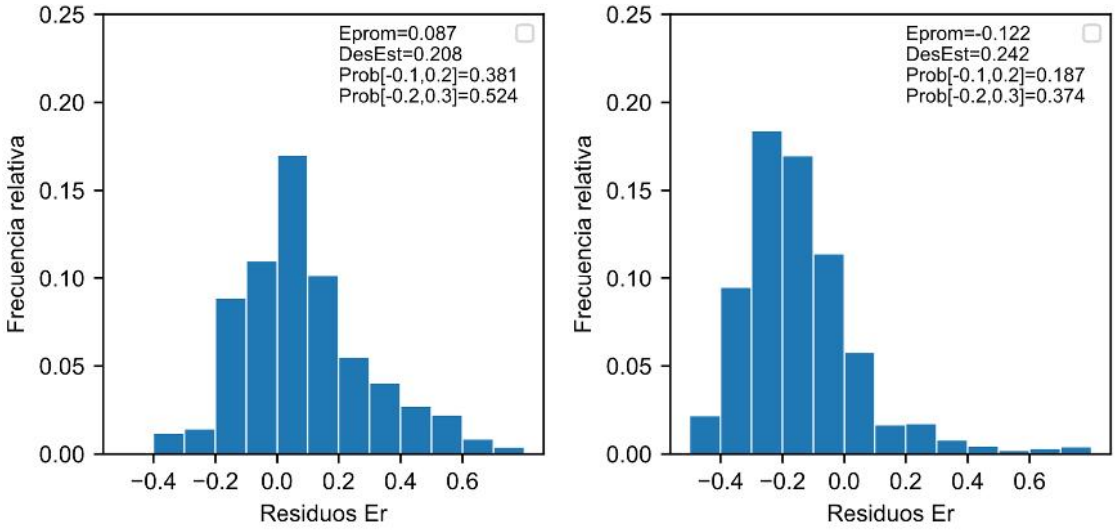


a) AE-NL-ALB b) CSM ATC40B

Figura 83. Histograma de frecuencias relativas para los residuos de la regresión en el tipo de suelo S2. a) AE-NL-ALB. b) CSM ATC40B

Algo similar sucede con el tipo de suelo S3, tal como se aprecia en la Figura 84, donde la parte a) muestra los resultados para el método AE-NL-ALB, con una distribución normal de los residuos y con un promedio y moda alrededor de cero, pero con valores de probabilidades más bajos, esto se debe a que la dispersión en el caso del tipo de suelo S3 fue mayor. La $P[-10\% < E < 20\%] = 38\%$, y la $P[-20\% < E < 30\%] = 52.4\%$. Pero de todos modos se obtuvo mejores resultados que en el CSM-ATC40B, ya

que la Figura 84-b) muestra una distribución muy asimétrica del lado no conservador y con probabilidades de obtener buenos resultados muy bajos, $P\,[-10\% < E < 20\%]$ = 18.7% y la $P[-20\% < E < 30\%]$ = 37.4%.



a) AE-NL-ALB b) CSM ATC40B

Figura 84. Histograma de frecuencias relativas para los residuos de la regresión en el tipo de suelo S3. a) AE-NL-ALB. b) CSM ATC40B

Hasta este punto se nota que el análisis estático propuesto que incluyen las ecuaciones del factor de amortiguamiento y factor de reducción de respuesta propuestas, estiman adecuadamente las respuestas de desplazamiento para los modelos analizados, que consisten en modelos de periodos naturales bajos y que se adaptan al modelo tetra-lineal, como es el caso de las viviendas de albañilería confinada. Además, se observó que los resultados del método propuesto brindan una mejor precisión, comparado con el CSM ATC40B, tanto desde el punto de vista de las dispersiones mostradas o desde el punto de vista probabilístico.

6.2. EJEMPLOS APLICATIVOS DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PROPUESTO

A continuación, se aplicará paso a paso el método de análisis estructural estático no lineal propuesto en el Apartado 5.5 (AE-NL-ALB) a una edificación de albañilería confinada, con el objetivo de ejemplificar el uso del método y tocar más a fondo los detalles del procedimiento. Para ello se eligió una edificación cuya distribución arquitectónica es típica en los sectores populares de la ciudad de Lima. La Figura 85 muestra un esquema en planta de la edificación a analizar, se observa que esta edificación es regular en planta, por lo cumple con el requisito para poder aplicar el AE-NL. La edificación consta de tres pisos, cuya distribución estructural se repite en cada piso. Los muros de albañilería tienen un espesor igual al ancho del ladrillo asentado en soga. Las características principales de la edificación se muestran en la Tabla 45.

Tabla 45. Características de la edificación a analizar

Uso	área techada por piso (m2)	N° pisos	Altura típica (m)	DMCx	DMCy
Vivienda	89	3	2.6	1.3%	4.3%

Fuente: Elaboración propia

Donde:

DMCx: Densidad de muros confinados en la dirección X

DMCy: Densidad de muros confinados en la dirección Y

Las tipologías de muros de albañilería que se usaron en altura son tres y se refieren al tipo de ladrillo usados en cada entrepiso. La Tabla 46 muestra las tres tipologías que se analizaran.

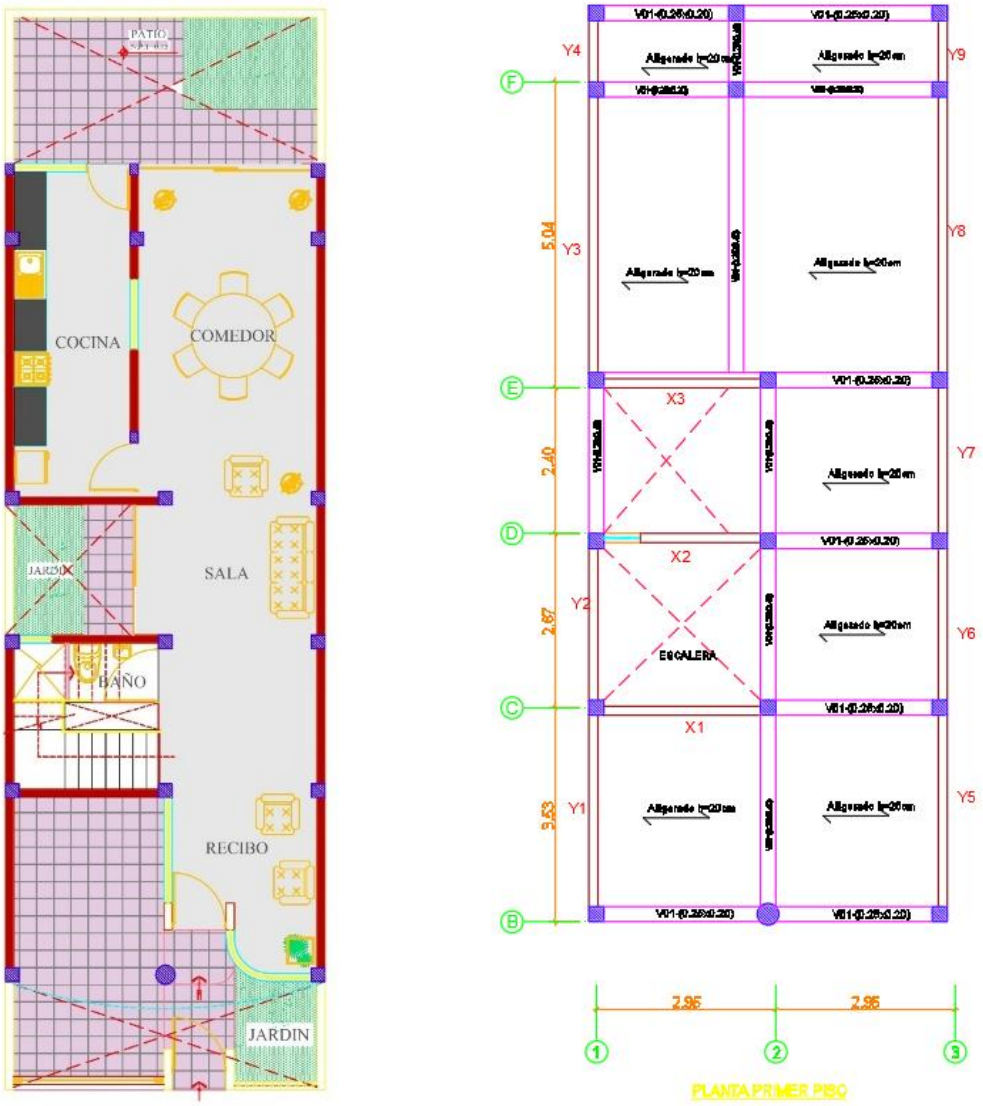
Tabla 46. Tipologías en altura de la vivienda a analizar.

Tipología	Piso 1	Piso 2	Piso 3
VIV-KKK	King kong 18 huecos	King kong 18 huecos	King kong 18 huecos
VIV-SSS	Sólido Artesanal	Sólido Artesanal	Sólido Artesanal
VIV-STT	Sólido Artesanal	Tubular Industrial	Tubular Industrial

Fuente: Elaboración propia

Se eligió estas distribuciones de materiales en altura ya que son típicas en la construcción de edificaciones no ingenieriles en la ciudad de Lima. Donde generalmente los primeros pisos están construidos con ladrillos sólidos y muchas veces se cambia este ladrillo en los pisos superiores con el concepto equivocado de que tienen menos peso y así ayudarían a disminuir la carga sísmica.

Se aprecia en la Figura 85 que la estructura resistente a sismo en la dirección X de análisis (Dirección Corta) está conformada por tres muros de albañilería confinada (MAC) de 3m cada una, resultando en una densidad de MAC en la dirección X de 1.3%, siendo una densidad baja para una vivienda de tres pisos que debería tener una densidad aproximada del 3% según la NTE E.070 (2020). Mientras en la dirección Y de análisis (Dirección larga) la densidad de MAC es del 4.3% siendo una densidad adecuada para una vivienda de tres.



a) b)

Figura 85. Vivienda de MAC. a) Distribución geométrica y b) Distribución estructural de la edificación

A continuación, se describe las propiedades de los materiales a emplearse en el análisis.

Concreto de columnas, vigas y techos:

$f'c$: 17 M

Módulo de elasticidad: 17 748 M

Acero de refuerzo ASTM A615 grado 60

f : 420 M

Módulo de elasticidad: 200 000 M

Muros de albañilería confinada:

Tabla 47. Propiedades mecánicas de los MAC a usar en el análisis.

Tipo de unidad	f'_m (M)	v'_m, (M)
Tubular	2.5	0.4
Solido	4.4	0.4
King Kong 18H (40% de vacíos)	8.2	1.0

Fuente: Laboratorio de Estructuras CISMID

Las columnas de confinamiento y columnas que forman parte de los pórticos son de 250x250 m de sección transversal, con acero de refuerzo longitudinal de 4 varillas 1/2", y estribos cerrados de 3/8" espaciados 1 a 50 m , 4 cada 100 m , resto a cada 200 m de cada extremo de la columna. En el caso de las vigas que forman parte de los pórticos se consideró vigas chatas de 250x200 m en la dirección X y vigas peraltadas de 250x400 m en el eje central de la dirección Y. El acero de refuerzo longitudinal de las vigas chatas fue de 4 1/2", mientras que la viga peraltada posee 4 5/8", en cuanto a los estribos de las vigas tienen la siguiente distribución, estribos cerrados de 3/8" espaciados 1 a 50 m , 4 a 100 m , resto a cada 200 m de cada extremo, las vigas de confinamiento también poseen los mismos estribos.

En cuanto al metrado de cargas se consideraron los siguientes pesos.

Carga Muerta (D):

Losa aligerada: 300 k $/m^2$
Peso de vigas y columnas: 150 k $/m^2$ (2400 k $/m^3$)
Peso de acabados 150 k $/m^2$
Peso de los muros de albañilería confinada
Muros de ladrillo KK18H: 1.8 k $/m^3$
Muros de ladrillo Sólido Art: 1.9 k $/m^3$
Muros de ladrillo Tubular: 1.3 k $/m^3$

Peso de la tabiquería (Se considero un total de tabiquería de 3.1% del área techada en cada piso)
Tabiquería de ladrillo KK18H: 100 k $/m^2$
Tabiquería de ladrillo Sólido Artesanal: 110 k $/m^2$
Tabiquería de ladrillo Tubular: 75 k $/m^2$

Carga Viva (L): 200 k $/m^2$

Peso sísmico: D+0.25L

Con estas consideraciones los pesos sísmicos resultaron en lo mostrado en la Tabla 48.

Tabla 48. Pesos sísmicos por cada piso.

Piso	Pesos sísmicos (k)		
	VIV-KKK	VIV-SSS	VIV-STT
1	814	833	833
2	814	833	740
3	611	624	555

Fuente: Elaboración propia

Aplicando el procedimiento y las ecuaciones descritas en el capítulo 5.5, se obtuvieron las curvas de capacidad de los MAC para cada tipo de vivienda. La Tabla 49 muestra los esfuerzos axiales normalizados, para cada tipo de vivienda y para cada piso, estas cargas se obtuvieron del metrado de cargas. Además, se muestran las distorsiones máximas de los muros en función de su tipo de ladrillo y de la carga axial aplicada. Se

aprecia en el caso de la VIV-SSS para la dirección Y, que el piso 1 tiene menor capacidad de deformación debido a la alta carga axial aplicada. En cambio, para la VIV-STT en la dirección X, se aprecia que el piso 1 tiene mayor capacidad de deformación que los pisos superiores.

Tabla 49. Distorsión del punto de resistencia máxima para los MAC de las viviendas a analizar

Tipología	Piso	Dirección X		Dirección Y	
		σ_a/f'_m	Distorsión del punto máximo de los muros × (1^{-3})	σ_a/f'_m	Distorsión del punto máximo de los muros × (1^{-3})
VIV-KKK	1	2.6%	5.4	3.9%	5.4
	2	1.7%	5.4	2.5%	5.4
	3	0.7%	5.4	1.1%	5.4
VIV-SSS	1	5.2%	5.4	7.7%	3.5
	2	3.3%	5.4	4.9%	5.4
	3	1.4%	5.4	2.1%	5.4
VIV-STT	1	4.8%	5.4	7.2%	3.5
	2	5.6%	3.9	8.4%	3.9
	3	2.4%	3.9	3.6%	3.9

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 50 muestra los parámetros histeréticos que le corresponden a cada tipo de muro en función de su tipo de ladrillo y de la carga axial normalizada aplicada sobre estos. Los límites de carga axial normalizada usados para elegir los parámetros histeréticos son los mismos que los usados para determinar la capacidad de deformación.

Tabla 50. Parámetros histeréticos para los muros de cada piso en función a la relación σ_a/f'_m

Tipología	Piso	Dirección X			Dirección Y		
		σ_a/f'_m	b_0	b_1	σ_a/f'_m	b_0	b_1
VIV-KKK	1	2.6%	0.57	0.59	3.9%	0.57	0.59
	2	1.7%	0.57	0.59	2.5%	0.57	0.59
	3	0.7%	0.57	0.59	1.1%	0.57	0.59
VIV-SSS	1	5.2%	0.57	0.59	7.7%	0.57	0.14
	2	3.3%	0.57	0.59	4.9%	0.57	0.59
	3	1.4%	0.57	0.59	2.1%	0.57	0.59
VIV-STT	1	4.8%	0.57	0.59	7.2%	0.57	0.14
	2	5.6%	0.58	0.39	8.4%	0.580	0.39
	3	2.4%	0.58	0.39	3.6%	0.580	0.39

Fuente: Elaboración propia

Para realizar el análisis se usó el software especializado en análisis sísmico no lineal denominado “STERA 3D v11”, ya que este software posee el modelo histerético tetra-lineal que se usó para representar a los muros de albañilería confinada.

La Figura 86 muestra el modelo 3D para las viviendas a analizar. Se puede observar en la imagen del modelo que solo se colocaron las columnas que no forman parte de los muros de albañilería confinada, ya que el aporte de resistencia y rigidez de las columnas de confinamiento están incluidas en el macro modelo tetra-lineal de los MAC. El comportamiento no lineal de las columnas y vigas de concreto armado se modelaron con los elementos tipo lineal que el programa usa para estos.

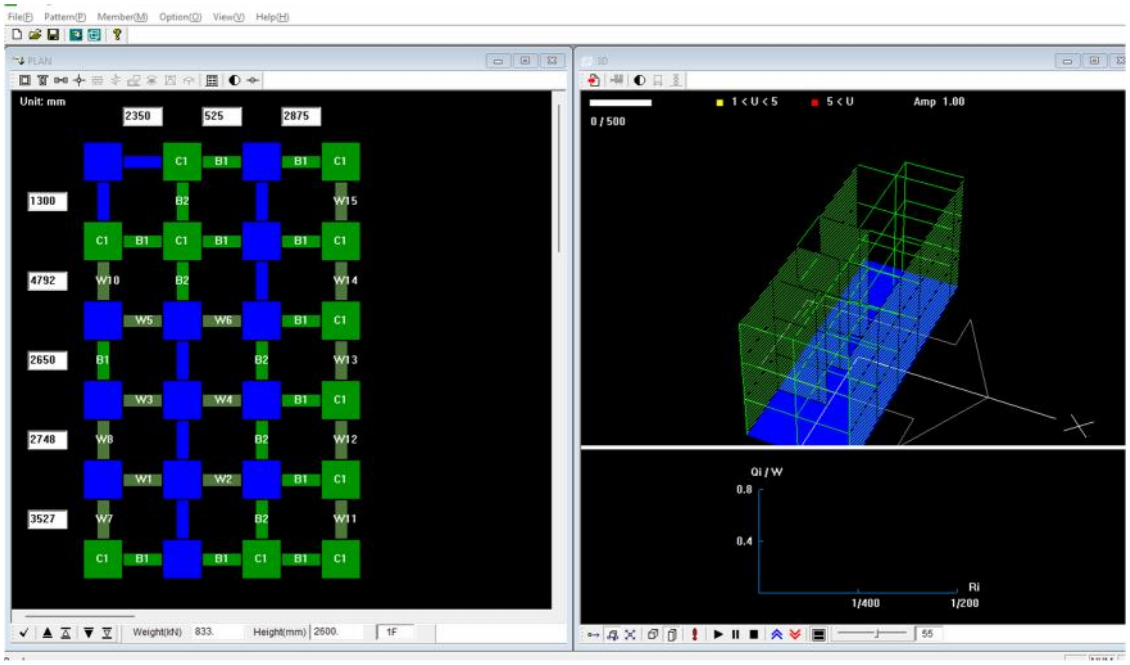


Figura 86. Modelo de la vivienda en el programa Stera 3D

Una vez construidos los modelos 3D, se procedió a realizar los ATH-NL usando los sismos obtenidos en el Apartado 5.1, y escalados a los 6 niveles de demanda sísmica, muy leve, leve, moderado, severo, raro y muy raro. Para ello se escalaron los registros sísmicos a los respectivos espectros de diseño de la E-030, teniendo en cuenta el tipo de suelo y el PGA correspondiente a cada nivel de demanda sísmica.

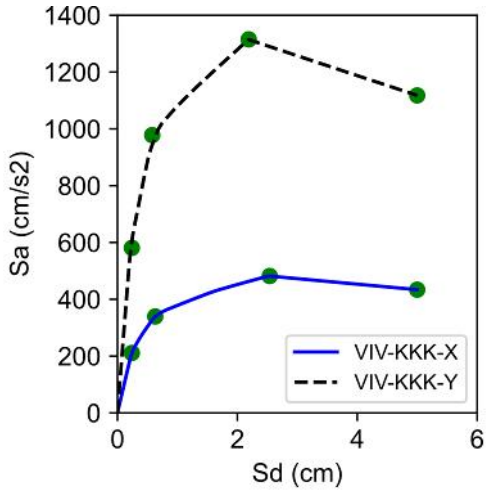
Luego se realizó el análisis no lineal simplificado (AE-NL-ALB) usando las ecuaciones propuestas en el Apartado 5.5. La curva de capacidad o curva Pushover de la edificación fue obtenida usando el programa STERA 3D, la que permite el usar el patrón de cargas proporcional a los pesos por el modo de vibración.

La Tabla 51 muestra los resultados de Periodos naturales (T), factores de participación modal (F), y factor de masa participativa (α) resultantes del análisis modal. También se muestra los valores de los parámetros a_1 y a_2 obtenidos de tetra-linealizar la curva de capacidad de la estructura.

