

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS EDUCATIVOS PERUANOS  
VULNERABLES CON DISIPADORES HISTERÉTICOS**

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

**AUTORES:**

Kevin Gunter Aquino Chumbile

Rodrigo José Patiño Padilla

**ASESOR:**

Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Agosto, 2022

## RESUMEN

A partir de 1997, la norma peruana de diseño sismorresistente establece requisitos de rigidez más exigentes que los indicados en las normas anteriores. Los edificios educativos diseñados en base a las normas sismorresistentes anteriores a 1997, conocidos como edificios 780-Pre, son estructuras flexibles que han tenido mal desempeño en los terremotos ocurridos en el país, en especial durante los eventos de Nazca 1996, Arequipa 2001 y Pisco 2007. En la actualidad, el Perú cuenta con un amplio número de edificios escolares vulnerables, 780-Pre, que necesitan ser intervenidos.

El presente trabajo evaluó la vulnerabilidad de un edificio representativo tipo 780-Pre de dos niveles ubicado en la zona sísmica 4 y construido sobre un suelo intermedio (S2). La evaluación se realizó empleando métodos de análisis no lineales, estático y tiempo historia para un sismo raro de 500 años de periodo de retorno. Se calificó el desempeño utilizando los criterios propuestos por *Federal Emergency Management Agency* (FEMA 356) y el Comité Visión 2000 de *The Structural Engineer Association of California* (SEAOC).

Se plantearon dos alternativas para mejorar el desempeño empleando disipadores históricos de cortante (Shear Links). Para cada alternativa, se estimó la respuesta no lineal del edificio y se calificó su desempeño.

La primera alternativa consistió en colocar los dispositivos histeréticos sobre un soporte de acero (arreglo Chevron) apoyado sobre los tabiques que conforman los alfeizares de las ventanas (alternativa CM). Esta alternativa resultó medianamente efectiva, ya que los dispositivos debían tener fuerzas máximas por debajo de la resistencia de la tabiquería en la que se instalaban. Con esta alternativa, se logró evitar el colapso de la edificación para el sismo raro, pero no el daño extensivo que se busca evitar en edificaciones esenciales.

La segunda alternativa consistió en retirar los muros de albañilería y colocar los dispositivos histeréticos sobre un soporte de acero (arreglo Chevron) apoyado en las vigas y zapatas (alternativa SM). Con esta alternativa se pudieron instalar dispositivos de mayor capacidad, logrando que la edificación se mantenga funcional frente a un sismo de 500 años de periodo de retorno.

Con ambas alternativas se logra evitar el colapso y solo es posible dar protección completa instalando dispositivos histeréticos de mayor capacidad conectados directamente al sistema estructural retirando previamente la tabiquería existente.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPITULO 1 GENERALIDADES.....	1
1.1.    Introducción .....	1
1.2.    Objetivos.....	2
1.3.    Justificación .....	2
1.4.    Metodología .....	3
CAPÍTULO 2 REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES .....	4
2.1.    Objetivos de un proyecto de intervención estructural .....	4
2.2.    Estrategias de la intervención.....	5
2.3.    Técnicas de reforzamiento tradicionales.....	5
2.4.    Sistemas Modernos Pasivos de Protección Sísmica.....	6
2.4.1.    Aislamiento sísmico .....	6
2.4.1.1.    Aisladores elastoméricos.....	8
2.4.1.2.    Aisladores deslizantes .....	9
2.4.2.    Disipación de energía .....	9
CAPÍTULO 3 PROTECCIÓN SÍSMICA EMPLEANDO SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	11
3.1.    Conceptos generales .....	11
3.2.    Tipos de arreglos .....	12
3.2.1    Arreglo Chevron .....	12
3.2.2    Arreglo diagonal .....	13
3.3.    Tipos de sistemas de disipación .....	13
3.3.1.    Disipadores de fluido viscoso .....	14
3.3.2.    Disipadores viscoelásticos sólidos .....	15
3.3.3.    Disipadores histeréticos.....	17
CAPÍTULO 4 SISTEMAS DE DISIPACIÓN POR ENERGÍA HISTERÉTICA.....	19
4.1.    Dispositivos histeréticos en el mercado.....	19
4.1.1.    Added Damping and Stiffness (ADAS).....	19
4.1.2.    Triangular Added Damping and Stiffness (TADAS).....	20
4.1.3.    Shear Links (SL).....	20
4.1.4.    Buckling Restraining Braces (BRB) .....	22
4.2.    Modelos de comportamiento elástico e inelástico.....	22
4.2.1.    Added Damping and Stiffness (ADAS) .....	22
4.2.2.    Triangular Added Damping and Stiffness (TADAS).....	28

4.2.3.	Shear Links (SL) .....	31
4.2.4.	Buckling Restraining Braces (BRB) .....	39
CAPÍTULO 5 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS NO LINEAL.....		43
5.1.	Análisis estático no lineal (E-NL) .....	43
5.1.1.	Análisis de desplazamiento incremental y curva de capacidad .....	43
5.1.2.	Espectro de capacidad .....	44
5.1.3.	Modelo bilineal del espectro de capacidad.....	45
5.1.4.	Procedimientos para obtener la respuesta espectral no lineal de la estructura.....	45
5.2.	Análisis tiempo historia no lineal (TH-NL).....	50
5.2.1.	Ecuación de equilibrio dinámico.....	50
5.2.2.	Integración paso a paso .....	51
5.2.3.	Representación del amortiguamiento .....	53
CAPÍTULO 6 NIVELES DE DAÑO Y DESEMPEÑO .....		55
6.1.	Niveles de daño según Hazus MR4.....	55
6.2.	Niveles de desempeño según el SEAOC (1995).....	55
6.3.	Objetivos de desempeño según el código FEMA 356.....	56
CAPÍTULO 7 EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO REPRESENTATIVO VULNERABLE.....		57
7.1.	Descripción de la edificación evaluada .....	57
7.2.	Análisis sísmico del edificio 780-Pre sin reforzar siguiendo la norma E030 2018.....	59
7.2.1.	Modelo del edificio .....	59
7.2.2.	Modos de vibración.....	60
7.2.3.	Parámetros sísmicos .....	61
7.2.4.	Regularidad estructural.....	62
7.2.5.	Análisis Dinámico.....	63
7.3.	Modelo no lineal del edificio escolar.....	65
7.3.1.	Propiedades mecánicas de los materiales .....	66
7.3.2.	Modelo no lineal de las rótulas .....	66
7.3.3.	Tipo de histéresis .....	70
7.4.	Análisis estático no lineal del edificio (E-NL).....	71
7.5.	Análisis tiempo historia no lineal (TH-NL).....	74
7.6.	Evaluación del desempeño esperado .....	78
CAPÍTULO 8 PROPUESTA DE PROTECCIÓN EMPLEANDO DISIPADORES HISTERÉTICOS.....		80
8.1.	Objetivo del reforzamiento .....	80

8.2.	Desarrollo de la primera alternativa .....	80
8.2.1.	Dimensionamiento de dispositivos SLB.....	81
8.2.2.	Análisis estático no lineal (E-NL).....	82
8.2.3.	Análisis tiempo historia no lineal (TH-NL).....	85
8.2.4.	Costo de reforzamiento.....	89
8.3.	Desarrollo de la segunda alternativa.....	90
8.3.1.	Dimensionamiento de dispositivos SLB.....	90
8.3.2.	Análisis estático no lineal (E-NL).....	92
8.3.3.	Análisis tiempo historia no lineal (TH-NL).....	95
8.3.4.	Costo de reforzamiento.....	99
8.4.	Discusión de resultados .....	99
8.5.	Revisión de elementos estructurales.....	101
8.5.1.	Revisión de diagonales metálicas.....	101
8.5.2.	Revisión de nudos .....	103
8.5.3.	Revisión de zapatas .....	106
CAPÍTULO 9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		110
9.1.	Sobre la vulnerabilidad del edificio existente .....	110
9.2.	Sobre la reducción de vulnerabilidad lograda con el sistema .....	111
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....		112

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Objetivos de reforzamiento planteados por FEMA 356. Extraído de ASCE (2000).</i>	4
<i>Tabla 2. Valores de k para diferentes comportamientos estructurales. Extraído de Díaz (2003).</i>	50
<i>Tabla 3. Derivas, aceleraciones y daño para el edificio en estudio. Extraído de Hazus MR4 (2003).</i>	55
<i>Tabla 4. Matriz de desempeño FEMA. Extraído de FEMA 356 (2000).</i>	56
<i>Tabla 5. Periodos y masas participantes.</i>	60
<i>Tabla 6. Parámetros sísmicos de la estructura.</i>	61
<i>Tabla 7. Tabla de irregularidad en altura.</i>	62
<i>Tabla 8. Tabla de irregularidad en planta.</i>	62
<i>Tabla 9. Derivas en las direcciones XX y YY.</i>	64
<i>Tabla 10. Desplazamientos dirección XX.</i>	64
<i>Tabla 11. Desplazamientos dirección YY.</i>	65
<i>Tabla 12. Propiedades mecánicas del edificio 780-Pre.</i>	66
<i>Tabla 13. Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto armado. Adaptado de FEMA 356.</i>	69
<i>Tabla 14. Criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto armado. Adaptado de FEMA 356.</i>	70
<i>Tabla 15. Estado de las rótulas al finalizar el análisis Pushover.</i>	73
<i>Tabla 16. Registros sísmicos utilizados.</i>	74
<i>Tabla 17. Desplazamiento azotea en el análisis TH-NL.</i>	75
<i>Tabla 18. Estado de las rótulas de las vigas luego del análisis TH-NL.</i>	77
<i>Tabla 19. Estado de las rótulas de las columnas luego del análisis TH-NL.</i>	77
<i>Tabla 20. Derivas promedio edificación tipo 780-Pre.</i>	78
<i>Tabla 21. Aceleraciones promedio edificación tipo 780-Pre.</i>	78
<i>Tabla 22. Matriz de desempeño real del edificio 780-Pre luego del análisis E-NL.</i>	79
<i>Tabla 23. Matriz de desempeño real del edificio 780-Pre luego del análisis TH-NL.</i>	79
<i>Tabla 24. Datos de muro de albañilería.</i>	81
<i>Tabla 25. Parámetros de diseño para el disipador Shear Link Bozzo elegido. Extraído de Bozzo (2018).</i>	82
<i>Tabla 26. Resultados de análisis E-NL para sismo raro y ocasional (Alternativa CM).</i>	84
<i>Tabla 27. Fuerza cortante actuante en la tabiquería para sismo raro y ocasional.</i>	84
<i>Tabla 28. Desempeño del módulo 780-Pre reforzado con Alternativa CM.</i>	85
<i>Tabla 29. Desplazamientos máximos análisis TH-NL (Alternativa CM).</i>	85
<i>Tabla 30. Estado de las rótulas de las columnas luego del análisis TH-NL (Alternativa CM).</i>	87
<i>Tabla 31. Fuerzas y desplazamientos máximos del dispositivo SLB2 6_2 (Alternativa CM).</i>	88

<i>Tabla 32. Relación D/C del dispositivo SLB2 6_2 en el sismo crítico (Alternativa CM).</i>	88
<i>Tabla 33. Resultados de aceleración (Alternativa CM).</i>	89
<i>Tabla 34. Costo de reforzamiento de la alternativa CM.</i>	89
<i>Tabla 35. Resultados de fuerza cortante del análisis sísmico.</i>	91
<i>Tabla 36. Parámetros de los disipadores Shear Link Bozzo. Extraído de Bozzo (2018).</i>	91
<i>Tabla 37. Predimensionamiento inicial de dispositivos SLB.</i>	91
<i>Tabla 38. Verificación del dimensionamiento inicial de dispositivos SLB.</i>	92
<i>Tabla 39. Resultados de análisis E-NL para sismo raro y ocasional (Alternativa SM).</i>	94
<i>Tabla 40. Desempeño del módulo 780-Pre reforzado con Alternativa SM.</i>	94
<i>Tabla 41. Desplazamientos máximos del análisis TH-NL (Alternativa CM).</i>	95
<i>Tabla 42. Estado de las rótulas en las columnas del análisis TH-NL (Alternativa SM).</i>	96
<i>Tabla 43. Fuerzas y desplazamientos máximos del dispositivo SLB2 15_2 (Alternativa SM).</i>	98
<i>Tabla 44. Relación D/C de los dispositivos en el sismo crítico (Alternativa SM).</i>	98
<i>Tabla 45. Resultados de aceleración (Alternativa SM).</i>	98
<i>Tabla 46. Costo de reforzamiento de la alternativa SM.</i>	99
<i>Tabla 47. Incremento de resistencia y ductilidad.</i>	100
<i>Tabla 48. Propiedades del perfil tubular.</i>	101
<i>Tabla 49. Verificación por flexión para zapatas del proyecto.</i>	107
<i>Tabla 50. Verificación por punzonamiento para zapatas del proyecto.</i>	108

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Comparación de respuesta sísmica para edificio de base fija y base aislada. Adaptado de Cámara Chilena de la Construcción &amp; Corporación del Desarrollo Tecnológico (2011).</i>	7
<i>Figura 2. Disminución de la demanda sísmica por medio de aisladores. Extraído de Muñoz (2021).</i>	7
<i>Figura 3. Aislador tipo LDRB. Adaptado de Sísmica (2021).</i>	8
<i>Figura 4. Aislador de péndulo friccional. Extraído de Sísmica (2021).</i>	9
<i>Figura 5. Comparación de respuesta sísmica en edificio sin disipadores y edificio con disipadores. Extraído de Cámara Chilena de la Construcción &amp; Corporación del Desarrollo Tecnológico (2011).</i>	10
<i>Figura 6. Arreglo Chevron de disipadores. Extraído de Fuentes (2015).</i>	12
<i>Figura 7. Arreglo diagonal de los disipadores. Extraído de Fuentes (2015).</i>	13
<i>Figura 8. Diseño básico de un disipador de fluido viscoso. Adaptado de Taylor (1999).</i>	14
<i>Figura 9. Idealización de un disipador de fluido viscoso Adaptado de Symans et al (2008).</i>	15
<i>Figura 10. Diseño básico de un disipador viscoelástico. Adaptado de Kwok &amp; Samali (1995).</i>	16
<i>Figura 11. Idealización de un disipador viscoelástico. Adaptado de Symans (2008).</i>	17
<i>Figura 12. Curva fuerza-desplazamiento de los dispositivos histeréticos. Adaptado de Genatios y Lafuente (2016).</i>	18
<i>Figura 13. Configuración de dispositivo tipo ADAS. Adaptado de Alehashem et al. (2008).</i>	19
<i>Figura 14. Configuración de dispositivo tipo TADAS. (Alehashem et al., 2008).</i>	20
<i>Figura 15. Esquema típico de un disipador SL. Adaptado de Aguiar &amp; Mora (2016).</i>	21
<i>Figura 16. Modo de falla de un disipador SL. Extraído de Cervantes &amp; Albrizzio (2020).</i>	21
<i>Figura 17. Esquema típico de un BRB. Adaptado de Du et al. (2020).</i>	22
<i>Figura 18. Idealización de una de las planchas del dispositivo ADAS. Adaptado de Sobarriba (2012).</i>	23
<i>Figura 19. Diagramas de momento flector y fuerza cortante para el modelo de ADAS. Adaptado de Sobarriba (2012).</i>	23
<i>Figura 20. Modelo de histéresis bilineal de un disipador ADAS o TADAS. Adaptado de Aguiar et al. (2016).</i>	26
<i>Figura 21. Diagrama de esfuerzos en sección transversal de disipador. Extraído de Aguiar et al. (2016).</i>	27
<i>Figura 22. Idealización de una de las placas triangulares del dispositivo TADAS. Adaptado de Sobarriba (2012).</i>	28
<i>Figura 23. Diagramas de momento flector y fuerza cortante para el modelo de TADAS. Adaptado de Sobarriba (2012).</i>	29
<i>Figura 24. Geometría típica de un dispositivo SL. Extraído de Aguiar et al. (2016).</i>	31

<i>Figura 25. Relación fuerza-desplazamiento típica de un dispositivo SL. Extraído de Aguiar et al. (2016).</i>	33
<i>Figura 26. Montaje de disipador SL y diagonales de acero. Extraído de Aguiar et al. (2016).</i>	35
<i>Figura 27. Esquema de carga para hallar rigidez de diagonales. Extraído de Muñoz (2022).</i>	36
<i>Figura 28. Esquema de carga y deformación de una diagonal. Extraído de Muñoz (2022).</i>	36
<i>Figura 29. Esquema de carga y deformación del sistema diagonal-disipador. Extraído de Muñoz (2022).</i>	37
<i>Figura 30. Modelo simbólico del sistema diagonal-disipador. Adaptado de Muñoz (2022).</i>	37
<i>Figura 31. Comportamiento disipador SL para diferentes valores de n. Adaptado de Muñoz (2021).</i>	38
<i>Figura 32. Propiedades geométricas de un BRB. Extraído de Crisafulli (2018).</i>	39
<i>Figura 33. Curva Q-ac para <math>\alpha t = 0.04</math>. Extraído de Crisafulli (2018).</i>	40
<i>Figura 34. Modelo bilineal típico de BRB. Extraído de Pan (2020).</i>	41
<i>Figura 35. Desplazamiento incremental. Adaptado de Moreno et al (2009).</i>	43
<i>Figura 36. Curva de capacidad. Adaptado de Moreno et al (2009).</i>	44
<i>Figura 37. Determinación del espectro de capacidad para una estructura de varios grados de libertad. Extraído de Muñoz (2021).</i>	45
<i>Figura 38. Representación bilineal del espectro de capacidad. Extraído de ATC-40 (1996).</i>	45
<i>Figura 39. Respuesta inelástica usando espectros de demanda y capacidad. Extraído de Muñoz (2021).</i>	46
<i>Figura 40. Determinación de los puntos de la respuesta espectral.</i>	47
<i>Figura 41. Determinación de la respuesta espectral usando el espectro de capacidad y la curva de EDAV. Extraído de Muñoz (2021).</i>	48
<i>Figura 42. Derivación del amortiguamiento <math>\beta_0</math> para la reducción espectral. Extraído de ATC-40 (1996).</i>	49
<i>Figura 43. Sistema general de fuerzas para una estructura de 1 grado de libertad. Extraído de Muñoz (2021).</i>	51
<i>Figura 44. Representación no lineal del amortiguamiento y rigidez. Extraído de Trejo (2007).</i>	52
<i>Figura 45. Curvas obtenidas a partir del modelo de la aceleración lineal. Extraído de Trejo (2007).</i>	53
<i>Figura 46. Amortiguamiento de Rayleigh. Extraído de Geraschenko (2018).</i>	54
<i>Figura 47. Curva de capacidad sectorizada según el SEAOC. Extraído de Muñoz (2021).</i>	56
<i>Figura 48. Edificio tipo 780-Pre. Extraído de Muñoz (2007).</i>	57
<i>Figura 49. Cuadro de columnas del edificio a analizar.</i>	58
<i>Figura 50. Vigas principales del edificio a analizar.</i>	58
<i>Figura 51. Configuración estructural edificación tipo 780-Pre. Adaptado de Loa (2017).</i>	59
<i>Figura 52. Modelo del edificio estudiado.</i>	60
<i>Figura 53. Modo de vibración del modo 1, <math>T_x=0.49s</math>.</i>	60

Figura 54. Modo de vibración del modo 3, $T_y=0.12s$ .....	61
Figura 55. Modo de vibración del modo 4, $T_r=0.11s$ .....	61
Figura 56. Espectro de aceleraciones en la dirección longitudinal.....	63
Figura 57. Espectro de aceleraciones en la dirección transversal.....	63
Figura 58. Rótulas plásticas del edificio analizado.....	65
Figura 59. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma-\epsilon$ ) del concreto sin confinar y confinado.....	67
Figura 60. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma-\epsilon$ ) del acero de refuerzo.....	67
Figura 61. Diagrama Momento-Curvatura ( $M-\phi$ ) de la viga VA-1.....	67
Figura 62. Relaciones Momento-Rotación ( $M-\theta$ ) para representar criterio de modelado. Extraído de FEMA 356.....	68
Figura 63. Diagrama Momento-Rotación ( $M-\theta$ ) viga VA-1.....	69
Figura 64. Diagrama Momento-Rotación ( $M-\theta$ ) columna C-2.....	70
Figura 65. Parámetros del modelo de Takeda. Adaptado de Baeza (2018).....	71
Figura 66. Distribución de fuerza para el modo 1 del edificio 780-Pre.....	71
Figura 67. Curva de capacidad del edificio 780-Pre.....	72
Figura 68. Mecanismo de colapso en la dirección longitudinal.....	72
Figura 69. Punto de desempeño de edificio tipo 780-Pre frente a un sismo raro.....	73
Figura 70. Punto de desempeño para sismo ocasional estructura original.....	74
Figura 71. Verificación de registros sísmicos espectro-compatibles.....	75
Figura 72. Estado de la columna C-3 en el análisis TH-NL (estructura original).....	76
Figura 73. Estado de la viga VA-1 en el análisis TH-NL (estructura original).....	76
Figura 74. Resultados de deriva del análisis TH-NL.....	77
Figura 75. Comparación de precios de disipadores disponibles en el mercado peruano.....	80
Figura 76. Distribución de disipadores en el eje 1 del edificio.....	81
Figura 77. Curva de capacidad del edificio 780-Pre reforzado con Alternativa CM.....	83
Figura 78. Determinación del punto de desempeño frente a sismo raro (Alternativa CM).....	83
Figura 79. Punto de desempeño para sismo raro y ocasional (Alternativa CM).....	84
Figura 80. Estado de la columna C-3 en el sismo de Lima 1966 (Alternativa CM).....	86
Figura 81. Estado de la viga VA-1 en el sismo de Lima 1966 (Alternativa CM).....	86
Figura 82. Resultados de deriva TH-NL (Alternativa CM).....	87
Figura 83. Curva histerética dispositivo SLB2 6_2 más esforzado (Alternativa CM).....	88
Figura 84. Distribución de disipadores en el eje 1 del edificio.....	90
Figura 85. Curva de capacidad del edificio 780-Pre reforzado con Alternativa SM.....	93
Figura 86. Determinación del punto de desempeño frente a sismo raro (Alternativa SM).....	93
Figura 87. Punto de desempeño para sismo raro y ocasional (Alternativa SM).....	94
Figura 88. Estado de la columna C-3 en el sismo de Lima 1966 (Alternativa SM).....	95
Figura 89. Estado de la viga VA-1 en el sismo de Lima 1966 (Alternativa SM).....	96

<i>Figura 90. Resultados de deriva TH-NL (Alternativa SM).</i> .....	97
<i>Figura 91. Curva histerética dispositivo SLB2 15_2 más esforzado (Alternativa SM).</i> .....	97
<i>Figura 92. Resumen de desempeño.</i> .....	99
<i>Figura 93. Equilibrio en un nudo. Extraído de Norma E060 (2009).</i> .....	103
<i>Figura 94. Nudos a verificar.</i> .....	104
<i>Figura 95. Equilibrio del nudo 1.</i> .....	104
<i>Figura 96. Equilibrio del nudo 2.</i> .....	105
<i>Figura 97. Zapatas del edificio analizado.</i> .....	106
<i>Figura 98. Presiones en la zapata en el sismo Lima 1966.</i> .....	107



## CAPITULO 1 GENERALIDADES

### 1.1. Introducción

El Perú es un país altamente sísmico. Ello se debe a que se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, región con mayor actividad sísmica a nivel mundial. Por esta razón, es imprescindible que las edificaciones esenciales, como los edificios escolares, se mantengan completamente operativas ante un sismo severo, con la finalidad de salvaguardar la vida de los escolares.

A las edificaciones educativas diseñadas en base a un sistema estructural de pórticos de concreto armado y muros de albañilería antes de 1997 se les denomina edificios tipo 780-Pre. Estos fueron diseñados según las especificaciones de la norma de Diseño Sismorresistente de 1977 (NDSR 1977). Esta norma le daba mucha importancia a la resistencia de los elementos estructurales, pero sus criterios no eran igual de rigurosos con la rigidez lateral.

La mayoría de estas edificaciones han presentado daños en los terremotos recientes, como el de Nazca en 1996, Arequipa en 2001 y Pisco en 2007, debido a su elevada flexibilidad lateral. La tabiquería no estaba adecuadamente separada de la estructura, por lo que las columnas fallaron por el fenómeno de “columna corta”. Debido a su elevada vulnerabilidad ante eventos sísmicos, los centros educativos necesitan ser intervenidos.

En la actualidad, existen sistemas modernos de protección sísmica para edificaciones vulnerables, como los edificios tipo 780-Pre. Uno de ellos es el sistema de disipación de energía. Este sistema utiliza dispositivos diseñados con el objetivo de disipar una fracción de la energía que el sismo le transfiere a la edificación.

El propósito de esta tesis es evaluar la vulnerabilidad de un edificio tipo 780-Pre. Este edificio educativo fue construido antes de 1997 y presenta dos niveles. A partir de los resultados obtenidos, se plantea un objetivo de desempeño y, mediante la incorporación de disipadores de energía histeréticos, se evalúa hasta qué nivel de protección se puede llegar sin la necesidad de reforzar los otros elementos estructurales, como vigas, columnas y cimentaciones.

## **1.2. Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo general**

Contribuir a la seguridad sísmica de los centros educativos tipo 780-Pre

### **1.1.2 Objetivos específicos**

- Evaluar el desempeño sísmico de un edificio representativo tipo 780-Pre
- Desarrollar un sistema de protección sísmica para un edificio representativo tipo 780-Pre empleando dispositivos histeréticos
- Evaluar el desempeño sísmico del edificio reforzado con disipadores histeréticos

## **1.3. Justificación**

En 1992, el gobierno peruano autorizó al Instituto Nacional de Infraestructura Educativa y de Salud (INFES) el desarrollo de proyectos de infraestructura de centros educativos a nivel nacional. Hasta el año 1997, se habían construido alrededor de 80,000 edificios educativos, conocidos como tipo 780-Pre, los cuales representan el 33% de los centros educativos en la actualidad.

En 1997, se produjo un cambio importante en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (NDSR) y se establecieron requisitos sismorresistentes más exigentes que han permitido contar desde ese año con edificaciones con mejor comportamiento ante terremotos. En contraste, las edificaciones construidas antes de 1997, como los edificios escolares tipo 780-Pre, tienen mal comportamiento como se ha podido observar en los terremotos de Nazca 1996, Arequipa 2001 y Pisco 2007.

De acuerdo con el INEI (2014), demoler los edificios tipo 780-Pre y construir nuevas estructuras representa una inversión de S/. 77 000 millones, lo cual no es una alternativa viable para un país donde existen otras áreas críticas por atender. Por esta razón, se hace relevante emplear un sistema de reforzamiento estructural sencillo y económico.

Se considera que el desarrollo de un sistema de protección sísmica replicable a nivel nacional puede ser una opción para reducir la alta vulnerabilidad de los edificios educativos nacionales. Debido a las ventajas económicas y constructivas de los disipadores histeréticos, estos pueden

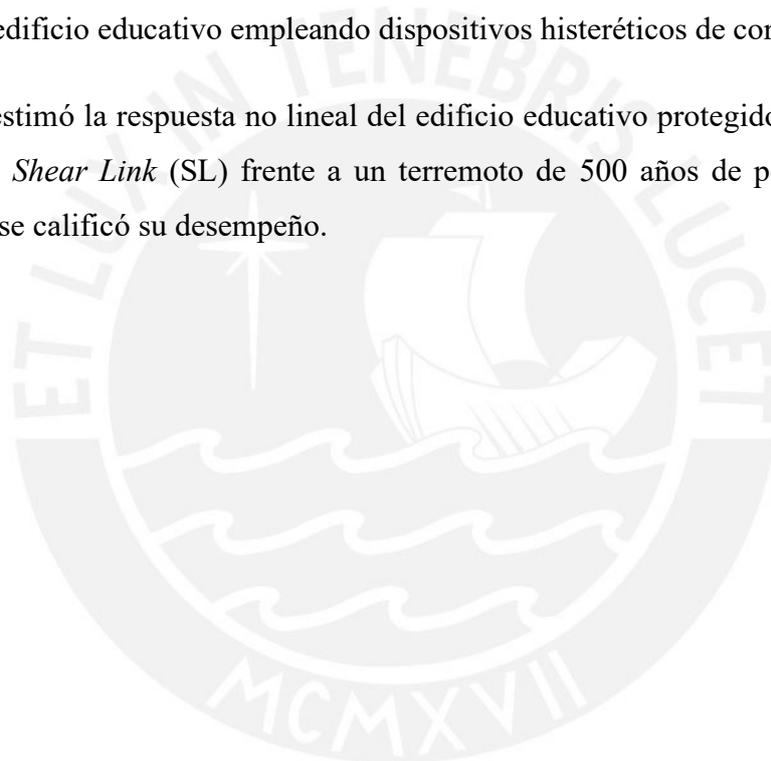
ser utilizados como el medio para mejorar el comportamiento sísmico de los edificios escolares peruanos.

#### **1.4. Metodología**

Se seleccionó un edificio representativo del tipo 780-Pre ubicado en la costa peruana. Luego, se estudiaron los procedimientos de análisis no lineal estático y dinámico junto a la metodología para evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones. Se determinó la respuesta no lineal del edificio seleccionado y se calificó su desempeño.

Se estudiaron los sistemas de disipación de energía por histéresis y se desarrollaron alternativas de refuerzo del edificio educativo empleando dispositivos histeréticos de cortante.

Finalmente, se estimó la respuesta no lineal del edificio educativo protegido con dispositivos histeréticos tipo *Shear Link* (SL) frente a un terremoto de 500 años de periodo de retorno ( $PGA=0.47g$ ) y se calificó su desempeño.



## CAPÍTULO 2 REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES

### 2.1. Objetivos de un proyecto de intervención estructural

La ingeniería sismorresistente tiene como fin principal el diseño y construcción de edificaciones que tengan un comportamiento adecuado frente a los eventos sísmicos (Muñoz, 2021). Su objetivo original era evitar el colapso de las estructuras. Sin embargo, en la actualidad, se han incorporado nuevos objetivos donde se establecen desempeños para diferentes niveles de peligro sísmico. Los desempeños esperados varían según el tipo de edificación que se analice. Para aquellos edificios que no cumplen con los desempeños esperados, se realiza un proyecto de intervención estructural.

En el Perú, no se cuenta con normas específicas de reforzamiento sísmico de edificaciones existentes. Solo se dispone de acápites dentro de la NDSR E030 donde se acepta el reforzamiento de edificaciones esenciales mediante intervenciones progresivas de reforzamiento. Sin embargo, no se establecen objetivos y procedimientos para este propósito.

Enfoques como el de *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) proponen objetivos considerando diferentes niveles de desempeño para diversos escenarios sísmicos. Los objetivos tienen influencia en el costo y la viabilidad de los proyectos a rehabilitar. En la matriz de objetivos de reforzamiento, cada objetivo se representa por letras de la “a” a la “p” y se asocia al daño esperado para diferentes periodos de retorno del sismo.

Tabla 1. Objetivos de reforzamiento planteados por FEMA 356. Extraído de ASCE (2000).

		Niveles de Desempeño Esperado para Edificios			
		Operativo	Ocupación Inmediata	Resguardo de la vida	Cerca al Colapso
Nivel de Peligro sísmico	Tr=72 años	a	b	c	d
	Tr=225 años	e	f	g	h
	Tr=475 años	i	j	k	l
	Tr= 2475 años	m	n	o	p

Los objetivos básicos de seguridad “k” y “p” buscan proteger a las estructuras del colapso ante eventos con periodo de retorno de 2475 años y resguardar la vida de sus ocupantes ante eventos con 475 años de periodo de retorno. En el Perú, las edificaciones escolares son consideradas edificaciones esenciales. Por esta razón, de acuerdo con la Tabla 1, tendrían que ser reforzadas

con la finalidad de lograr, al menos, los objetivos básicos de seguridad “k”, “p” además de “a” o “b” (Loa, 2017).

## **2.2. Estrategias de la intervención**

A partir de los eventos sísmicos ocurridos en el país, se han obtenido importantes lecciones aprendidas para la ingeniería sismorresistente. Hace algunos años, se estimaba que las estructuras, al ser flexibles, no sufrirían fuertes demandas sísmicas. Sin embargo, se evidenció que esa hipótesis era incorrecta, debido a que los daños estructurales se produjeron por los grandes desplazamientos laterales y derivas de entrepiso.