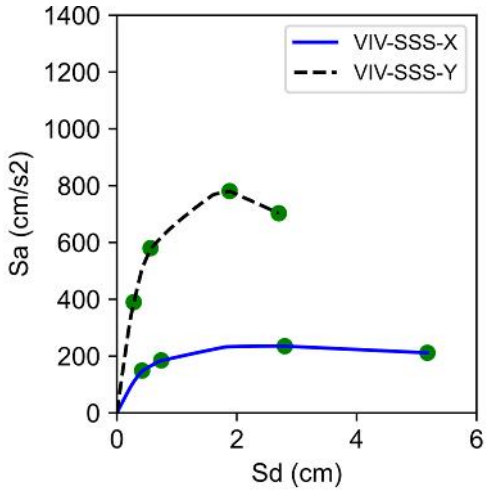
Tabla 51. Propiedades dinámicas de la estructura y parámetros de la curva de capacidad

Tipología	Dirección X					Dirección Y				
	T (s)	F	α_x	a_1	a_2	T (s)	F	α_y	a_1	a_2
VIV-KKK	0.21	1.29	0.87	0.38	0.085	0.12	1.283	0.88	0.48	0.086
VIV-SSS	0.33	1.29	0.86	0.31	0.068	0.17	1.289	0.86	0.49	0.109
VIV-STT	0.32	1.32	0.84	0.35	0.12	0.16	1.31	0.85	0.48	0.09

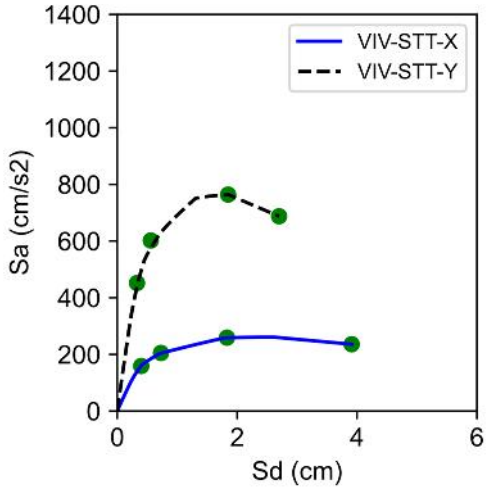
Fuente: Elaboración propia



a). VIV-KKK



b). VIV-SSS



c). VIV-STT

Figura 87. Curvas espectro de capacidad para cada edificación analizada y para cada dirección

Las Figura 87 muestran las curvas de espectro de capacidad para cada estructura analizada tanto para la dirección de análisis X e Y. Estas curvas se obtuvieron usando las ecuaciones (*54*) y (*55*) del Apartado 5.5. Se aprecia que la capacidad de la vivienda

hecha completamente de ladrillo king kong 18 huecos (VIV-KKK) tiene mayor resistencia al de las otras dos viviendas. Por otro lado, las edificaciones VIV-SSS y VIV-STT tienen similares capacidades en fuerza, sin embargo, la capacidad de deformación de VIV-SSS en la dirección X es superior al de VIV-STT en la misma dirección.

Los parámetros usados para el cálculo del factor de amortiguamiento efectivo (h_e) se muestran en la Tabla 52, estos parámetros son γ y las energías de deformación para el punto de resistencia máxima (E), las que se calcularon usando las ecuaciones (57) y (59). Como se aprecia en las mencionadas ecuaciones γ y por lo tanto h_e dependen de b_0 y b_1, y puesto que estos parámetros son distintos en cada piso de la edificación se calculará γ para cada piso, luego se calcula un h_e ponderado para la edificación que depende de los γ de cada piso, de la ductilidad de cada del piso correspondiente al posible punto de desempeño y de la energía de deformación del punto máximo del piso.

Tabla 52. Parámetros para el cálculo de h_e

Tipología	Dirección X						Dirección Y					
	γ_1	γ_2	γ_3	$E_1(k-c)$	$E_2(k-c)$	$E_3(k-c)$	γ_1	γ_2	γ_3	$E_1(k-c)$	$E_2(k-c)$	$E_3(k-c)$
VIV-KKK	0.25	0.25	0.25	685	547	290	0.30	0.30	0.30	2021	1606	958
VIV-SSS	0.20	0.20	0.20	332	279	133	0.30	0.26	0.26	720	932	505
VIV-STT	0.16	0.18	0.18	334	271	99	0.31	0.29	0.29	645	571	294

Fuente: Elaboración propia

De forma similar se calcularon los parámetros c_1, c_2, c_3 para el cálculo del factor de reducción de respuesta F_h, usando las ecuaciones (62), (63) y (64), ver Tabla 53.

Tabla 53. Parámetros para el cálculo de F_h

Tipología	Dirección X			Dirección Y		
	c_1	c_2	c_3	c_1	c_2	c_3
VIV-KKK	1.24	8.47	106.4	1.12	5.11	52.94
VIV-SSS	1.58	13.34	246.6	1.16	6.73	74.27
VIV-STT	1.52	12.61	220.5	1.17	6.79	75.17

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenidas las curvas de capacidad y espectros de demanda, se usó el algoritmo del CSM usando las funciones de h_e y F_h, propuestas en la presente tesis, y se obtuvo los puntos de desempeño para cada una de las estructuras analizadas. La Figura 88 muestra a modo de ejemplo los resultados de aplicar el AE-NL-ALB a la edificación VIV-KKK en la dirección X, se aprecian el espectro de capacidad, el espectro de demanda para un amortiguamiento inherente de 5% (líneas de color azul), y la curva de posibles puntos de desempeño (PPD, líneas de color verde), donde el punto de desempeño esta dado por la intersección del espectro de capacidad y la curva de PPD.

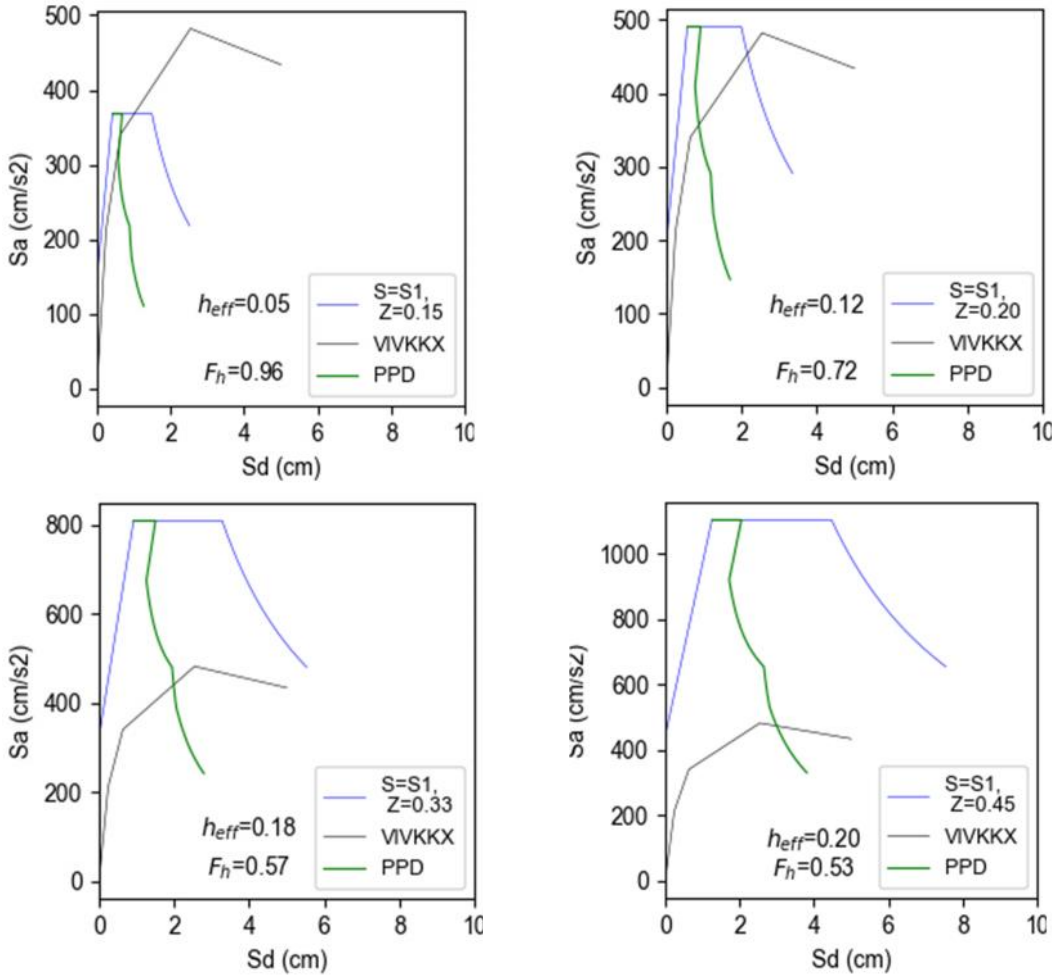
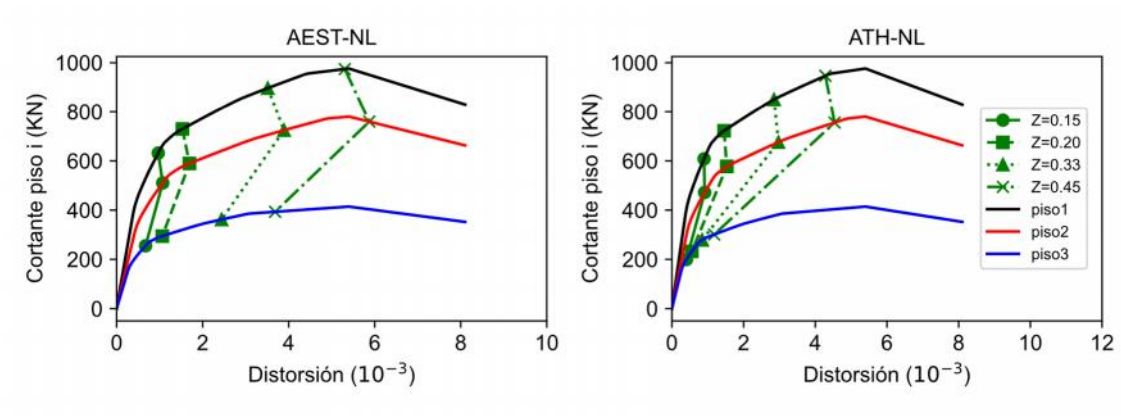
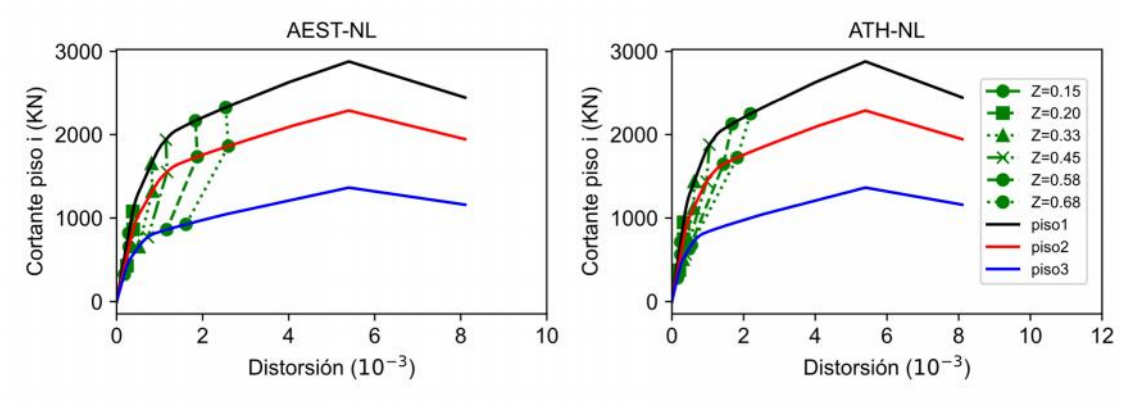


Figura 88. Graficas del método del espectro de capacidad para la VIV-KKK dirección X y suelo tipo S1

La Figura 89 muestra las curvas de capacidad de cada entrepiso de la VIV-KKK, para la dirección X e Y, con las respuestas sísmicas correspondientes a cada nivel de demanda sísmica tanto para el ATH-NL y para el AE-NL-ALB. Para ambos tipos de análisis se observan distorsiones de entrepiso muy similares en el primer y segundo piso, mientras que para el tercer piso las respuestas del método estático son superiores al del método dinámico. También se nota que para la dirección de análisis X la edificación VIV-KKK soporta hasta un nivel de sismo severo, mientras que para la dirección de análisis Y soporta hasta el nivel de sismo muy raro.



a) VIV-KKK dirección X en suelo S1



b) VIV-KKK dirección Y en suelo S1

Figura 89. Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-KKK en tipo de suelo S1

El resto de las respuestas sísmicas de las VIV-KKK, VIV-SSS y VIV-STT, para cada dirección de análisis y cada tipo de suelo se muestran en el anexo 3.1.

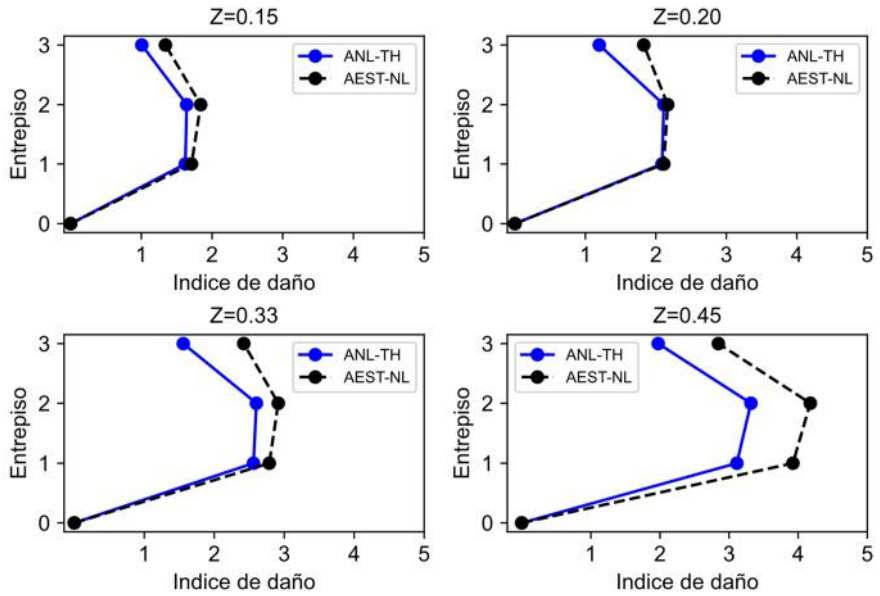


Figura 90. Índices de daño para cada entrepiso de la edificación VIV-KKK para el análisis en la dirección X y suelo S1

En la Figura 90 se muestran los índices de daño de la VIV-KKK dirección X, para cada piso y suelo tipo S1; calculados a partir de las distorsiones. Se aprecia que el método estático no lineal resulto ser levemente conservador para este caso.

De forma similar la Figura 91 muestra los índices de daño para la VIV-KKK en la dirección Y, y para suelo S1. Se aprecia una buena correlación de resultados entre el ATH-NL y el estático no lineal propuesto.

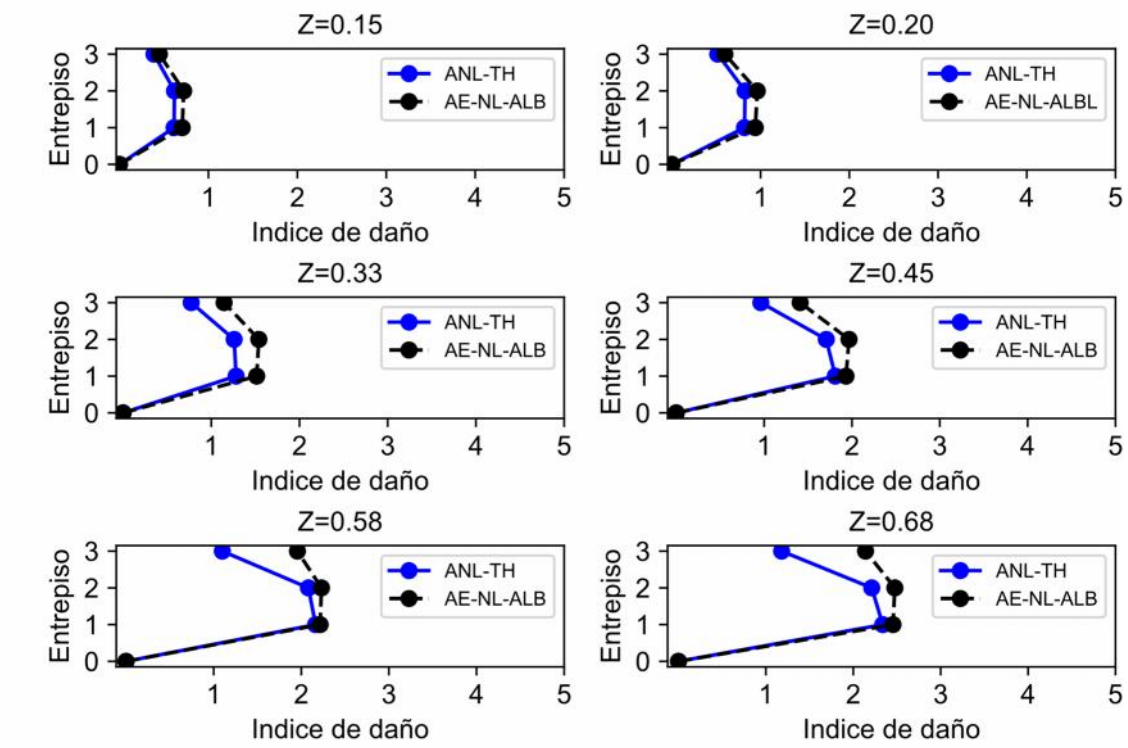


Figura 91. Índices de daño para cada entrepiso de la edificación VIV-KKK para el análisis en la dirección Y en suelo S1

El resto de los resultados de índices de daño de las VIV-KKK, VIV-SSS y VIV-STT, para cada dirección de análisis y cada tipo de suelo se muestran en el Anexo 3.2.

La Tabla 54 resume los estados de daño que se obtuvieron para la VIV-KKK en ambas direcciones de análisis, tanto para los ATH-NL y AE-NL-ALB en suelo tipo S1. Se aprecia que para la dirección X no se satisface el objetivo de desempeño básico del FEMA 356, (2000), mientras que para la dirección Y se satisface los objetivos de desempeño básicos e inclusive el objetivo de seguridad critica.

Tabla 54. Estados de desempeño para la VIV-KKK en suelo S1

Nivel de Sismo	Z	AE-NL-ALB		ATH-NL	
		Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Muy leve	0.15	Ocupación inmediata	Operacional	Ocupación inmediata	Operacional
Leve	0.2	Seguridad de Vida	Operacional	Seguridad de Vida	Operacional
Moderado	0.33	Seguridad de Vida	Ocupación inmediata	Seguridad de Vida	Ocupación inmediata
Severo	0.45	Colapso	Seguridad de Vida	Prevención del colapso	Ocupación inmediata
Raro	0.58	Colapso	Seguridad de Vida	Colapso	Seguridad de Vida
Muy raro	0.68	Colapso	Seguridad de Vida	Colapso	Seguridad de Vida

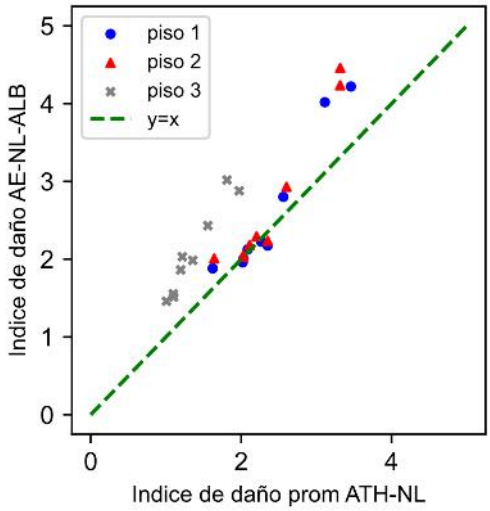
Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en el Anexo 3.2 la VIV-KKK en la dirección X y suelo S1 soportaría un sismo severo con un nivel de daño de prevención de colapso; mientras que para un suelo S2 y S3 solo soportaría un sismo moderado con el mismo estado de daño. Sin embargo, para la dirección de análisis Y la vivienda tendría un estado de daño seguridad de vida para sismos muy raros en los tres tipos de suelos.

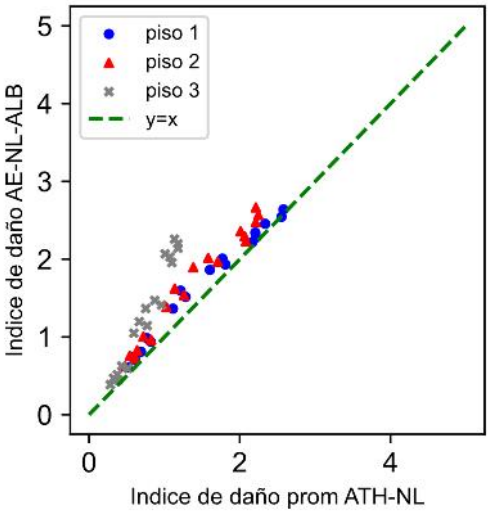
En cambio, para la VIV-SSS en la dirección de X de análisis y suelo S1 se obtendría un nivel de daño de prevención del colapso para un sismo moderado, para un suelo S2 se obtendría el mismo nivel de daño, y para el suelo S3 se obtendría un nivel de daño de prevención de colapso solo con un sismo muy leve. Mientras que para dirección de análisis Y con suelos S1 y S2 la vivienda soportaría sismos severos con niveles de daño de seguridad de vida, y con nivel de daño de prevención al colapso para suelos S3.

Por último, para la VIV-STT en la dirección X de análisis y suelo S1 se obtendría un nivel de daño de prevención del colapso para un sismo leve, en un suelo S2 se obtendría el mismo nivel de daño para un sismo muy leve y para un suelo S3 la estructura llegaría al colapso técnico (daño muy severo) con un sismo muy leve. Mientras que para la dirección Y de análisis se obtendría un estado de prevención del colapso para sismo severos.

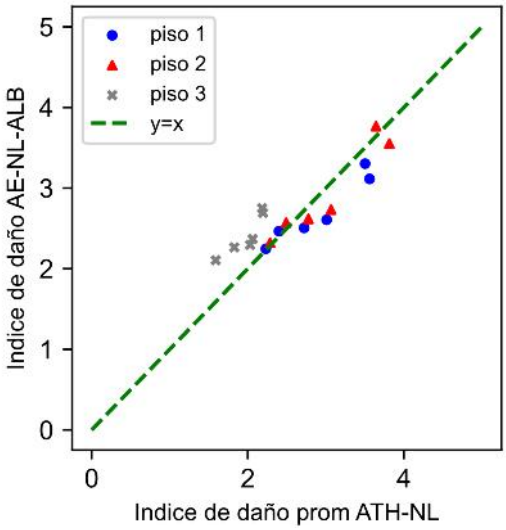
Por lo tanto, se aprecia que ninguna de las tres tipologías de vivienda de tres pisos con densidad de MAC igual a 1.3% cumple con el objetivo de desempeño básico, sin embargo, la tipología que tiene mejor desempeño sísmico es la VIV-KKK, luego la VIV-SSS y por último la VIV-STT.



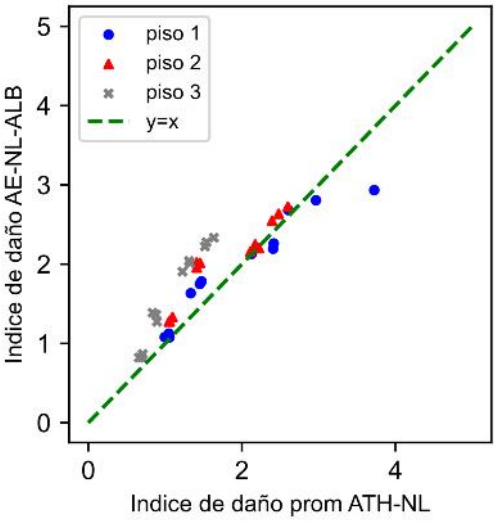
a). VIV-KKK dirección X



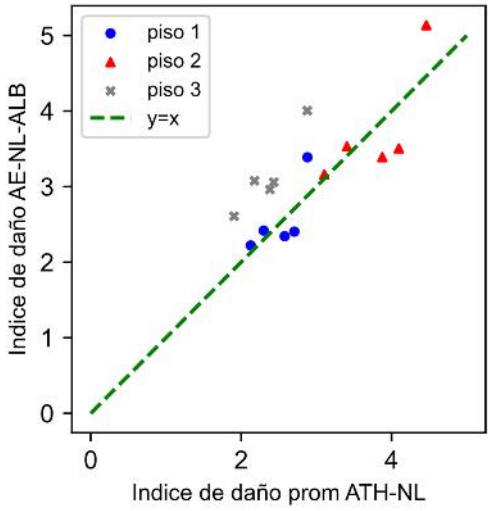
b). VIV-KKK dirección Y



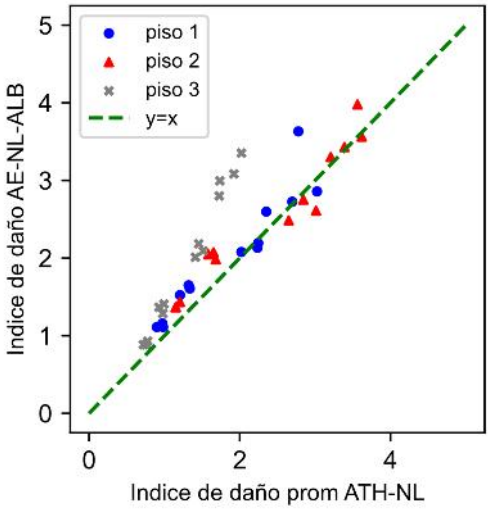
c). VIV-SSS dirección X



d). VIV-SSS dirección Y



e). VIV-STT dirección X



f). VIV-STT dirección Y

Figura 92. Regresiones de las respuestas de los ATH-NL y AE-NL-ALB de las viviendas analizadas

A manera de resumen la Figura 92 muestra las regresiones entre los ATH-NL y AE-NL-ALB para cada una de las viviendas analizadas. Se nota que hay una buena correlación entre los análisis, excepto para los resultados del tercer piso donde el método estático resulta muy conservador, pero si nos fijamos solamente en los pisos más dañados (primer y segundo piso) la correlación de resultados es buena.

CONCLUSIONES

- ✓ Se determinaron los parámetros histeréticos óptimos que permiten ajustar adecuadamente la histéresis experimental al modelo tetra-lineal, observándose que dichos parámetros dependen tanto del tipo de ladrillo como de la relación de esfuerzo axial σ_a / f'_m. Asimismo, se comprobó que el macro modelo tetra-lineal representa de forma adecuada el comportamiento histerético de los muros de albañilería confinada, siempre que se utilicen parámetros calibrados correctamente.
- ✓ Se formulo una expresión matemática para el cálculo de las resistencias de los puntos característicos de la curva de capacidad tetra-lineal. Donde se encontró que para los muros de relación de aspecto cercanos a 1, el esfuerzo cortante promedio del muro depende principalmente y directamente de la resistencia a tracción diagonal del murete y del esfuerzo axial de confinamiento del muro.
- ✓ Para los muros analizados, se encontró que la capacidad de deformación depende del tipo de ladrillo y del esfuerzo axial de confinamiento, Por lo que se recomendaron valores de distorsiones para la construcción de la curva de capacidad tetra-lineal de los muros. Además, se recomiendan valores de distorsiones para los estados límites de desempeño, en función del tipo de ladrillo y la relación de esfuerzo axial.
- ✓ Las expresiones propuestas para los factores h_e y F_h mejoraron significativamente la predicción del desplazamiento en modelos de albañilería confinada, superando la precisión de las expresiones del ATC-40. El análisis estático no lineal basado en estas expresiones mostró una mayor probabilidad de obtener resultados precisos en la estimación de la respuesta sísmica.
- ✓ Los resultados para la vivienda analizada muestran que la cantidad de muros en la dirección X (1.3% de densidad de muros) es insuficiente para tener un buen desempeño de la edificación, ya que para sismos severos la vivienda llegaría a colapsar, peor aún en las tipologías construidas con ladrillos sólidos artesanales y tubulares.
- ✓ La relación E_m / f'_m de las pilas de albañilería de ladrillo sólido artesanal ensayados en el programa experimental fue de 175, mientras que la relación indicada por la NTE E.070 (2020) es de 500. En cambio, para las pilas de ladrillo tubular la relación experimental E_m / f'_m fue de 480.
- ✓ La relación experimental G_m / E_m para la albañilería de ladrillo sólido artesanal y tubular industrial fue de 0.4 y 0.44 respectivamente, mientras que la NTE E.070 (2020) proporciona una relación de 0.4 para los muros de ladrillos de arcillas.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar más estudios para determinar el módulo de elasticidad de los muros de ladrillo sólido artesanal, ya que se encontró una discordancia entre los valores experimentales y los proporcionados por la NTE E.030 (2020).
- Se recomienda revisar los límites de distorsiones establecidos por la NTE E.030 (2020) para el caso de muros de albañilería confinada de ladrillo sólido artesanal, ya que en la presente tesis se encontraron que las distorsiones para el estado de daño de resistencia máxima son menores a los recomendados por la norma.
- Se recomiendan estudiar el comportamiento sísmico de muros de albañilería confinada hechos con ladrillos king kong 18 huecos del tipo IV y V para determinar su capacidad de deformación para niveles de carga axial desde el 5% hasta el 15% de σ_a / f'_m, especialmente para muros que no posean refuerzo horizontal continuo, como los construidos informalmente.
- Es necesario investigar la capacidad de deformación de los muros hechos con ladrillos tubulares y sólido artesanal para diferentes condiciones de carga axial, sobre todo para σ_a / f'_m que varían entre el 5% al 12%
- Es necesario investigar la influencia o aporte de las columnas de confinamiento, de sus dimensiones, cuantías de acero y resistencia del concreto.
- Es necesario investigar la influencia de la esbeltez de los muros de albañilería confinada tanto en la resistencia de los muros como en la capacidad de deformación.
- Es de gran importancia que el método planteado en la presente tesis sea extendido al análisis sísmico de edificaciones de albañilería confinada irregulares en planta, ya que existe un gran porcentaje de edificaciones vulnerables construidas con este tipo de irregularidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguilar, Z., Roncal, M., & Piedra, R. (2017). Probabilistic Seismic Hazard Assessment in the Peruvian Territory. 16 World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017. Santiago de Chile. https://www.researchgate.net/publication/319314757_Probabilistic_Seismic_Hazard_Assessment_in_the_Peruvian_Territory_16WCEE

Araoz, T., & Velezmoro, J. (2012). *Reforzamiento de viviendas existentes construidas con muros confinados hechos con ladrillos pandereta—Segunda etapa*. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorios tesis PUC, http://hdl.handle.net/20.500.12404/1203

American Society of Civil Engineers (ASCE), (2022). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures [ASCE/SEI-7-22]. USA.

Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 70 59-75*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Applied Technology Council (ATC), (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1 [ATC 40].

Cárdenas, L., Reyna, R., Estacio, L., & Zavala, C. (2014). Implementation of Database of Masonry Walls Test – Review of Existing Test Data in Perú. *Journal of Disaster Research, 9(6), 993-1000*. https://doi.org/10.20965/jdr.2014.p0993

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) (2020). *Propuesta de índice de daños para muros de albañilería confinada no ingenieril*.

Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*. (4 Ed., Vol. 1) Pearson Educación.

Diaz, M. (2017). Hysteresis Simulator tool for Non-Linear Behavior of Structural Elements, Manual Program. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.

Diaz, M., Kusunoki, K., & Tasai, A. (2013). Residual seismic performance of scaled three-story steel frames tested on a shaking table using the substitute damping model. 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology.

Diaz, M., Zavala, C., Estrada, M., & Matsuoka, M. (2023). Characterization of the Structural Typologies of Buildings in the Lima Metropolitan Area. *Journal of Disaster Research, 18(4), 329-337*. https://doi.org/10.20965/jdr.2023.p0329

Diaz, M., Zavala, C., & Flores, E. (2020). Structural assessment of confined masonry retrofitting under multi-seismic scenarios in Metropolitan Lima area. 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE, Sendai, Japón - September 13th to 18th 2020.

Diaz, M., Zavala, C., Flores, E., & Cárdenas, L. (2019). Development of analytical models for confined masonry walls based on experimental results in Lima city. *TECNIA, 29(2), 23-29*. https://doi.org/10.21754/tecnia.v29i2.711

Diaz, M., Zavala, C., Gallardo, J., & Lavado, L. (2017). Experimental study of non-engineered confined masonry walls retrofitted with wire mesh and cement-sand mortar. 16 World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago Chile, January 9th to 13th 2017.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [FEMA 365]*.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures [FEMA 440]*.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2007). *Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components [FEMA 461]*.

Gulkan, P., & Sozen, M. (1974). Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake. *Journal of the American Concrete Institute* · December 1974.

Jacobsen, L. (1930). Steady forced vibration as influenced by damping. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Michigan.

Japanese Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT). (2000). *Technical Standard for Structural Calculation of Response and Limit Strength of Buildings*. [Notification No. 1457-6].

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma técnica E.030: Diseño sismorresistente [NTE E.030]*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma técnica E.070: Albañilería [E.070]*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO

Muñoz, A., Diaz, M., & Reyna, R. (2019). Applicability study of a low cost seismic isolator prototype using recycled rubber. *TECNIA, Lima Perú., 29(2)*. https://doi.org/10.21754/tecnia.v29i2.706

Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, 30(1), 25-33*.

Pari, S., & Manchego, J. (2017). *Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú*. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorios tesis PUCP, http://hdl.handle.net/20.500.12404/1203

Pulido, N., Tavera, H., Perfettini, H., Chlieh, M., Aguilar, Z., Aoi, S., Nakai, S., & Yamazaki, F. (2011). Estimation of slip scenarios for megathrust earthquakes: A case study for Peru. 4th IASPEI / IAEE International Symposium. University of California Santa Barbara.

Saito, T. (2019). Technical Manual Version 6.1 of Structural Earthquake Response Analysis (STERA).

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) & Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). (2017). Ensayos de muros a escala real y la elaboración de las correspondientes curvas de fragilidad orientados a desarrollar conocimiento referido al comportamiento sísmico de muros de albañilería informal y posibilitar la estimación de pérdidas para un escenario sísmico.

Shibata, A. (2010). *Dymamic Analysis of Earthquake Resistant Structures*. Tohoku University Press.

Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1995). *Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings [SEAOC Vision 2000*, Volume I].

Sugano, S., Saito, T., Zavala, C., & Cardenas, L. (2014). Strength and Deformation of Confined Brick Masonry Walls Subjected to Lateral Forces – Review of Existing Test Data in Japan and Peru –. *Journal of Disaster Research, 9(6), 984-992*. https://doi.org/10.20965/jdr.2014.p0984

The Japan Building Disaster Prevention Association. (2001). *Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings*.

Zaman, M. A., & Sikder, U. (2015). Bouc–Wen hysteresis model identification using Modified Firefly Algorithm. *Journal of Magnetism and Magnetic Materials, 395, 229-233*. https://doi.org/10.1016/j.jmmm.2015.07.080

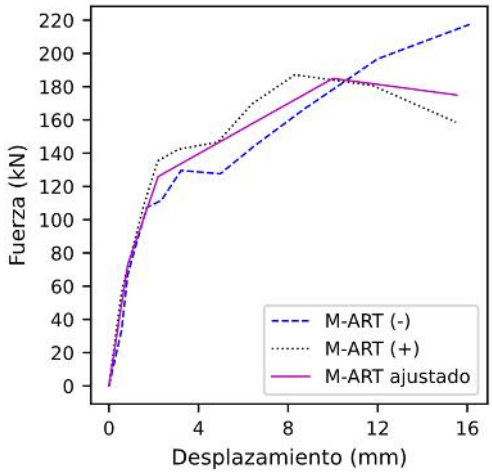
Zavala, C., Gibu, P., & Salinas, R. (2006). Seismic response diagnosis on masonry housing using experimental model on a screaning method. Universidad Nacional de Ingeniería

ANEXOS

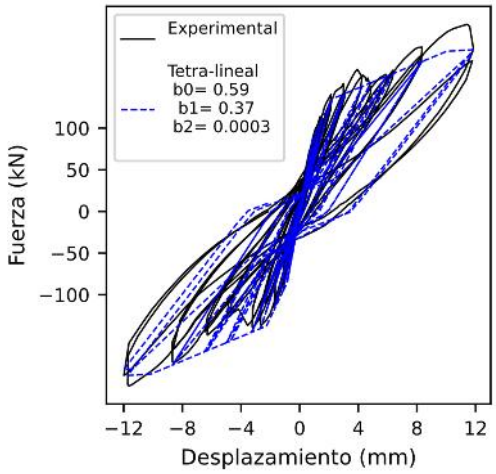
ANEXO 1: CALIBRACIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD Y LAZOS HISTERÉTICOS DE LOS MUROS 2
ANEXO 2: REGISTROS SÍSMICOS USADOS 7
ANEXO 2.1: Acelerogramas de los sismos usados 7
ANEXO 2.2: Relación espectral H/V de los sismos usados 11
ANEXO 3: RESULTADOS DE LOS EJEMPLOS APLICATIVOS DEL AE-NL-ALB 15
ANEXO 3.1: Curvas de capacidad por piso y respuestas sísmicas 15
ANEXO 3.2: Índices de daño por cada entrepiso 21

ANEXO 1: CALIBRACIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD Y LAZOS HISTERÉTICOS DE LOS MUROS

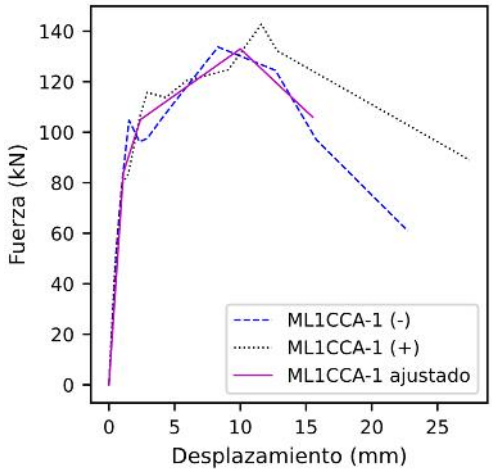
A continuación, se muestran las gráficas de la calibración de las curvas de capacidad experimentales a la curva tetra-lineal, del mismo modo se muestran sus respectivas calibraciones de los lazos histeréticos de cada muro de albañilería confinada recopilado de investigaciones anteriores.



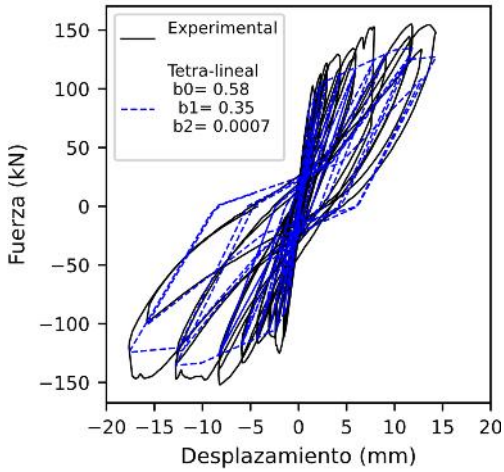
Curvas de capacidad del muro M-ART



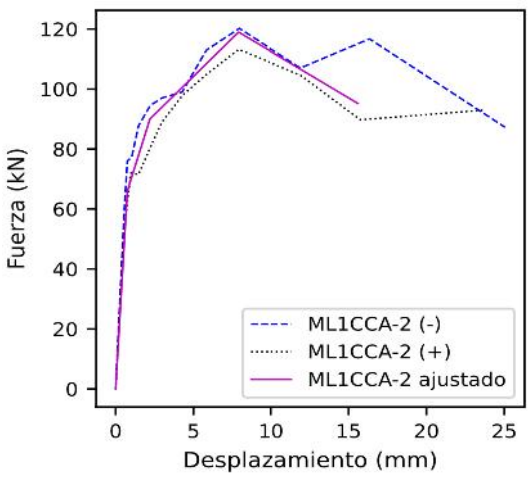
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro MART



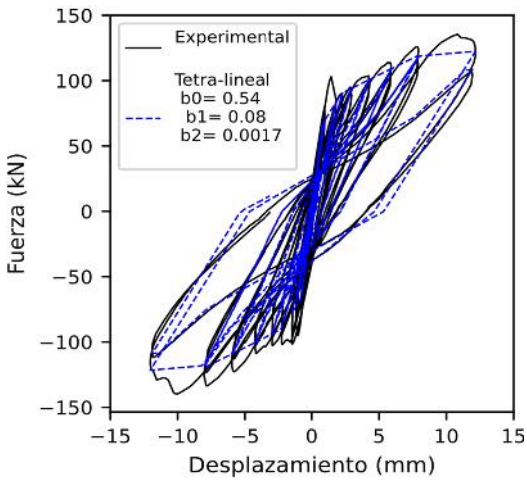
Curvas de capacidad del muro ML1CCA-1



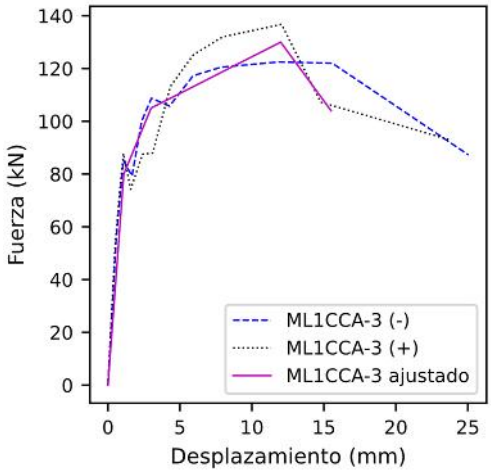
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML1CCA-1