Mientras más se deforma una edificación, se produce mayor daño por las grandes incursiones inelásticas que esta presenta. Una de las formas de controlar el desplazamiento es incrementando la rigidez lateral. Para lograr ello, se tiene que introducir nuevos elementos que rigidicen la estructura o incrementar las secciones de los elementos existentes. Esto se realiza con la finalidad de ampliar el rango de comportamiento elástico y reducir las incursiones en el rango inelástico.

En la actualidad, existen modernos sistemas de protección sísmica como el aislamiento sísmico en la base y la disipación de energía. En ambos casos, se consigue disminuir las demandas sísmicas de deformación sobre los elementos estructurales. De esta forma, se reduce el daño de las edificaciones y se garantiza la continuidad de los servicios luego del sismo.

## **2.3. Técnicas de reforzamiento tradicionales**

En el Perú, existen técnicas de reforzamiento tradicionales de bajo costo para edificios escolares de concreto armado. Por lo general, estos métodos han sido empleados durante las campañas de rehabilitación y reforzamiento luego de sismos importantes (Muñoz et al., 2007). Las técnicas están dirigidas a eliminar la falla por efectos de columna corta y aumentar la rigidez y resistencia de las edificaciones en la dirección longitudinal de sus pórticos.

Algunas de las técnicas de reforzamiento más importantes son la incorporación de muros acoplados, la intervención general de columnas, la inclusión de un pórtico sísmico complementario y el cierre de paños con muros de albañilería.

- La incorporación de muros acoplados consiste en el reforzamiento de columnas, las cuales se convierten en muros de concreto armado. Además, esta técnica contempla añadir vigas de acoplamiento que reduzcan el desplazamiento lateral.
- La intervención general de columnas considera el encamisado de las columnas que soportan las vigas transversales y la construcción de nuevas columnas con mayor sección transversal.
- La inclusión de un pórtico sísmico complementario se basa en la inserción de un pórtico adicional en el sentido longitudinal de la edificación, el cual aporta rigidez adicional a la estructura global.
- El cierre de paños con muros de albañilería consiste en restringir algunos vanos de las fachadas longitudinales con muros de albañilería. Estos muros son colocados en el perímetro de la estructura y otorgan rigidez adicional a la edificación.

#### **2.4. Sistemas Modernos Pasivos de Protección Sísmica**

Existen sistemas de protección sísmica para mejorar el desempeño de edificaciones existentes y lograr un mayor nivel de protección en edificaciones nuevas. Los sistemas de protección sísmica más utilizados son los sistemas pasivos, dentro de los cuales se destacan los sistemas de aislamiento sísmico y de disipación de energía.

##### **2.4.1. Aislamiento sísmico**

El aislamiento sísmico separa la edificación del movimiento del suelo a través de dispositivos conocidos como aisladores. En estos, se concentran considerables deformaciones, ya que son flexibles horizontalmente y muy rígidos verticalmente. Por esta razón, los aisladores actúan como un mecanismo de disipación de energía.

Un edificio con aislamiento sísmico está compuesto por la interfaz de aislamiento, formada únicamente por los aisladores; la superestructura, formada por los elementos ubicados sobre la interfaz de aislamiento, y la subestructura, formada por los elementos que se encuentran debajo de la interfaz.

Con la implementación del sistema de aislamiento, se reducen considerablemente los esfuerzos y deformaciones de la estructura aislada y disminuye tanto el daño estructural como el no estructural, ya que se limita la energía transmitida por el sismo a la superestructura. La Figura 1 presenta una comparación de respuesta sísmica para un edificio de base fija y base aislada.

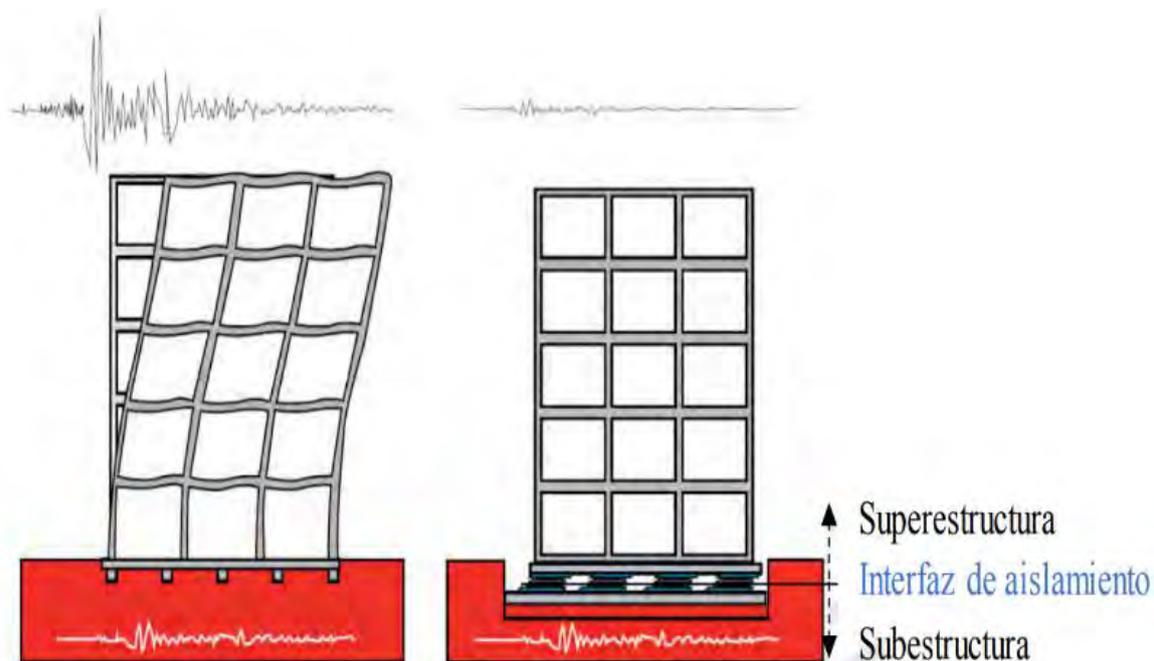


Figura 1. Comparación de respuesta sísmica para edificio de base fija y base aislada. Adaptado de Cámara Chilena de la Construcción & Corporación del Desarrollo Tecnológico (2011).

En un edificio de base aislada, la interfaz de aislamiento posee un desplazamiento considerable durante un sismo, dado que su rigidez lateral es menor que la rigidez lateral de una estructura equivalente de base fija. Por ello, la estructura aislada tiene un periodo fundamental más largo que el de la estructura fija. El incremento del periodo permite que las demandas sísmicas se reduzcan, ya que las aceleraciones máximas demandadas por los sismos son mayores en estructuras de periodos cortos. Ello se cumple en los sismos de subducción, cuyos espectros son como el mostrado en la Figura 2.

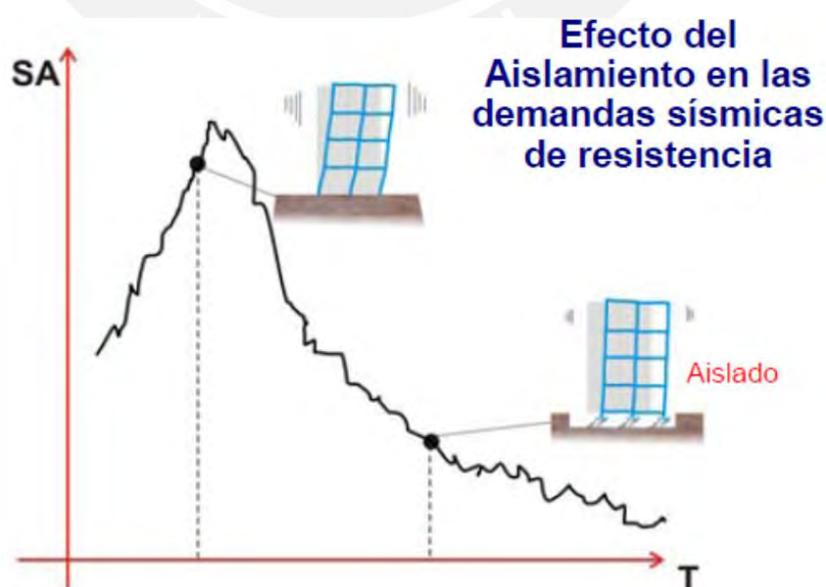


Figura 2. Disminución de la demanda sísmica por medio de aisladores. Extraído de Muñoz (2021).

El aislamiento sísmico de base es el procedimiento más eficiente para la protección sísmica de estructuras relativamente bajas o rígidas. En la actualidad, los aisladores sísmicos más desarrollados y utilizados son los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (con o sin núcleo de plomo) y los aisladores deslizantes.

#### 2.4.1.1. Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos están formados por una serie de láminas de elastómeros y planchas de acero, las cuales se ordenan de forma intercalada. Esta configuración permite otorgar la flexibilidad lateral necesaria a los aisladores para que se desplacen horizontalmente respecto al suelo. El comportamiento de estos aisladores depende del rango de deformaciones al que son sometidos y, en menor medida, de factores externos como temperatura, envejecimiento y frecuencia del movimiento sísmico.

Según la Cámara Chilena de la Construcción (2012), existen múltiples tipos de aisladores elastoméricos. Entre ellos, se encuentran los de goma natural (NRB, *Natural Rubber Bearing*), los de goma de bajo amortiguamiento (LDRB, *Low-Damping Rubber Bearing*), los de goma de alto amortiguamiento (HDRB, *High-Damping Rubber Bearing*) y los apoyos de goma con núcleo de plomo (LRB, *Lead-plug Rubber Bearing*).

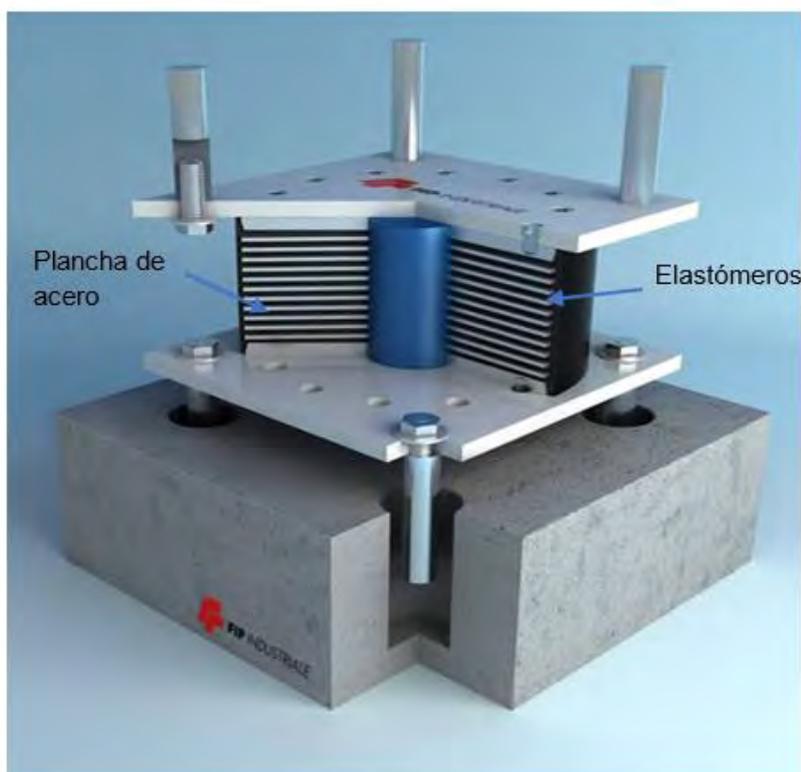


Figura 3. Aislador tipo LDRB. Adaptado de Sísmica (2021).

### 2.4.1.2. Aisladores deslizantes

Los aisladores deslizantes, también conocidos como deslizadores friccionales, están formados por una superficie de deslizamiento, generalmente fabricada de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), la cual soporta a la estructura. La superficie de deslizamiento permite que la estructura tenga un desplazamiento lateral independiente del desplazamiento del suelo.

Este sistema de aislamiento sísmico disipa la energía entrante al edificio a través de las fuerzas de fricción. El coeficiente de fricción del aislador depende múltiples parámetros, tales como la presión de contacto, la temperatura, la velocidad del suelo, el estado de las superficies de contacto (rugosidad, limpieza, entre otros) y el tiempo de uso.

Típicamente, los aisladores deslizantes planos están acompañados por un sistema de restitución, generalmente aisladores elastoméricos con o sin núcleo de plomo, los cuales regresan a la estructura a su posición inicial luego de que ha terminado el movimiento sísmico.



Figura 4. Aislador de péndulo friccional. Extraído de Sísmica (2021).

### 2.4.2. Disipación de energía

Los disipadores de energía son dispositivos mecánicos que disipan la energía que ingresa a la estructura producida por el sismo. Estos dispositivos permiten reducir la demanda de deformación y esfuerzos producidos mediante el aumento del amortiguamiento estructural. Los

dispositivos de disipación de energía han sido ampliamente utilizados a nivel mundial en el diseño de estructuras nuevas y en el refuerzo de estructuras existentes.

La Figura 5 muestra que una estructura reforzada con disipadores sísmicos posee un menor desplazamiento lateral con respecto a una estructura sin reforzar.

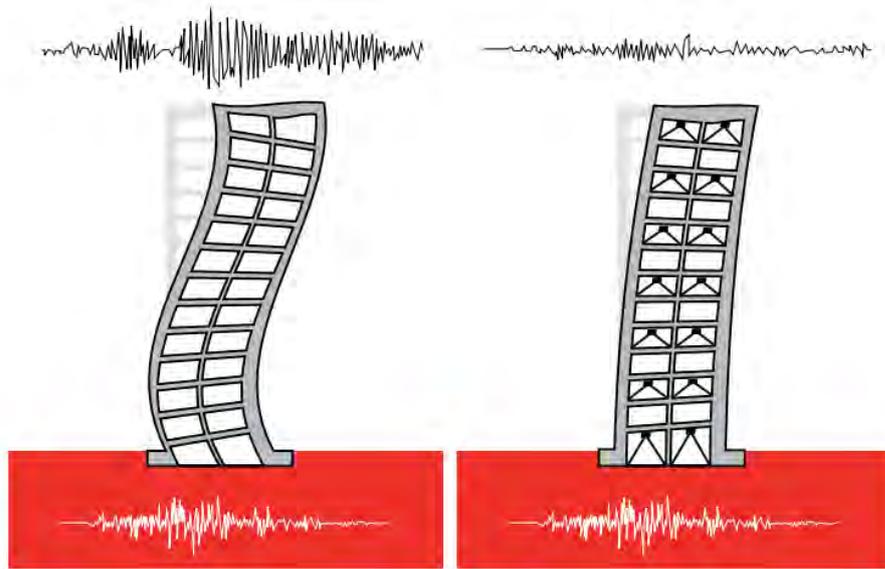


Figura 5. Comparación de respuesta sísmica en edificio sin disipadores y edificio con disipadores. Extraído de Cámara Chilena de la Construcción & Corporación del Desarrollo Tecnológico (2011).

Los distintos tipos de dispositivos de disipación de energía se discuten con mayor detalle en el capítulo 3 del presente trabajo.

## CAPÍTULO 3 PROTECCIÓN SÍSMICA EMPLEANDO SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

### 3.1. Conceptos generales

Cuando se producen sismos, la energía del movimiento del suelo se transmite a las estructuras. La expresión de balance de energía desde el inicio del sismo hasta un instante “t” se formula de la siguiente manera:

$$E_K(t) + E_D(t) + E_S(t) + E_H(t) = E_I(t) \quad (1)$$

El primer término de la izquierda ( $E_K$ ) representa la energía cinética de la estructura; el segundo ( $E_D$ ), la energía que se disipa por efecto del amortiguamiento; el tercero, la energía de deformación elástica ( $E_S$ ), y el cuarto ( $E_H$ ) representa la energía disipada por la incursión de la estructura en el rango inelástico (energía histerética). El término de la derecha ( $E_I$ ) representa la energía que la estructura recibe por efectos del sismo.

Cuando el movimiento sísmico inicia y culmina, la estructura tiene una velocidad nula. Por esta razón, la energía cinética en todo el sismo es igual a 0. Asimismo, cuando el sismo culmina, la estructura podría o no tener deformaciones inelásticas, pero ya no dispone de energía elástica de deformación que le permita volver a su posición original (Muñoz, 2021). Por esta razón, al final de todo el movimiento, la energía por deformación elástica también es nula. A partir de ello, la ecuación (1) se reduce a lo siguiente:

$$E_D(t) + E_H(t) = E_I(t) \quad (2)$$

La ecuación (2) proporciona dos conclusiones importantes. En primer lugar, para mejorar el comportamiento sísmico de una estructura, no es necesario intervenir en las condiciones de velocidad o deformación elástica, pues las energías asociadas a estos dos parámetros son nulas en todo el intervalo del movimiento sísmico. En segundo lugar, sí se puede mejorar el comportamiento estructural reduciendo la energía histerética. Ello se logra aumentando la energía de amortiguamiento o disminuyendo la energía de entrada.

La reducción de la energía de entrada se logra con el uso de aisladores, cuyo funcionamiento ya fue explicado en la sección 2.4.1. El trabajo de los dispositivos de disipación de energía se puede entender como un incremento del amortiguamiento estructural que está acompañado de una

reducción de la energía histerética, debido a que la energía que ingresa al edificio se mantiene constante.

### 3.2. Tipos de arreglos

Los disipadores se colocan utilizando barras metálicas que conectan al dispositivo con el sistema estructural. Estos se disponen de diversas formas en la edificación. En esta sección, se explican los arreglos de disipadores más utilizados en edificaciones: el arreglo Chevron y el arreglo diagonal.

#### 3.2.1 Arreglo Chevron

Los dispositivos que se colocan siguiendo un arreglo Chevron se acompañan de un par de diagonales metálicas dispuestas en forma de una “V” invertida y conectadas al sistema estructural. Debido a que el disipador se coloca horizontalmente, todo el desplazamiento de entrepiso se concentra en el dispositivo y este disipa más energía. Por esta razón, la eficacia del arreglo Chevron es del 100%.

En un arreglo Chevron, las diagonales metálicas deben formar el mismo ángulo con el plano horizontal para que la componente vertical de las fuerzas en las diagonales se anule. La fuerza en los dispositivos se equilibra con la componente horizontal de las fuerzas en las diagonales de acero, tal como se muestra en la Figura 6.

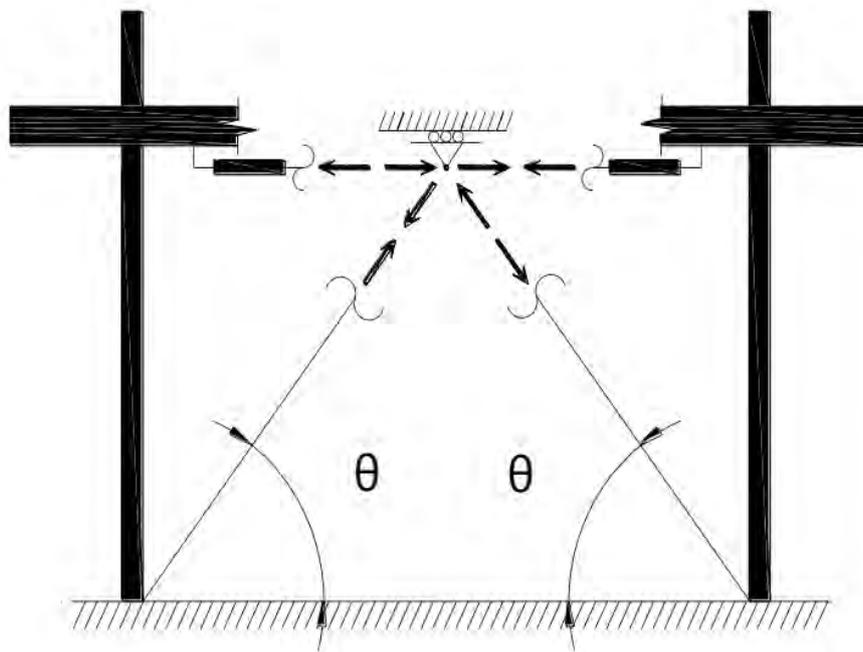


Figura 6. Arreglo Chevron de disipadores. Extraído de Fuentes (2015).

### 3.2.2 Arreglo diagonal

Este arreglo es el más simple para colocar los disipadores en la edificación. En esta disposición, se coloca el dispositivo de manera inclinada, tal que forma un ángulo “ $\theta$ ” con el plano horizontal. Los dispositivos que se colocan siguiendo un arreglo diagonal tienen una eficiencia menor que los dispositivos colocados según un arreglo Chevron, debido a que el dispositivo toma una componente proyectada del desplazamiento de entrepiso. La Figura 7 presenta un esquema de disipadores colocados con un arreglo diagonal.

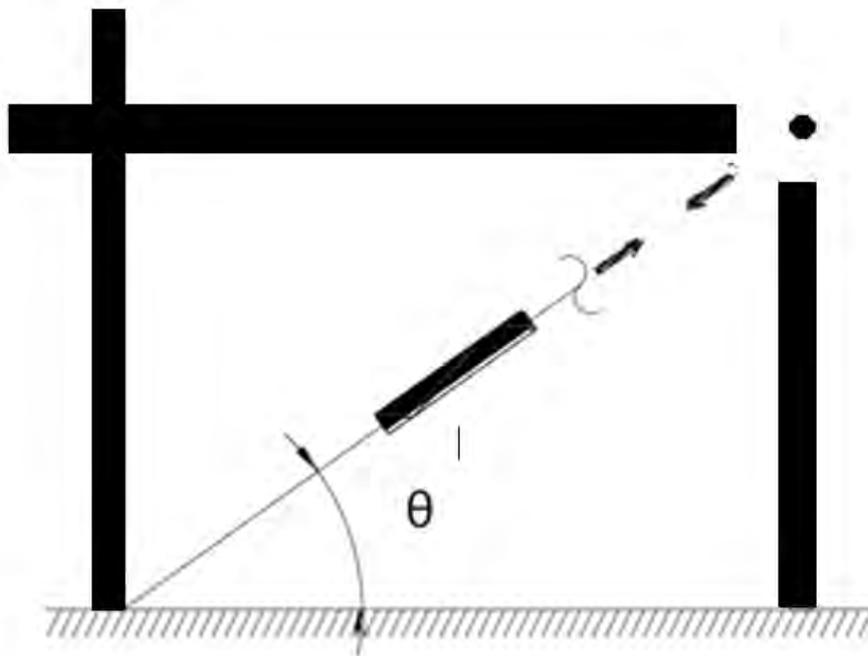


Figura 7. Arreglo diagonal de los disipadores. Extraído de Fuentes (2015).

### 3.3. Tipos de sistemas de disipación

Los disipadores pueden clasificarse en dispositivos histeréticos, de fluido viscoso y viscoelásticos. La energía que disipan los dispositivos histeréticos está relacionada a la deformación del dispositivo; los de fluido viscoso, a la velocidad; y los viscoelásticos disipan energía por deformación y velocidad. En esta sección, se presentan brevemente los disipadores de fluido viscoso y los disipadores viscoelásticos. Los disipadores histeréticos se presentan con mayor detalle en el capítulo 4 del presente trabajo.

### 3.3.1. Disipadores de fluido viscoso

Un corte longitudinal de un dispositivo de fluido viscoso se presenta en la Figura 8.

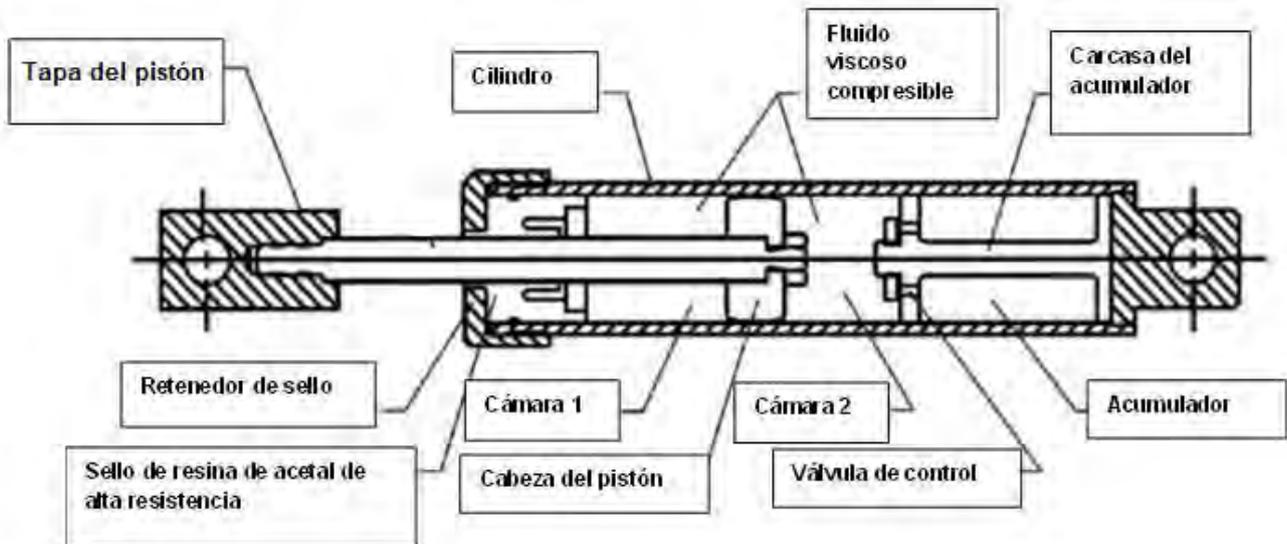


Figura 8. Diseño básico de un disipador de fluido viscoso. Adaptado de Taylor (1999).

Los disipadores de fluido viscoso están formados por un cilindro hueco relleno con un fluido viscoso, generalmente silicona. Durante el sismo, se produce un impacto entre la estructura y la tapa del pistón, lo que ocasiona que el material en su interior fluya a través de los orificios que el aparato posee.

El fluido se moviliza con una elevada velocidad, lo que origina que haya fricción entre las partículas del fluido y las paredes del disipador. De esta manera, al atravesar el fluido, los dispositivos disipan energía.

La principal ventaja de este tipo de disipadores es que trabajan ante el menor movimiento que se manifiesta en un cambio en la velocidad del edificio. Además, sus propiedades son independientes de la frecuencia del sismo y la temperatura. Una desventaja de este tipo de dispositivos es una posible fuga del sello del fluido.

Ensayos experimentales han mostrado que un modelo matemático para representar el comportamiento de estos disipadores está dado por la siguiente relación no lineal entre la fuerza del dispositivo ( $P(t)$ ) y la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo ( $\dot{x}(t)$ ):

$$P(t) = C * |\dot{x}(t)|^\alpha \text{sgn}(\dot{x}(t)) \quad (3)$$

$P(t)$  es la fuerza desarrollada por el disipador en un instante “ $t$ ”;  $\dot{x}(t)$ , la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo a lo largo del tiempo;  $\alpha$ , un coeficiente cuyo rango de valores es definido por el fabricante; y  $\text{sgn}$ , la función de signo. Para fines de protección sísmica de edificaciones, el exponente  $\alpha$  tiene un valor que puede oscilar entre 0.25 y 1 (Fuentes, 2015). La Figura 9 presenta simbólicamente un disipador de fluido viscoso, el cual se idealiza como un amortiguador simple.

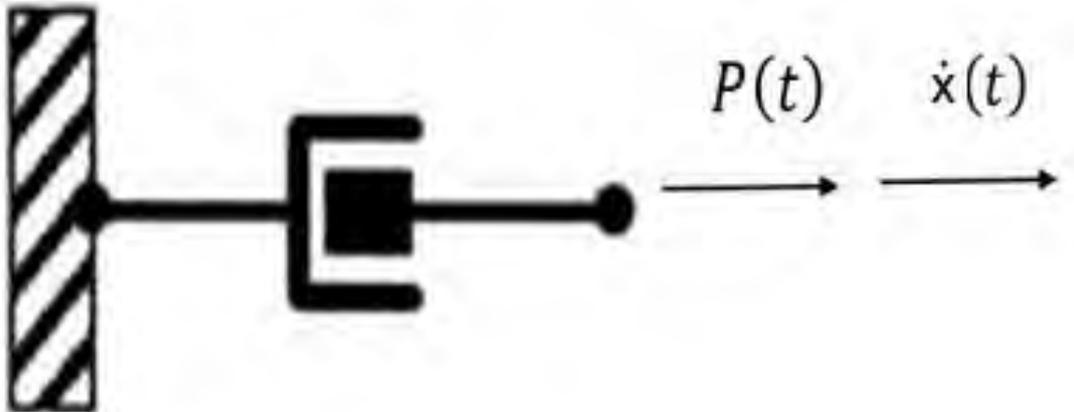


Figura 9. Idealización de un disipador de fluido viscoso Adaptado de Symans et al (2008).

La energía disipada en un ciclo de oscilación completo por este tipo de dispositivos se obtiene al integrar la fuerza  $P(t)$  a lo largo de todo el desplazamiento. El resultado de la integración se presenta en la ecuación (4(4):

$$E_D = 4 * P_o * x_o * 2^\alpha * \left( \frac{\Gamma^2 \left( 1 + \frac{\alpha}{2} \right)}{\Gamma(2 + \alpha)} \right) = \lambda * P_o * x_o \quad (4)$$

Donde  $P_o$  es la máxima fuerza desarrollada por el disipador;  $x_o$ , el máximo desplazamiento relativo entre los extremos del disipador;  $\Gamma$ , la función gamma; y  $\lambda$  es un coeficiente que depende exclusivamente del exponente  $\alpha$ .

### 3.3.2. Disipadores viscoelásticos sólidos

Los disipadores viscoelásticos sólidos típicamente se encuentran formados por capas de un material viscoelástico adheridas a placas de acero. A medida que un extremo del dispositivo se traslada con respecto al otro, el material viscoelástico sufre deformaciones cortantes. El resultado de ello es el desarrollo de calor que disipa una parte de la energía entrante al edificio. Un esquema del dispositivo se presenta en la Figura 10.

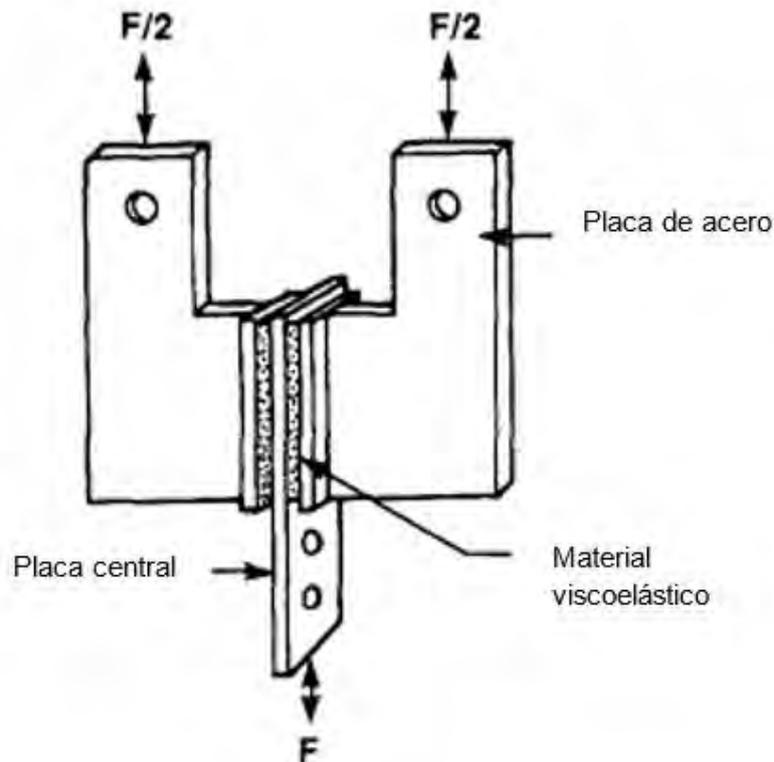


Figura 10. Diseño básico de un disipador viscoelástico. Adaptado de Kwok & Samali (1995).

La principal ventaja de los disipadores viscoelásticos es que trabajan al menor movimiento, que se manifiesta en un desplazamiento o velocidad del dispositivo (Tan et al., 2020). Además, no alteran en forma considerable el periodo de la estructura. Sin embargo, el uso de estos dispositivos también presenta algunas desventajas, como su limitada capacidad de deformación, su alta dependencia de la temperatura y un posible desprendimiento del material viscoelástico.