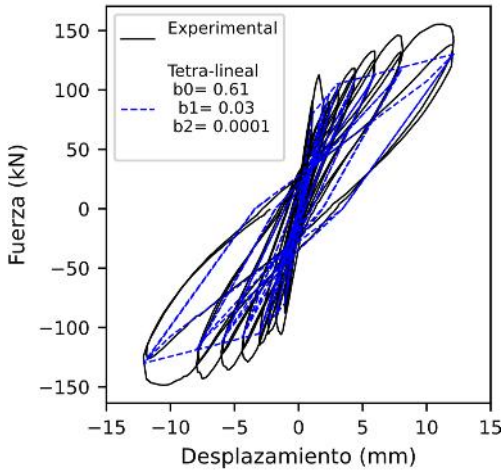
Curvas de capacidad del muro ML1CCA-2



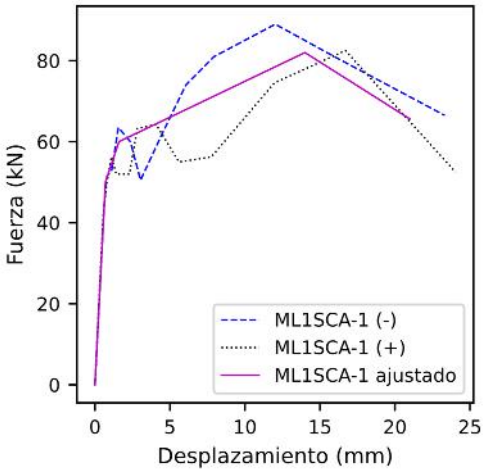
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML1CCA-2



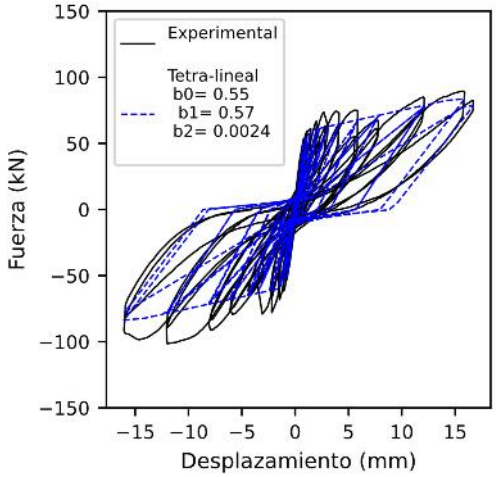
Curvas de capacidad del muro ML1CCA-3



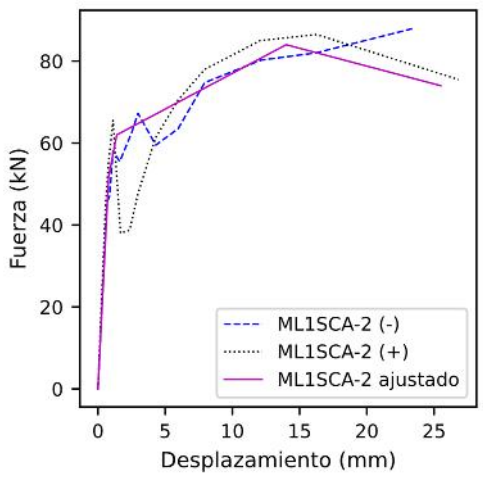
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML1CCA-3



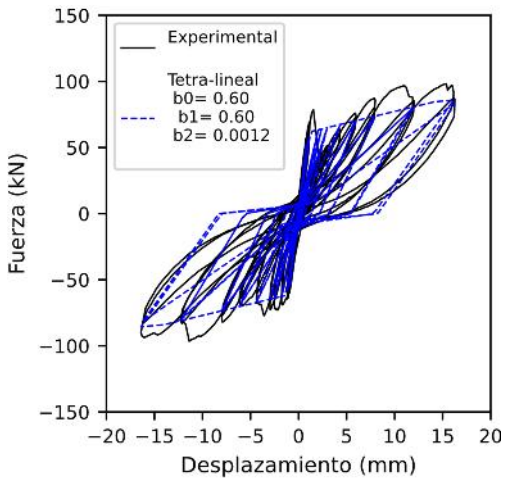
Curvas de capacidad del muro ML1SCA-1



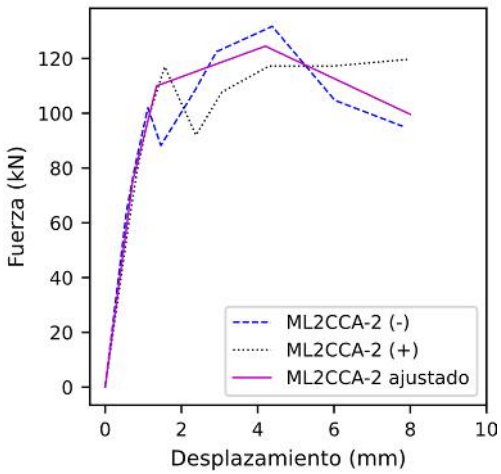
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML1SCA-1



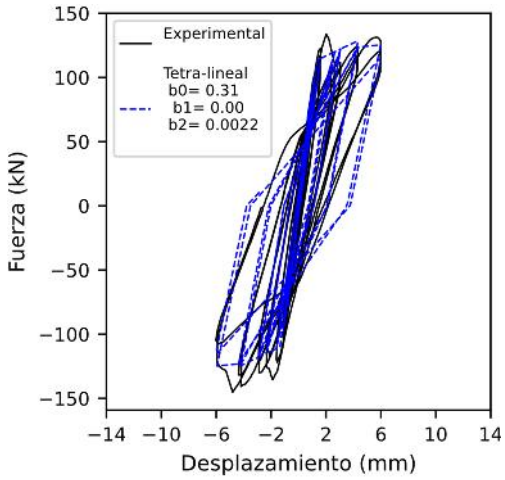
Curvas de capacidad del muro ML1SCA-2



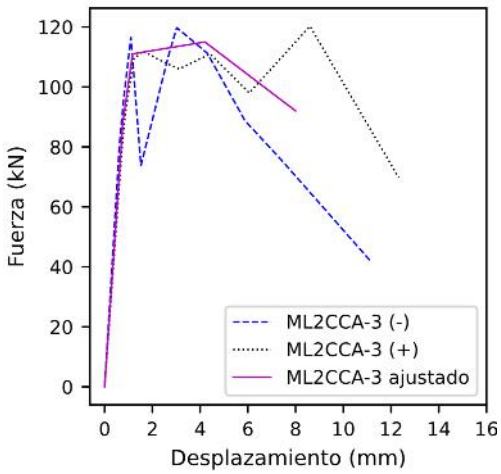
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML1SCA-2



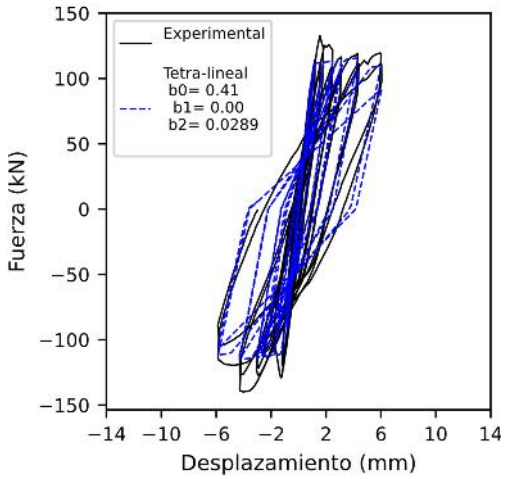
Curvas de capacidad del muro ML2CCA-2



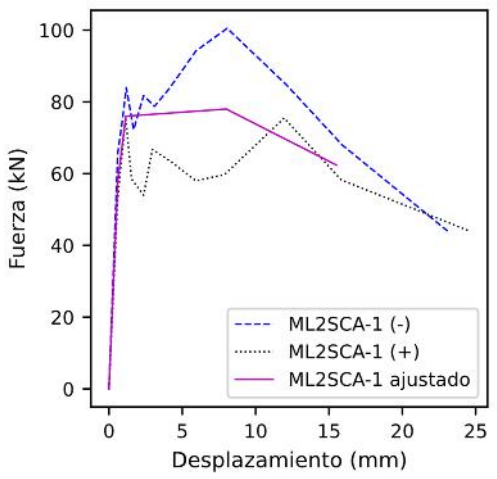
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML2CCA-2



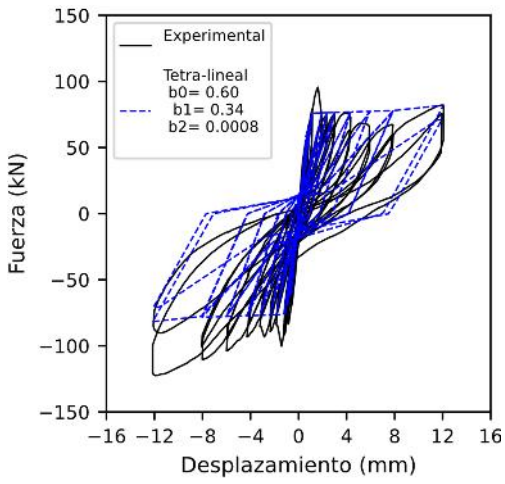
Curvas de capacidad del muro ML2CCA-3



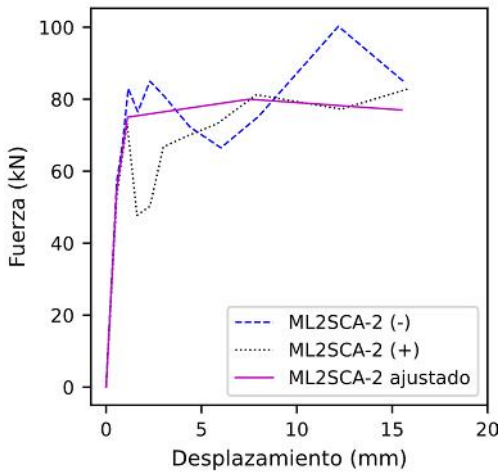
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML2CCA-3



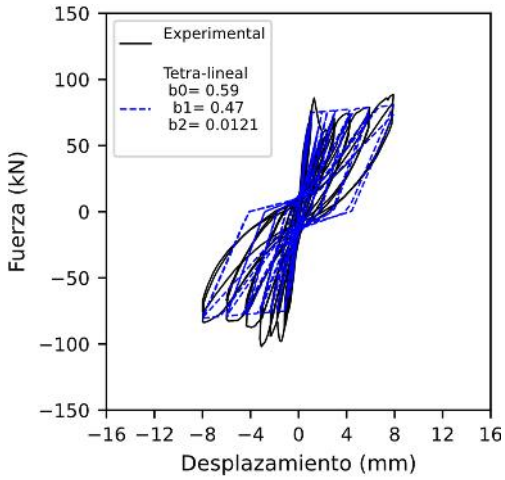
Curvas de capacidad del muro ML2SCA-1



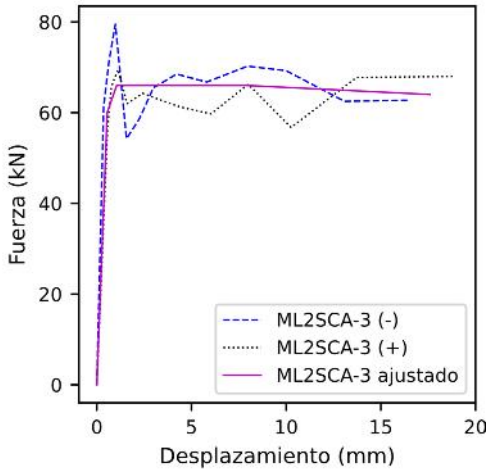
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML2SCA-1



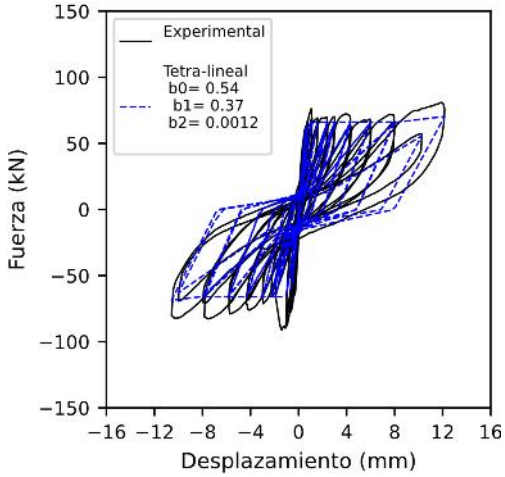
Curvas de capacidad del muro ML2SCA-2



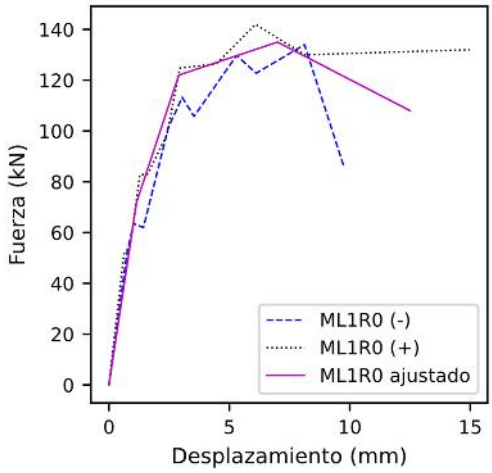
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML2SCA-2



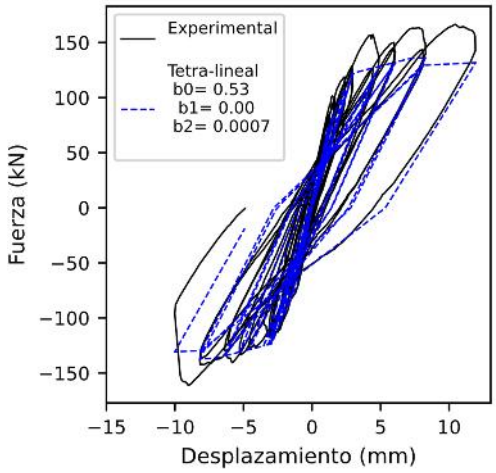
Curvas de capacidad del muro ML2SCA-3



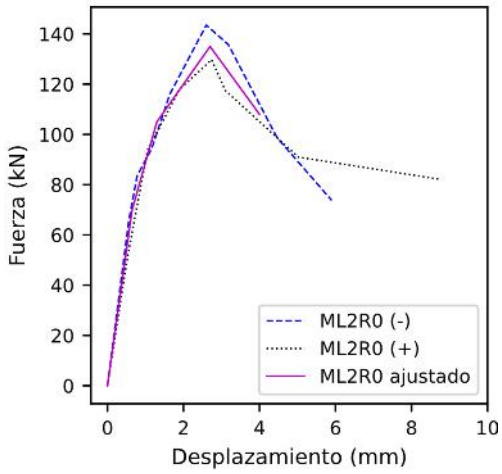
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML2SCA-3



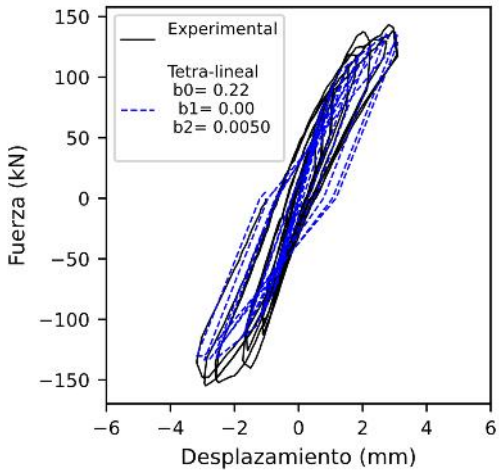
Curvas de capacidad del muro ML1R0



Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML1R0



Curvas de capacidad del muro ML2R0



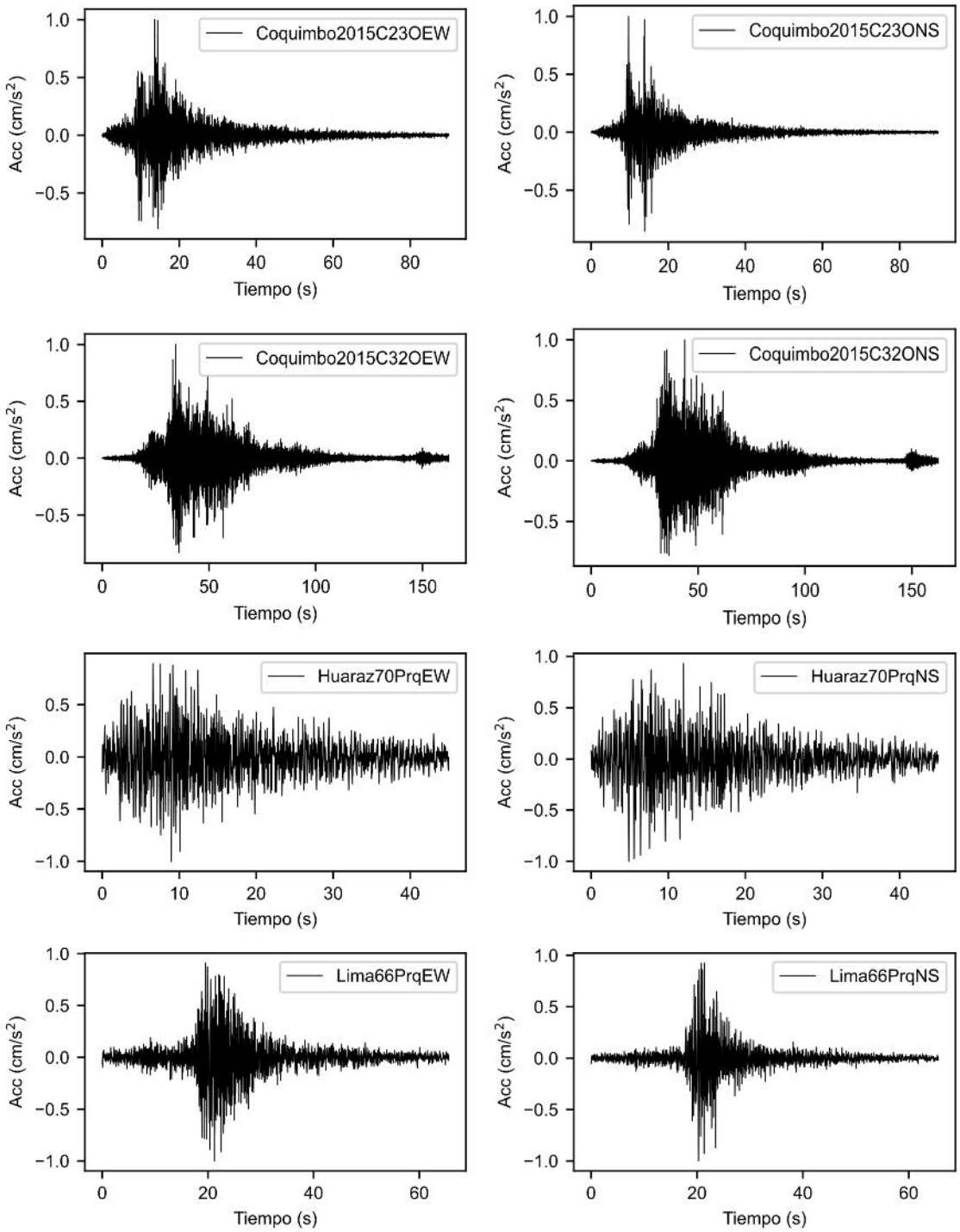
Curva histerética experimental y tetra-lineal del muro ML2R0

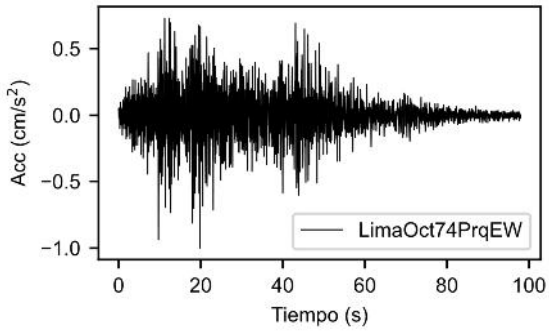
ANEXO 2: REGISTROS SÍSMICOS USADOS

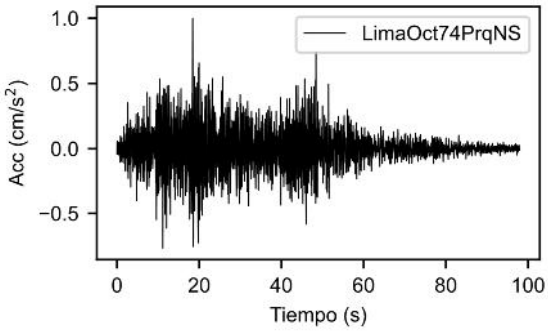
ANEXO 2.1: Acelerogramas de los sismos usados

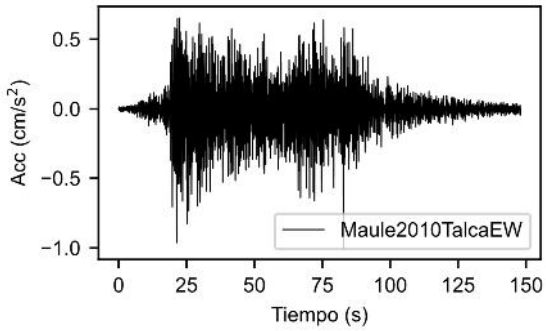
Los registros sísmicos que se muestran a continuación están normalizados a un PGA igual a 1 cm/s^2

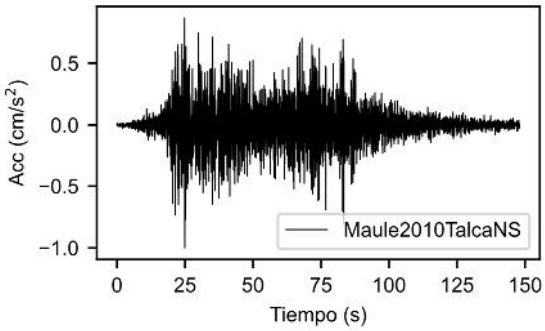
Acelerogramas medidos en suelos tipo S1.

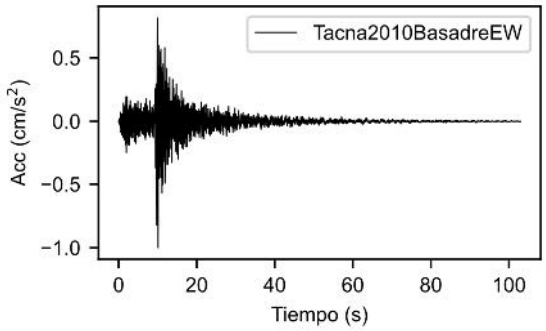


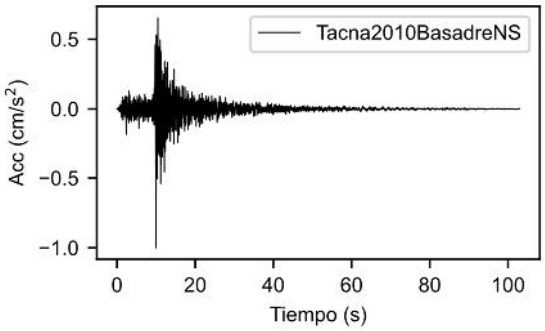




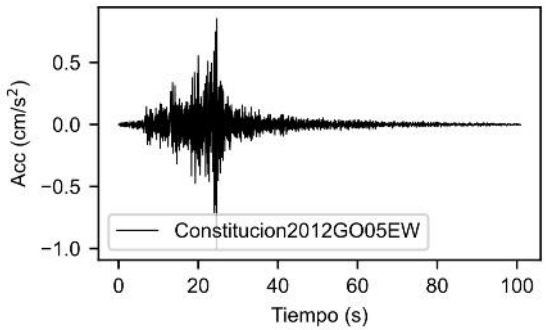


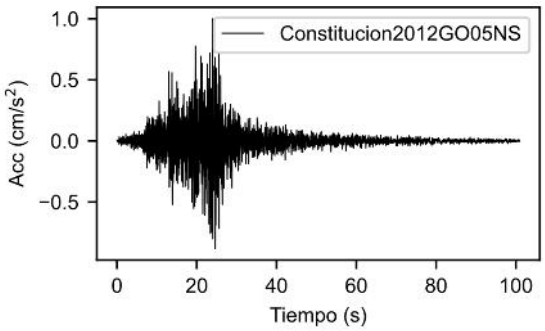


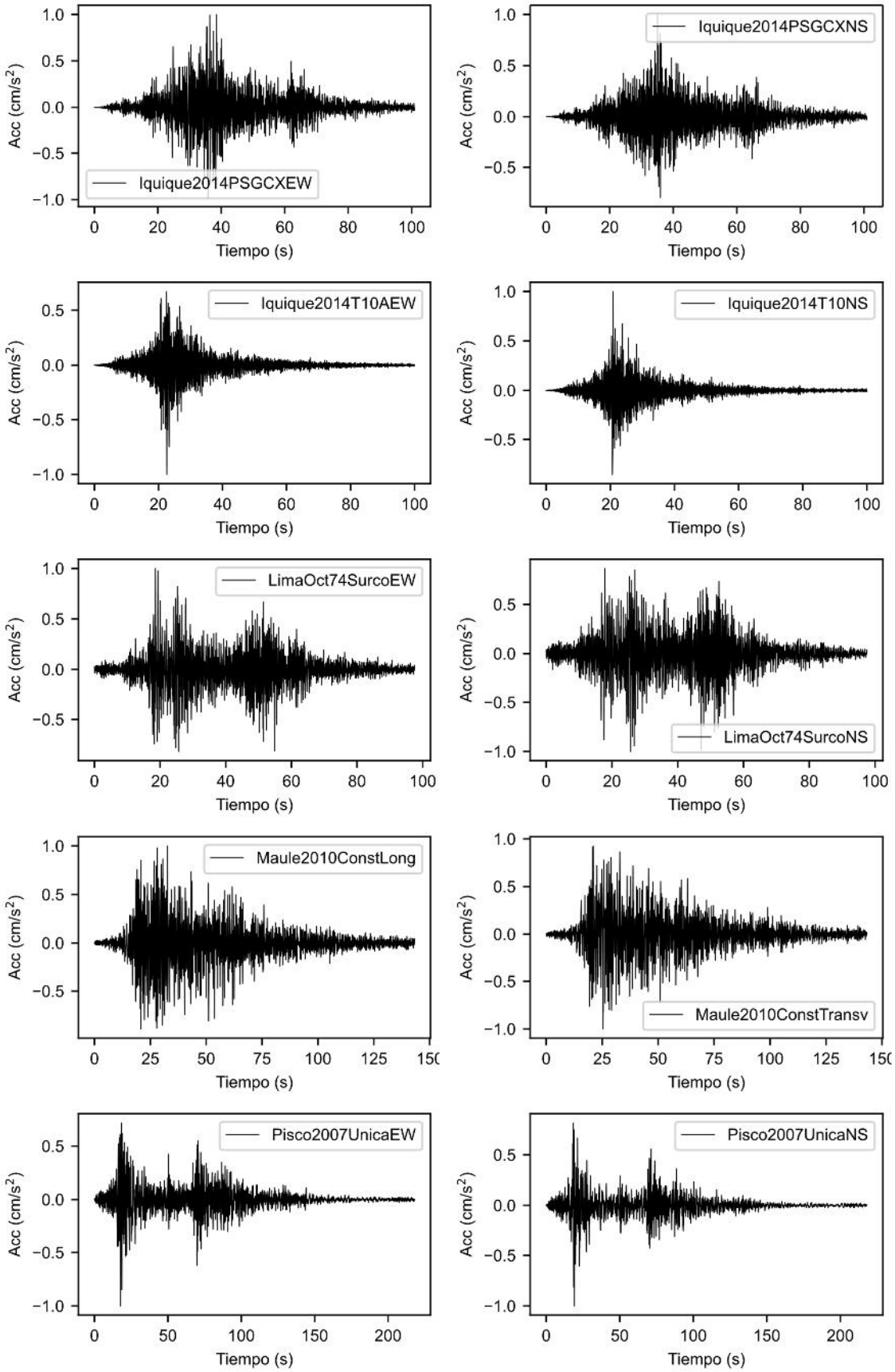




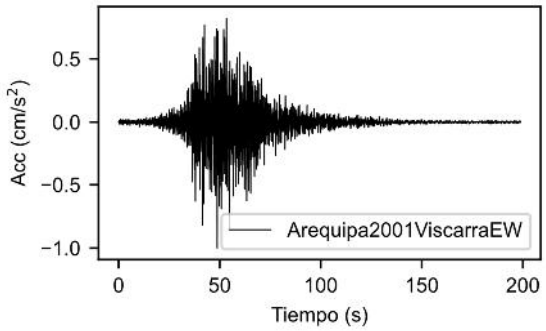
Acelerogramas medidos en suelos tipo S2.

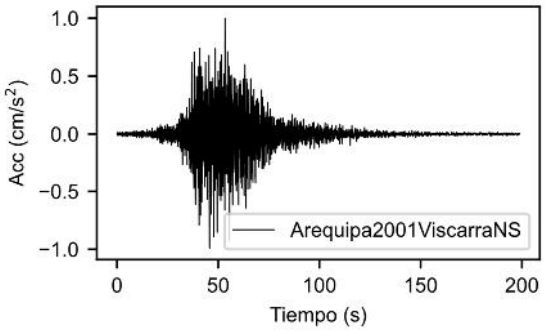


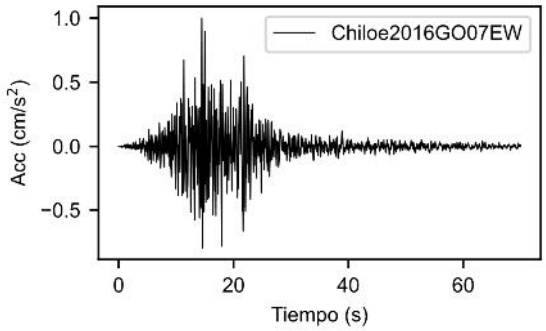


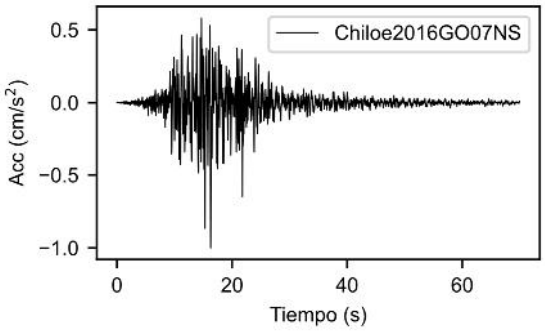


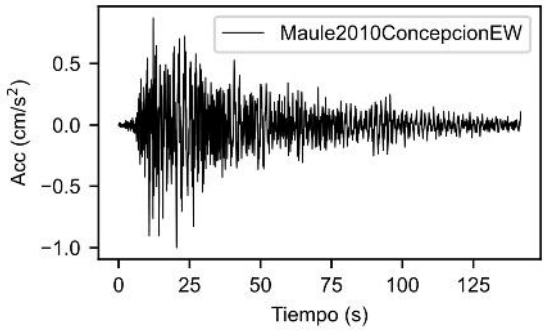
Acelerogramas medidos en suelos tipo S3.

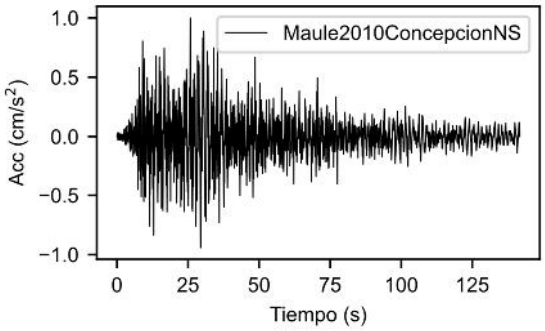

Arequipa2001ViscarraEW
Acc (cm/s^2)
Tiempo (s)

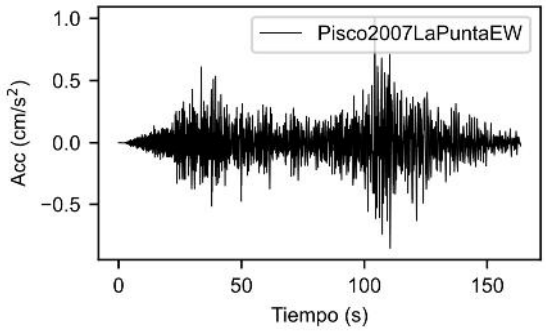

Arequipa2001ViscarraNS
Acc (cm/s^2)
Tiempo (s)

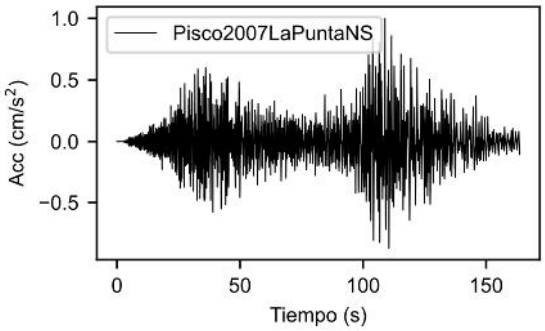

Chiloe2016GO07EW
Acc (cm/s^2)
Tiempo (s)


Chiloe2016GO07NS
Acc (cm/s^2)
Tiempo (s)


Maule2010ConcepcionEW
Acc (cm/s^2)
Tiempo (s)

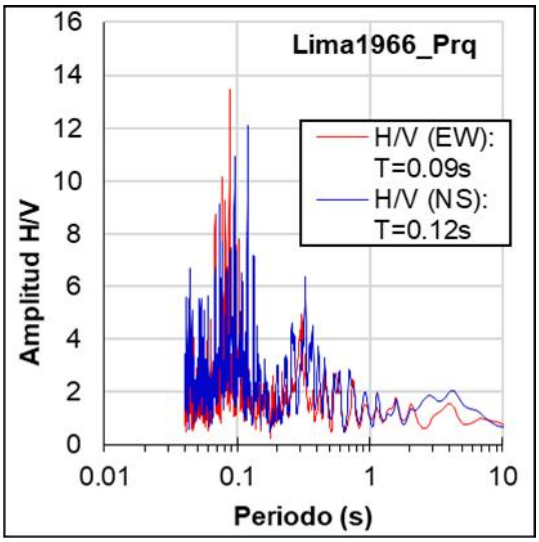

Maule2010ConcepcionNS
Acc (cm/s^2)
Tiempo (s)

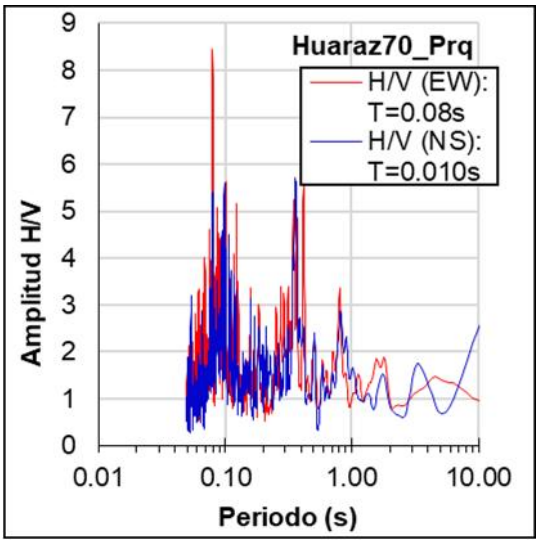

Pisco2007LaPuntaEW
Acc (cm/s^2)
Tiempo (s)

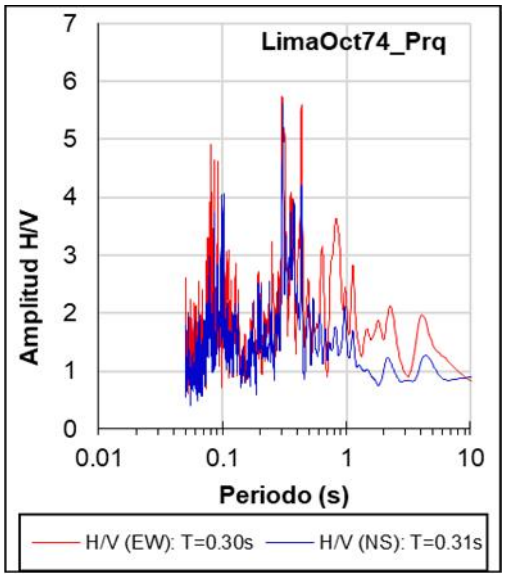

Pisco2007LaPuntaNS
Acc (cm/s^2)
Tiempo (s)

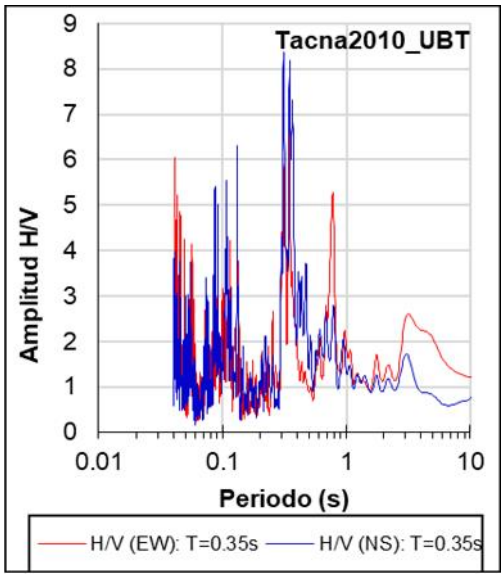
ANEXO 2.2: Relación espectral H/V de los sismos usados

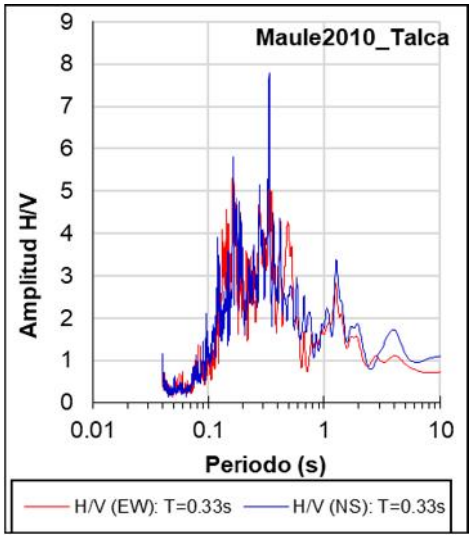
Espectros de Fourier H/V de sismos medidos en suelos S1.