Por lo general, las propiedades mecánicas de un disipador viscoelástico dependen de la amplitud y frecuencia del movimiento sísmico. Para bajas frecuencias, los disipadores presentan una baja capacidad de disipar energía. Por el contrario, para el caso de sismos de frecuencias altas, la capacidad de disipación del dispositivo aumenta.

Se han realizado múltiples estudios experimentales en este tipo de disipadores para obtener relaciones que permitan cuantificar la fuerza que estos desarrollan. A partir de los estudios, se determinó que el comportamiento de los disipadores viscoelásticos puede ser modelado siguiendo la ecuación viscoelástica de Kelvin, la cual se presenta a continuación:

$$P(t) = K * x(t) + C * \dot{x}(t) \quad (5)$$

Donde K es la rigidez efectiva del dispositivo; C, el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo;  $x(t)$ , el desplazamiento relativo de los extremos del dispositivo a lo largo del tiempo, y  $\dot{x}(t)$  es la velocidad relativa de los extremos del disipador a lo largo del tiempo. La relación entre la fuerza, el desplazamiento y la velocidad se representa por el modelo que aparece en la Figura 11, formado por un amortiguador y un resorte.

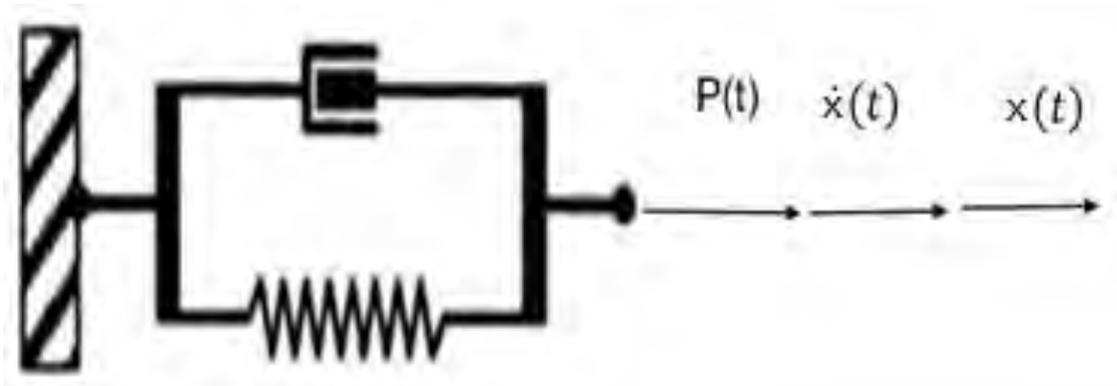


Figura 11. Idealización de un disipador viscoelástico. Adaptado de Symans (2008).

La energía disipada en un ciclo de oscilación completo por este tipo de dispositivos se obtiene al integrar la fuerza  $P(t)$  a lo largo de todo el desplazamiento. El resultado de la integración se presenta en la ecuación (6):

$$E_D = \pi * P_o * x_o \quad (6)$$

Donde  $P_o$  es la fuerza del disipador cuando su deformación es cero y  $x_o$  es el máximo desplazamiento relativo entre los extremos del disipador.

### 3.3.3. Disipadores histeréticos

La disipación de energía por histéresis se activa a través de los desplazamientos relativos de los extremos del dispositivo, los cuales son provocados durante un terremoto. Los disipadores histeréticos aprovechan la deformación plástica del material constitutivo para la disipación de energía. Se utilizan principalmente disipadores de acero, ya que debido a su alta homogeneidad, permiten una fácil caracterización mecánica del dispositivo (Genatios & Lafuente, 2016).

El comportamiento de los dispositivos histeréticos se modela mediante una curva de fuerza-desplazamiento (véase Figura 12). La energía que se disipa se cuantifica a partir de los ciclos

de histéresis del dispositivo. Es decir, si el dispositivo tiene mayores incursiones inelásticas, disipa mayor energía.

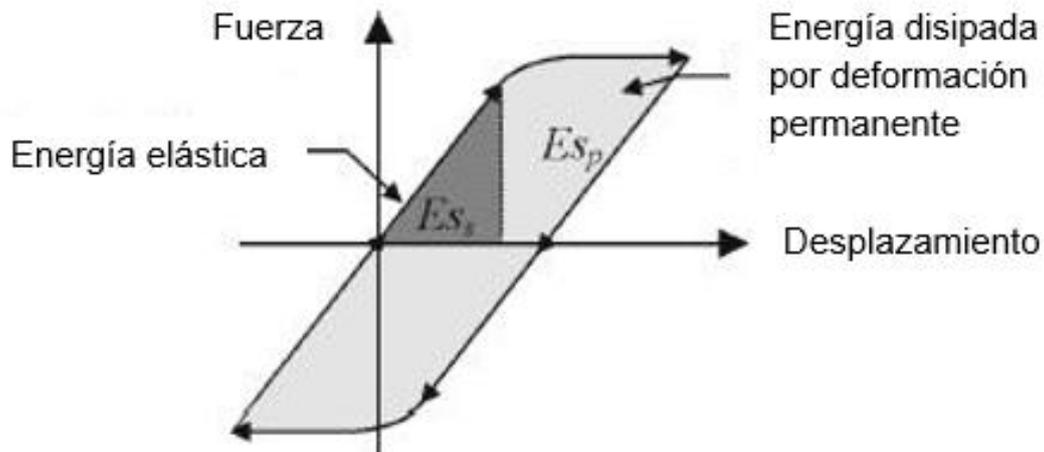


Figura 12. Curva fuerza-desplazamiento de los dispositivos histéreticos. Adaptado de Genatios y Lafuente (2016).

La plastificación de los metales se produce a partir de los esfuerzos internos, como flexión, cortante o axial. Cada uno de los esfuerzos produce una disipación estable de energía bajo la acción de fuerzas cíclicas severas. Los dispositivos que son accionados por flexión son los *Triangular Added Damping and Stiffness* (TADAS) y *Added Damping and Stiffness* (ADAS); los dispositivos que son accionados por cortante son los *Shear Links*, y los dispositivos que son accionados por carga axial son los *Buckling Restraining Braces* (BRB).

## CAPÍTULO 4 SISTEMAS DE DISIPACIÓN POR ENERGÍA HISTERÉTICA

### 4.1. Dispositivos histeréticos en el mercado

Los dispositivos histeréticos ya han sido utilizados para reforzar edificaciones existentes y su uso en el Perú ha aumentado recientemente. Estos pueden clasificarse en un amplio número de dispositivos. En esta sección, se explica el funcionamiento de los principales dispositivos histeréticos que se encuentran disponibles en el mercado nacional: *Triangular Added Damping and Stiffness (TADAS)*, *Added Damping and Stiffness (ADAS)*, *Shear Link (SL)* y *Buckling Restraining Braces (BRB)*.

#### 4.1.1. Added Damping and Stiffness (ADAS)

Es un dispositivo mecánico que agrega amortiguamiento y rigidez a la estructura. Está compuesta por “n” planchas de acero en forma de X colocadas, paralelas entre sí, dentro del dispositivo. La parte superior e inferior de las planchas están empernadas a unas placas rígidas, las cuales permiten modelar a las planchas como doblemente empotradas (véase Figura 13). El proceso de disipación de energía inicia a través de la plastificación uniforme y estable de cada plancha, el cual es accionado por los esfuerzos de flexión.

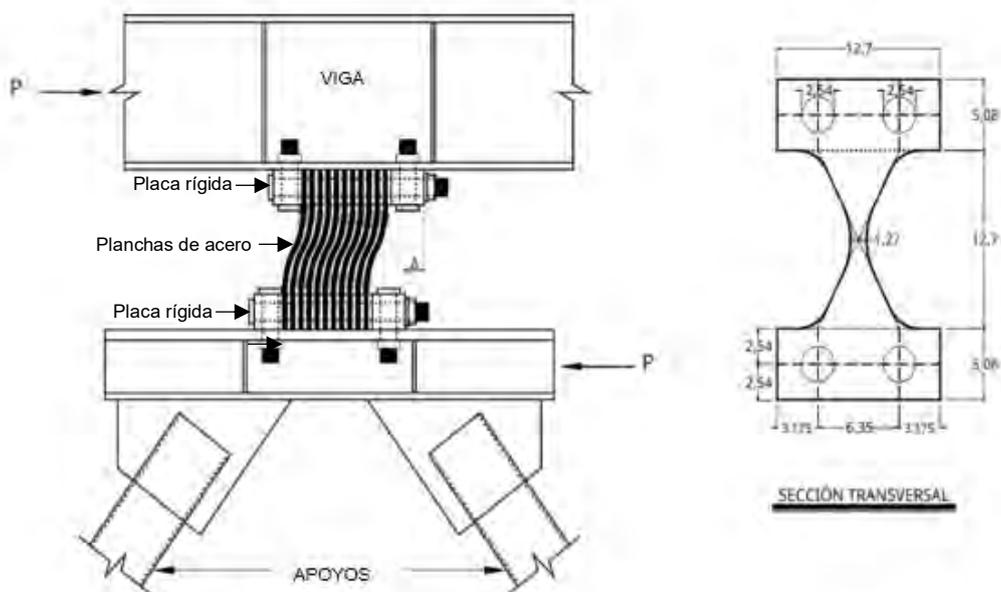


Figura 13. Configuración de dispositivo tipo ADAS. Adaptado de Alehashem et al. (2008).

Las planchas en forma de X se deforman a flexión de doble curvatura con una magnitud de momento flector que varía desde un valor máximo en los extremos y un valor mínimo a la mitad de su altura. Esto conduce a la plastificación de toda la sección de todas las planchas en

un mismo instante, lo que mejora el potencial de disipación de energía histerética de los dispositivos ADAS (Sahoo et al., 2015).

#### 4.1.2. Triangular Added Damping and Stiffness (TADAS)

Es un dispositivo mecánico que agrega amortiguamiento y rigidez a la estructura. Está compuesto por “n” planchas metálicas triangulares colocadas, paralelas entre sí, dentro del dispositivo. En su extremo superior, la plancha triangular está soldada a una placa rígida, la cual se modela como un empotrado y en su extremo inferior, la plancha está unida mediante un pasador a una placa de conexión, la cual se modela como simplemente apoyado (véase Figura 14). Al estar sometidas a esfuerzos por flexión, las placas individuales fluyen y contribuyen al proceso de disipación de energía.

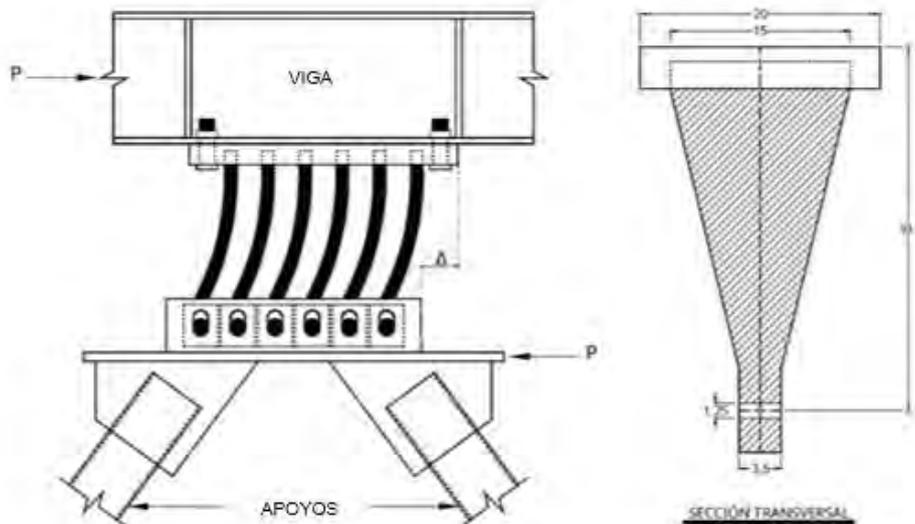


Figura 14. Configuración de dispositivo tipo TADAS. (Alehashem et al., 2008).

Las planchas en forma triangular se deforman a flexión en curvatura simple con una magnitud de momento flector que varía desde un valor máximo en el extremo empotrado y un valor mínimo en su extremo apoyado. Esto conduce que la plastificación ocurra en toda la sección de todas las planchas en un mismo instante, lo que hace más eficiente la disipación de energía.

#### 4.1.3. Shear Links (SL)

Estos dispositivos están formados por una placa de acero laminado moldeada en forma de I y unas bridas de acero rígidas que sirven para conectar el dispositivo con la estructura. La Figura 15 presenta un esquema de un disipador tipo SL.

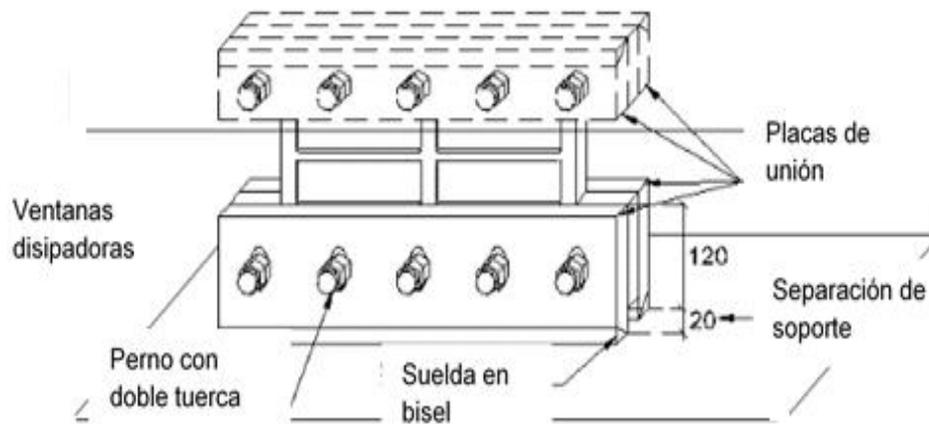


Figura 15. Esquema típico de un dissipador SL. Adaptado de Aguiar & Mora (2016).

En el alma de la placa central, existen ventanas disipativas, las cuales se encuentran separadas por franjas rígidas. Estas franjas conforman el marco del dissipador.

Debido a las pequeñas dimensiones de las ventanas, el dispositivo requiere pequeñas fuerzas cortantes para fluir. Las ventanas sufren deformaciones por corte y disipan energía.

Una característica importante de los dispositivos SL es que disipan energía por un mecanismo doble. La energía se disipa inicialmente en el marco y la ventana a través de esfuerzos de corte. Luego de que se degradan las ventanas disipativas, el marco del dissipador continúa con el proceso de disipación de energía mediante esfuerzos de flexión (Nuzzo et al., 2018). La Figura 16 presenta el modo de falla de un dissipador SL típico.

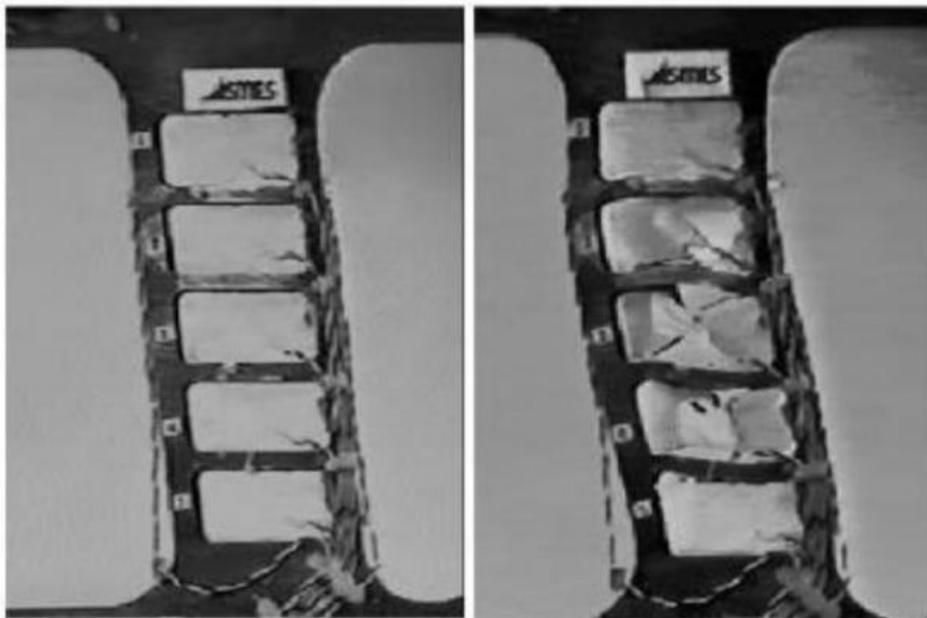


Figura 16. Modo de falla de un dissipador SL. Extraído de Cervantes & Albrizzio (2020).

#### 4.1.4. Buckling Restraining Braces (BRB)

Estos dispositivos están formados por un núcleo de acero, una funda exterior y un material de relleno no adherido entre el núcleo y la funda. El núcleo de acero es el que recibe y soporta la carga axial proveniente del movimiento sísmico. La funda y el material de relleno restringen el pandeo del núcleo central de modo que la placa del núcleo pueda entrar en fluencia por compresión y tracción. La Figura 17 presenta un esquema de un BRB y sus partes principales.

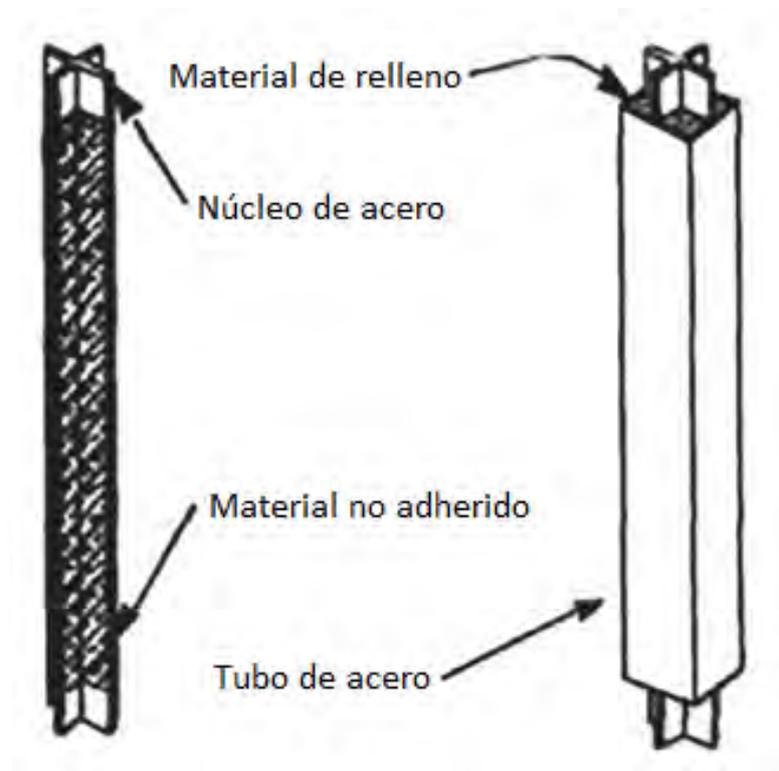


Figura 17. Esquema típico de un BRB. Adaptado de Du et al. (2020).

## 4.2. Modelos de comportamiento elástico e inelástico

En esta sección, se presentan los modelos matemáticos para caracterizar las relaciones fuerza-desplazamiento de los dispositivos presentados.

### 4.2.1. Added Damping and Stiffness (ADAS)

Cada plancha deformable se modela como un elemento doblemente empotrado de altura  $h$  (altura del dispositivo), de espesor constante  $t$  y sección rectangular variable de ancho máximo  $b$  (en los extremos) y de ancho cero a la mitad de la altura. Debido a que todas las “ $n$ ” planchas son iguales y tienen las mismas condiciones de borde, la fuerza lateral que actúa en cada plancha es la misma. La Figura 18 muestra una de las planchas que componen el dispositivo.

Para una plancha:

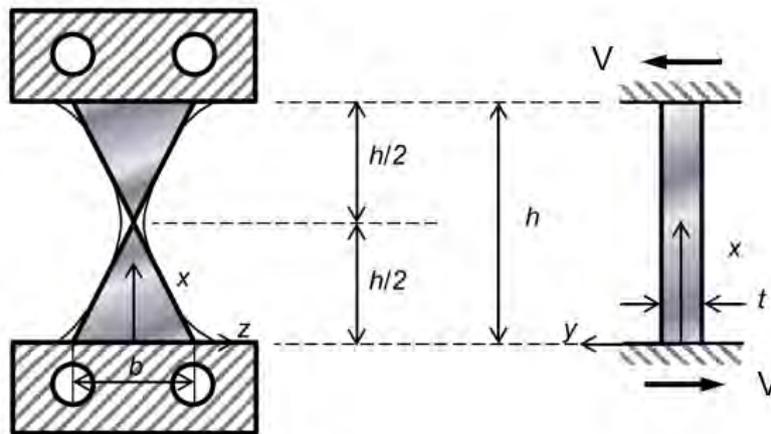


Figura 18. Idealización de una de las planchas del dispositivo ADAS. Adaptado de Sobarriba (2012).

A partir de las consideraciones del modelado, se presenta la distribución de fuerza cortante y momento en la Figura 19.

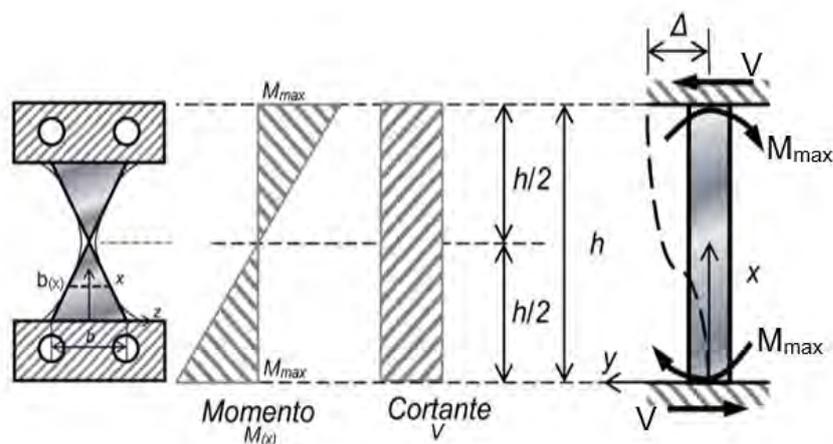


Figura 19. Diagramas de momento flector y fuerza cortante para el modelo de ADAS. Adaptado de Sobarriba (2012).

El ancho de la plancha  $b(x)$  y el momento  $M(x)$  varía en forma lineal en toda la altura de la plancha deformable. Para  $0 < x < h/2$  ( $x$  se mide desde el borde inferior de la placa), el momento flector, el ancho y el momento de inercia de la sección se expresan como:

$$M(x) = M_{max} * \left(1 - \frac{2x}{h}\right) \quad (7)$$

$$I(x) = \frac{1}{12} * b(x) * t^3 \quad (8)$$

$$b(x) = b * \left(1 - \frac{2x}{h}\right) \quad (9)$$

Del equilibrio, se obtiene que el momento máximo que actúa en la plancha depende de la fuerza cortante y la altura del dispositivo:

$$M_{max} = V * \frac{h}{2} \quad (10)$$

En el rango elástico, se obtiene la siguiente expresión que relaciona el esfuerzo máximo  $\sigma_{max}$  a una distancia “t/2” del eje neutro cuando actúa un determinado momento flector  $M_{(x)}$ :

$$\sigma_{max} = \frac{M_{(x)} * t/2}{I_{(x)}} \quad (11)$$

Reemplazando el valor de  $M(x)$  y el de  $I(x)$  en la ecuación (11), se obtiene el esfuerzo a la fibra más alejada a una altura  $x$ :

$$\sigma_{max} = \frac{6 * M_{max}}{b * t^2} \quad (12)$$

### Cálculo de fuerza de fluencia

Para obtener la expresión de la fuerza de fluencia que actúa en cada plancha de acero, se debe determinar el momento de fluencia. El momento de fluencia  $M_{y(x)}$  se calcula considerando que el esfuerzo de la fibra más alejada ha llegado a la fluencia  $f_y$ , la cual está asociada a una deformación de fluencia  $\epsilon_y$  y reemplazando en la ecuación (12) se expresa:

$$M_{y(x)} = \frac{f_y * b_{(x)} * t^2}{6} \quad (13)$$

El momento de fluencia es máximo cuando  $b_{(x)}=b$ . Por lo tanto:

$$M_{ymax} = \frac{f_y * b * t^2}{6} \quad (14)$$

A partir de la ecuación (10), se obtiene la expresión que relaciona el momento máximo de fluencia  $M_{ymax}$  con la fuerza de fluencia actuante  $F_y$  en cada plancha.

$$M_{ymax} = F_y * \frac{h}{2} \quad (15)$$

Al sustituir la ecuación (15) en la ecuación (14), se obtiene la expresión para determinar la

fuerza de fluencia  $F_y$ :

$$F_y = \frac{f_y * b * t^2}{3h} \quad (16)$$

### Cálculo de desplazamiento de fluencia

Para obtener la expresión del desplazamiento de fluencia que actúa en cada plancha de acero, se calcula la curvatura  $\phi_{(x)}$ . De resistencia de materiales, se define la curvatura  $\phi_{(x)}$  como:

$$\phi_{(x)} = \frac{M_{(x)}}{E * I_{(x)}} \quad (17)$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del acero y  $I_{(x)}$  la inercia de la sección transversal de la plancha. Al reemplazar estas variables en la ecuación (17), se obtiene la siguiente expresión:

$$\phi_{(x)} = \frac{M_{max} * \left(1 - \frac{2x}{h}\right)}{E * b * \left(1 - \frac{2x}{h}\right) * \frac{t^3}{12}} = \frac{M_{max}}{E * b * \frac{t^3}{12}} = cte \quad (18)$$

Se obtuvo que la curvatura  $\phi_{(x)}$  es constante para toda la altura de la plancha, ya que no depende de la variable  $x$ .

El desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \Delta_y &= 2 * \iint \phi_{y(x)} * dx \\ \Delta_y &= 2 * \int \phi_{y(x)} * x * dx \\ \Delta_y &= 2 \int_0^{h/2} \phi_{y(x)} * x * dx = \phi_{y(x)} * \frac{h^2}{4} \end{aligned} \quad (19)$$

Al reemplazar el valor de  $\phi_{(x)}$  en la ecuación (19), se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y * h^2}{2 * t} \quad (20)$$

El esfuerzo y deformación de fluencia están relacionados mediante la ecuación (21).

$$f_y = E * \varepsilon_y \quad (21)$$

La expresión que permite calcular el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  se puede representar de la siguiente forma:

$$\Delta_y = \frac{f_y * h^2}{2 * E * t} \quad (22)$$

### Cálculo de la rigidez en el rango elástico

La rigidez elástica  $K_{DDE}$  obtiene dividiendo la fuerza de fluencia entre el desplazamiento de fluencia.

$$K_{DDE} = \frac{F_y}{\Delta_y} = \frac{2 * E * b * t^3}{3 * h^3} \quad (23)$$

Las ecuaciones deducidas anteriormente para el cálculo de la fuerza de fluencia  $F_y$ , del desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  y de la rigidez elástica  $K_{DDE}$  representan el comportamiento elástico del dispositivo. Sin embargo, para definir la curva fuerza-desplazamiento es importante definir la fuerza última  $F_u$  y el desplazamiento último, los cuales permiten modelar el régimen inelástico. La Figura 20 representa el modelo de histéresis bilineal obtenido a partir de calcular los puntos notables determinados tanto en el régimen elástico e inelástico se obtiene.

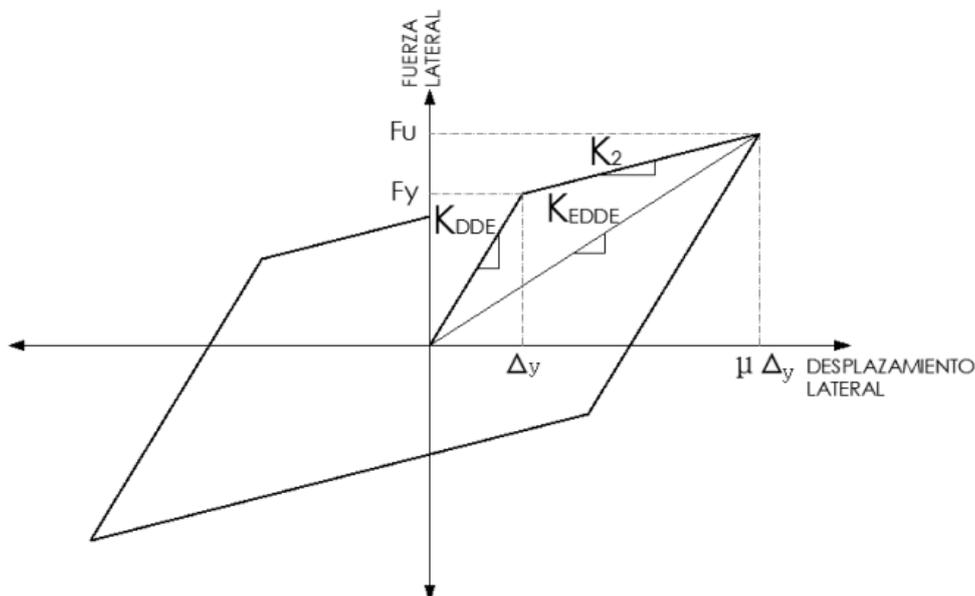


Figura 20. Modelo de histéresis bilineal de un disipador ADAS o TADAS. Adaptado de Aguiar et al. (2016).

### Cálculo de la Fuerza última $F_u$

Para determinar la fuerza última  $F_u$ , se considera un modelo elastoplástico del comportamiento de la plancha de acero, de tal manera que no hay incremento de resistencia cuando se supera el esfuerzo de fluencia. Toda la placa del dissipador se plastifica en todo su espesor cuando el esfuerzo actuante es  $f_y$ , como se indica en la Figura 21.

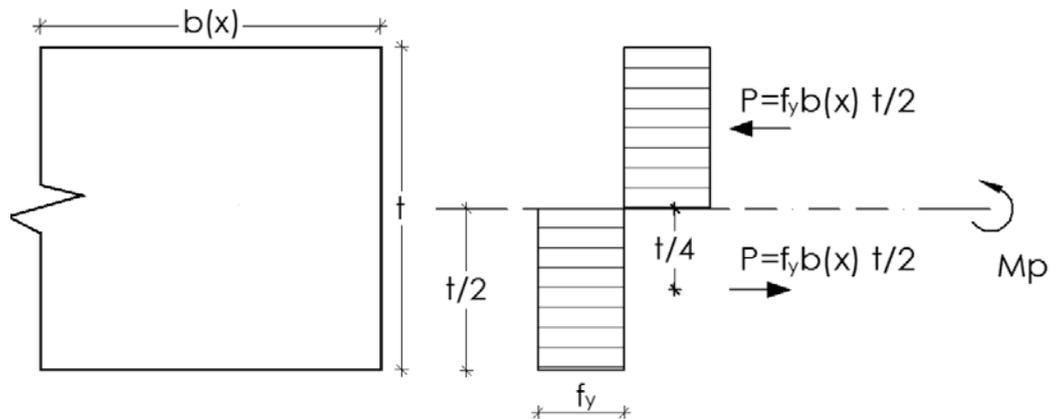


Figura 21. Diagrama de esfuerzos en sección transversal de dissipador. Extraído de Aguiar et al. (2016).