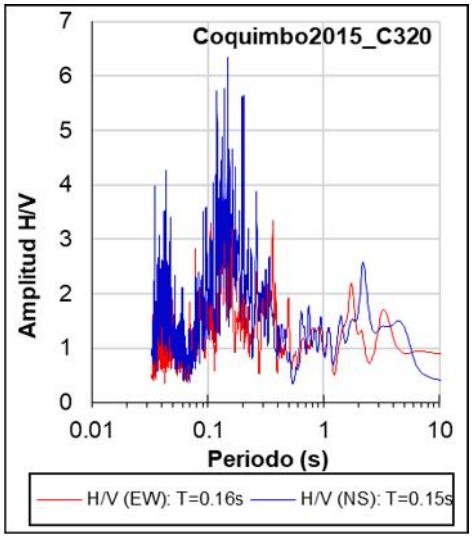


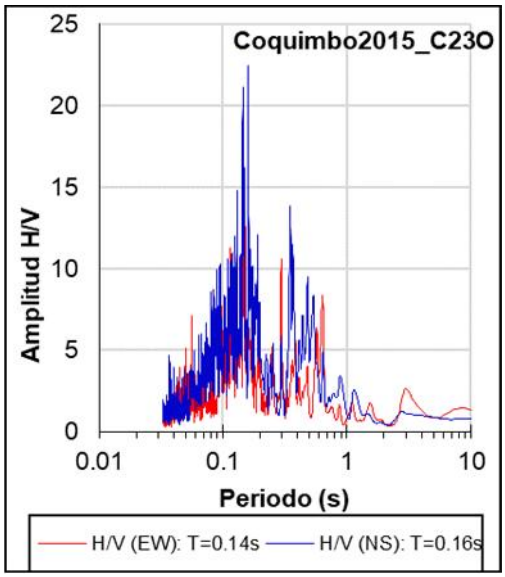




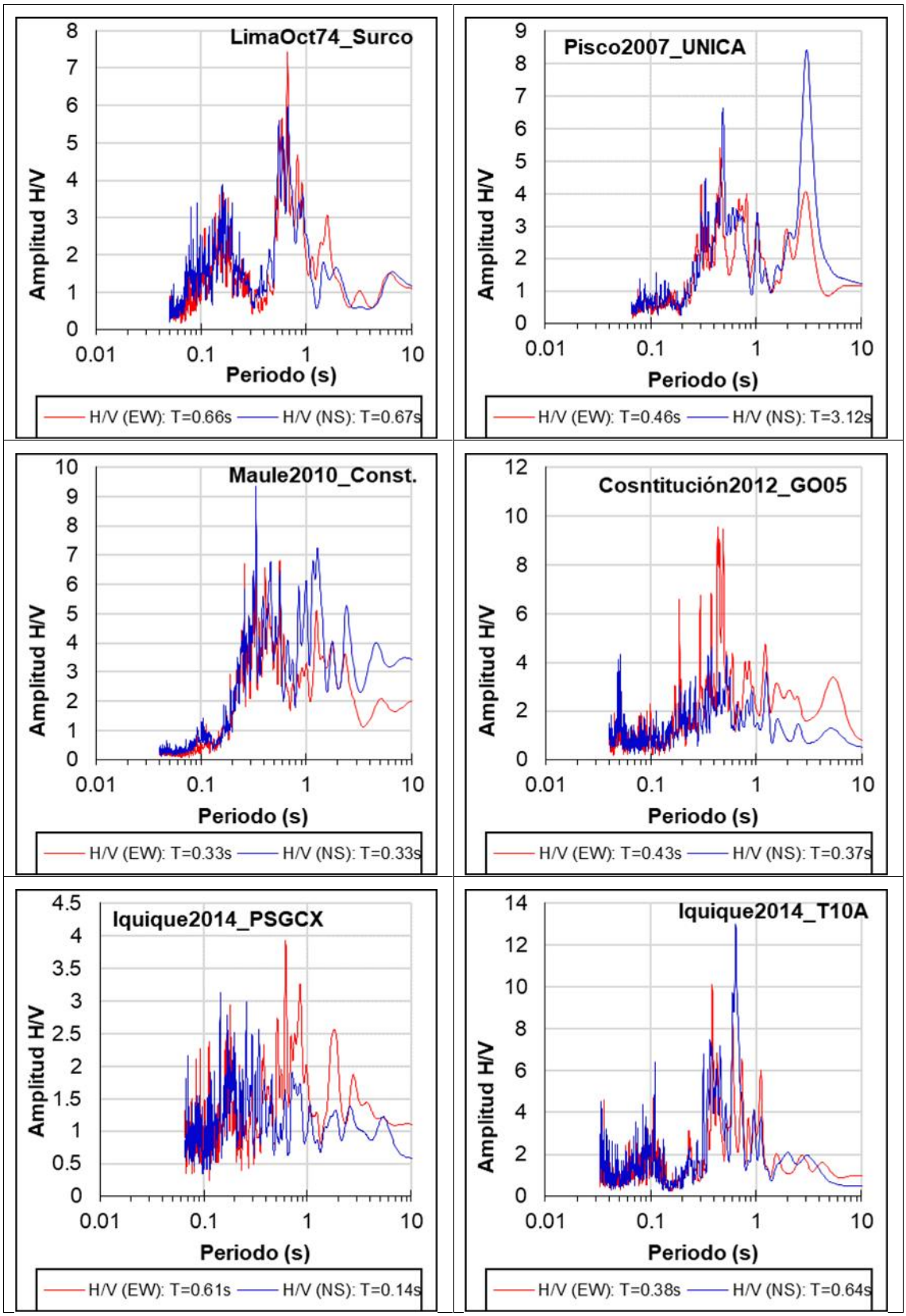




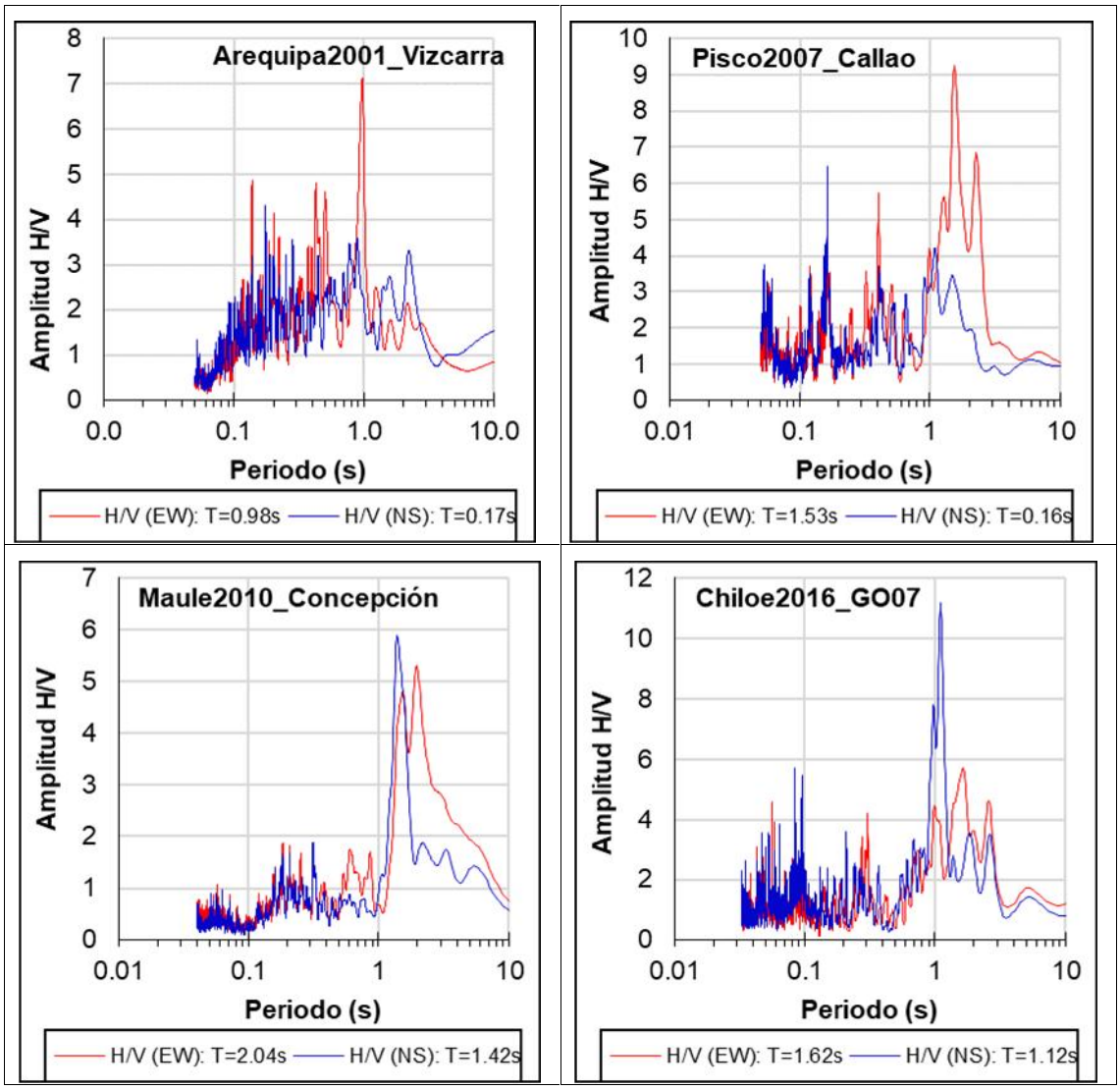



Coquimbo2015_C23O
Amplitud H/V
Periodo (s)
25
20
15
10
5
0
0.01
0.1
1
10
H/V (EW): T=0.14s
H/V (NS): T=0.16s

Espectros de Fourier H/V de sismos medidos en suelos S2.

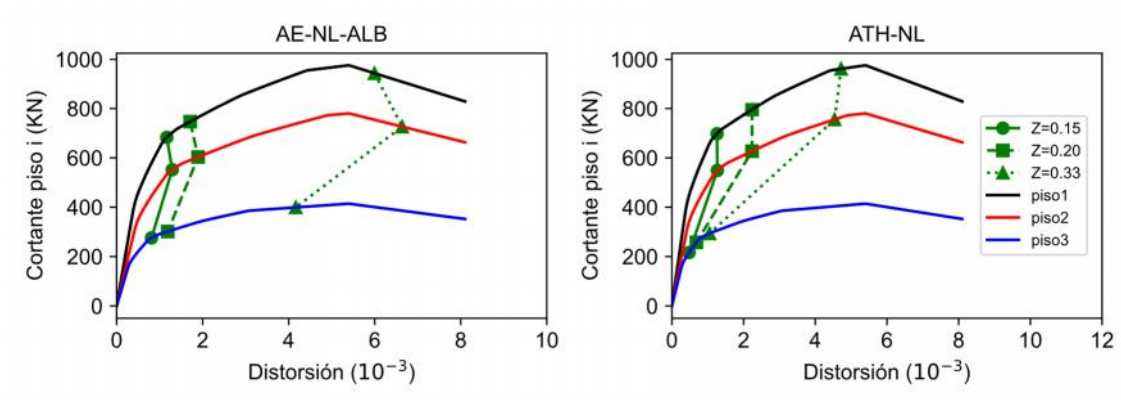


Espectros de Fourier H/V de sismos medidos en suelos S3.

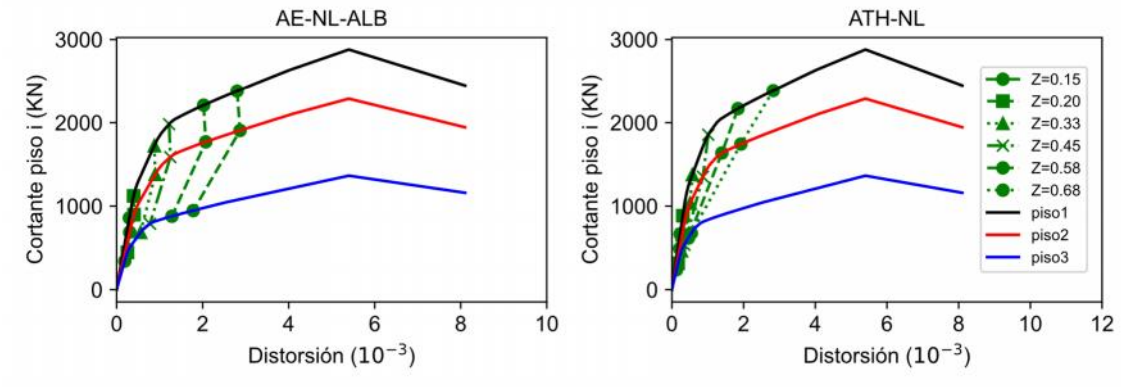


ANEXO 3: RESULTADOS DE LOS EJEMPLOS APLICATIVOS DEL AE-NL-ALB

ANEXO 3.1: Curvas de capacidad por piso y respuestas sísmicas

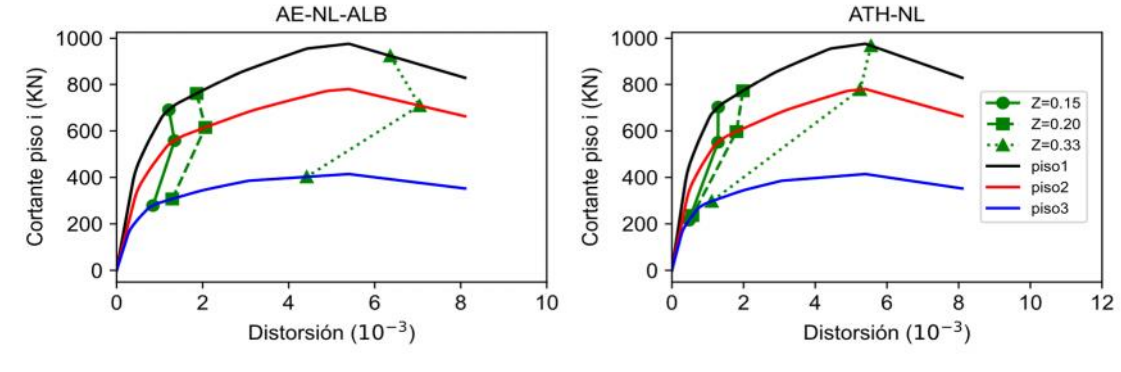


a) VIV-KKK dirección X en suelo S2

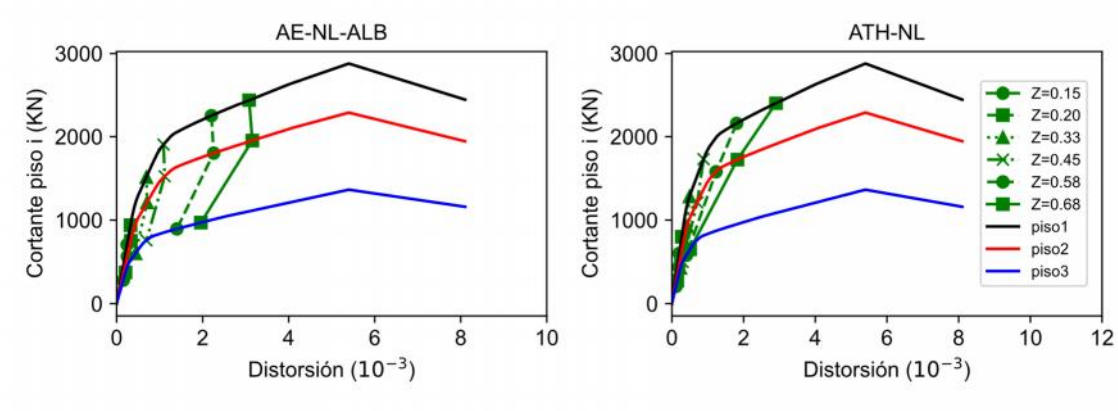


b) VIV-KKK dirección Y en suelo S2

Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-KKK en tipo de suelo S2

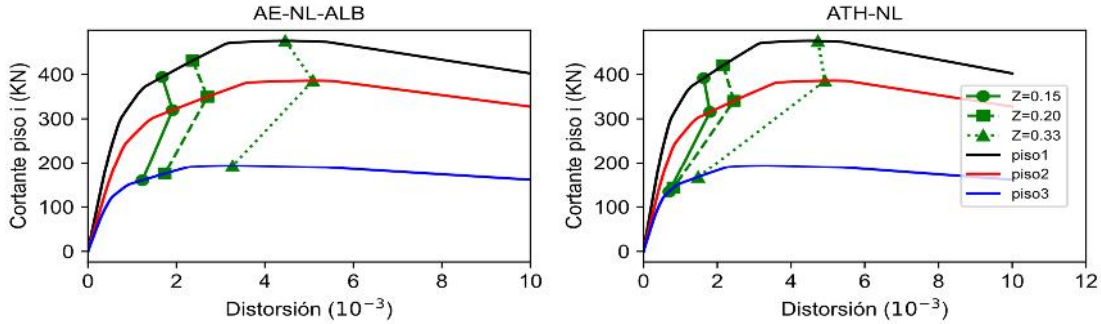


a) VIV-KKK dirección X en suelo S3

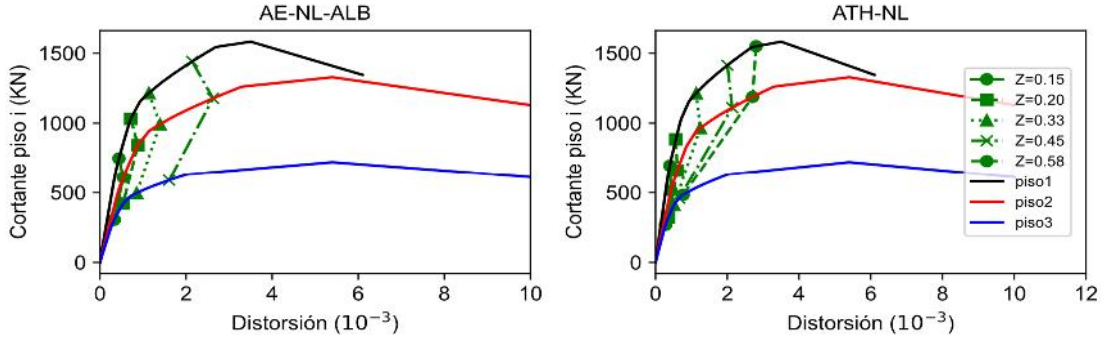


b) VIV-KKK dirección Y en suelo S3

Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-KKK en tipo de suelo S3

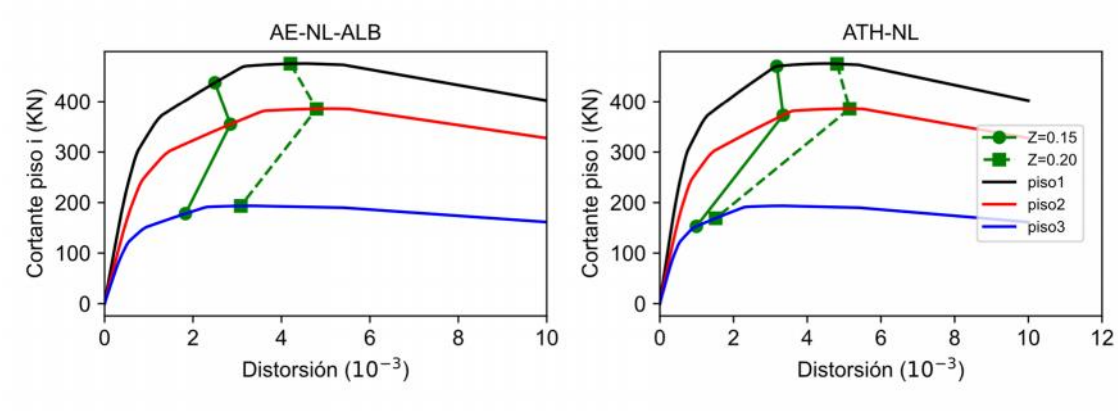


a) VIV-SSS dirección X en suelo S1

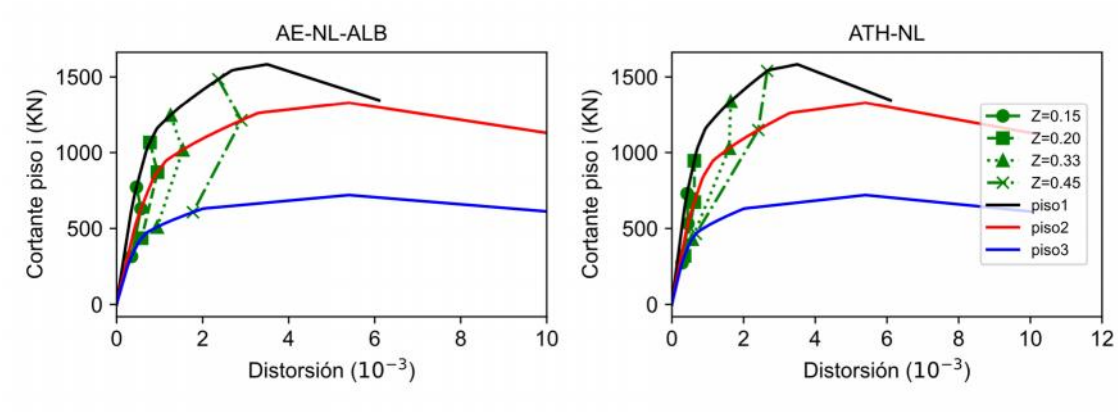


b) VIV-SSS dirección Y en suelo S1

Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-SSS en tipo de suelo S1

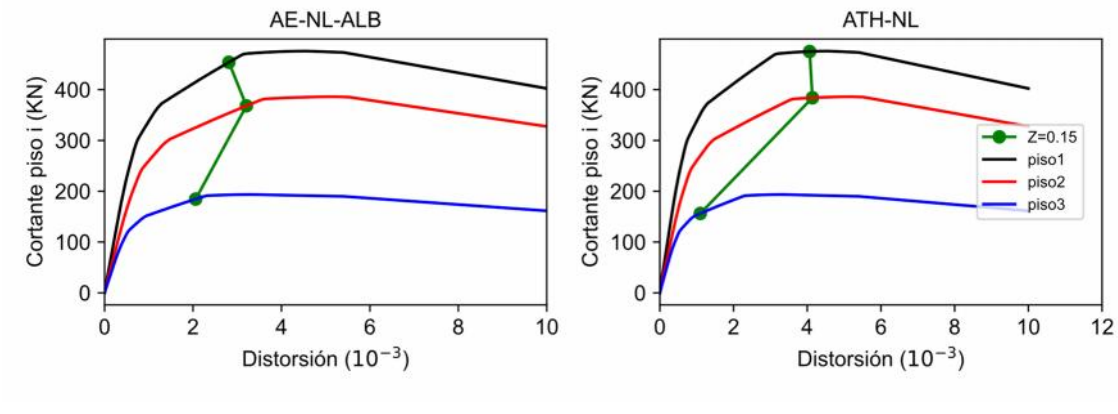


a) VIV-SSS dirección X en suelo S2

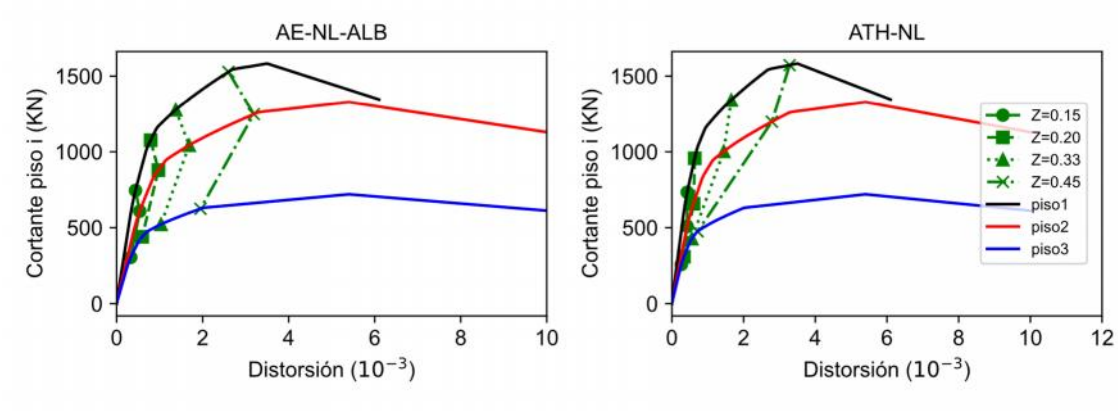


b) VIV-SSS dirección Y en suelo S2

Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-SSS en tipo de suelo S2

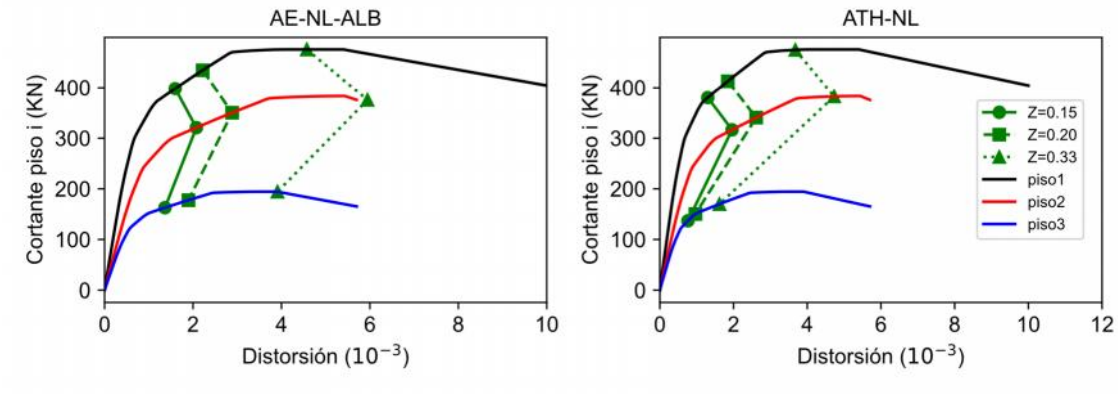


a) VIV-SSS dirección X en suelo S3

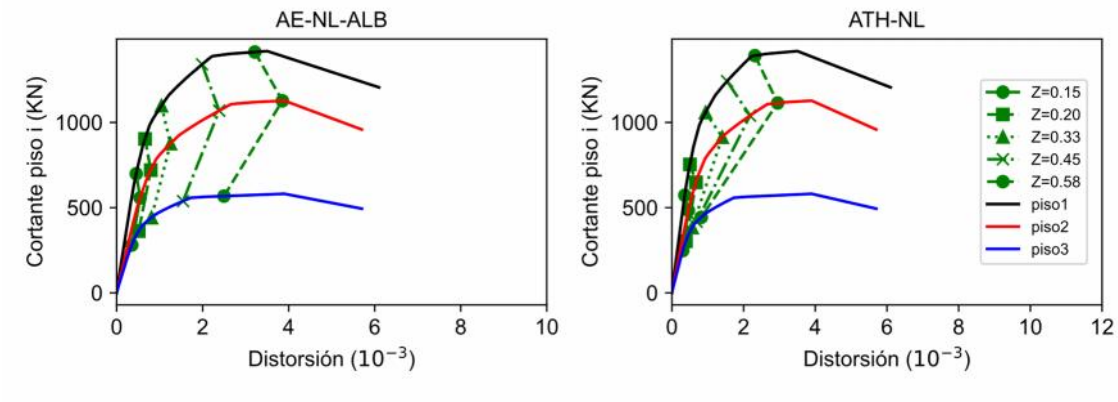


b) VIV-SSS dirección Y en suelo S3

Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-SSS en tipo de suelo S3

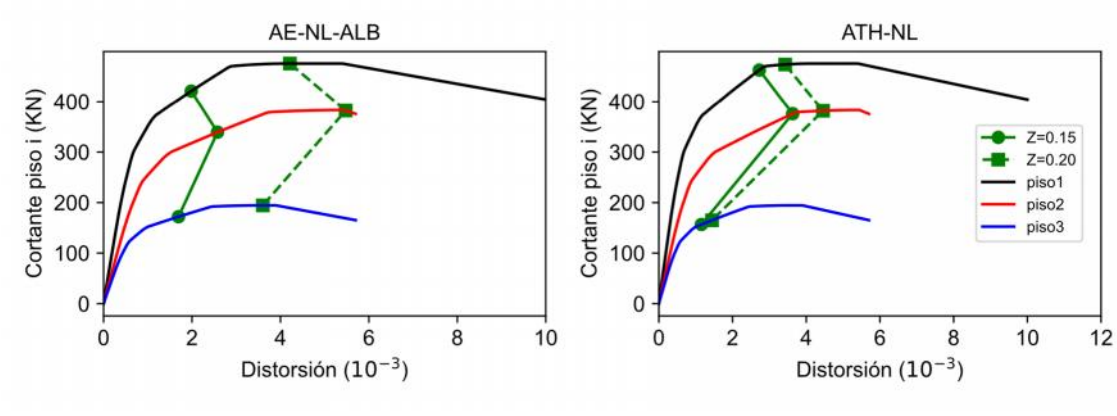


a) VIV-STT dirección X en suelo S1

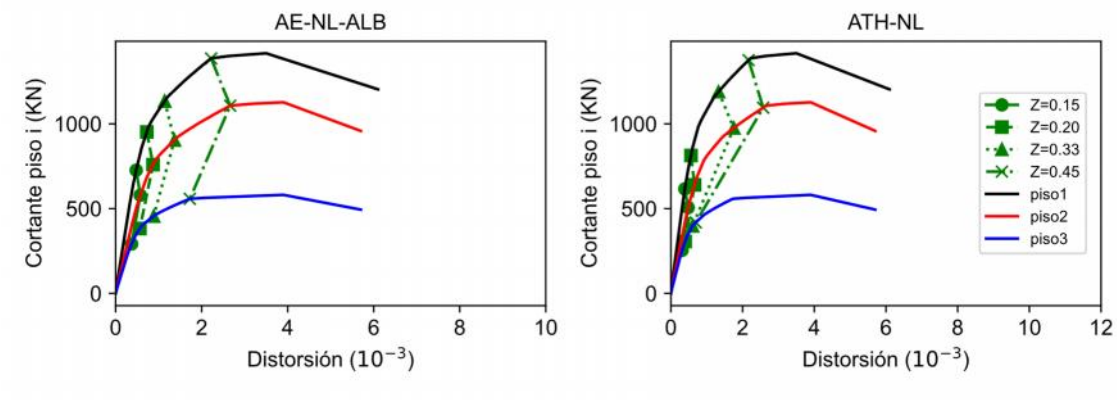


b) VIV-STT dirección Y en suelo S1

Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-STT en tipo de suelo S1

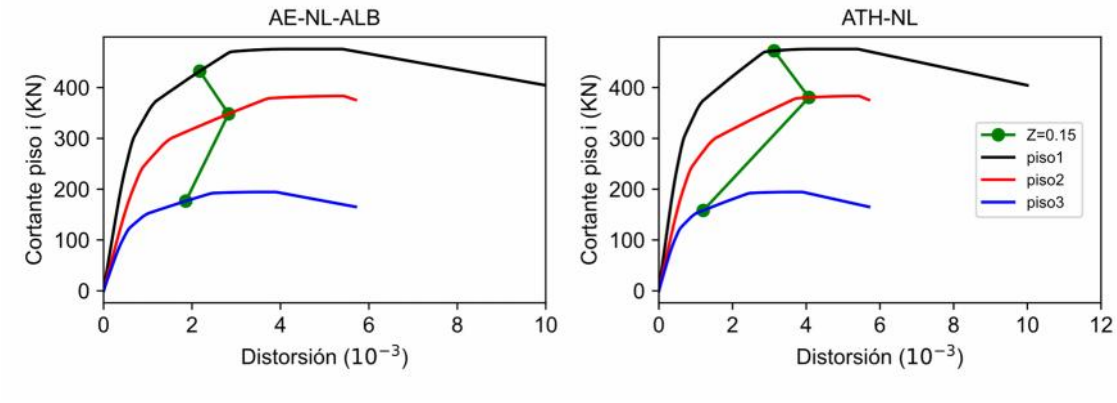


a) VIV-STT dirección X en suelo S2

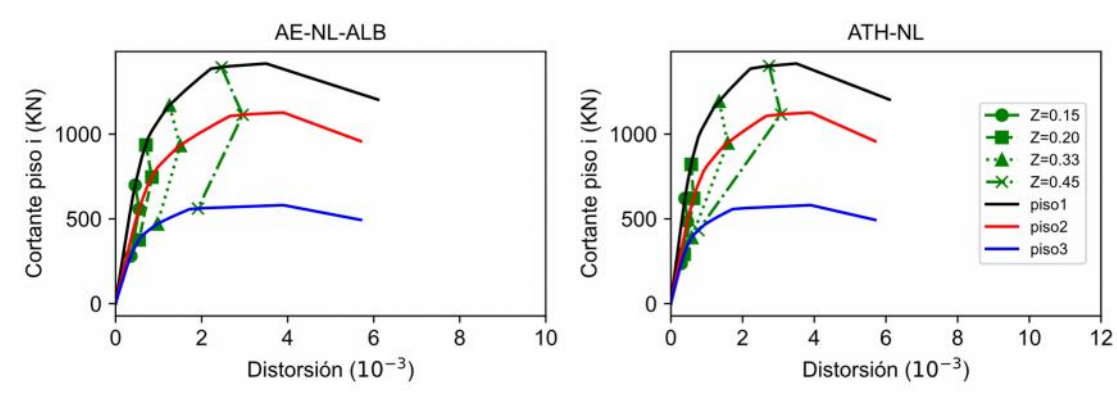


b) VIV-STT dirección Y en suelo S2

Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-STT en tipo de suelo S2



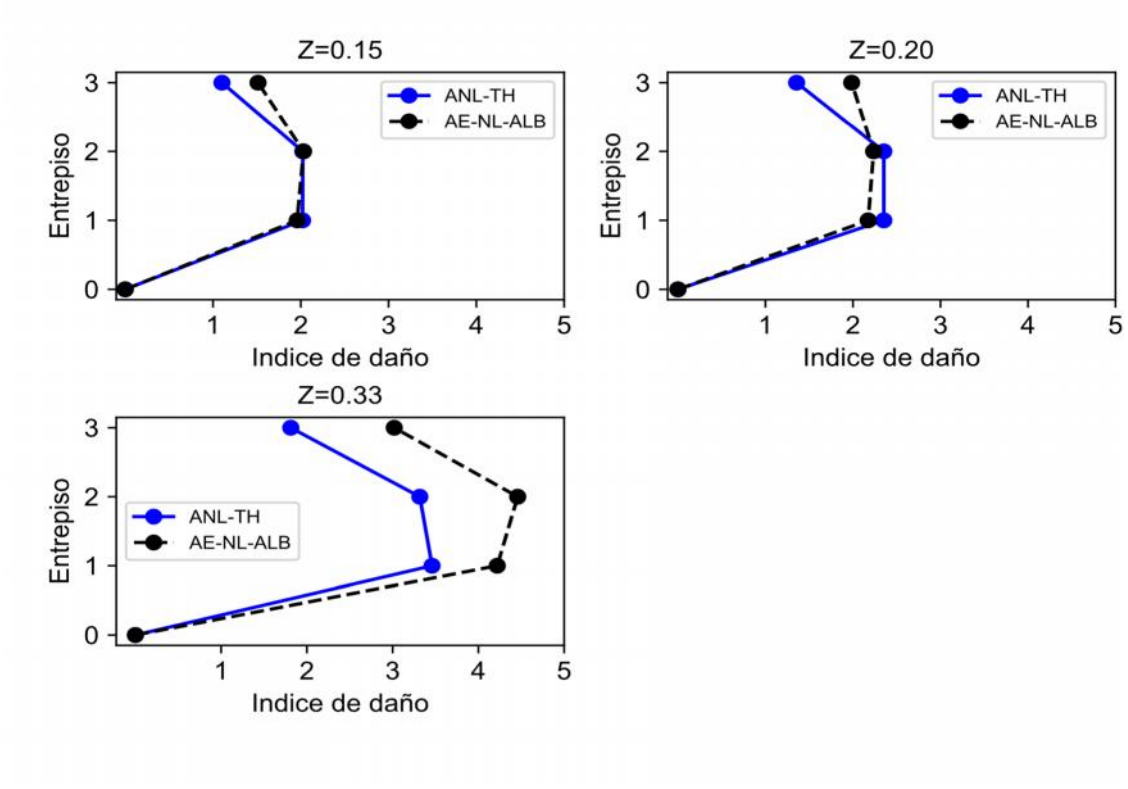
a) VIV-STT dirección X en suelo S3



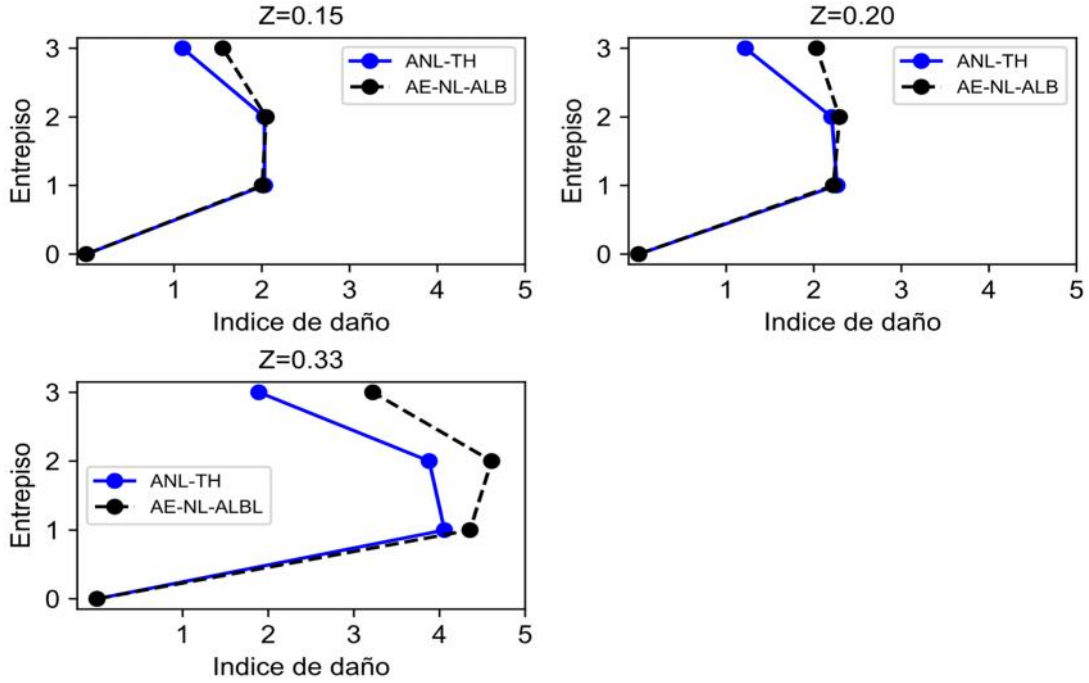
b) VIV-STT dirección Y en suelo S3

Curva de capacidad para cada entrepiso con su respectivo punto de desempeño para la VIV-STT en tipo de suelo S3

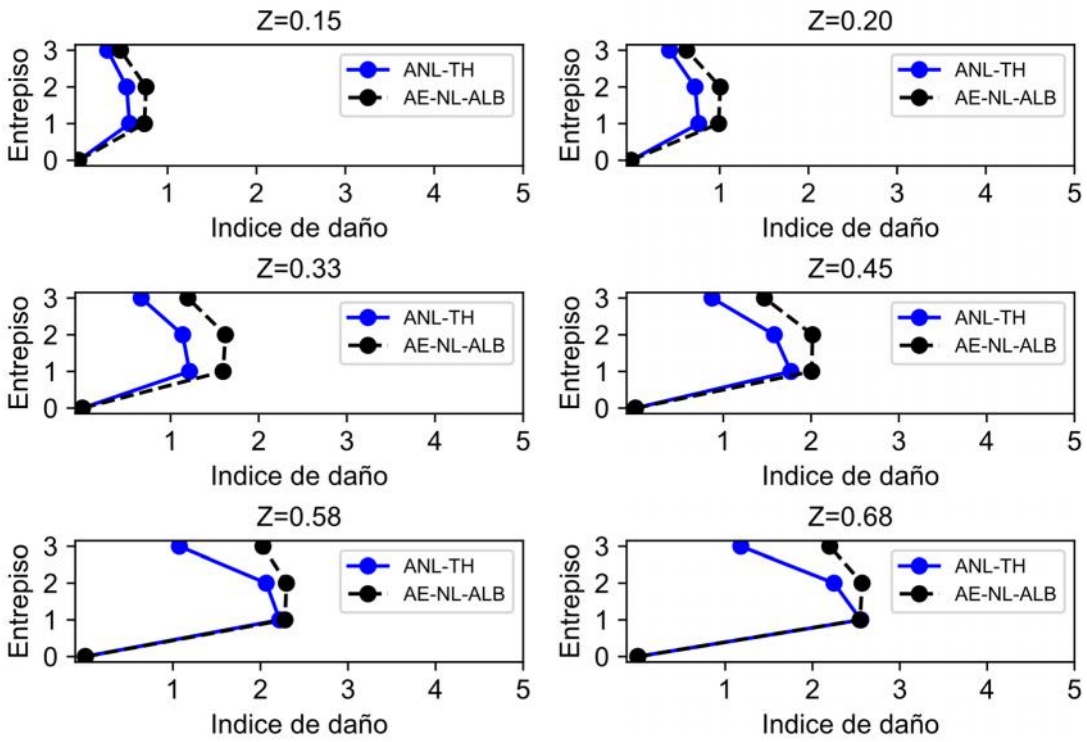
ANEXO 3.2: Índices de daño por cada entrepiso



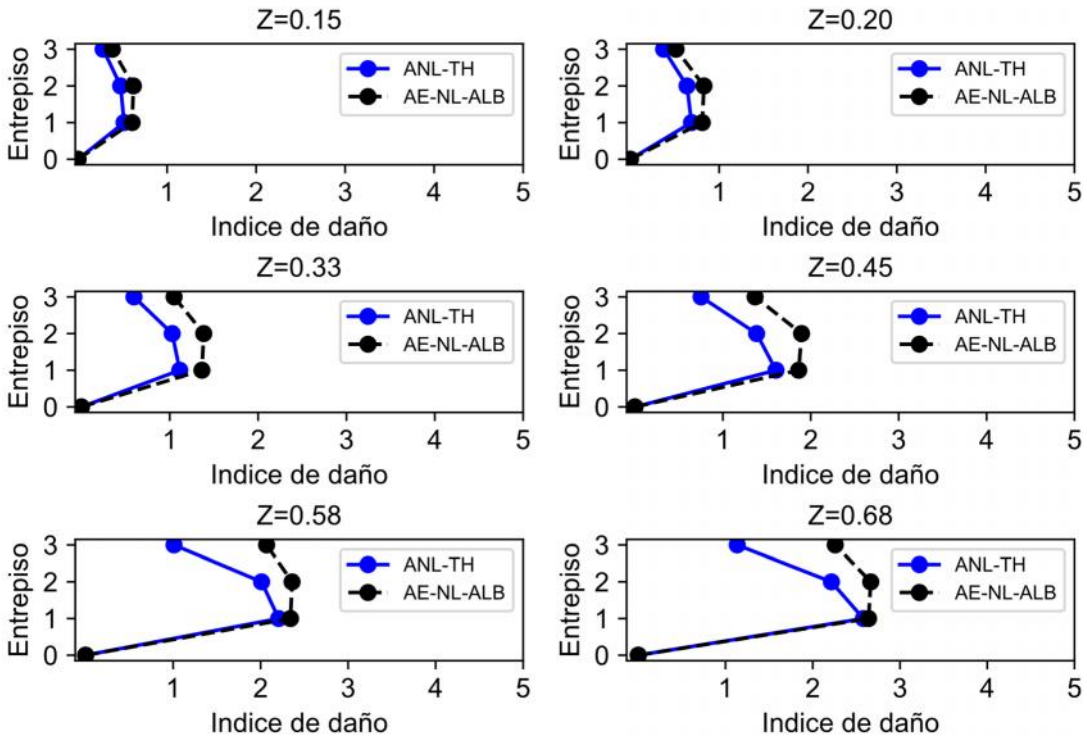
Índices de daño de la VIV-KKK dirección X en suelo S2