Al plantear las ecuaciones de equilibrio, se obtienen las resultantes de las fuerzas a compresión  $C$  y tracción  $P$ , y el momento plástico  $M_p$ .

$$P = f_y * b(x) * t/2 \quad (24)$$

$$M_p = P * \frac{t}{4} + P * \frac{t}{4} = \frac{P * t}{2} \quad (25)$$

Al reemplazar la ecuación (25) en la ecuación (24), se tiene la siguiente expresión:

$$M_p = \frac{f_y * b(x) * t^2}{4} \quad (26)$$

El momento de plástico  $M_p$  es máximo cuando  $b(x)=b$ . Por tanto:

$$M_p = \frac{f_y * b * t^2}{4} \quad (27)$$

Del equilibrio se obtiene que el momento plástico es igual al producto de  $F_u$  por  $h/2$ . Por lo tanto, se tiene:

$$F_u * \frac{h}{2} = \frac{f_y * b * t^2}{4} \quad (28)$$

Despejando la ecuación (28), se obtiene la expresión para calcular la fuerza última  $F_u$ :

$$F_u = \frac{f_y * b * t^2}{2h} \quad (29)$$

### Desplazamiento último $\Delta_u$

El desplazamiento último que alcanzan los disipadores de acero es alrededor diez veces el desplazamiento de fluencia y se representa mediante la siguiente ecuación donde  $\mu$  es la ductilidad de los disipadores.

$$\Delta_u = \mu * \Delta_y \quad (30)$$

#### 4.2.2. Triangular Added Damping and Stiffness (TADAS)

Las planchas triangulares de los dispositivos TADAS se modelan como una viga en voladizo de longitud  $h$  (altura del dispositivo), ancho máximo  $b$  (base del triángulo) y espesor  $t$  (espesor de la plancha). Debido a que todas las  $n$  planchas son iguales y tienen las mismas condiciones de borde, la fuerza lateral que actúa en cada plancha es la misma. La Figura 22 muestra una de las planchas que componen el dispositivo.

**Para una plancha:**

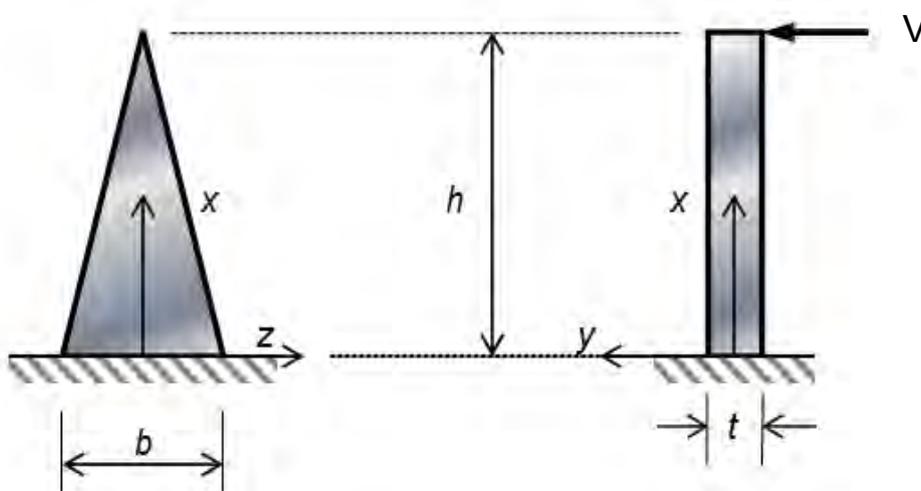


Figura 22. Idealización de una de las placas triangulares del dispositivo TADAS. Adaptado de Sobarriba (2012).

A partir de las consideraciones del modelado, se presenta la distribución de fuerza cortante y momento en la Figura 23.

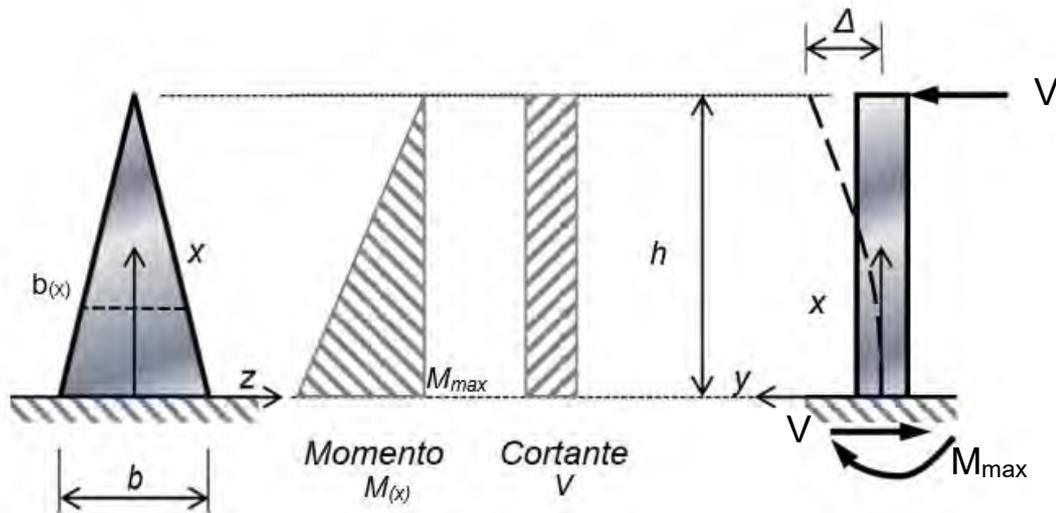


Figura 23. Diagramas de momento flector y fuerza cortante para el modelo de TADAS. Adaptado de Sobarriba (2012).

El momento varía linealmente en toda su altura donde alcanza su máximo y mínimo valor en el extremo inferior y superior de la plancha, respectivamente. Como la parte superior está menos esforzada, es coherente tener una menor sección transversal en esa zona. Entonces, tanto el ancho de la placa  $b(x)$  como el momento  $M(x)$  varía en forma lineal.

Ecuación de ancho de placa

$$b(x) = \frac{b * x}{h} \quad (31)$$

Ecuación del momento flector

$$M(x) = \frac{M_{max} * x}{h} \quad (32)$$

### Cálculo de fuerza de fluencia

Del diagrama de momentos, se obtiene que el momento de fluencia máximo  $M_{y_{max}}$  y la fuerza de fluencia  $F_y$  están relacionados mediante la siguiente expresión:

$$M_{y_{max}} = \frac{F_y}{h} \quad (33)$$

Al sustituir la ecuación (33) en la ecuación (14), se obtiene la expresión para determinar la

fuerza de fluencia  $F_y$ :

$$F_y = \frac{f_y * b * t^2}{6h} \quad (34)$$

### Cálculo de desplazamiento de fluencia

Para obtener la expresión del desplazamiento de fluencia que actúa en la plancha de acero se calcula la curvatura  $\phi_{(x)}$ .

$$\phi_{y(x)} = \frac{M_{y(x)}}{E * I_{(x)}} = \frac{\frac{M_{max} * x}{h}}{E * b * \frac{x}{h} * \frac{t^3}{12}} = \frac{M_{max}}{E * b * \frac{t^3}{12}} = cte \quad (35)$$

Se obtiene que la curvatura de fluencia es constante para toda la altura, es decir, toda la plancha fluye, ya que no depende de  $x$ .

Para el cálculo del desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ , se reemplaza la ecuación de  $\phi_{(x)}$  en la ecuación (19) y se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y * h^2}{t} \quad (36)$$

Como el esfuerzo y deformación de fluencia están relacionados mediante la ecuación (21), la expresión que permite calcular el desplazamiento de fluencia se puede representar de la siguiente forma:

$$\Delta_y = \frac{f_y * h^2}{E * t} \quad (37)$$

### Cálculo de rigidez elástica

La rigidez elástica  $K_{DDE}$  obtiene dividiendo la fuerza de fluencia entre el desplazamiento de fluencia.

$$K_{DDE} = \frac{E * b * t^3}{6 * h^3} \quad (38)$$

### Fuerza cortante último $F_u$

Del equilibrio, se obtiene que el momento plástico es igual a la  $F_u$  por  $h$ . Por lo tanto, se tiene:

$$M_p = F_u * h \quad (39)$$

Al reemplazar la ecuación (39) en la ecuación (27), se tiene:

$$F_u * h = \frac{f_y * b * t^2}{4} \quad (40)$$

Despejando la ecuación (40), se obtiene:

$$F_u = \frac{f_y * b * t^2}{4h} \quad (41)$$

#### 4.2.3. Shear Links (SL)

La Figura 24 presenta la geometría típica de un disipador SL y la nomenclatura utilizada para describir las medidas de cada uno de sus componentes.

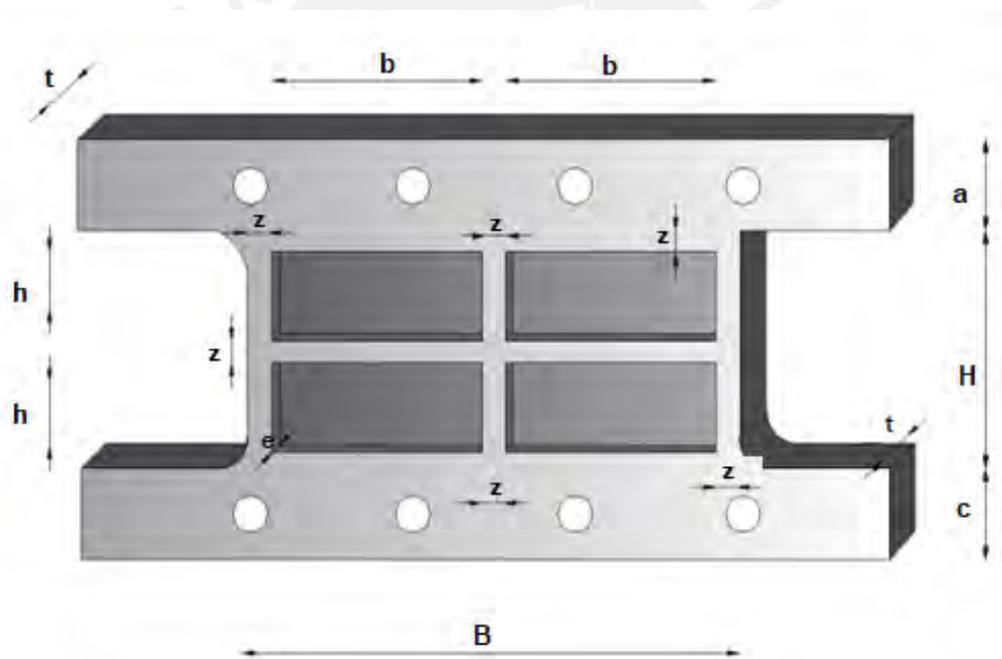


Figura 24. Geometría típica de un dispositivo SL. Extraído de Aguiar et al. (2016).

Existen 3 modelos para representar el comportamiento de un disipador SL: el modelo bilineal, el modelo de la diagonal equivalente y el modelo plástico de Wen. A continuación, se presentan los detalles de cada uno de los modelos.

#### Modelo de comportamiento bilineal

Para el análisis matemático, se considera al marco de los disipadores SL como columnas que se encuentran biempotradas en sus extremos, con una rigidez denominada  $k_p$ . Por su parte, las

ventanas disipativas trabajan mediante esfuerzos cortantes y su rigidez se denomina  $k_v$ . La rigidez  $k_v$  de las ventanas se encuentra definida por las siguientes ecuaciones:

$$k_v = \frac{n_{cv} * G * A_v}{h * n_{fv}} \quad (42)$$

$$A_v = b * e \quad (43)$$

Donde  $n_{cv}$  es el número de columnas que conforman el arreglo en el que coloca el conjunto de las ventanas disipativas (en la Figura 24,  $n_{cv}$  es igual a 2);  $n_{fv}$ , el número de filas que conforman el arreglo de las ventanas disipativas (en la Figura 24,  $n_{fv}$  es igual a 2);  $A_v$ , el área de la sección transversal sometida a esfuerzos cortantes;  $b$ , la dimensión de la base de la venta;  $e$ , la dimensión del espesor de la ventana;  $h$ , la altura de la ventana; y  $G$  es el módulo de corte del material con el que se fabricó el disipador.

La rigidez  $k_p$  del marco se encuentra definida por las siguientes ecuaciones:

$$k_p = \frac{n_{cp} * 12 * E * I}{h^3 * n_{fp}} \quad (44)$$

$$I = \frac{t * z^3}{12} \quad (45)$$

Donde  $n_{cp}$  es el número de columnas que conforman el marco (en la Figura 24,  $n_{cp}$  es igual a 3);  $n_{fp}$ , el número de filas que conforman el marco (en la Figura 24,  $n_{fp}$  es igual a 2);  $E$ , el módulo de elasticidad del material de fabricación del disipador;  $I$ , el momento de inercia de la sección del marco;  $z$ ; el ancho del marco;  $t$ , el espesor del marco; y  $h$  es la altura de la ventana.

Se considera un diagrama bilineal para representar el comportamiento fuerza vs desplazamiento lateral con una rigidez  $k_{dis1}$  para la etapa elástica y  $k_{dis2}$  para la etapa inelástica. En el rango elástico, las ventanas disipativas y el marco trabajan en conjunto, mientras que en la etapa inelástica el marco es el único elemento que trabaja. La Figura 25 presenta una curva de capacidad bilineal de un disipador SL:

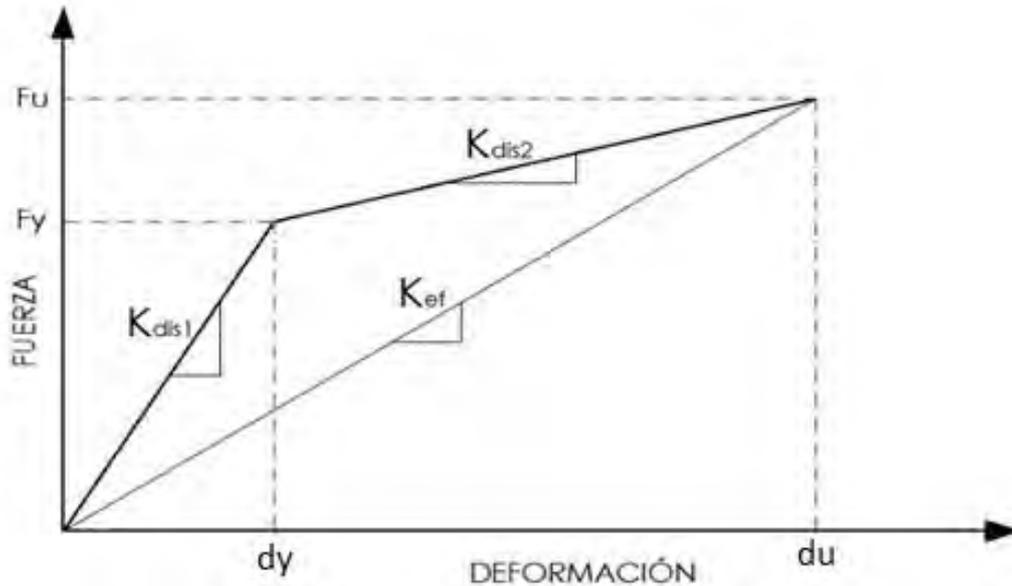


Figura 25. Relación fuerza-desplazamiento típica de un dispositivo SL. Extraído de Aguiar et al. (2016).

En la etapa elástica, los desplazamientos laterales del marco y la ventana son iguales. Por esta razón, según Aguiar et al (2016), se puede considerar que los componentes del disipador SL trabajan como dos resortes en paralelo. Es decir, la rigidez elástica del dispositivo es la suma de rigideces de sus componentes:

$$k_{dis1} = k_p + k_v \quad (46)$$

$$k_{dis1} = \frac{n_{cp} * 12 * E * I}{h^3 * n_{fp}} + \frac{n_{cv} * G * A_v}{h * n_{fv}} \quad (47)$$

Los dispositivos SL disponibles en el mercado nacional poseen una rigidez inicial que varía entre 36.3 ton/cm y 1673 ton/cm.

La fuerza de fluencia  $F_y$  se calcula según lo presentado en la siguiente expresión:

$$F_y = F_p + F_v \quad (48)$$

Donde  $F_p$  es la fuerza desarrollada en el marco, mientras que  $F_v$  es la fuerza desarrollada en la ventana. El valor de fuerza en la ventana  $F_v$  puede ser estimado utilizando las expresiones presentadas a continuación:

$$F_v = n * \tau * A_v \quad (49)$$

$$\tau = \frac{1}{\sqrt{3}} * f_y \quad (50)$$

Donde  $\tau$  es el esfuerzo cortante en una ventana y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del material de fabricación del disipador.

El desplazamiento de fluencia  $dy$  se obtiene con la siguiente expresión:

$$dy = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * k_v} \quad (51)$$

Considerando que el desplazamiento de fluencia  $dy$  es el mismo en las ventanas y en el marco, la fuerza en el marco  $F_p$  puede calcularse según la siguiente expresión:

$$dy = \frac{F_p}{k_p} = \frac{F_v}{k_v} \rightarrow F_p = \frac{k_p}{k_v} * F_v \quad (52)$$

Luego, la fuerza de fluencia queda definida por la siguiente expresión:

$$F_y = n * \tau * A_v + \frac{k_p}{k_v} * F_v \quad (53)$$

Típicamente, la fuerza de fluencia en los dispositivos SL varía entre 3.6 ton y 89.7 ton, según las dimensiones particulares de cada dispositivo. Por su parte, el desplazamiento de fluencia varía entre 0.51 mm y 1.08 mm.

En la etapa inelástica, la rigidez post-fluencia,  $k_{dis2}$ , es una fracción de la rigidez inicial  $k_{dis1}$ . Esta relación se presenta en la siguiente ecuación:

$$k_{dis2} = \alpha * k_{dis1} \quad (54)$$

Donde  $\alpha$  es el coeficiente de relación de pendientes del diagrama bilineal. Para el caso de los dispositivos SL,  $\alpha$  varía entre 0.015 y 0.030 dependiendo de las dimensiones particulares de cada dispositivo.

El desplazamiento máximo se obtiene con la ductilidad  $\mu$  del dispositivo, que para los dispositivos SL varía entre 1.3 y 2, según la siguiente expresión:

$$du = \mu * dy \quad (55)$$

Por su parte, la fuerza máxima,  $F_u$ , se define de la siguiente manera:

$$F_u = F_y + k_{dis2} * d_y * (\mu - 1) \quad (56)$$

Finalmente, la rigidez efectiva en el punto de rotura del dispositivo se determina con la siguiente expresión:

$$k_{ef} = \frac{F_u}{d_u} \quad (57)$$

### Modelo de la rigidez equivalente

Como parte de su instalación, los dispositivos SL se colocan junto con diagonales de acero. Estas diagonales forman parte del sistema de sujeción del dispositivo. La Figura 26 presenta el montaje de un disipador SL junto con dos diagonales de acero dispuestas en un arreglo Chevron.

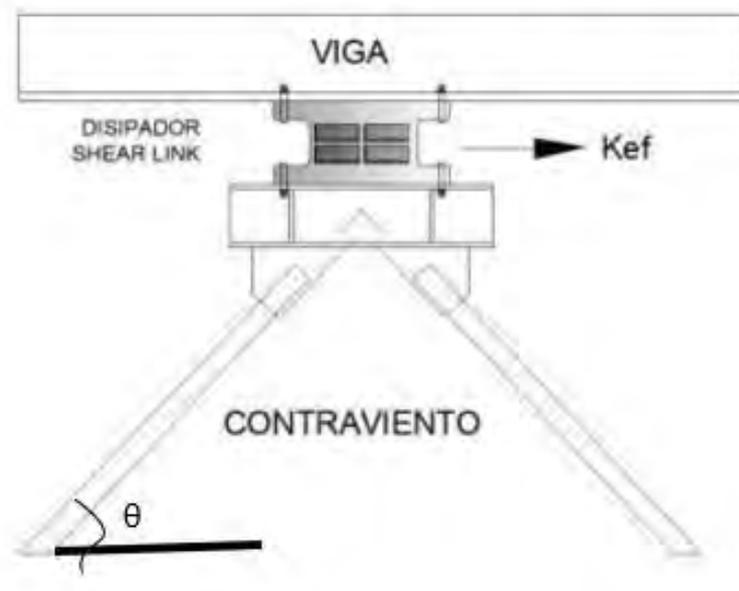


Figura 26. Montaje de disipador SL y diagonales de acero. Extraído de Aguiar et al. (2016).

Se determina la rigidez de las diagonales. Para una barra de sección transversal  $A_d$  y longitud  $L_d$ , la rigidez axial es igual a:

$$k = \frac{E \cdot A_d}{L_d} \quad (58)$$

Se considera una fuerza aplicada en las diagonales según lo presentado en la Figura 27:

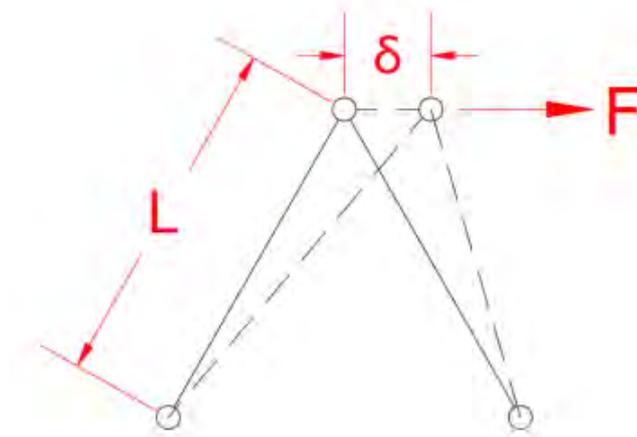


Figura 27. Esquema de carga para hallar rigidez de diagonales. Extraído de Muñoz (2022).

En cada una de las diagonales, se desarrollan fuerzas internas, las cuales deforman axialmente a cada uno de los elementos. La Figura 28 presenta un esquema de deformaciones y fuerzas para cada una de las diagonales:

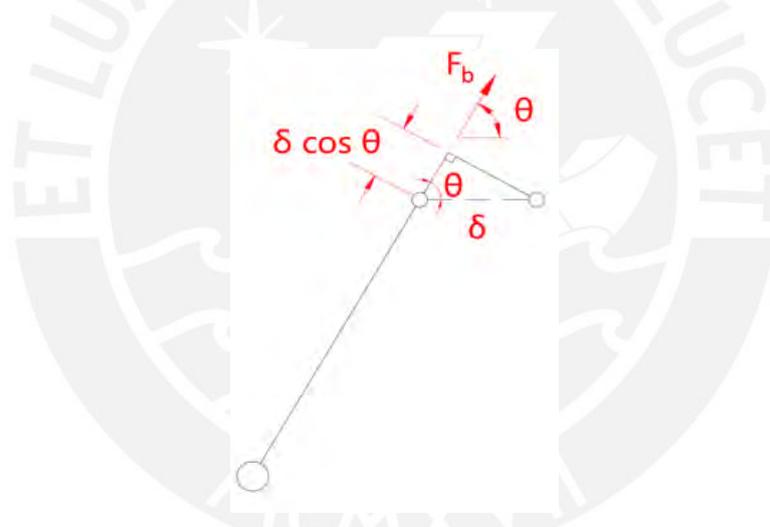


Figura 28. Esquema de carga y deformación de una diagonal. Extraído de Muñoz (2022).

Por equilibrio y aplicando el concepto de rigidez, se obtienen las siguientes expresiones:

$$F_b = \delta * \cos(\theta) * \frac{E \cdot A_d}{L_d} \quad (59)$$

$$F = 2 * F_b * \cos(\theta) \quad (60)$$

$$F = 2 * \delta * \cos(\theta) * \frac{E \cdot A_d}{L_d} * \cos(\theta) \quad (61)$$

$$K_B = \frac{2 * E \cdot A_d}{L_d} * \cos^2(\theta) \quad (62)$$

Donde  $K_B$  es la rigidez del conjunto de diagonales en la dirección horizontal. Ahora se considera el sistema diagonal-disipador, el cual es sometido a una fuerza externa  $F$ . La Figura 29 presenta un esquema de carga y desplazamiento:

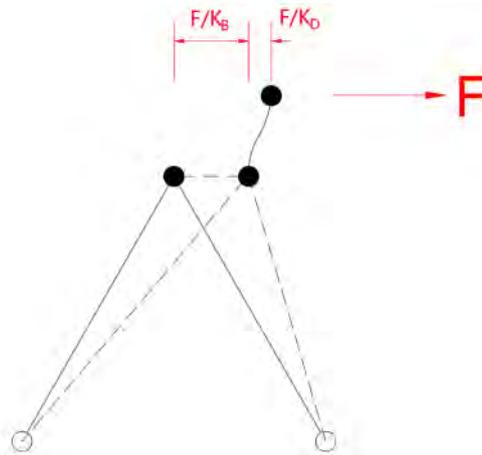


Figura 29. Esquema de carga y deformación del sistema diagonal-disipador. Extraído de Muñoz (2022).

El desplazamiento lateral del sistema  $\delta_{total}$  se halla con la siguiente expresión:

$$\delta_{total} = \frac{F}{K_B} + \frac{F}{K_D} \quad (63)$$

Donde  $K_D$  es la rigidez del disipador en la etapa elástica o inelástica. Luego, la rigidez equivalente del sistema diagonal-disipador se obtiene con la siguiente expresión:

$$K_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_D}} = K_D * \frac{1}{1 + \frac{K_D}{\frac{2 * E * A_d}{L_d} * \cos^2(\theta)}} \quad (64)$$

Según lo descrito, se puede considerar que las diagonales y el disipador trabajan como dos resortes en serie. El modelo simbólico se presenta en la Figura 30:

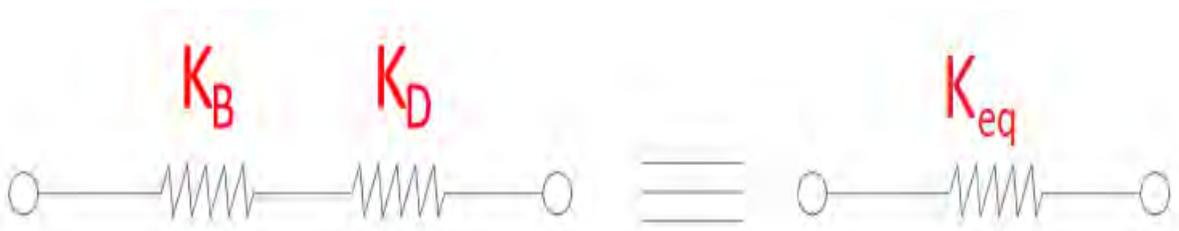


Figura 30. Modelo simbólico del sistema diagonal-disipador. Adaptado de Muñoz (2022).

### Modelo plástico de Wen

El modelo plástico de Wen permite encontrar la fuerza restauradora ( $f$ ), la cual depende del desplazamiento relativo entre los extremos del disipador ( $x$ ), la relación de pendientes elástica/inelástica del disipador ( $\alpha$ ), la rigidez elástica ( $k$ ) y una variable adimensional propia del modelo ( $z$ ). La siguiente ecuación presenta dicha relación:

$$f = \alpha kx + (1 - \alpha)kz \quad (65)$$

El parámetro  $Z$  se encuentra definido por la siguiente ecuación diferencial propuesta por Wen (1976):

$$\dot{z} = A\dot{x} - \beta z|\dot{x}||z|^{n-1} - \gamma|\dot{x}||z|^n \quad (66)$$

Donde  $A$  es el factor de escala general,  $\beta$  y  $\gamma$  son factores de forma, y  $n$  es un exponente que define la suavidad con la que se transita desde la zona elástica hacia la zona inelástica. Para el caso de los dispositivos SL, Bozzo (2018) sugiere utilizar un valor de  $A=1$ ,  $\gamma=\beta=0.5$ . Asumiendo dichos valores, el comportamiento del disipador está definido exclusivamente por el exponente  $n$  como se presenta en la Figura 31.

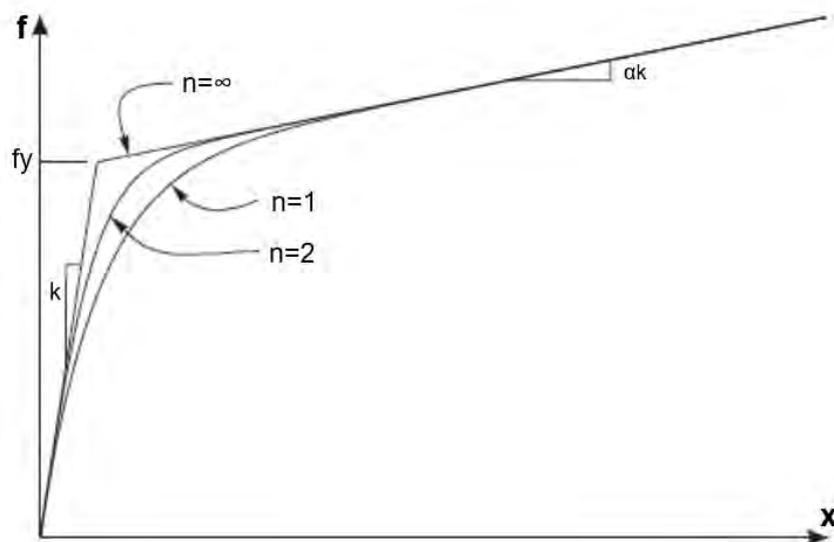


Figura 31. Comportamiento disipador SL para diferentes valores de  $n$ . Adaptado de Muñoz (2021).

El valor de  $n$  es mayor que 1. Como se observa en la Figura 31, para un valor de  $n$  muy grande, se pierde la transición entre la etapa elástica e inelástica. Para representar adecuadamente el comportamiento del dispositivo, Bozzo (2018) recomienda utilizar un valor de  $n$  igual a 2.

#### 4.2.4. Buckling Restraining Braces (BRB)

Wada & Takeuchi (2018) afirman que, para el análisis y diseño estructural, los BRB son modelados comúnmente utilizando reglas y modelos de histéresis elastoplásticos. En la mayoría de los casos, los BRB presentan un único arriostre en el núcleo y las conexiones. Por esta razón, se utiliza una rigidez axial elástica equivalente, que se presenta en la ecuación (67):

$$k_{eff} = \frac{1}{\frac{L_c}{EA_c} + \frac{2L_t}{EA_t} + \frac{2L_j}{EA_j}} \quad (67)$$

La Figura 32 presenta las dimensiones referenciadas en la ecuación anterior:

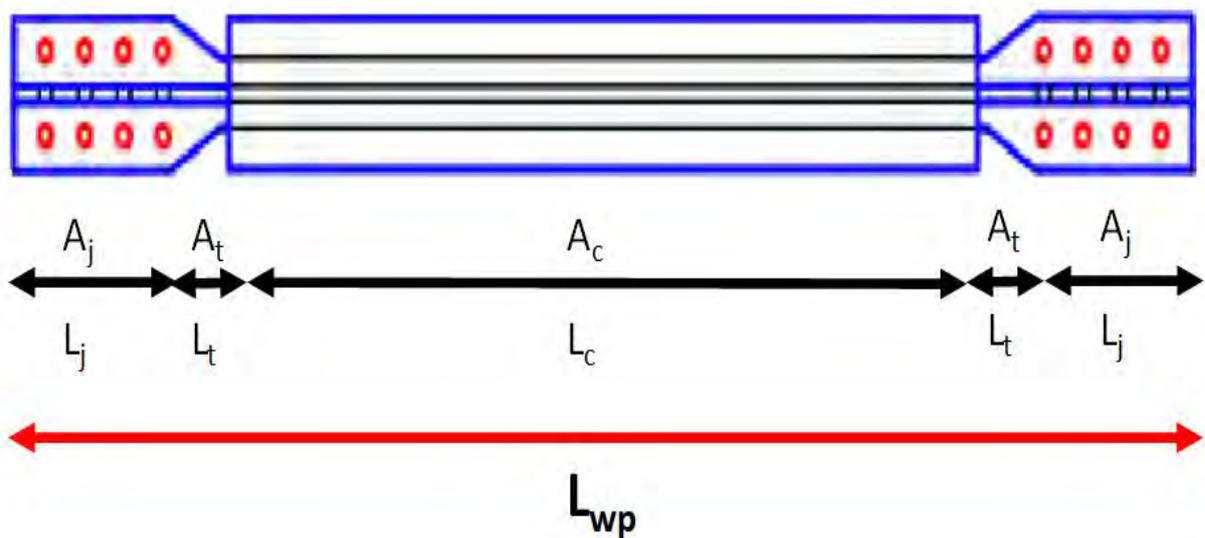


Figura 32. Propiedades geométricas de un BRB. Extraído de Crisafulli (2018).

Para uniformizar, se utilizan las siguientes relaciones y proporciones de longitud:

$$L_c = \alpha_c * L_{wp} \quad (68)$$

$$2 * L_t = \alpha_t * L_{wp} \quad (69)$$

$$2L_j = \alpha_j * L_{wp} \quad (70)$$

$$\alpha_c + \alpha_t + \alpha_j = 1 \quad (71)$$

Donde  $\alpha_c$ ,  $\alpha_t$  y  $\alpha_j$  son los factores de escalamiento de longitud, obtenidos de la geometría del dispositivo, mientras que  $L_{wp}$  es la longitud de arriostre de pandeo restringido.