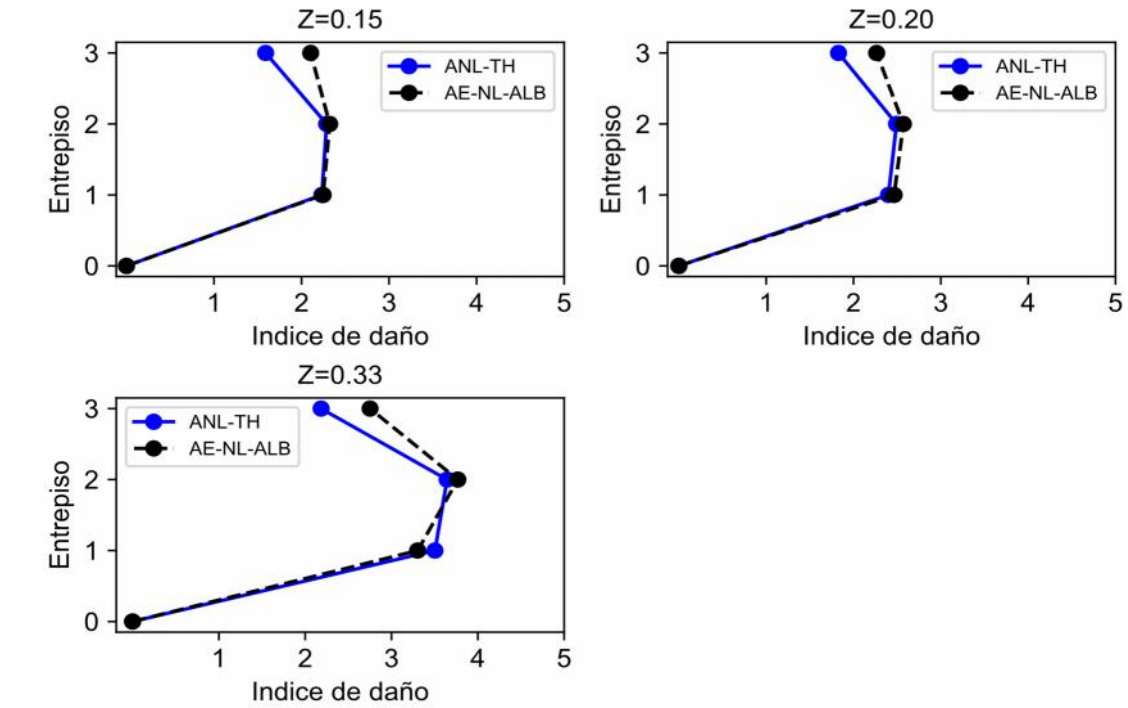
Índices de daño de la VIV-KKK dirección X en suelo S3



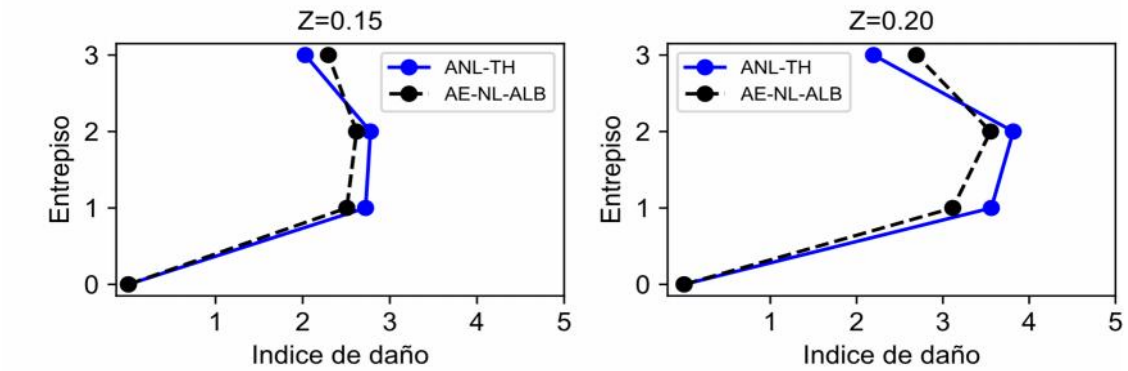
Índices de daño de la VIV-KKK dirección Y en suelo S2



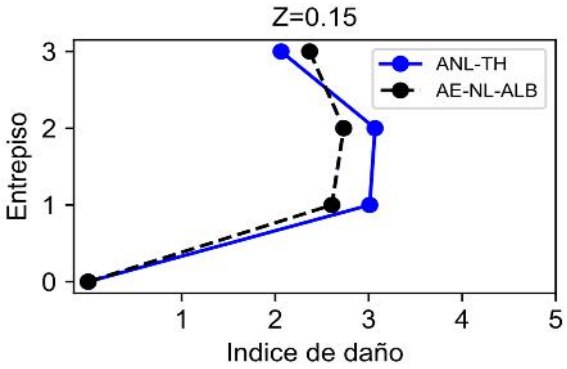
Índices de daño de la VIV-KKK dirección Y en suelo S3



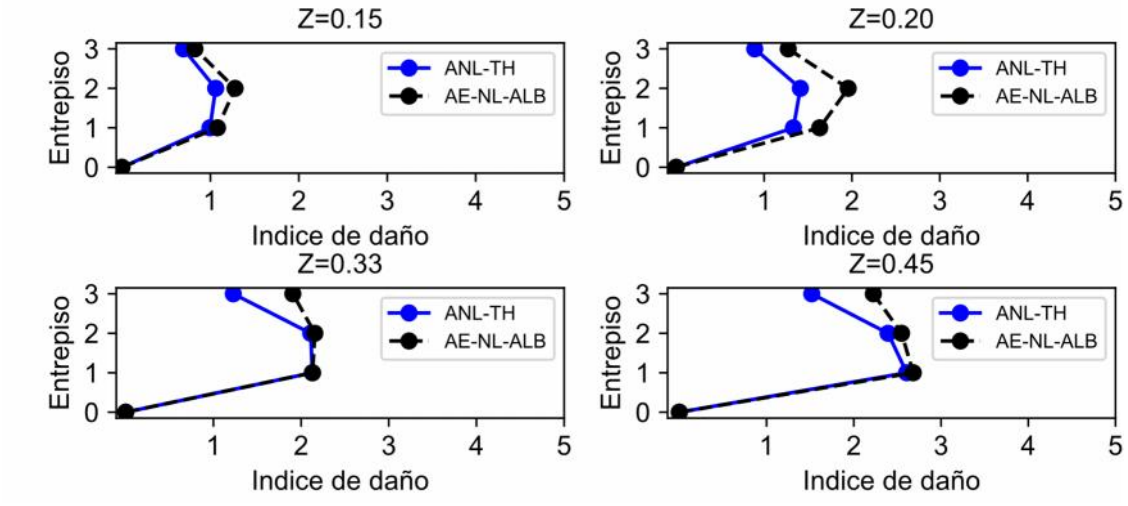
Índices de daño de la VIV-SSS dirección X en suelo S1



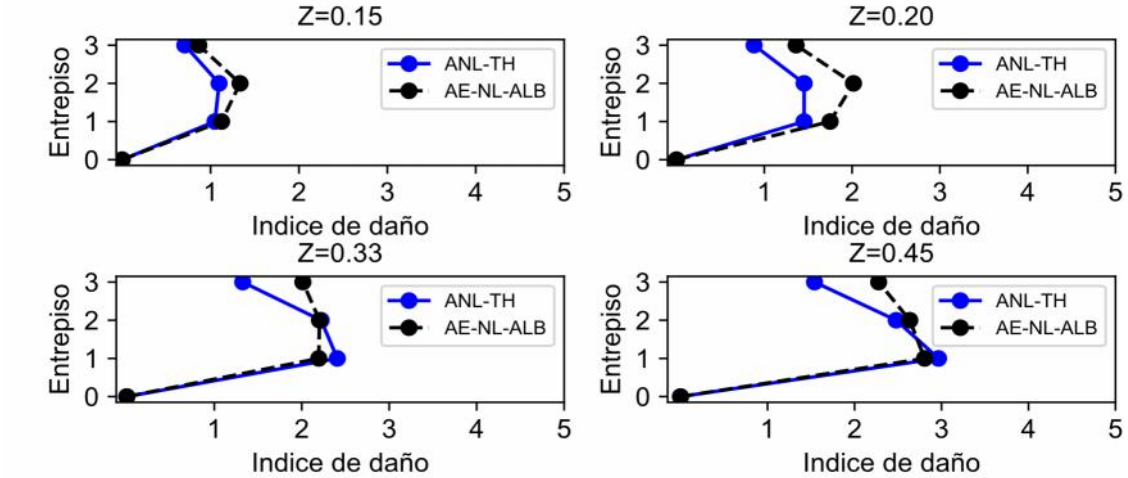
Índices de daño de la VIV-SSS dirección X en suelo S2



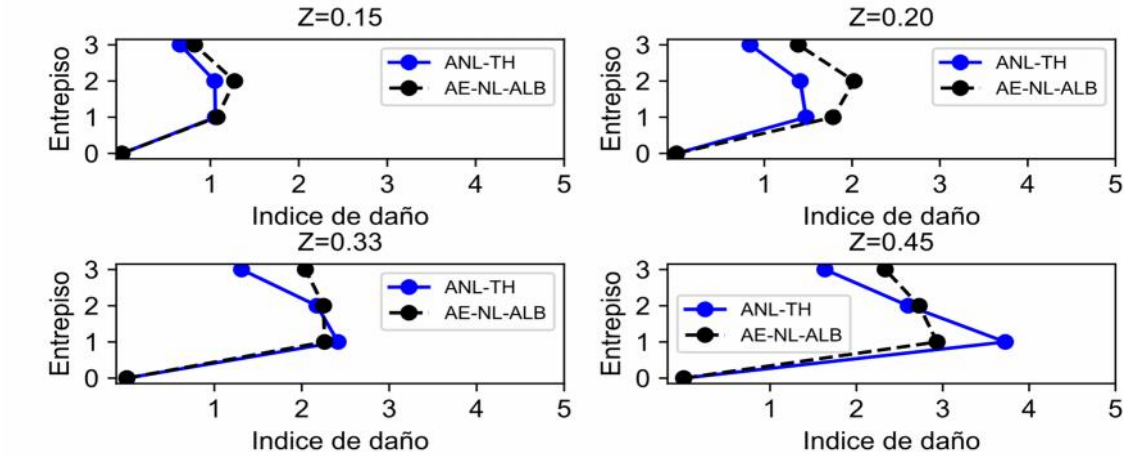
Índices de daño de la VIV-SSS dirección X en suelo S3



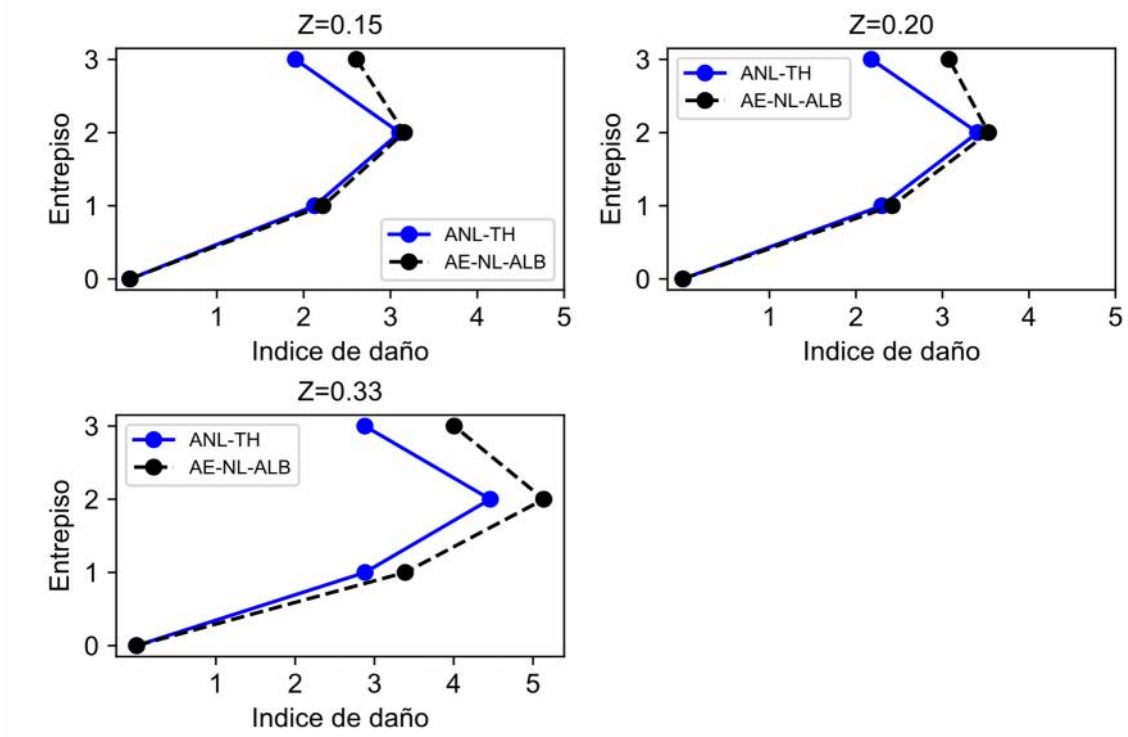
Índices de daño de la VIV-SSS dirección Y en suelo S1



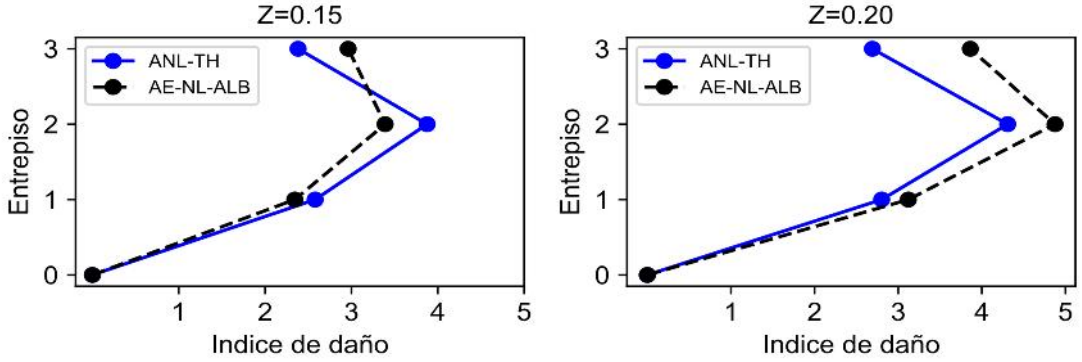
Índices de daño de la VIV-SSS dirección Y en suelo S2



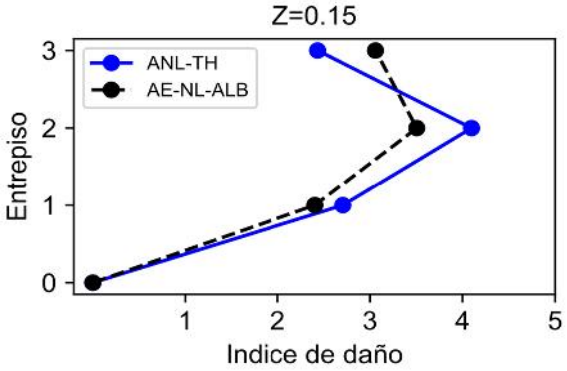
Índices de daño de la VIV-SSS dirección Y en suelo S3



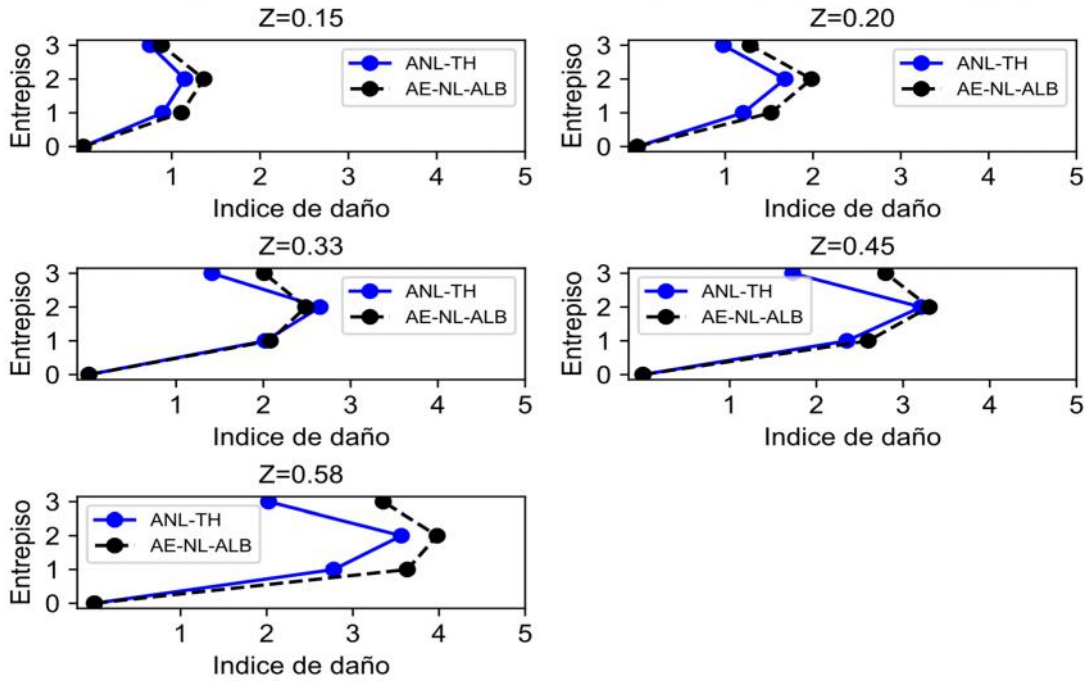
Índices de daño de la VIV-STT dirección X en suelo S1



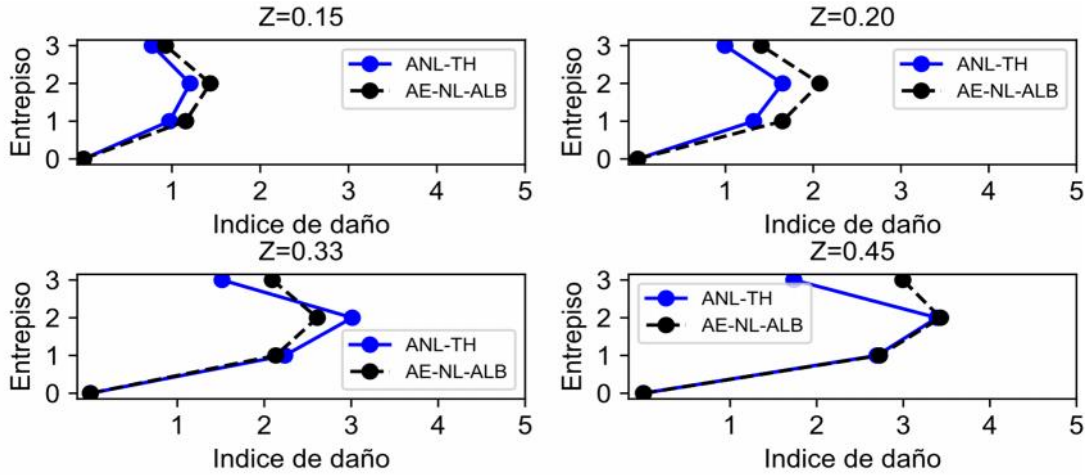
Índices de daño de la VIV-STT dirección X en suelo S2



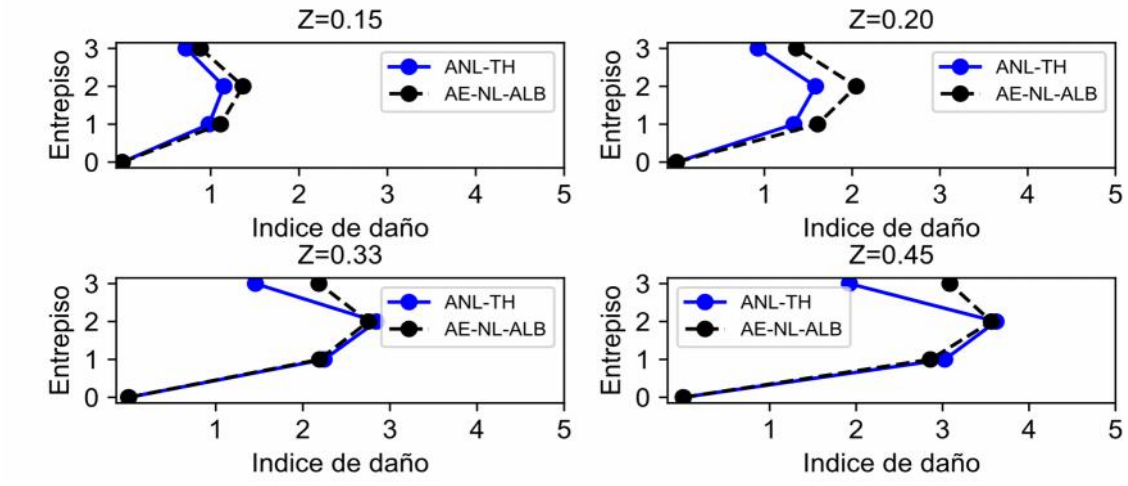
Índices de daño de la VIV-STT dirección X en suelo S3



Índices de daño de la VIV-STT dirección Y en suelo S1



Índices de daño de la VIV-STT dirección Y en suelo S2



Índices de daño de la VIV-STT dirección Y en suelo S3