Se relacionan también las áreas con las siguientes expresiones:

$$A_t = a_t * A_c \quad (72)$$

$$A_j = a_j * A_c \quad (73)$$

Donde  $a_t$  y  $a_j$  son los factores de relación obtenidos de la geometría del dispositivo. Reemplazando las ecuaciones (68), (69), (70), (71), (72), (73) en la ecuación (67), se llega a la siguiente ecuación:

$$K_{ef} = \left( \frac{a_j * a_t}{\alpha_c * a_j * a_t + \alpha_t * a_j + a_j * a_t} \right) * \frac{E * A_c}{L_{wp}} \quad (74)$$

El término  $\frac{E * A_c}{L_{wp}}$  representa la rigidez axial de la zona central del dispositivo (región del núcleo de acero), mientras que el factor restante es un modificador al cual se le denomina Q, también conocido como el factor de rigidez. Reescribiendo la ecuación (74) con el parámetro Q, se obtiene lo siguiente:

$$K_{ef} = Q * \frac{E * A_c}{L_{wp}} \quad (75)$$

La Figura 33 compara los parámetros  $\alpha_c$  y Q para un valor fijo de  $\alpha_c$  igual a 0.04 y diferentes valores de  $\alpha_j$ .

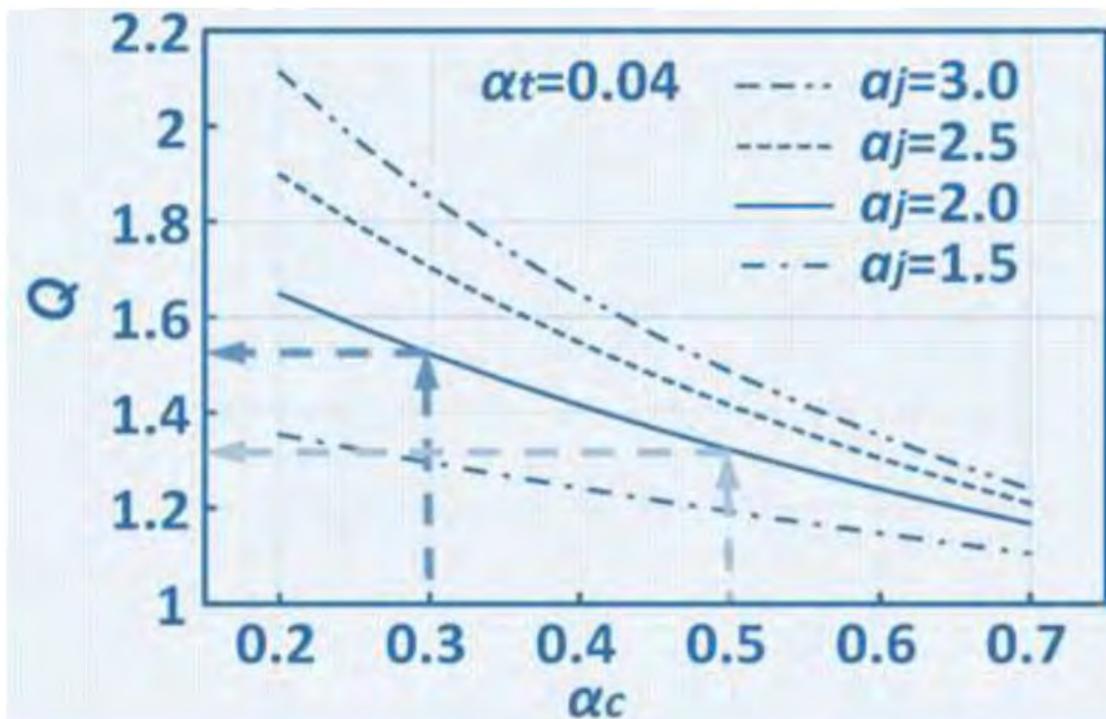


Figura 33. Curva Q- $\alpha_c$  para  $\alpha_t = 0.04$ . Extraído de Crisafulli (2018).

El valor del factor Q está estrechamente relacionado con los valores de  $\alpha$ . Para una longitud de arriostre de pandeo restringido dada, cuanto más pequeña sea la longitud de la sección de disipación de energía, menores son los valores de  $\alpha$  y mayor es el factor Q. Asimismo, a partir de la Figura 33, se puede observar que la rigidez efectiva de BRB y el factor Q se incrementan cuando aumenta la longitud y el área de la sección transversal en la zona de transición o unión.

De acuerdo con Wu (2014), en general, el valor del factor Q varía entre 1.2 y 1.5 para un BRB muy largo o muy corto, respectivamente.

Cuando el dispositivo entra en el régimen inelástico, se puede aproximar la rigidez inelástica como una fracción de la rigidez elástica, dependiendo si el dispositivo se tracciona o se comprime. Para representar la relación fuerza desplazamiento de un BRB, se define el siguiente parámetro:

$$\gamma = \frac{k_2}{k_1} \quad (76)$$

Donde  $K_1$  es la rigidez axial elástica del BRB,  $K_2$  es la rigidez post fluencia del dispositivo. Para garantizar un mejor trabajo del dispositivo, este valor se fija, generalmente, en 0.0325. La Figura 34 presenta una gráfica de fuerza- desplazamiento para un BRB.

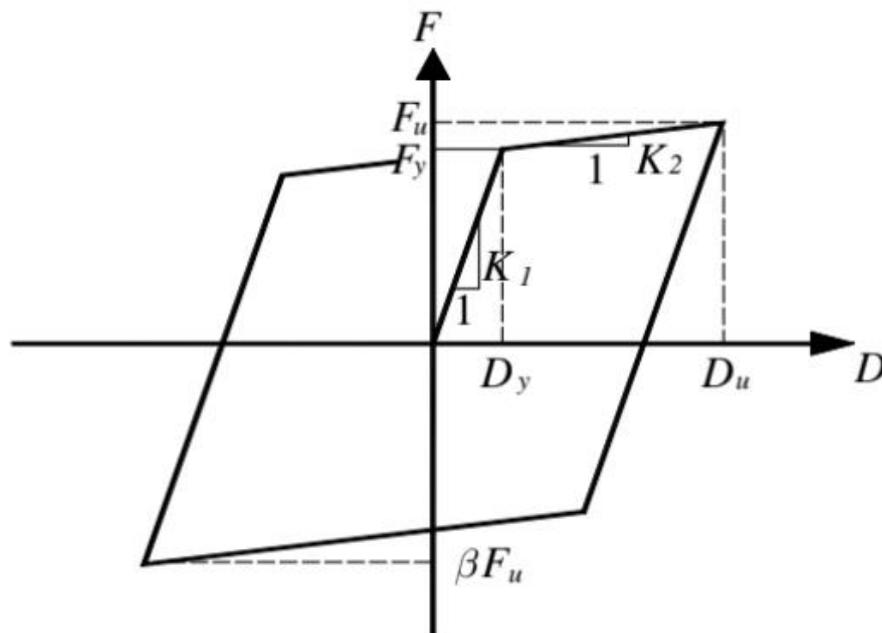


Figura 34. Modelo bilineal típico de BRB. Extraído de Pan (2020).

El coeficiente  $\beta$  relaciona la fuerza máxima que admite el dispositivo a compresión y a tracción. De acuerdo con el AISC 341, este coeficiente tiene un valor máximo de 1.3.

La fuerza de fluencia ( $F_y$ ), la rigidez elástica ( $k_1$ ) y la deformación de fluencia ( $dy$ ) de un BRB se definen según las siguientes ecuaciones:

$$F_y = n_y * A_c * f_y \quad (77)$$

$$K_1 = \frac{E * A_c}{L_{ySC}} \quad (78)$$

$$dy = \frac{F_y}{K_1} = \frac{n_y * f_y * L_c}{E} \quad (79)$$

Donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero;  $E$ , el módulo de elasticidad del acero;  $A_c$ ; el área de la sección transversal del núcleo de acero, y  $n_y$  es la sobrerresistencia del dispositivo.

## CAPÍTULO 5 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS NO LINEAL

### 5.1. Análisis estático no lineal (E-NL)

Para propósitos de diseño, las estructuras generalmente se analizan empleando procedimientos elásticos. Sin embargo, cuando ocurren sismos de gran magnitud, las edificaciones experimentan deformaciones inelásticas significativas. Por ello, es importante utilizar procedimientos de análisis no lineal que permitan estimar la respuesta cuando la estructura incurse en el régimen inelástico.

#### 5.1.1. Análisis de desplazamiento incremental y curva de capacidad

El análisis de desplazamiento incremental, denominado Pushover, consiste en someter a la estructura a un conjunto de desplazamientos laterales crecientes mientras se registra la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el techo. El registro se realiza hasta que la estructura alcance un desplazamiento tal que la falla es inminente.

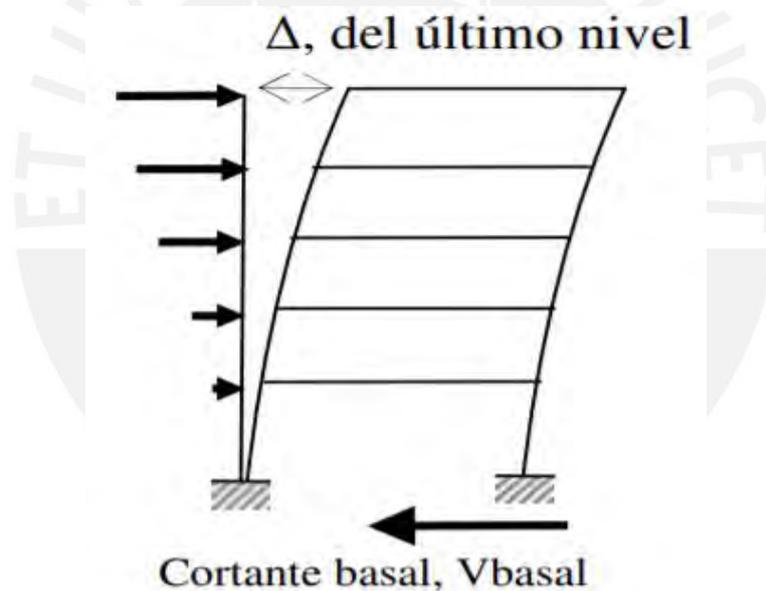


Figura 35. Desplazamiento incremental. Adaptado de Moreno et al (2009).

La fuerza cortante y el desplazamiento en el techo se representan mediante la denominada curva de capacidad, la misma que depende de la geometría y propiedades mecánicas de los elementos que componen el sistema estructural. Con esta curva se puede estimar la resistencia, rigidez, ductilidad y sobrerresistencia de la estructura en el régimen inelástico.

Típicamente, la curva de capacidad se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración, debido a que el modo fundamental corresponde a la respuesta predominante de la estructura de varios grados de libertad ante la sollicitación de un sismo.



Figura 36. Curva de capacidad. Adaptado de Moreno et al (2009).

Para modelar el comportamiento inelástico de la estructura, se asigna rótulas plásticas a cada uno de los elementos estructurales según el tipo de falla (flexión, cortante o torsión). La estructura inicialmente muestra una respuesta elástica. Sin embargo, a medida que se incrementa el desplazamiento, los elementos estructurales incursionan en el régimen inelástico donde, progresivamente, las rótulas alcanzan mayores rotaciones inelásticas.

Las incursiones inelásticas ocasionan una reducción en la rigidez y la resistencia del sistema estructural y por tanto la fuerza cortante en la base deja de ser proporcional a los desplazamientos.

### 5.1.2. Espectro de capacidad

Es posible construir un sistema no lineal de 1 grado de libertad equivalente empleando la curva de capacidad de una estructura de varios grados de libertad con el propósito de construir lo que se denomina espectro de capacidad.

El espectro de capacidad relaciona el desplazamiento espectral ( $S_d$ ) y la aceleración espectral ( $S_a$ ) del sistema no lineal de 1 grado de libertad equivalente. El desplazamiento espectral ( $S_d$ ) se obtiene dividiendo el desplazamiento de la azotea entre el factor de participación del primer modo de vibración ( $L^*/M^*$ ) y la aceleración espectral ( $S_a$ ) se obtiene dividiendo la fuerza cortante basal entre la masa efectiva ( $L^{*2}/M^*$ ).

$$S_d = \frac{x}{(L^*/M^*)} \quad (80)$$

$$S_a = \frac{V}{(L^2/M^*)} \quad (81)$$

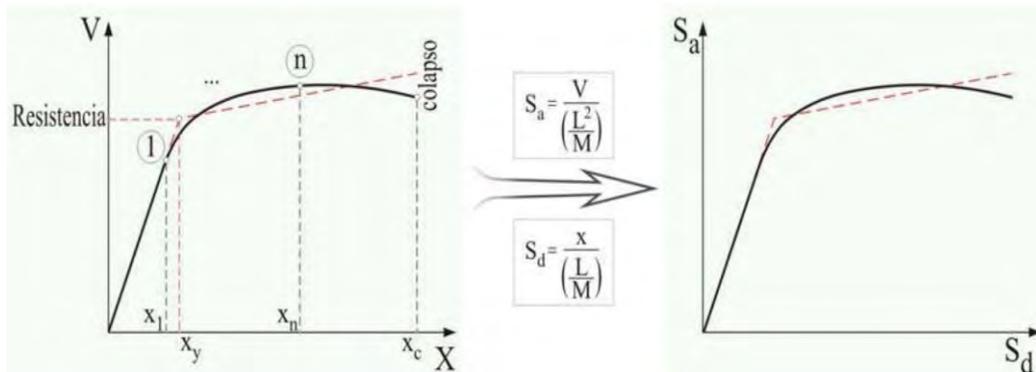


Figura 37. Determinación del espectro de capacidad para una estructura de varios grados de libertad.  
Extraído de Muñoz (2021).

### 5.1.3. Modelo bilineal del espectro de capacidad

Con la finalidad de obtener parámetros cuantificables del comportamiento estructural (desplazamiento, aceleración y amortiguamiento), se transforma todos los puntos de la curva de capacidad a un sistema de coordenadas espectral bilineal. Este modelo bilineal mantiene la pendiente inicial de la curva hasta un punto representado por  $(d_y, a_y)$  en la Figura 38, el cual indica el ingreso a régimen inelástico de la estructura. Para definir este punto, se debe garantizar que se disipe la misma cantidad de energía que la curva de capacidad, es decir, que se tenga la misma área encerrada ( $A_1=A_2$ ).

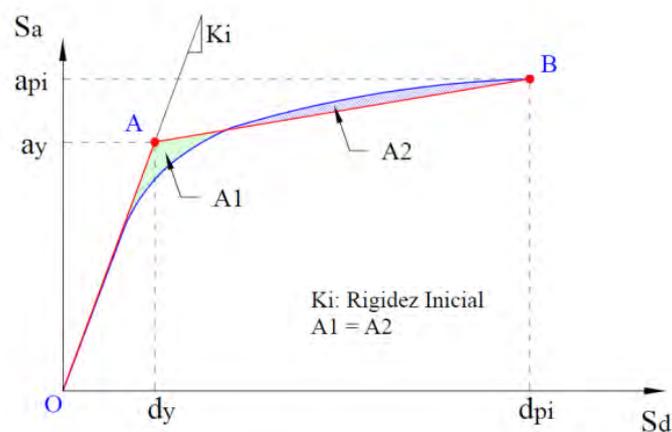


Figura 38. Representación bilineal del espectro de capacidad. Extraído de ATC-40 (1996).

### 5.1.4. Procedimientos para obtener la respuesta espectral no lineal de la estructura

Para obtener la respuesta espectral, las demandas sísmicas se representan mediante un juego de espectros de demanda y la estructura por su espectro de capacidad.

La respuesta inelástica se representa con el desplazamiento de la azotea ( $x$ ) y fuerza cortante en la base ( $V$ ) que tendría la estructura frente a la demanda sísmica.

El punto de desempeño ( $x, V$ ) se obtiene empleando el espectro de capacidad de la estructura y un juego de espectros de demanda para diferentes valores de amortiguamiento o ductilidad. La respuesta espectral ( $S_d, S_a$ ) es el punto que se ubica sobre el espectro de capacidad y para pasar a la curva de capacidad ( $x, V$ ) se emplea el factor de participación ( $L^*/M^*$ ) y la masa efectiva ( $L^2/M^*$ ).

Algunos de los métodos más conocidos para obtener la respuesta espectral no lineal son el método de espectros inelásticos y espectros de amortiguamiento variable.

### Método de espectros inelásticos

Las solicitaciones sísmicas se representan por medio de un juego de espectros inelásticos de ductilidad constante. El punto de respuesta espectral se obtiene en la intersección del espectro de capacidad con el espectro inelástico, el mismo que tiene un valor igual de ductilidad al punto de respuesta del espectro de capacidad.

La Figura 39 muestra los espectros de demanda de ductilidad constante en curvas azules y el espectro de capacidad mediante una curva verde. Las intersecciones de cada espectro de ductilidad constante con el espectro de capacidad se representan mediante puntos en “x”.

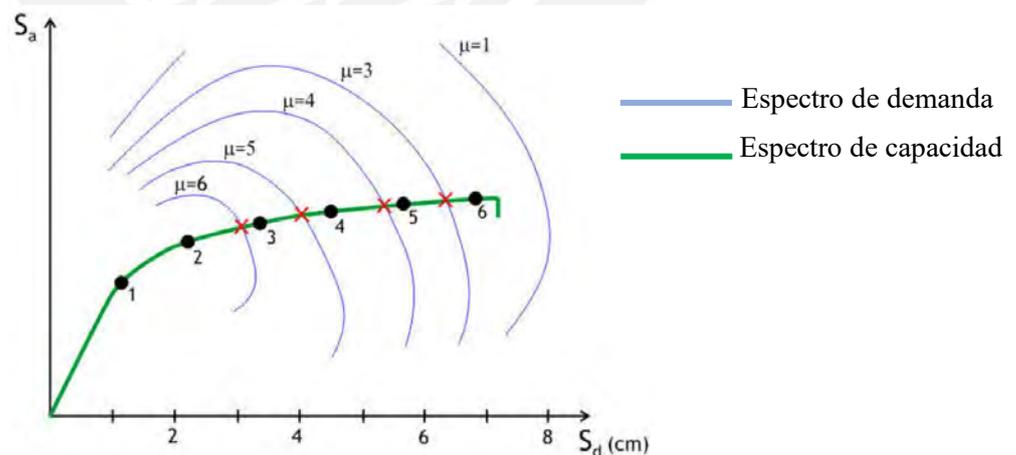


Figura 39. Respuesta inelástica usando espectros de demanda y capacidad. Extraído de Muñoz (2021).

Se observa que conforme crece el desplazamiento en el espectro de capacidad, la ductilidad que tendría que desarrollar la estructura aumenta (puntos en “•”). En cambio, la ductilidad de demanda disminuye cuando aumenta el desplazamiento (puntos en “x”). La respuesta espectral

se ubica en un punto del espectro de capacidad donde su valor de ductilidad coincide con el correspondiente al espectro de demanda.

### Método de espectros de amortiguamiento variable

Para obtener la respuesta espectral, la demanda sísmica se representa por un espectro elástico de amortiguamiento inherente característico de 5% (0.05) para estructuras de concreto armado, el cual permite obtener espectros reducidos a partir de la variación del amortiguamiento.

La Figura 40 muestra el espectro elástico de amortiguamiento inherente de 5% mediante trazos rojos discontinuos y el espectro reducido con trazos verdes.

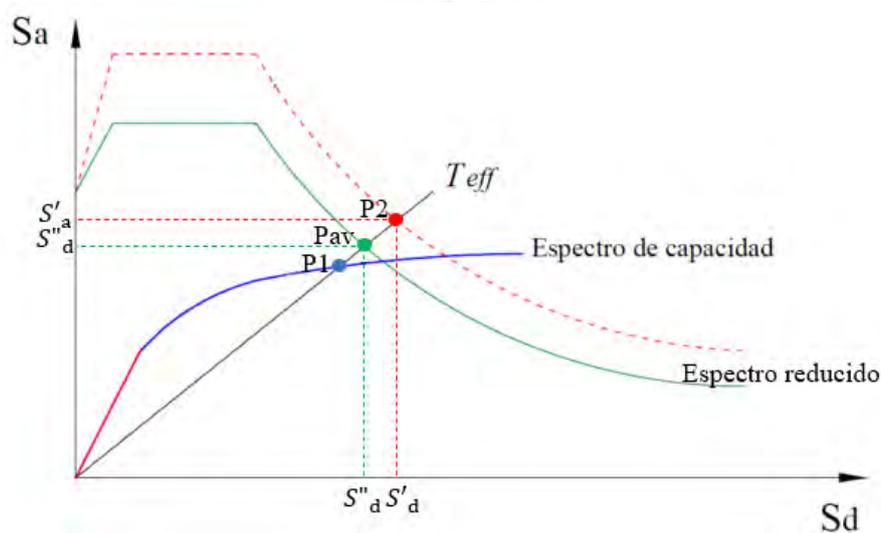


Figura 40. Determinación de los puntos de la respuesta espectral.

Para cada punto del espectro de capacidad, P1, se puede construir un oscilador equivalente con un periodo efectivo y un amortiguamiento mayor al amortiguamiento inherente característico de la estructura inicial. El aumento del periodo refleja la pérdida de rigidez de los elementos estructurales y el aumento del amortiguamiento representa la energía disipada por histéresis.

Con el periodo de la estructura equivalente, se obtiene la respuesta espectral suponiendo comportamiento elástico, en la Figura 40 punto P2 ( $S'_d, S'_a$ ). Luego, las coordenadas de P2 se multiplican por un factor de reducción (SRa), debido al mayor amortiguamiento del oscilador equivalente elástico y se obtiene el punto Pav ( $S''_d, S''_a$ ) como posible valor de la respuesta espectral.

Uniendo todos los puntos Pav obtenidos para diferentes puntos del espectro de capacidad se obtiene el denominado espectro de amortiguamiento variable EDAV. La respuesta espectral

$(S_d, S_a)$  corresponde a la intersección del espectro de capacidad con la curva EDAV (véase Figura 41).

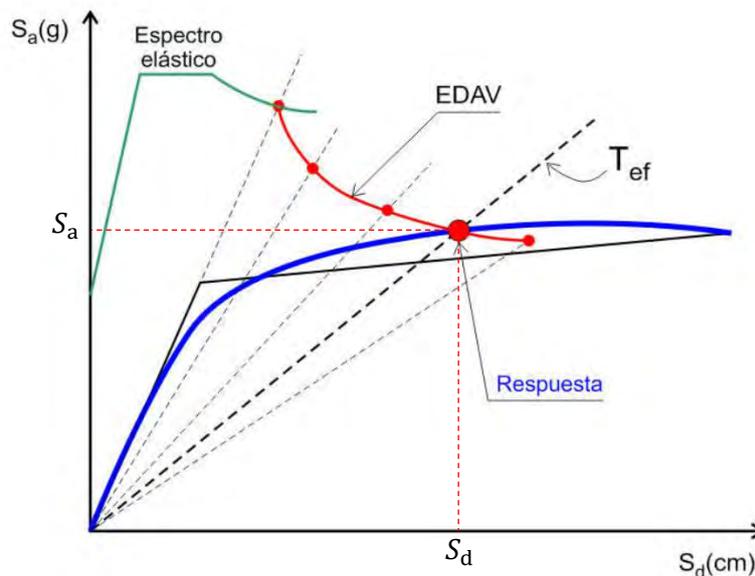


Figura 41. Determinación de la respuesta espectral usando el espectro de capacidad y la curva de EDAV. Extraído de Muñoz (2021).

A continuación, los detalles para cálculo del amortiguamiento equivalente y periodo efectivo.

### Amortiguamiento equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente ( $\beta_{eq}$ ) se obtiene reduciendo el espectro de amortiguamiento inherente de la estructura elástica.

El amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eq}$ ) se desarrolla durante un sismo cuando la estructura incursiona en el régimen inelástico y puede ser visto como la suma del amortiguamiento inherente lineal, el cual, para estructuras de concreto armado se asume 0.05 ( $\beta=5\%$ ) y un amortiguamiento hysterético  $\beta_0$ .

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (82)$$

El amortiguamiento hysterético  $\beta_0$  se obtiene con la siguiente expresión.

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (83)$$

Donde  $E_D$  corresponde a la energía disipada por amortiguamiento y, en la Figura 42, se representa como el área encerrada por un lazo de histéresis.

$$E_D = 4 \cdot (a_y \cdot d_p - d_y \cdot a_p) \quad (84)$$

$E_{so}$  corresponde a la energía de deformación absorbida por la estructura y, en la Figura 42, se representa como el área triangular sombreada.

$$E_{so} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2} \quad (85)$$

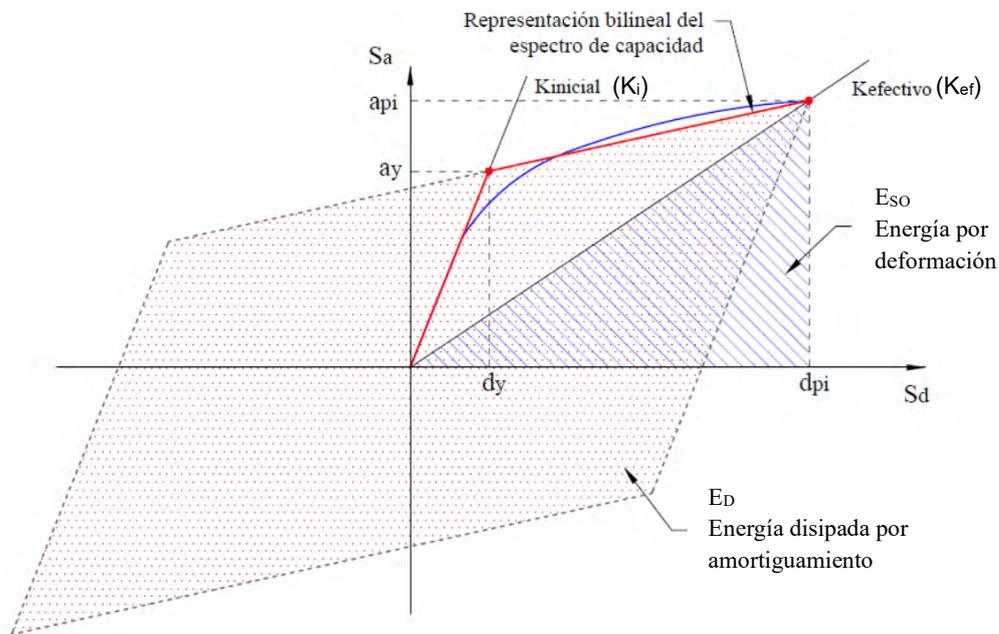


Figura 42. Derivación del amortiguamiento  $\beta_0$  para la reducción espectral. Extraído de ATC-40 (1996).

Reemplazando las ecuaciones (85), (84) y (83) en la ecuación (82), el amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  se puede obtener con la siguiente expresión:

$$\beta_{eq} = \frac{2 * (a_y \cdot d_p - d_y \cdot a_p)}{\pi * a_{pi} * d_{pi}} + 0.05 \quad (86)$$

El primer sumando se suele afectar por un factor K para modelar el comportamiento estructural del edificio considerando su sistema resistente, su periodo fundamental y su capacidad de disipación de energía. Las estructuras con buena capacidad para disipar energía son de tipo A, mientras que las que tienen una deficiente disipación son de tipo C. Finalmente, la expresión para el amortiguamiento equivalente se expresa con la siguiente ecuación.

$$\beta_{eq} = \frac{2 * K * (a_y \cdot d_p - d_y \cdot a_p)}{\pi * a_{pi} * d_{pi}} + 0.05 \quad (87)$$

La Tabla 2 presenta los valores de K según el comportamiento estructural del edificio.

Tabla 2. Valores de  $k$  para diferentes comportamientos estructurales. Extraído de Díaz (2003).

Tipo de comportamiento estructural	$\beta_0$ (%)	K
	$\leq 16.25$	1
Tipo A	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_p - a_p d_y)}{a_p * d_p}$
	$\leq 25$	0.67
Tipo B	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_p - a_p d_y)}{a_p * d_p}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Para encontrar el espectro reducido de amortiguamiento variable, se utiliza el factor de reducción  $SR_a$  y se calcula con la siguiente expresión:

$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eq}(\%))}{2.12} \quad (88)$$

### Periodo efectivo

El periodo efectivo se obtiene con la siguiente expresión:

$$T_{ef} = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_{ef}}} \quad (89)$$

Donde,  $T_i$  es el periodo fundamental elástico,  $K_i$  es la rigidez lateral elástica y  $K_{ef}$  es la rigidez lateral efectiva.

## 5.2. Análisis tiempo historia no lineal (TH-NL).

En este análisis, la demanda sísmica se representa por un conjunto de registros que indican la aceleración del suelo, denominados acelerogramas. Para cada instante de tiempo, se plantean ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de la estructura.

### 5.2.1. Ecuación de equilibrio dinámico

En el caso más simple, de una estructura de un grado de libertad, la coordenada dinámica tiene asociada fuerzas de amortiguamiento ( $F_C$ ), fuerzas de inercia ( $F_I$ ), fuerzas restitutivas ( $F_R$ ) y fuerzas externas ( $P$ ). La Figura 43 presenta un sistema general de fuerzas:

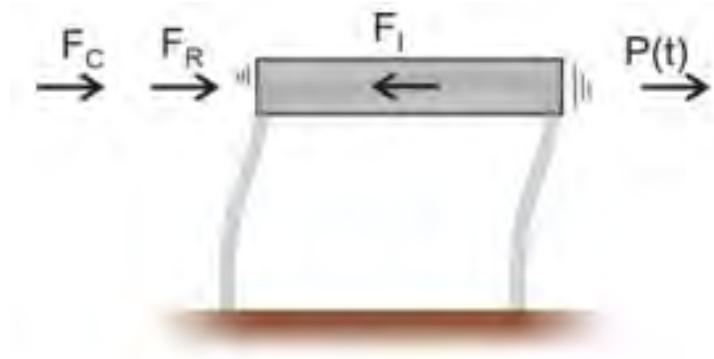


Figura 43. Sistema general de fuerzas para una estructura de 1 grado de libertad. Extraído de Muñoz (2021).

En cada instante del tiempo, las fuerzas deben cumplir el equilibrio dinámico. La siguiente ecuación representa lo anterior:

$$F_I + F_C + F_R + P = 0 \quad (90)$$

Las fuerzas de amortiguamiento, fuerzas de inercia, fuerzas restitutivas y las fuerzas externas varían en el tiempo y dependen de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de la estructura.

### 5.2.2. Integración paso a paso

En una estructura sometida a un movimiento sísmico, los procedimientos de integración paso a paso determinan la respuesta estructural en ciertos instantes del movimiento ( $t_0, t_1, t_2, t_i, \dots, t_n$ ). Conociendo los valores de la respuesta al inicio del movimiento (en  $t=t_0$ ), estos procedimientos permiten calcular la variación de la respuesta ( $\Delta x, \Delta \dot{x}$  y  $\Delta \ddot{x}$ ) en el intervalo  $t_0$  a  $t_1$  y, por tanto, la respuesta al final del intervalo ( $t=t_1$ ). Este procedimiento se repite para los intervalos  $t_1$  a  $t_2$  y así sucesivamente. A continuación, se explica el procedimiento general de la integración paso a paso.

Considerando dos instantes de tiempo muy cercanos entre sí ( $t_i$  y  $t_{i+1}$ ), se escriben las ecuaciones de equilibrio dinámico.

$$F_I(t_i) + F_C(t_i) + F_R(t_i) + P(t_i) = 0 \quad (91)$$

$$FI(t_{i+1}) + FC(t_{i+1}) + FR(t_{i+1}) + P(t_{i+1}) = 0 \quad (92)$$

Al restar las ecuaciones (91) y (92), se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta FI(t_i) + \Delta FC(t_i) + \Delta FR(t_i) = \Delta P(t_i) \quad (93)$$

La ecuación (93) se conoce como ecuación incremental de equilibrio dinámico, ya que cada uno de sus términos representa un delta de fuerza en el intervalo  $t_i$  a  $t_{i+1}$ .

Para resolver la ecuación incremental de equilibrio dinámico en el intervalo  $t_i$  a  $t_{i+1}$ , se asume una función de variación para la aceleración estructural, a partir de la cual se determinan las funciones de variación de la velocidad y el desplazamiento. Estas funciones, sustituidas en la ecuación incremental de fuerzas, permiten obtener los deltas de desplazamiento, velocidad y aceleración en el intervalo  $t_i$  a  $t_{i+1}$ .

Conociendo los deltas de desplazamiento, velocidad y aceleración en el intervalo  $t_i$  a  $t_{i+1}$ , junto a los valores de la respuesta en el instante  $t_i$  ( $x(t_i)$ ,  $\dot{x}(t_i)$  y  $\ddot{x}(t_i)$ ), se obtiene la respuesta al final del intervalo ( $x(t_{i+1})$ ,  $\dot{x}(t_{i+1})$  y  $\ddot{x}(t_{i+1})$ ). Esta respuesta hallada al final del intervalo se usa como condición inicial para el intervalo siguiente. El procedimiento se repite para encontrar la respuesta en los sucesivos intervalos de integración.

Durante cada incremento de tiempo, la no linealidad de la estructura se representa ajustando las propiedades estructurales, rigidez y amortiguamiento. El ajuste se realiza utilizando las curvas fuerza de amortiguamiento – velocidad y fuerza restitutiva – desplazamiento como se muestra en la Figura 44.

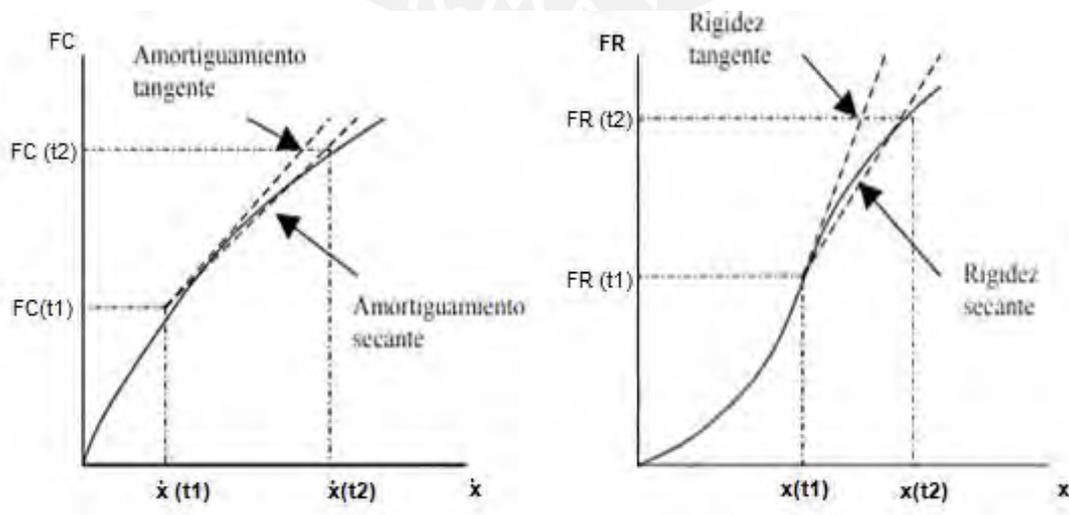


Figura 44. Representación no lineal del amortiguamiento y rigidez. Extraído de Trejo (2007).

Tanto el amortiguamiento como la rigidez no se mantienen constantes. Para cada intervalo de tiempo, la no linealidad se puede representar por rectas tangentes o secantes. Las rectas secantes consideran las variaciones de rigidez y amortiguamiento cuando la estructura entra al régimen inelástico. Sin embargo, el amortiguamiento y rigidez secante se determinan con precisión una vez terminado el análisis en el intervalo considerado. Por ello, para resolver la ecuación incremental se utilizan las propiedades tangentes.

Existen múltiples métodos para realizar la integración directa. El método más sencillo es el de aceleración lineal. Este método supone que la aceleración varía en forma lineal en el intervalo donde se realiza la integración. Por lo tanto, la velocidad y el desplazamiento de respuesta son funciones de segundo y tercer grado. La Figura 45 presenta la variación de la respuesta correspondiente al modelo de aceleración lineal.

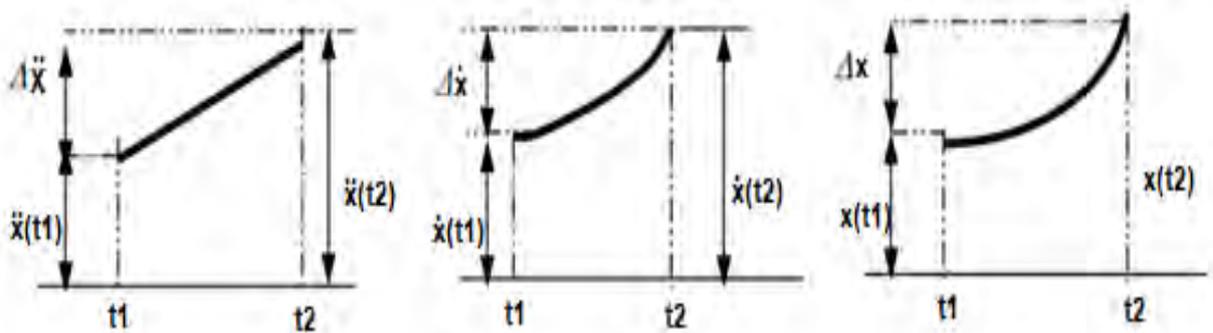


Figura 45. Curvas obtenidas a partir del modelo de la aceleración lineal. Extraído de Trejo (2007).

Existen también otros métodos muy difundidos de integración directa como el de aceleración constante, Wilson, Newmark, Hilber Huges Taylor, entre otros.

### 5.2.3. Representación del amortiguamiento

Se puede representar de 3 formas el amortiguamiento de la estructura cuando se realiza un análisis TH-NL.

La primera forma es representar la matriz de amortiguamiento  $[C]$  en función de la matriz de masa  $[M]$  y la matriz de rigidez  $[K]$ , las cuales están afectadas por los coeficientes de Rayleigh  $\alpha$  y  $\beta$  respectivamente y se define de la siguiente manera:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (94)$$

Los coeficientes de Rayleigh se determinan a partir de calcular  $\xi_i$  que representa las relaciones de amortiguamiento modal para un modo de vibración en particular  $i$  y  $\omega_i$  que representa la frecuencia natural del modo  $i$ . Estos parámetros modales satisfacen la siguiente expresión:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (95)$$

La segunda forma es representar el amortiguamiento modal  $\xi_i$  en función de la frecuencia  $\omega_i$  como se expresa en la ecuación (95). Esta ecuación se representa mediante una curva de amortiguamiento como se observa en la Figura 46.

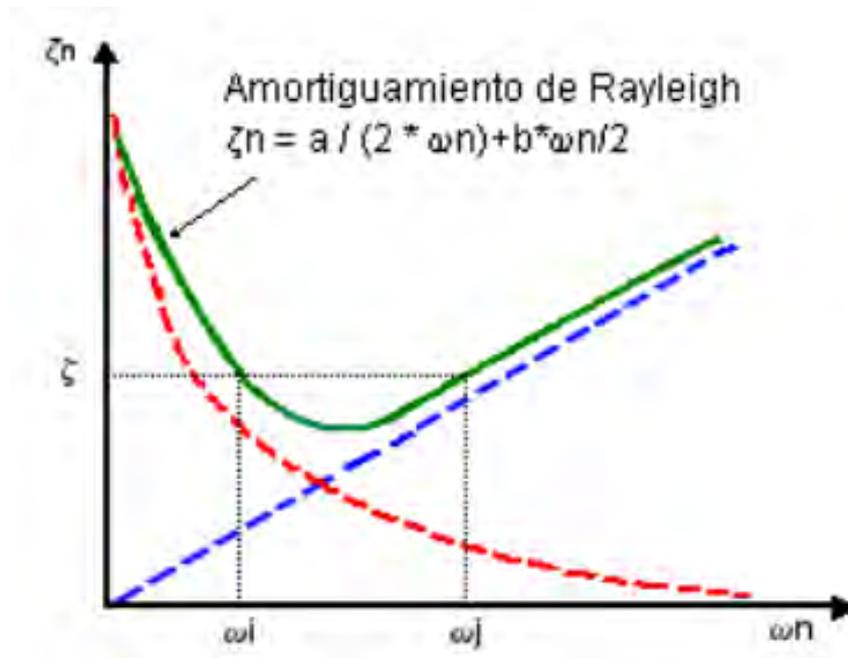


Figura 46. Amortiguamiento de Rayleigh. Extraído de Geraschenko (2018).

De la figura anterior, se observa que el amortiguamiento modal se obtiene con precisión en el rango de frecuencias  $[\omega_i - \omega_j]$ . De acuerdo con Geraschenko (2018), si la estructura posee una o dos frecuencias dominantes, el amortiguamiento de Rayleigh puede aproximar con precisión el comportamiento dinámico de la estructura. Sin embargo, las estructuras reales poseen varios modos en un amplio rango de frecuencias naturales. Entonces, el amortiguamiento de Rayleigh puede generar variaciones significativas en la respuesta estructural.

La tercera forma de representar el amortiguamiento es fijar un determinado valor de amortiguamiento para todos los modos de vibración de la estructura.

## CAPÍTULO 6 NIVELES DE DAÑO Y DESEMPEÑO

### 6.1. Niveles de daño según Hazus MR4

Es necesario verificar que las aceleraciones de entrepiso no sean elevadas, ya que aceleraciones altas producen daños en los componentes no estructurales del edificio. En la normativa peruana, no existen restricciones de aceleraciones, pero Hazus MR4 (2003) da unas recomendaciones sobre las máximas aceleraciones de entrepiso. La Tabla 3 presenta la relación deriva-aceleración- daño sugerida por Hazus para edificios de pórticos de concreto armado de baja altura diseñados con un código poco exigente.

*Tabla 3. Derivas, aceleraciones y daño para el edificio en estudio. Extraído de Hazus MR4 (2003).*

Tipo de daño	Parámetro	Nivel de daño			
		Leve	Moderado	Extenso	Completo
Estructural	Máxima deriva de entrepiso	4 ‰	6 ‰	16 ‰	40 ‰
No estructural	Máxima aceleración de piso	0.2 g	0.4 g	0.8 g	1.6 g

### 6.2. Niveles de desempeño según el SEAOC (1995)

Cuando ocurren sismos donde la estructura se mantiene en el rango elástico, se afirma que su desempeño es perfectamente operativo. Sin embargo, cuando la estructura entra al régimen inelástico, la calificación se vuelve más compleja. Cuando los desplazamientos son más altos, la estructura sufre mayor daño y se aproxima al colapso.

De acuerdo con el SEAOC (1995), se puede sectorizar la zona inelástica de la curva de capacidad y a cada uno de los sectores se le asigna un nivel de desempeño. Los niveles de desempeño son funcional, resguardo de vida, cerca al colapso y colapso.

Una vez que la curva se ha sectorizado, se determina el desempeño estructural ante un sismo, situando el desplazamiento de respuesta en la curva de capacidad. La Figura 47 presenta la propuesta de sectorización del SEAOC:

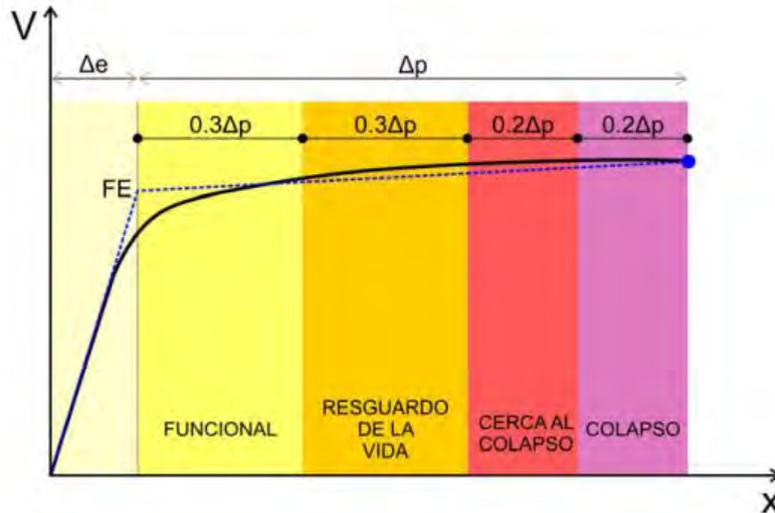


Figura 47. Curva de capacidad sectorizada según el SEAOC. Extraído de Muñoz (2021).

### 6.3. Objetivos de desempeño según el código FEMA 356

El código FEMA 356 propone el uso de la llamada matriz de desempeño para poder precisar el comportamiento inelástico adecuado según el tipo de edificación analizada. En dicha matriz, se define tres categorías de edificaciones: las comunes (viviendas y oficinas), las importantes (cines, teatros, etc.) y las esenciales (hospitales, colegios, central de bomberos, destacamentos militares).

Cada tipo de edificación tiene un desempeño esperado ante la acción de cada sismo en particular. El objetivo de desempeño depende del grado de importancia de la edificación. La Tabla 4 presenta la matriz descrita.

Tabla 4. Matriz de desempeño FEMA. Extraído de FEMA 356 (2000).

		Nivel de desempeño			
		Completamente operativo	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Sismo de diseño	Sismo frecuente				
	Sismo ocasional				
	Sismo raro				
	Sismo muy raro				

 Edificación común	 Edificación importante	 Edificación esencial
--	---	---

## CAPÍTULO 7 EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO REPRESENTATIVO VULNERABLE

### 7.1. Descripción de la edificación evaluada

Se analizó un edificio educativo tipo 780-Pre ubicado en la costa del Perú (Zona 4 según la zonificación propuesta por la norma E030) y construido sobre un suelo intermedio (S2). El edificio posee una forma rectangular, cuenta con dos niveles y tres ambientes por cada piso. Los ambientes son utilizados como aulas de estudio, salas para administrativos y laboratorios. La Figura 48 presenta un edificio tipo 780-Pre típico.



Figura 48. Edificio tipo 780-Pre. Extraído de Muñoz (2007).

La distribución arquitectónica plantea 3 aulas adyacentes por nivel. La altura de entrepiso es de 3.35 m, cada aula tiene forma cuadrada con un lado de aproximadamente 7.80 m. En la zona frontal, las ventanas poseen una altura de 1.10 m, mientras que en la zona posterior la altura es 1.60 m. El alféizar de las ventanas está formado por tabiquería de 13 cm de espesor, el cual posee una separación reducida del sistema estructural.

En el eje longitudinal, orientado en la dirección más larga, el sistema estructural se encuentra formado por pórticos de concreto armado. Cada pórtico está formado por vigas de 45 cm de peralte y columnas rectangulares de 45 cm \* 30 cm y 45 cm \* 25 cm.

En el eje transversal, orientado en la dirección más corta, el sistema estructural está formado por muros de albañilería confinada de 25 cm de espesor y pórticos de concreto armado con columnas de 30 cm x 45cm y vigas de 30 cm x 70 cm.

La Figura 49 y la Figura 50 presentan la sección transversal de las vigas y columnas que conforman el edificio:

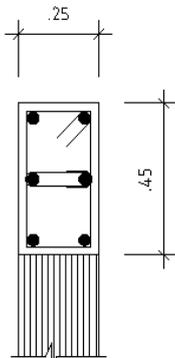
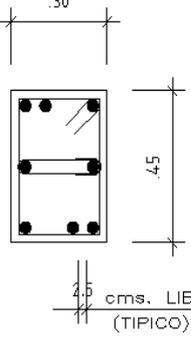
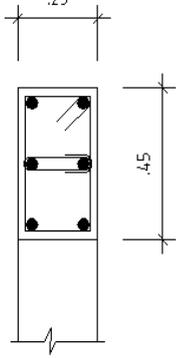
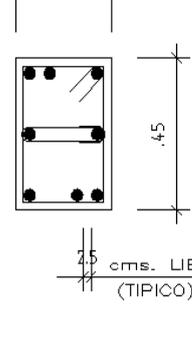
COL. NIV.	C1	C2	C3	C4
1° y 2°	 <p>6 <math>\phi 3/4"</math>  <math>\square \phi 3/8" @ .25</math></p>	 <p>8 <math>\phi 3/4"</math>  <math>\square \phi 3/8" @ .25</math></p>	 <p>6 <math>\phi 5/8"</math>  <math>\square \phi 3/8" @ .25</math></p>	 <p>8 <math>\phi 3/4"</math>  <math>\square \phi 3/8" @ .25</math></p>

Figura 49. Cuadro de columnas del edificio a analizar.

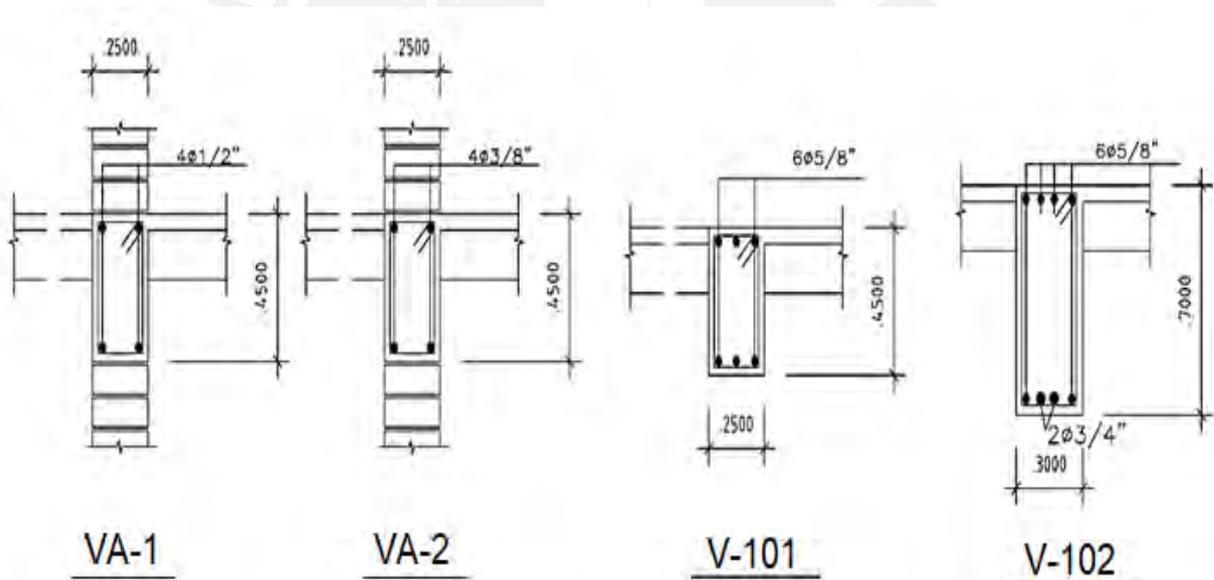


Figura 50. Vigas principales del edificio a analizar.

El sistema de techado está compuesto por losas aligeradas convencionales de 20 cm de espesor orientadas en la dirección longitudinal. La Figura 51 presenta un esquema de la estructuración del edificio analizado.

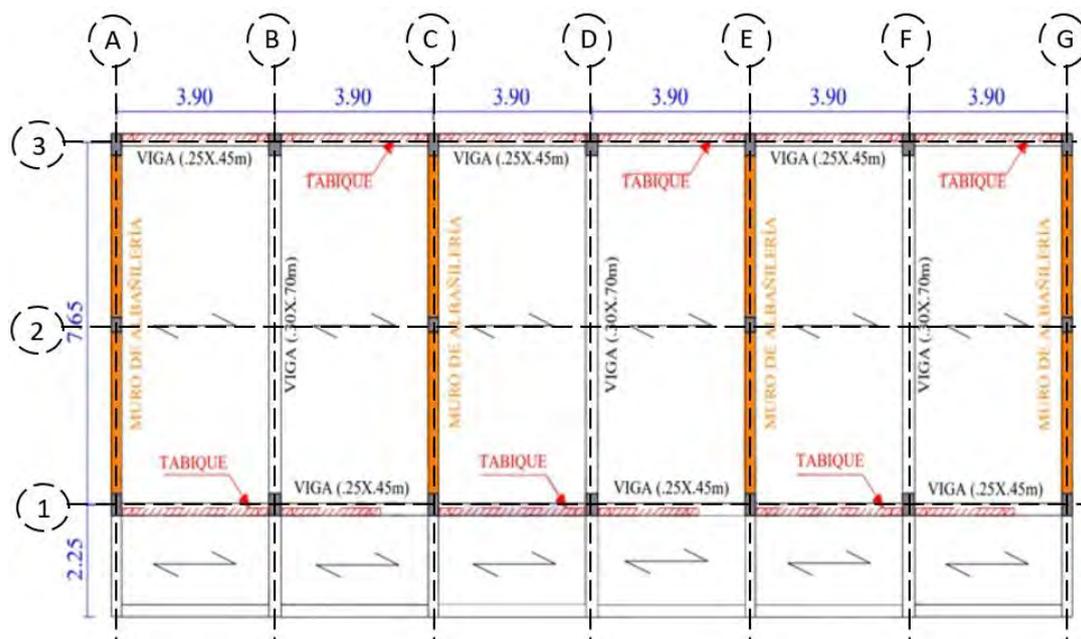


Figura 51. Configuración estructural edificación tipo 780-Pre. Adaptado de Loa (2017).

## 7.2. Análisis sísmico del edificio 780-Pre sin reforzar siguiendo la norma E030 2018

El análisis sísmico espectral se realiza con la finalidad de demostrar que la estructura en su condición actual, sin reforzar, no cumple con los requerimientos indicados en la norma peruana de Diseño Sismorresistente E030 2018.

### 7.2.1. Modelo del edificio

Se realizó el modelado de la edificación utilizando el software ETABS 19. El modelo tiene un total de 2 niveles. A cada uno de los pisos, se le asignó un diafragma rígido, cada uno de los cuales tiene 3 grados de libertad (dos de traslación y uno de rotación) con el objetivo de que las fuerzas de inercia se distribuyan en los elementos estructurales según su rigidez.

Las vigas y columnas fueron definidas como elementos frame y las losas aligeradas que conforman el sistema de techado como elementos membrana. En el eje longitudinal, no se consideraron los tabiques de albañilería, los mismos que se encuentran separados de la estructura. En la dirección transversal, se modelaron los muros de albañilería usando elementos finitos eliminando su contribución en la dirección longitudinal.

Se asignaron brazos rígidos en las uniones vigas y columnas. No se incluyó el pasadizo como elemento estructural y su carga se consideró en el eje de fachada. La Figura 52 muestra el modelo de la estructura desarrollada.

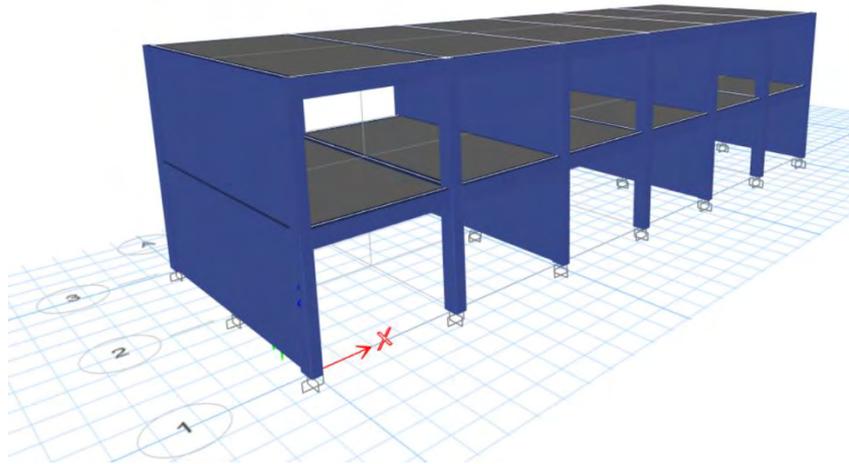


Figura 52. Modelo del edificio estudiado.

### 7.2.2. Modos de vibración

La Tabla 5 muestra los resultados de modos y frecuencias obtenidos del modelo analítico.

Tabla 5. Periodos y masas participantes.

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.49	93%	0%	0%
2	0.18	7%	0%	0%
3	0.12	0%	88%	2%
4	0.11	0%	2%	87%
5	0.04	0%	9%	1%
6	0.04	0%	1%	9%
		100%	100%	100%

La Figura 53, Figura 54 y Figura 55 presentan los modos de traslación pura y rotación:

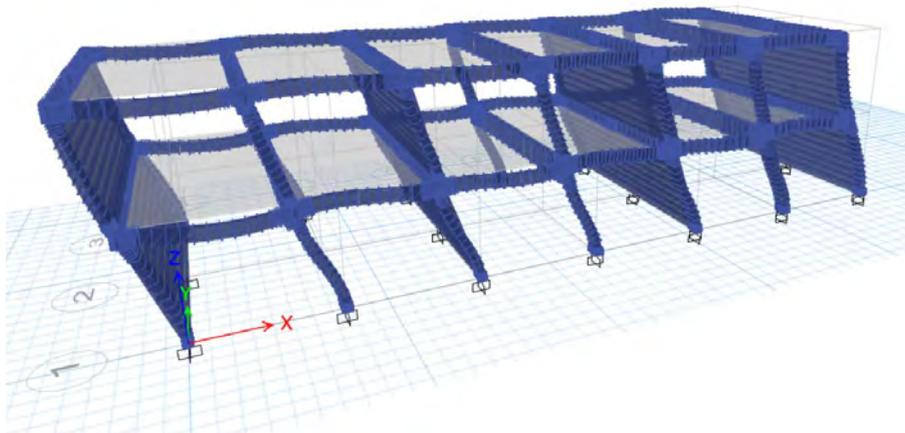


Figura 53. Modo de vibración del modo 1,  $T_x=0.49s$ .

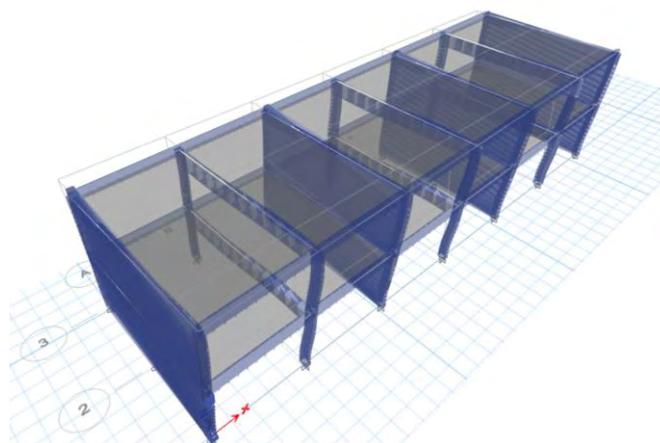


Figura 54. Modo de vibración del modo 3,  $T_y=0.12s$ .

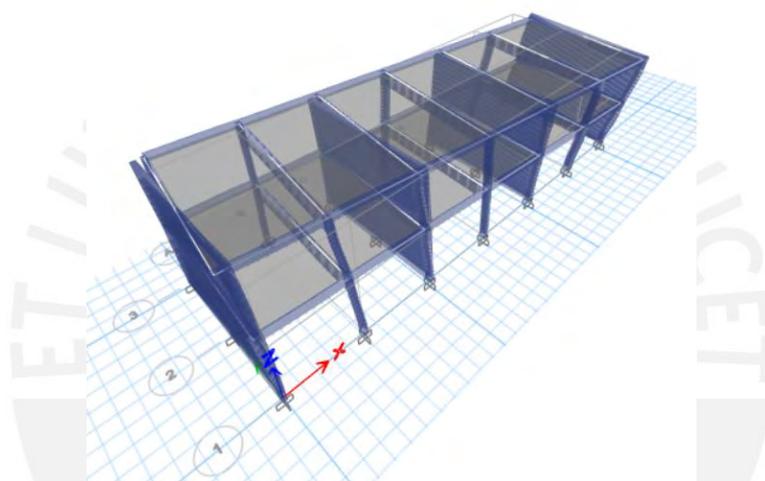


Figura 55. Modo de vibración del modo 4,  $T_r=0.11s$ .

### 7.2.3. Parámetros sísmicos

A continuación, se muestran los parámetros correspondientes a la edificación:

Tabla 6. Parámetros sísmicos de la estructura.

PARÁMETROS	DATOS
Z=Factor de zona	Z = 0.45
U=Factor de uso	U = 1.50
S=Factor de suelo	S = 1.05
R=Factor de reducción de la respuesta	$R_{o(x-x)} = 8.00$ $R_{o(y-y)} = 3.00$
$T_p$ =Periodo que define la plataforma del factor C	$T_p = 0.60$ s
$T_L$ =Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante	$T_L = 2.00$ s

#### 7.2.4. Regularidad estructural

De acuerdo con la norma E.030, las estructuras se clasifican como regulares o irregulares. Para ello, se debe identificar si la configuración de la estructura presenta las irregularidades detalladas en la norma para los dos sentidos de análisis. A continuación, se presentan las tablas de irregularidades en altura ( $I_a$ ) y en planta ( $I_p$ ).

- Irregularidad estructural en altura:

*Tabla 7. Tabla de irregularidad en altura.*

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>	<b>Resultado</b>
Irregularidad de rigidez-piso blando	No presenta
Irregularidades de resistencia-piso débil	No presenta
Irregularidad extrema de rigidez	No presenta
Irregularidad extrema de resistencia	No presenta
Irregularidad de masa o peso	No presenta
Irregularidad geométrica vertical	No presenta
Discontinuidad en los sistemas resistentes	No presenta
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	No presenta
$I_a$	1.00

- Irregularidad estructural en planta:

*Tabla 8. Tabla de irregularidad en planta.*

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Resultado</b>
Irregularidad torsional	No presenta
Irregularidad torsional extrema	No presenta
Esquinas entrantes	No presenta
Discontinuidad del diafragma	No presenta
Sistemas no paralelos	No presenta
$I_p$	1.00

La configuración estructural no presenta irregularidad en planta ni en altura (tanto  $I_a$  como  $I_p$  son iguales a 1). Entonces, la estructura es regular y los factores de reducción de fuerzas sísmicas  $R$  son los siguientes.

$$R_{x-x} = 8 \quad R_{y-y} = 3$$

### 7.2.5. Análisis Dinámico

La norma define al espectro de aceleraciones de la siguiente forma:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Reemplazando los parámetros sísmicos, los espectros utilizados en la dirección longitudinal (X-X) y transversal (Y-Y) son los siguientes:

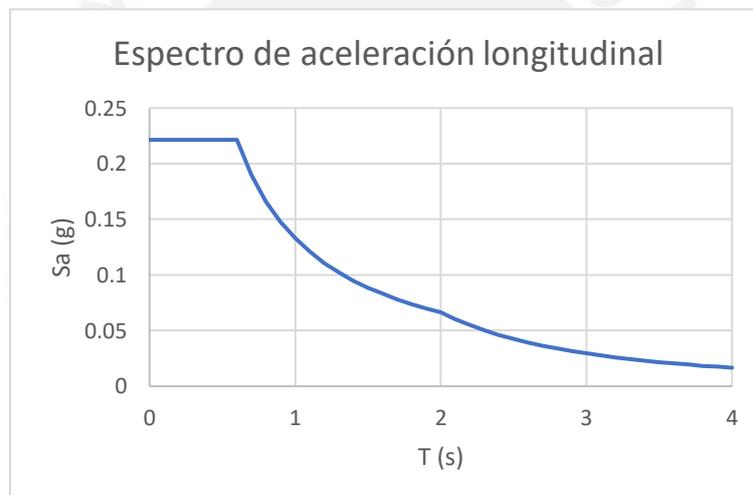


Figura 56. Espectro de aceleraciones en la dirección longitudinal.

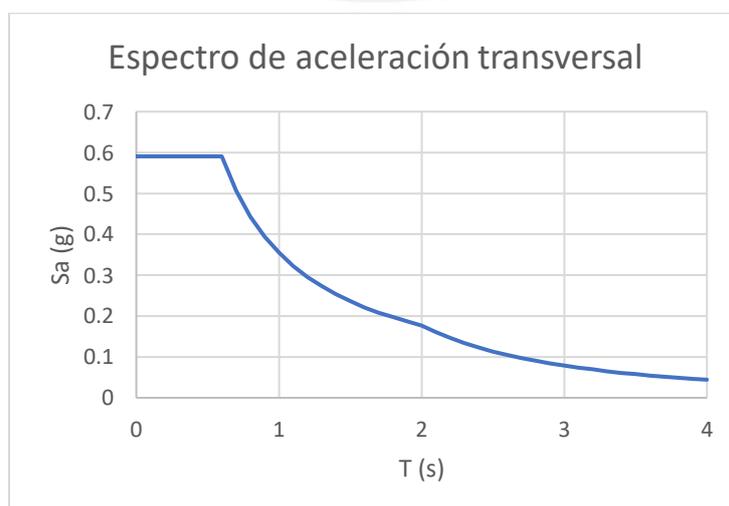


Figura 57. Espectro de aceleraciones en la dirección transversal.

## DERIVAS

La norma peruana E030 restringe la deriva máxima inelástica para garantizar que las estructuras tengan una adecuada ductilidad y no colapsen al deformarse inelásticamente. El límite máximo permitido es 7‰ para estructuras de concreto armado y 5‰ para estructuras de albañilería confinada.

La Tabla 9 presenta las derivas de la edificación en la dirección longitudinal (X-X) y transversal (Y-Y).

*Tabla 9. Derivas en las direcciones XX y YY.*

Dirección	Piso	Deriva (‰)	¿Cumple con la norma?
X-X	1	18.43	NO
	2	13.52	NO
Y-Y	1	3.1	SI
	2	2.1	SI

En la dirección longitudinal, las derivas del primer y segundo entrepiso no cumplen con los requerimientos de la actual norma de diseño sismorresistente. En la dirección transversal, las derivas del primer y segundo entrepiso sí cumplen con los requerimientos de la actual norma de diseño sismorresistente.

## DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos laterales se obtienen considerando solicitaciones sísmicas reducidas. Por ello, se debe multiplicar el desplazamiento lateral elástico por 0,75R para estructuras regulares con la finalidad de obtener los desplazamientos laterales esperados ante un sismo no reducido.

La Tabla 10 presenta los desplazamientos de los techos de la edificación en la dirección longitudinal.

*Tabla 10. Desplazamientos dirección XX.*

Techo	Desplazamiento (cm)
1	5.98
2	10.19

La Tabla 11 presenta los desplazamientos de los techos de la edificación en la dirección transversal.

*Tabla 11. Desplazamientos dirección YY.*

Techo	Desplazamiento (cm)
1	0.56
2	0.61

Los desplazamientos en la dirección longitudinal son tan altos que, incluso con junta de 2.5cm, habría interacción entre los pórticos y los muros de albañilería.

### 7.3. Modelo no lineal del edificio escolar

La no linealidad del modelo se concentró en los extremos de los elementos mediante rótulas, como se muestra en la Figura 58. La capacidad de cada rótula depende de las propiedades mecánicas de los materiales, la cuantía del acero de refuerzo y las propiedades geométricas del elemento.

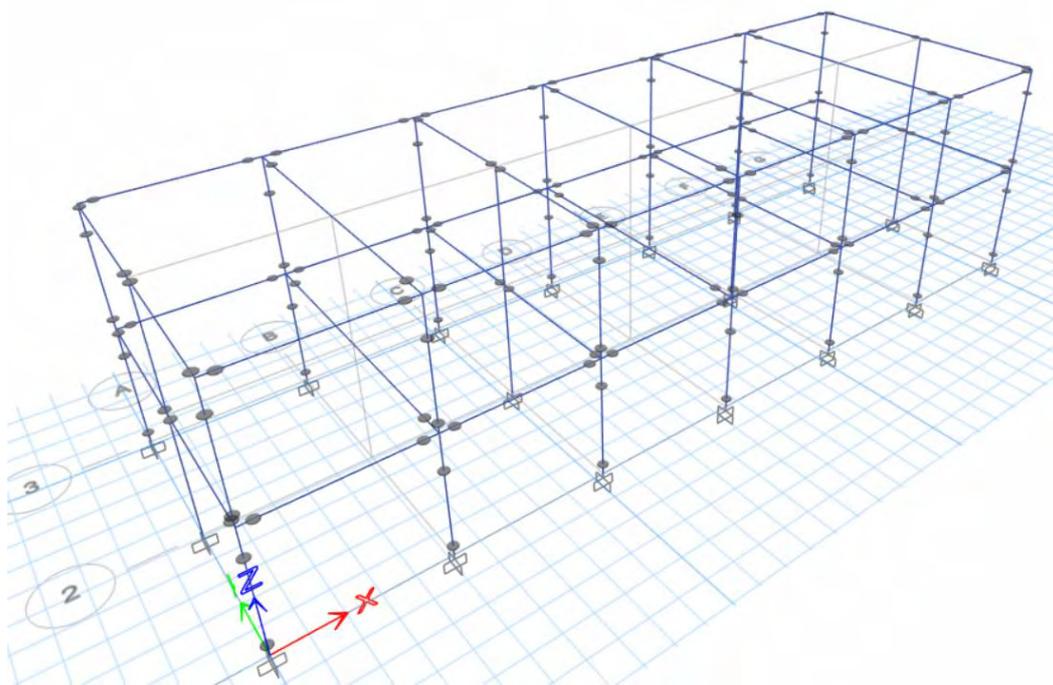


Figura 58. Rótulas plásticas del edificio analizado.

### 7.3.1. Propiedades mecánicas de los materiales

Los laboratorios de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) han realizado ensayos para determinar las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la estructura de los edificios 780-Pre. La Tabla 12 presenta las propiedades obtenidas.

Tabla 12. Propiedades mecánicas del edificio 780-Pre.

Material	Propiedad mecánica	Valor (kg/cm <sup>2</sup> )
Concreto	Resistencia a la compresión ( $f_c$ )	175
	Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	198431
Acero de refuerzo	Esfuerzo de fluencia ( $f_y$ )	4200
	Esfuerzo último ( $f_u$ )	7000
	Módulo de elasticidad ( $E_s$ )	2000000
Albañilería	Resistencia a la compresión ( $f_m$ )	40
	Resistencia al corte ( $v'm$ )	6.5
	Módulo de elasticidad ( $E_m$ )	18000

### 7.3.2. Modelo no lineal de las rótulas

Para las vigas y columnas, se asignaron rótulas plásticas controladas por flexión tipo Momento - Rotación ( $M - \Theta$ ). Para modelar estas rótulas, se requiere definir una longitud donde se concentra el daño  $l_p$  y un diagrama de Momento - Curvatura ( $M - \Phi$ ).

La longitud de rótula plástica se obtiene a partir de la expresión de Park (1994):

$$l_p = 0.45h \quad (65)$$

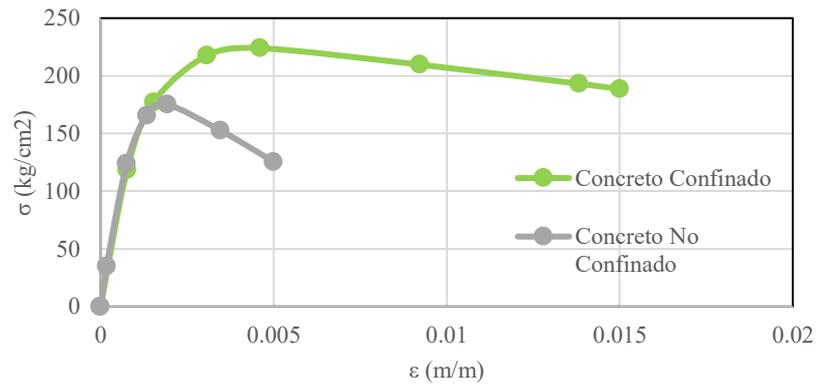
Donde  $h$  es el peralte del elemento estructural.

El diagrama Momento - Curvatura ( $M - \Phi$ ) se obtiene a partir de analizar una sección del elemento estructural (viga o columna) considerando las curvas de esfuerzo-deformación ( $\sigma - \epsilon$ ) del concreto (confinado y sin confinar) y del acero de refuerzo.

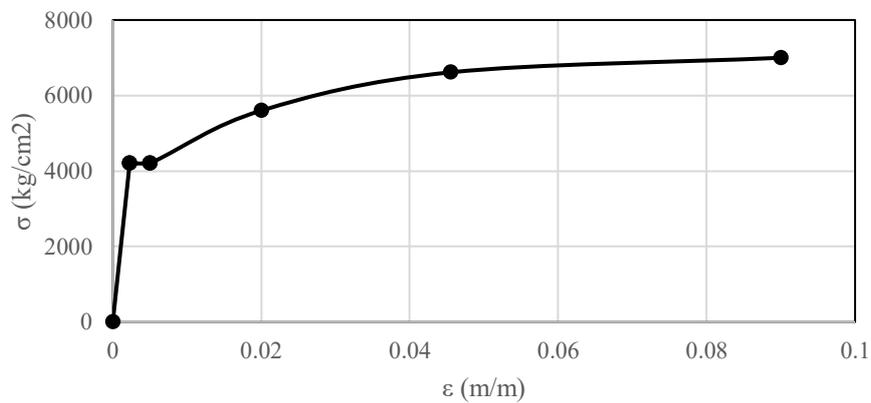
Para definir las curvas  $\sigma - \epsilon$  del concreto confinado y sin confinar, se utilizó el modelo de Mander. En la Figura 59, se muestran las curvas obtenidas de esfuerzo-deformación de la viga VA-1 (0.25 x 0.45m) para un concreto de resistencia  $f_c$  de 175 kg/cm<sup>2</sup>.



VA-1 (0.25 x 0.45m)

Figura 59. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) del concreto sin confinar y confinado.

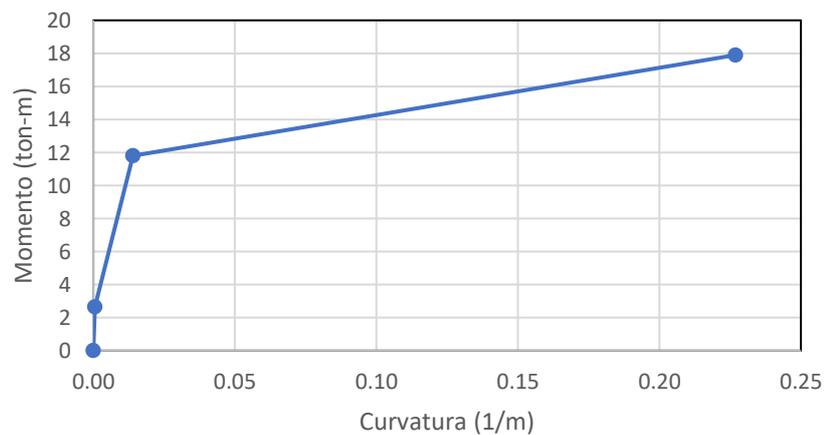
Para definir la curva  $\sigma$ -  $\epsilon$  del acero refuerzo, se utilizó el modelo de Park. La Figura 60 muestra la curva para el acero de refuerzo.

Figura 60. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) del acero de refuerzo.

Luego de definir las curvas de  $\sigma$ -  $\epsilon$  del concreto (confinado y sin confinar) y del acero de refuerzo, se construye el diagrama Momento- Curvatura ( $M$  -  $\Phi$ ). La Figura 61 muestra dicho diagrama para la viga VA-1.



VA-1 (0.25 x 0.45m)

Figura 61. Diagrama Momento-Curvatura ( $M$  -  $\phi$ ) de la viga VA-1.

## Rótulas plásticas para vigas y columnas

Las zonas donde se forman las rótulas plásticas son adyacentes a las caras de las vigas y columnas. En estas zonas, los aceros de refuerzo superior e inferior incursionan en el régimen inelástico debido a los grandes momentos positivos y negativos que producen los sismos.

Las rótulas se asignan en los extremos de cada elemento del modelo (viga y columna) empleando los procedimientos y tablas del FEMA 356. La Figura 62 representa el criterio de modelado de las rótulas controladas por flexión donde el eje horizontal indica la rotación  $\Theta$  y el eje vertical el cociente de los momentos y el momento de fluencia ( $M/M_y$ ).

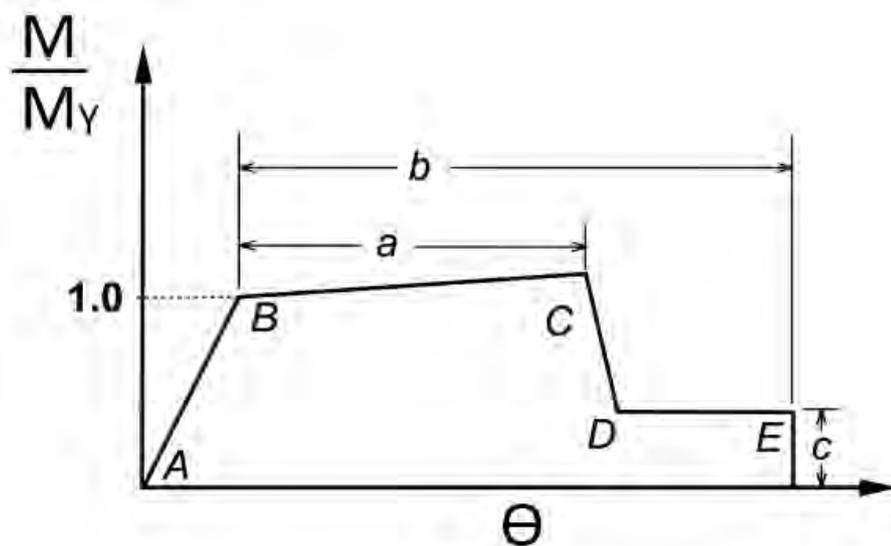


Figura 62. Relaciones Momento-Rotación ( $M - \theta$ ) para representar criterio de modelado. Extraído de FEMA 356.

Los valores de  $a$ ,  $b$  y  $c$  se definen en función de tres parámetros. El primer parámetro corresponde a la cuantía de acero longitudinal de la sección representada por  $\frac{p-p'}{p_{bal}}$ . El segundo parámetro corresponde al efecto del refuerzo transversal en el confinamiento del concreto, hay que especificar si con el refuerzo transversal colocado se logra un concreto confinado C o un concreto no confinado NC. El tercer parámetro está relacionado con la fuerza cortante actuante de diseño  $V$ .

Para cuantificar los niveles de daños a través del movimiento, se definen umbrales de deformación que corresponden a los estados de ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP). A continuación, se presenta la tabla del FEMA 356.

Tabla 13. Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto armado. Adaptado de FEMA 356.

Vigas controladas por flexión			Rotación plástica (rad)		Ratio Fuerza residual	Nivel de desempeño de componente primario (rad)		
$\frac{p - p'}{pbal}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V(\text{pound})}{b_w(\text{in})d(\text{in})\sqrt{f'c(\text{psi})}}$	a	b	c	IO	LS	CP
$\leq 0.0$	Confinado	$\leq 3$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025
$\leq 0.0$	Confinado	$\geq 6$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02
$\geq 0.5$	Confinado	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
$\geq 0.5$	Confinado	$\geq 6$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015
$\leq 0.0$	No Confinado	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
$\leq 0.0$	No Confinado	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
$\geq 0.5$	No Confinado	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
$\geq 0.5$	No Confinado	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005

Los parámetros para definir las curvas momento-rotación y los puntos para calificar el estado de daño de las vigas analizadas en el presente trabajo se encuentran en la sección encerrada en rojo que se muestra en la Tabla 13.

A manera de ejemplo, la Figura 63 muestra el diagrama momento-rotación (línea en azul) y los puntos para calificar el estado de daño (puntos de colores) de la viga VA-1.

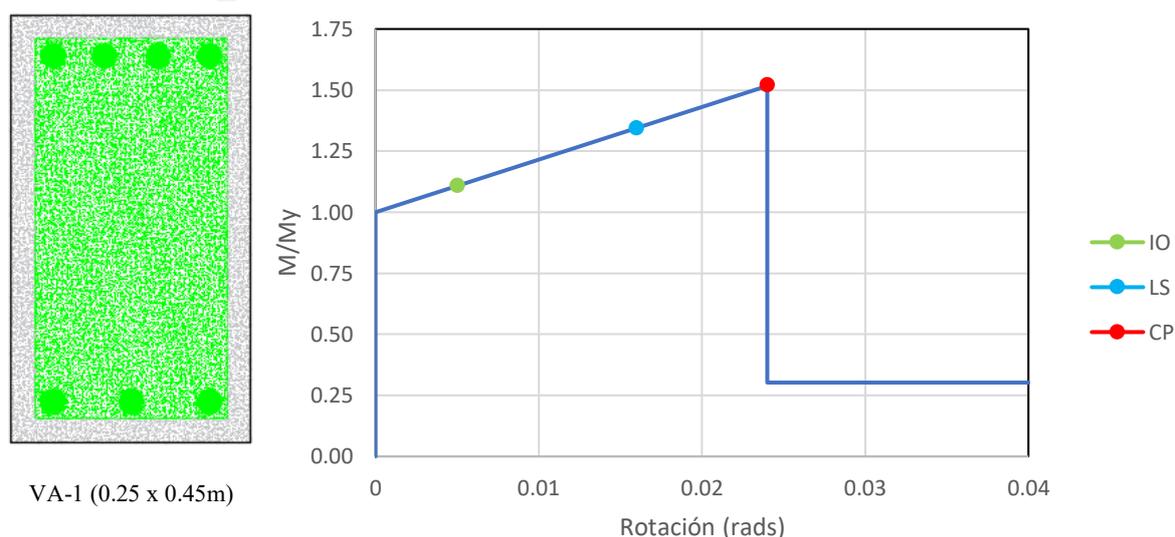


Figura 63. Diagrama Momento-Rotación (M –  $\theta$ ) viga VA-1.

De la misma forma, los puntos para calificar el estado de daño de las columnas analizadas en el presente trabajo se encuentran interpolando en la sección encerrada en rojo que se muestra en la Tabla 14.

Tabla 14. Criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto armado. Adaptado de FEMA 356.

Columnas controladas por flexión			Nivel de desempeño de componente primario (rad)		
			IO	LS	CP
$\frac{P(\text{pound})}{A_g(\text{in}^2) * f'c(\text{psi})}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V(\text{pound})}{b_w(\text{in}) * d(\text{in}) * \sqrt{f'c(\text{psi})}}$			
$\leq 0.1$	Confinado	$\leq 3$	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.1$	Confinado	$\geq 6$	0.005	0.012	0.016
$\geq 0.4$	Confinado	$\leq 3$	0.003	0.012	0.015
$\geq 0.4$	Confinado	$\geq 6$	0.003	0.01	0.012
$\leq 0.1$	No Confinado	$\leq 3$	0.005	0.005	0.006
$\leq 0.1$	No Confinado	$\geq 6$	0.005	0.004	0.005
$\geq 0.4$	No Confinado	$\leq 3$	0.002	0.002	0.003
$\geq 0.4$	No Confinado	$\geq 6$	0.002	0.002	0.002

A manera de ejemplo, la Figura 64 muestra el diagrama momento-rotación (línea en gris) y los puntos para calificar el estado de daño (puntos de colores) de la columna C-2.

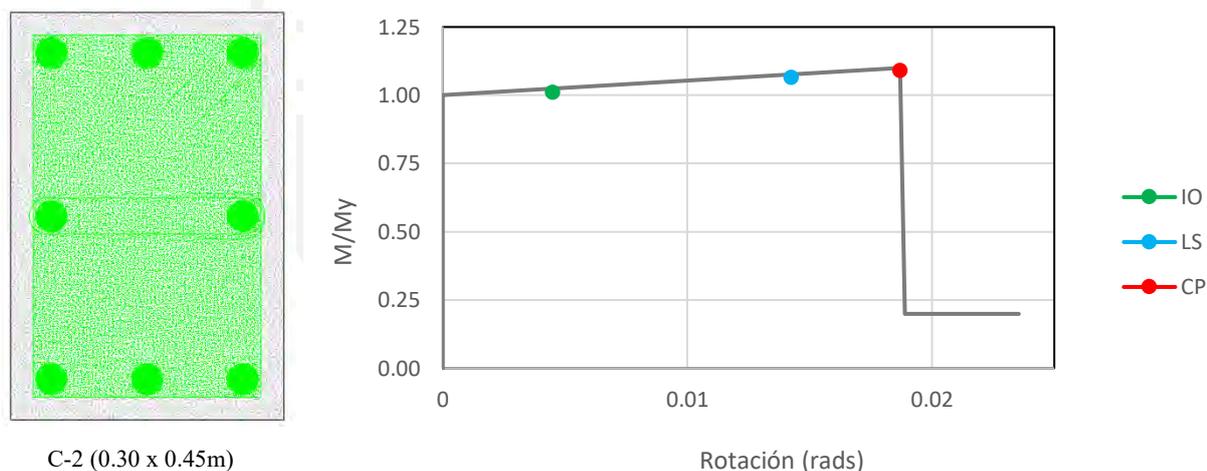


Figura 64. Diagrama Momento-Rotación (M – θ) columna C-2.

### 7.3.3. Tipo de histéresis

Se han desarrollado múltiples modelos para representar el comportamiento histerético de las estructuras cuando se someten a cargas cíclicas, como es el caso de los movimientos sísmicos. Los modelos incorporan el proceso de degradación de las rótulas (resistencia y rigidez) durante los movimientos cíclicos que experimenta el edificio. Para el presente trabajo, se ha utilizado el modelo propuesto por Takeda (1970) para estructuras de concreto armado.

El modelo de Takeda considera la degradación de la rigidez que se produce debido al daño que sufre la estructura ante cargas cíclicas. El modelo de Takeda requiere 5 parámetros: la rigidez elástica ( $k_1$ ), la rigidez inelástica ( $k_2$ ), el desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ), el coeficiente  $\beta$  relacionado con el punto donde se realiza la recarga o descarga y el coeficiente  $\alpha$  relacionado con la degradación de la rigidez, el cual varía entre 0 y 0.6.

La rigidez de descarga  $K_r$  después de la fluencia se obtiene con la siguiente expresión:

$$K_r = k_1 * \beta^{-\alpha}$$

La Figura 65 presenta un esquema del modelo de Takeda:

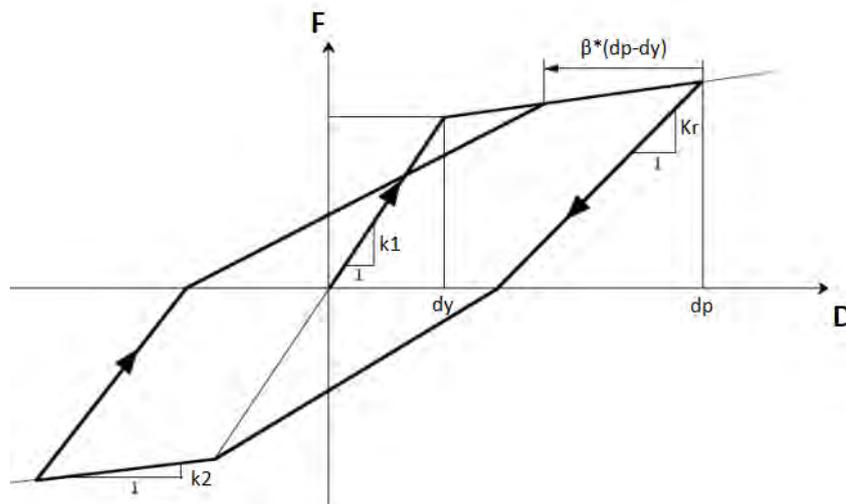


Figura 65. Parámetros del modelo de Takeda. Adaptado de Baeza (2018).

#### 7.4. Análisis estático no lineal del edificio (E-NL)

La distribución de cargas laterales para el modelo matemático es proporcional al primer modo de vibración, ya que posee un porcentaje mayor de masa efectiva respecto a los demás modos.

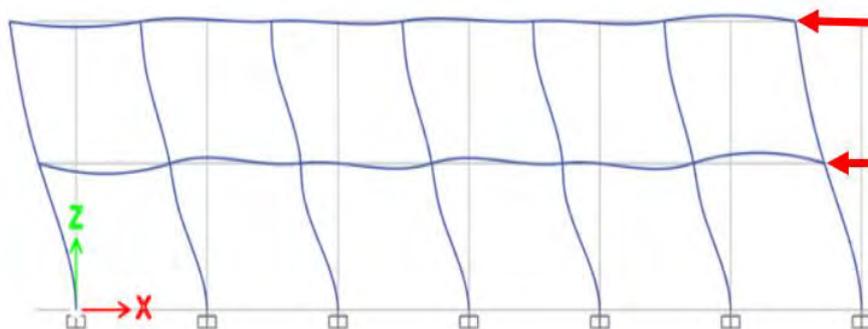


Figura 66. Distribución de fuerza para el modo 1 del edificio 780-Pre.

A partir del modelo estructural y utilizando el análisis estático no lineal, se obtuvo la curva de capacidad del edificio estudiado para la dirección X-X (Figura 67), la cual se ha sectorizado según las indicaciones del SEAOC (1995).

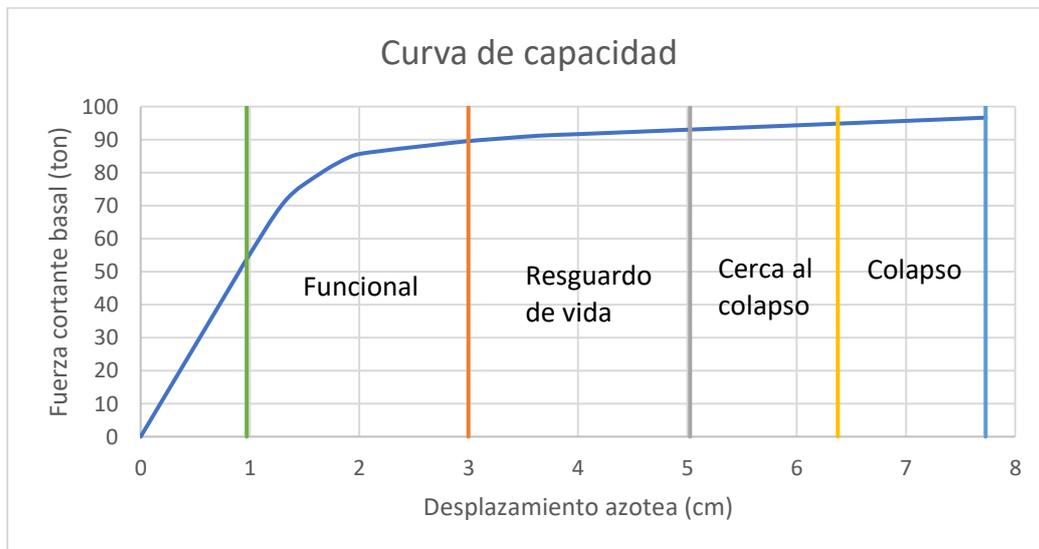


Figura 67. Curva de capacidad del edificio 780-Pre.

A partir de la curva de capacidad en la dirección longitudinal, se observó que el desplazamiento de fluencia es igual a 1 cm. El desplazamiento máximo del segundo piso que ocasionaría el colapso es 7.70 cm y está asociado a una fuerza cortante de 96.6 ton. La ductilidad de la estructura es 8 y su sobrerresistencia es 1.9.

La Figura 68 presenta el mecanismo de colapso de la estructura en su dirección longitudinal. En la figura, se observa que han aparecido rótulas en las vigas y las columnas y en algunos casos, las rótulas están próximas al colapso.

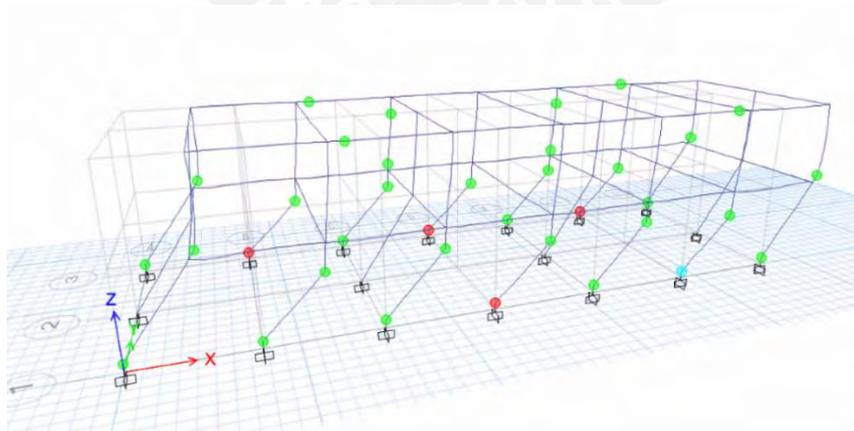


Figura 68. Mecanismo de colapso en la dirección longitudinal.

La Tabla 15 presenta los resultados del estado general de las rótulas finalizado el análisis *Pushover*.

Tabla 15. Estado de las rótulas al finalizar el análisis Pushover.

Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante (ton)	Estado de rótulas				Total
		A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
7.70	96.60	120	1	1	26	148

En la Tabla 15, se muestra que 26 rótulas han colapsado en el momento en que la estructura global colapsa.

Utilizando el método del espectro de amortiguamiento variable, se determina el desempeño que tiene la estructura frente al sismo ocasional ( $PGA=0.25*1.05=0.26g$ ). Realizando la intersección del espectro de demanda, obtenido según los parámetros de la norma peruana y el espectro de capacidad, se obtiene el desempeño de la estructura frente al sismo raro ( $PGA=0.45*1.05=0.47g$ ). La Figura 69 presenta la respuesta espectral inelástica de la estructura frente al sismo raro.

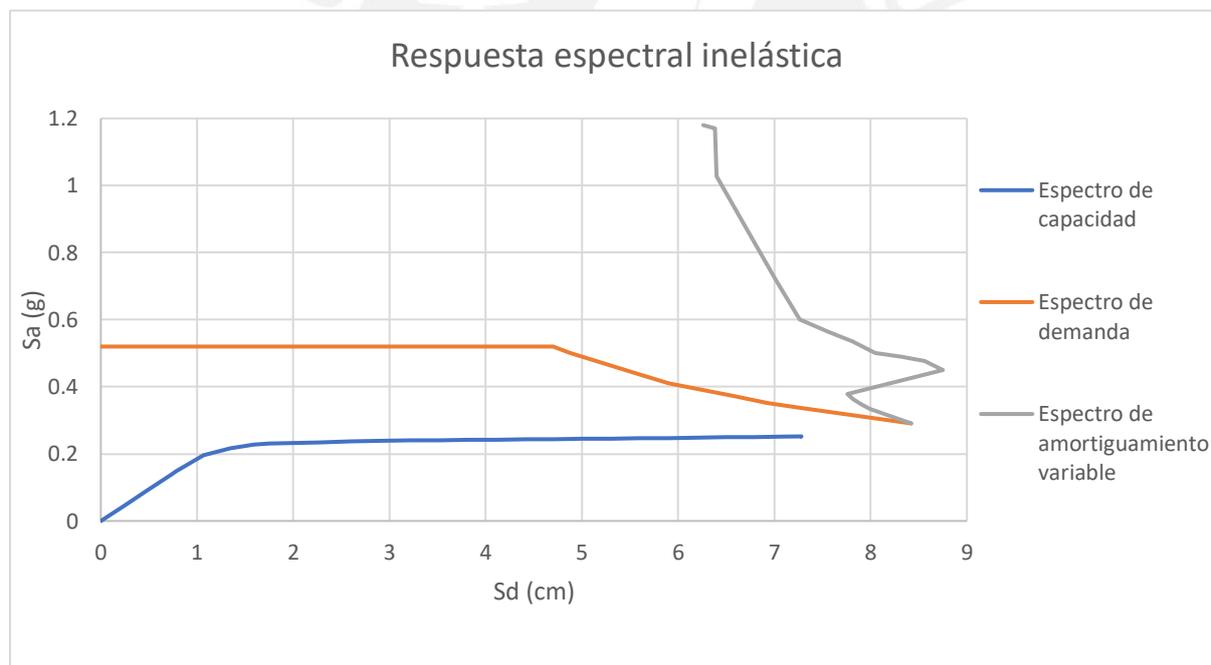


Figura 69. Punto de desempeño de edificio tipo 780-Pre frente a un sismo raro.

Como se puede observar en la Figura 69, no existe una intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad, debido a que la demanda supera ampliamente la capacidad. Es decir, la estructura colapsa frente al sismo raro.

También, se desarrolló el análisis para el sismo ocasional. La Figura 70 muestra el punto de desempeño de la estructura frente al sismo ocasional.

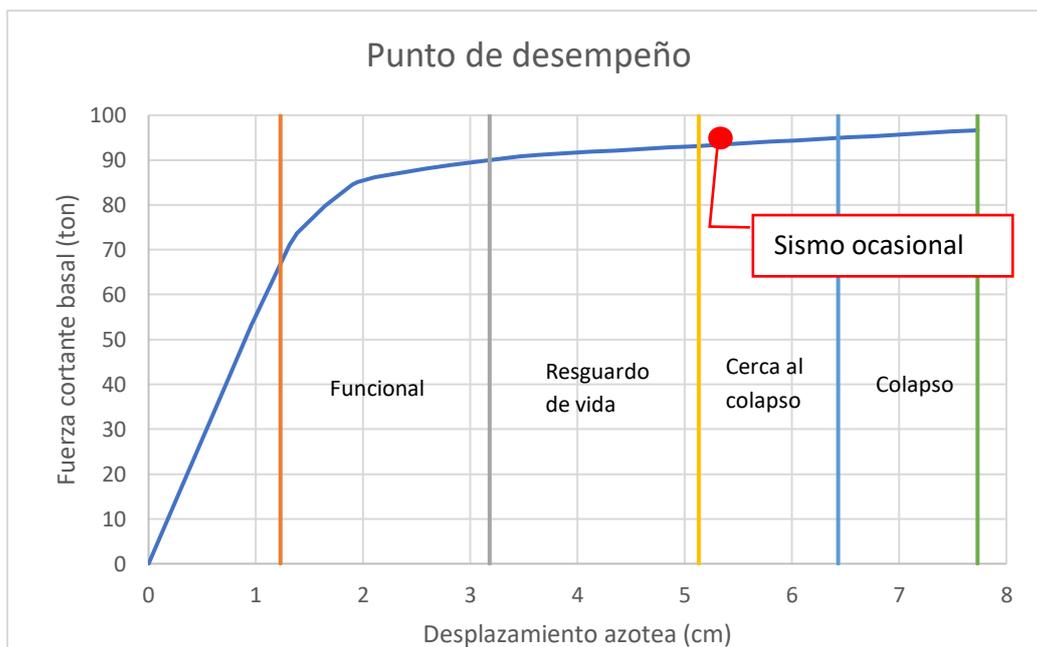


Figura 70. Punto de desempeño para sismo ocasional estructura original.

### 7.5. Análisis tiempo historia no lineal (TH-NL)

Para el tiempo historia no lineal, se utilizaron 7 registros sísmicos en la dirección norte-sur y en la dirección este-oeste, los cuales son representativos del espectro de diseño y de las condiciones locales del lugar donde se encuentra ubicado el edificio 780-Pre. Los registros sísmicos utilizados se presentan en la Tabla 16:

Tabla 16. Registros sísmicos utilizados.

Registro	Fecha	Magnitud	Duración (seg)
Arequipa	23/06/2001	6.9	199
Huaraz	31/05/1970	6.6	45
Lima	17/10/1966	8.1	65
Lima	03/10/1974	6.6	98
Pisco	15/08/2007	7.0	218
Iquique	01/04/2014	8.2	141
Ica	26/05/2022	5.6	80

Para mostrar el comportamiento del edificio 780-Pre ante acciones sísmicas, se escaló cada uno de registros sísmicos, tal que su espectro de respuesta coincidiera con el espectro de aceleraciones definido de la siguiente forma:

$$S_a = Z * C * S \quad (96)$$

Donde  $Z=0.45$ ,  $S=1.05$  y  $C$  es el factor de amplificación dinámica. De acuerdo con la Norma Técnica E.030, se considera un 5% de amortiguamiento crítico. Además, el espectro promedio de los 7 registros debe superar o igualar al espectro elástico de la norma ( $R=1$ ) en el rango de períodos entre  $0,2T$  y  $1,5T$ .

La Figura 71 presenta la compatibilización entre el espectro de la norma y el espectro promedio de los 7 registros sísmicos utilizados para esta tesis. En el caso del edificio en análisis, el rango de períodos compatibles se encuentra entre 0.098 y 0.735 segundos.

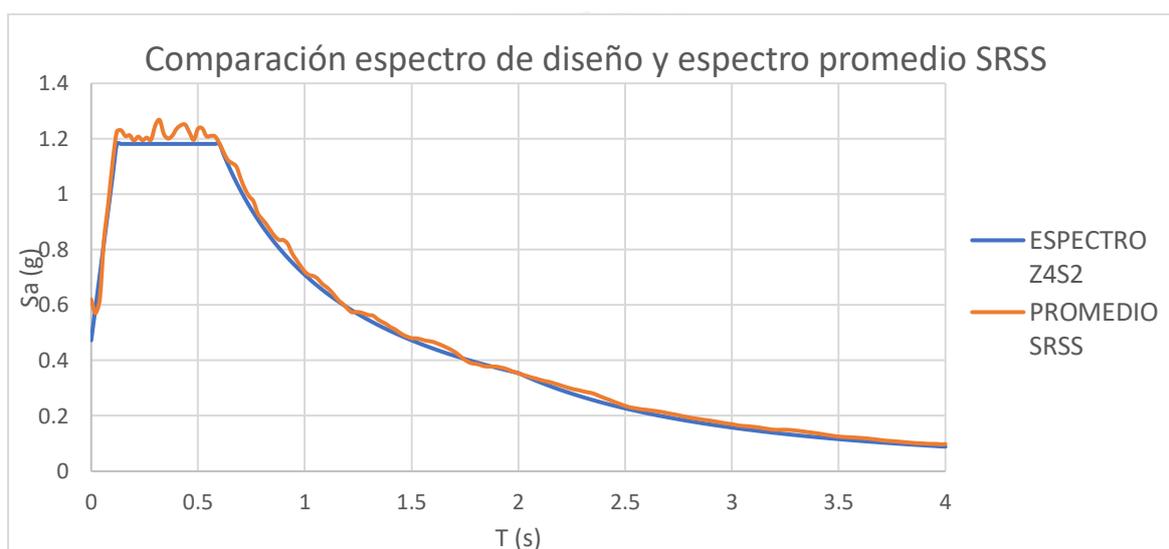


Figura 71. Verificación de registros sísmicos espectro-compatibles.

La Tabla 17 presenta el desplazamiento del segundo techo para cada uno de los registros utilizados en el análisis tiempo historia. Se puede observar que el desplazamiento promedio de la estructura es de 6.5 cm, el cual implica que la estructura ha colapsado.

Tabla 17. Desplazamiento azotea en el análisis TH-NL.

	Desplazamiento máximo azotea (cm)
Arequipa 2001	7.5
Huaraz 1970	5.3
Iquique 2014	6.9
Lima 1966	6.5
Lima 1974	6.5
Pisco 2007	7.6
Ica 2022	5.0
Promedio	6.5

Se revisó el estado de daño de los elementos más esforzados en el sismo más crítico (Lima 1966). La columna C-3 y la viga VA-1 son los elementos más esforzados a lo largo del registro sísmico. La Figura 72 presenta el estado de la columna C-3 y la Figura 73 presenta el estado de la viga VA-1 al finalizar el análisis tiempo historia:

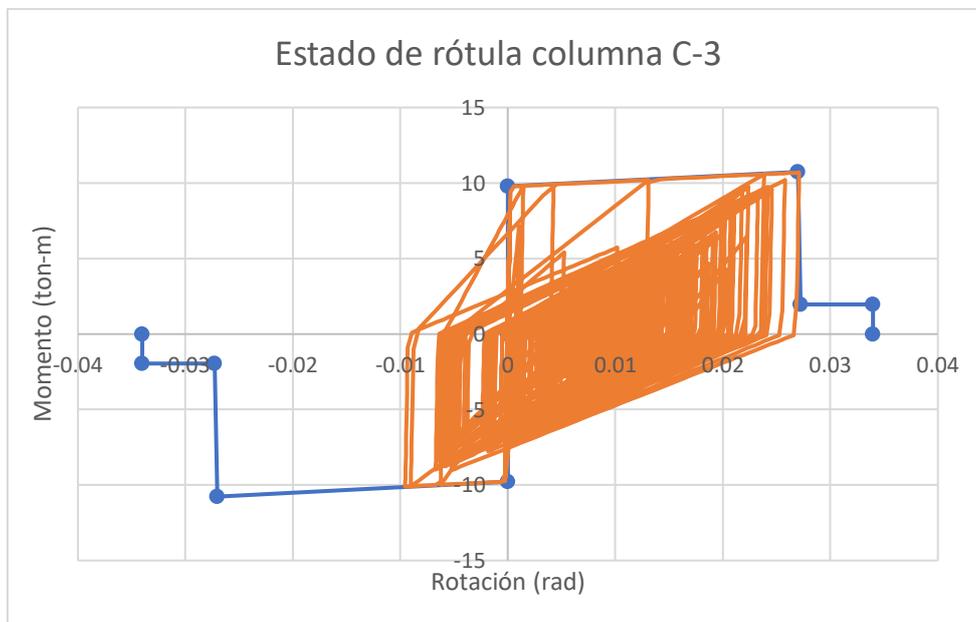


Figura 72. Estado de la columna C-3 en el análisis TH-NL (estructura original).

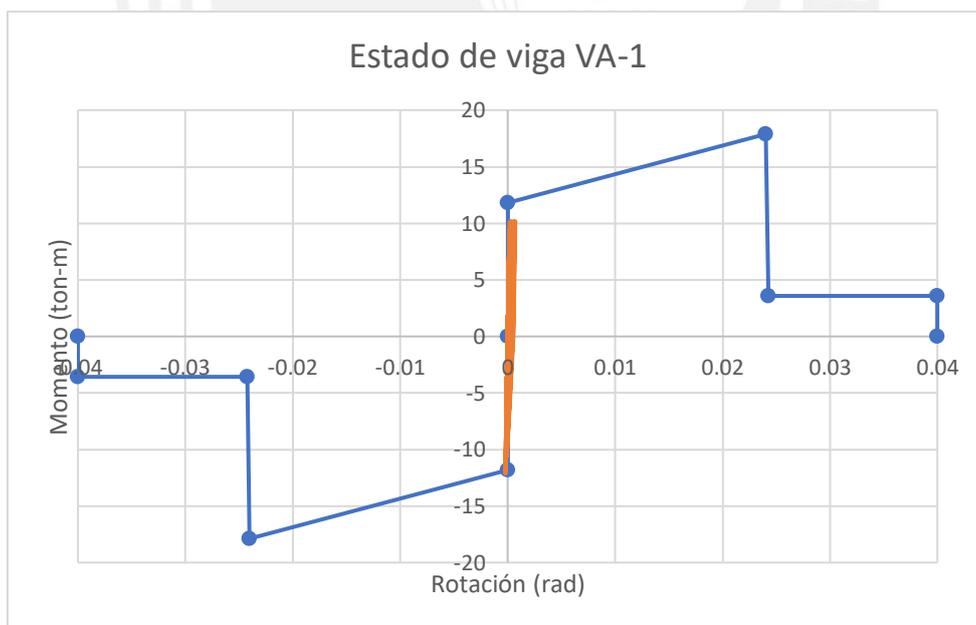


Figura 73. Estado de la viga VA-1 en el análisis TH-NL (estructura original).

La viga tiene una incursión inelástica mínima, por lo que no tiene daño estructural. Sin embargo, la columna ha consumido el 100% de su máxima capacidad de rotación, lo que generaría el agrietamiento extenso del concreto confinado y daño severo del elemento, cuya reparación es inviable.

Utilizando los desplazamientos máximos de cada uno de los análisis tiempo historia, se procede a verificar el estado general de las rótulas. La Tabla 18 y la Tabla 19 presentan el estado de las rótulas de las vigas y columnas, respectivamente:

Tabla 18. Estado de las rótulas de las vigas luego del análisis TH-NL.

	A-IO	IO-LS / LS-CP / >CP
Arequipa 2001	92	0
Huaraz 1970	92	0
Iquique 2014	92	0
Lima 1966	92	0
Lima 1974	92	0
Pisco 2007	92	0
Ica 2022	92	0

Tabla 19. Estado de las rótulas de las columnas luego del análisis TH-NL.

	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP
Arequipa 2001	28	3	19	6
Huaraz 1970	28	8	19	1
Iquique 2014	28	4	23	1
Lima 1966	28	6	26	1
Lima 1974	28	4	23	1
Pisco 2007	32	9	9	6
Ica 2022	28	5	22	1

Los resultados de deriva obtenidos para los siete registros se presentan en la Figura 74.

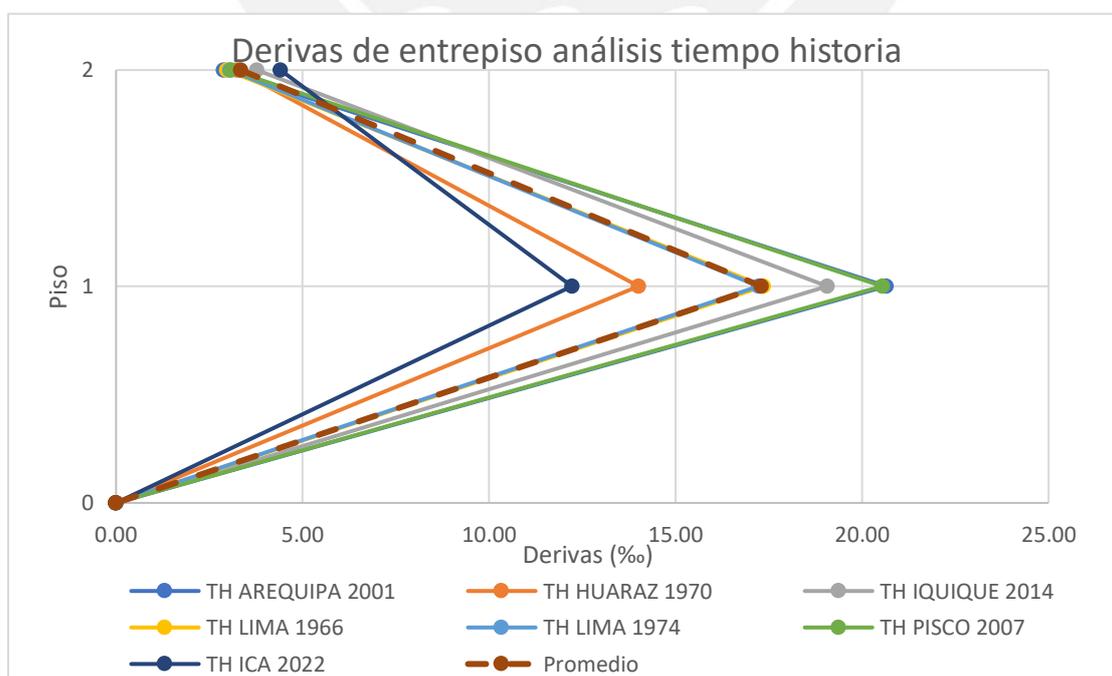


Figura 74. Resultados de deriva del análisis TH-NL.

Como se puede apreciar en la Figura 74, en ninguno de los sismos analizados se cumple con la máxima deriva indicada en la norma E030, la cual permite una deriva máxima de 8.75‰ para un sistema estructural de pórticos. Como se utilizaron 7 registros, se trabajó con los valores promedio, los cuales se muestran en la Tabla 20.

*Tabla 20. Derivas promedio edificación tipo 780-Pre.*

Piso	Deriva (‰)
Piso 2	3.35
Piso 1	17.30

Los resultados de aceleraciones para cada uno de los sismos se presentan en la Tabla 21.

*Tabla 21. Aceleraciones promedio edificación tipo 780-Pre.*

	Aceleración (g)	
	Piso 1	Piso 2
Arequipa 2001	0.58	0.44
Huaraz 1970	0.54	0.42
Iquique 2014	0.59	0.41
Lima 1966	0.63	0.41
Lima 1974	0.62	0.45
Pisco 2007	0.46	0.38
Ica 2022	0.45	0.41
PROMEDIO	0.55	0.42

A partir de los resultados obtenidos, se determinó el nivel de daño de la edificación luego de haber realizado el análisis tiempo historia. Por un lado, observando la deriva, el valor promedio obtenido fue 17.3 ‰. Según la Tabla 3, para una deriva entre 16 y 40‰, el nivel de daño asociado es completo.

Por otro lado, la máxima aceleración en el primer piso fue 0.55 g. La Tabla 3 indica que para aceleraciones entre 0.4 y 0.8 g los componentes no estructurales tienen asociado un nivel de daño moderado.

## **7.6. Evaluación del desempeño esperado**

Para el caso del análisis estático, se analizó la respuesta sísmica de la estructura ante un sismo ocasional y un sismo raro. Para el caso del sismo ocasional, se obtuvo que el edificio llega a un nivel de daño de seguridad de vida, mientras que, en el sismo raro, la edificación llegó a un

nivel de daño de colapso. La Tabla 22 presenta la matriz de desempeño de la edificación frente a estos dos sismos.

*Tabla 22. Matriz de desempeño real del edificio 780-Pre luego del análisis E-NL.*

Tipo 780- Pre Edificación esencial		Estado de daño				
		Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso	Colapso
Sismo raro						
Sismo ocasional						

Debido a que el edificio analizado es considerado esencial por la norma peruana, los niveles de desempeño no son adecuados para la dirección longitudinal en ninguno de los dos niveles de sismo. Frente a un sismo raro, la estructura debería quedar funcional, mientras que en un sismo ocasional el nivel esperado es el de operacional. Como se observa en la Tabla 22, los niveles de desempeño distan en gran medida de lo propuesto por el FEMA 356.

Los resultados del análisis tiempo historia, con los siete registros, mostraron que el desplazamiento promedio del segundo techo (6.5 cm) está muy próximo a la máxima capacidad de desplazamiento lateral de la edificación, lo cual se puede interpretar como el colapso. Por lo tanto, el desempeño no es adecuado según el SEAOC.

*Tabla 23. Matriz de desempeño real del edificio 780-Pre luego del análisis TH-NL.*

Tipo 780- Pre Edificación esencial		Estado de daño				
		Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso	Colapso
Sismo raro						

## CAPÍTULO 8 PROPUESTA DE PROTECCIÓN EMPLEANDO DISIPADORES HISTERÉTICOS

En la propuesta de reforzamiento con disipadores, se busca emplear los dispositivos más económicos que se encuentren en el mercado nacional. Debido a que los dispositivos SLB son, aproximadamente, 10 veces más económicos que los disipadores de fluido viscoso (DFV) y 3 veces más baratos que los dispositivos BRB, estos fueron elegidos como el dispositivo empleado en el reforzamiento. Se hizo la comparación de precios de los dispositivos en el mercado nacional considerando dispositivos de igual fuerza máxima. A continuación, se muestran los precios de los disipadores en el mercado nacional como ratios respecto al precio de un SLB.

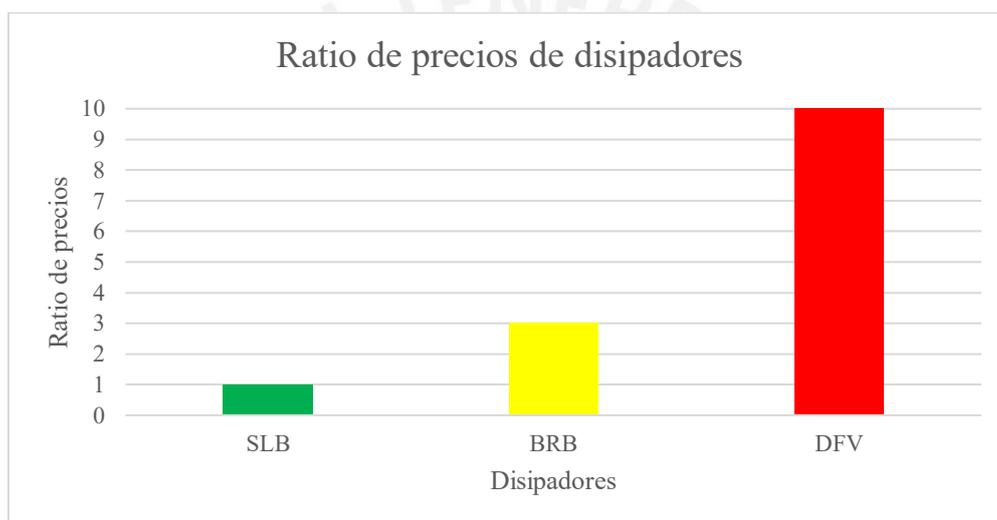


Figura 75. Comparación de precios de disipadores disponibles en el mercado peruano.

### 8.1. Objetivo del reforzamiento

El objetivo es lograr que la estructura tenga un daño leve frente a un sismo raro de 500 años de periodo de retorno ( $PGA=0.47g$ ). Se ha establecido una deriva objetivo de 4%, que según el código Hazus, implica un daño leve en la edificación. Además, se busca cumplir con el desempeño adecuado de las edificaciones esenciales según los criterios indicados por el SEAOC.

### 8.2. Desarrollo de la primera alternativa

Para la primera alternativa, se ha considerado realizar la menor intervención posible sobre la edificación. Por ello, se ha decidido mantener los muros de albañilería y sobre estos colocar los dispositivos histeréticos. Se colocaron 6 dispositivos en cada uno de los ejes longitudinales

utilizando un arreglo Chevron, en el cual se colocó el dissipador SLB junto con unas diagonales de acero A36: 3 en el primer piso y 3 en el segundo. Esta alternativa en lo que sigue se denomina Alternativa CM (Con Muros).

### 8.2.1. Dimensionamiento de dispositivos SLB

Las diagonales de acero son de sección tubular de 100mm\*100mm\*9mm. La Figura 76 presenta la configuración y distribución de los dissipadores en el eje longitudinal 1:

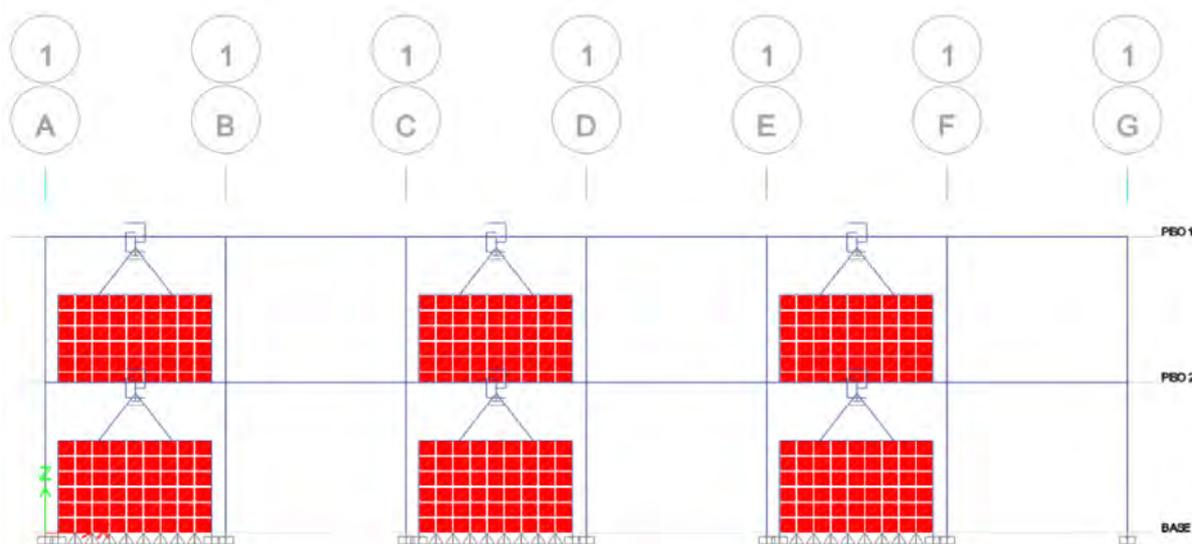


Figura 76. Distribución de dissipadores en el eje 1 del edificio.

El dimensionamiento de los dispositivos de la Alternativa SM se encuentra condicionado a la resistencia de agrietamiento de los muros de albañilería, ya que las fuerzas cortantes actuantes sobre los dispositivos se transmiten hacia los muros.

Se realizó el cálculo de la resistencia a corte de los muros de albañilería. Para ello, se empleó la metodología propuesta por San Bartolomé (2006). La Tabla 24 presenta los datos para realizar dicho cálculo:

Tabla 24. Datos de muro de albañilería.

Datos	Valores
$f_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	40.00
$v'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	6.32
L (m)	3.55
t (m)	0.13
PG (ton)	1.10
Ve (ton)	3.42
Me (ton-m)	3.63

En la Tabla 24,  $f'm$  es la resistencia a la compresión de la albañilería;  $v'm$ , la resistencia a corte puro de los muretes de albañilería;  $L$ , la longitud total del muro;  $t$ , el espesor efectivo del muro;  $PG$ , la carga axial de gravedad igual a la carga muerta más el 50% de la carga viva;  $Ve$ , la fuerza cortante para un sismo moderado; y  $Me$  es el momento flector para sismo moderado. Se define el parámetro  $\alpha$ , como el factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez.

$$\frac{1}{3} < \alpha = \frac{Ve * L}{Me} < 1 \rightarrow \alpha = \frac{3.42 * 3.55}{3.63} = 3.34 > 1$$

Entonces,  $\alpha = 1$ . Se obtiene la resistencia a fuerza cortante del muro  $V_m$  con la siguiente expresión:

$$V_m = 0.5 * v'm * \alpha * t * L + 0.23PG = 0.5 * 63.2 * 1 * 0.13 * 3.6 + 0.23 * 1.1 = 15.04 \text{ ton}$$

De acuerdo con San Bartolomé (2006), el muro de albañilería se agrieta si es que se cumple la siguiente condición:

$$V_u > 0.55 V_m = 0.55 * 15.04 = 8.27 \text{ ton}$$

Por lo tanto, las fuerzas cortantes que reciben los disipadores no deben superar a la resistencia del muro al agrietamiento, es decir, deben ser menores que 8.27 ton. Se revisó la tabla de parámetros de diseño de los disipadores *Shear Link Bozzo* (Bozzo, 2018) y se seleccionó un disipador de tal forma que el valor de la fuerza máxima ( $F_{max}$ ) fuera el más próximo al valor de resistencia al agrietamiento del muro de albañilería  $V_u$ . La Tabla 25 presenta los parámetros de diseño del disipador SLB elegido.

Tabla 25. Parámetros de diseño para el disipador *Shear Link Bozzo* elegido. Extraído de Bozzo (2018).

Dispositivo	K1 (ton/cm)	K2 (ton/cm)	Dy (mm)	Fy (ton)	Fmax (ton)	Ed (ton-cm)
SLB2 6_2	37.04	0.99	0.98	3.63	7.03	8.88

El dispositivo elegido es el SLB2 6\_2 y es el de menor capacidad de todos los dispositivos SLB.

### 8.2.2. Análisis estático no lineal (E-NL)

La Figura 77 presenta la curva de capacidad en la dirección longitudinal (eje X) sectorizada según las indicaciones del SEAOC.

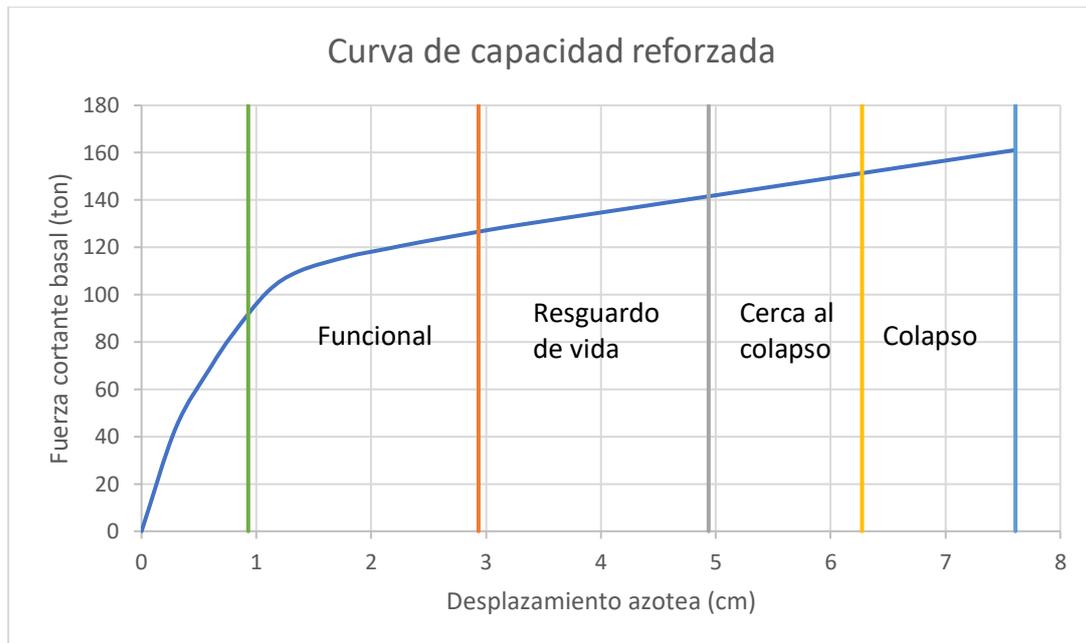


Figura 77. Curva de capacidad del edificio 780-Pre reforzado con Alternativa CM.

El desplazamiento de fluencia de la estructura reforzada es igual a 0.65 cm. El desplazamiento máximo del segundo piso que ocasionaría el colapso es 7.60 cm y está asociado a una fuerza cortante de 160 ton. La ductilidad de la estructura es 12 y su sobrerresistencia es 1.7.

Se determinó el punto de desempeño de la estructura reforzada ante el sismo raro (PGA=0.47g). Para ello, se intersecan los espectros de demanda y capacidad. Dicha intersección, junto con el espectro de amortiguamiento variable, se presenta en la Figura 78.

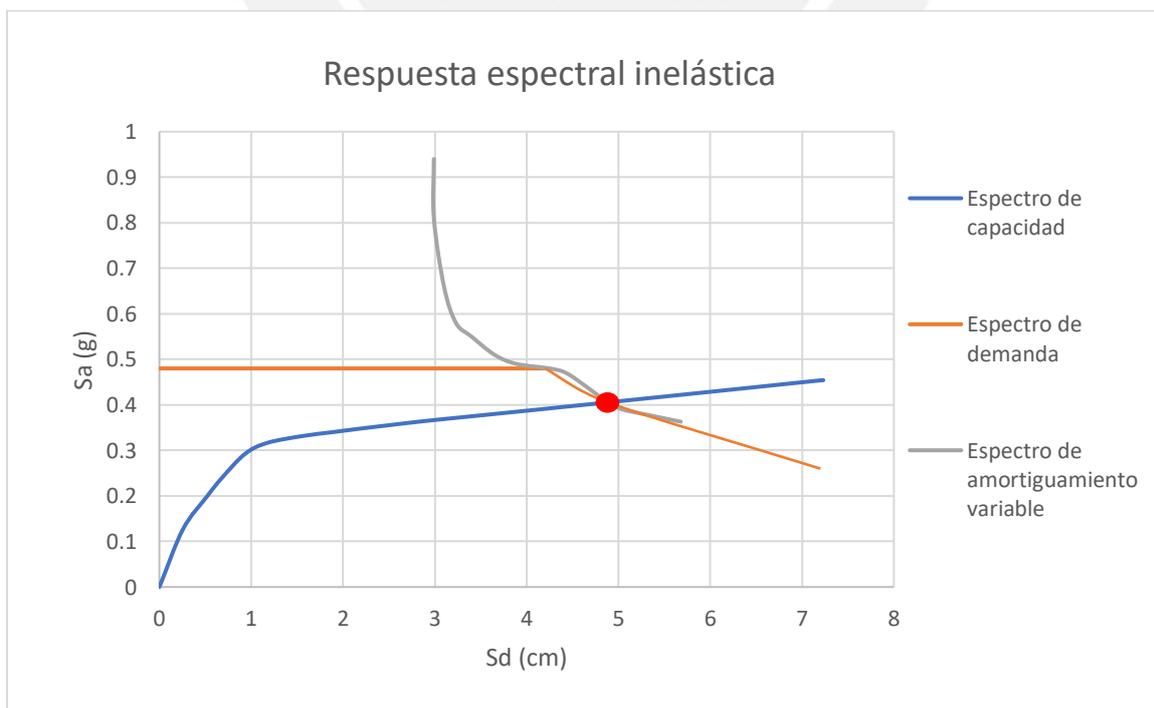


Figura 78. Determinación del punto de desempeño frente a sismo raro (Alternativa CM).

También, se desarrolló el análisis para el sismo ocasional (PGA=0.26g). La Figura 79 muestra el punto de desempeño de la estructura frente al sismo raro y ocasional.

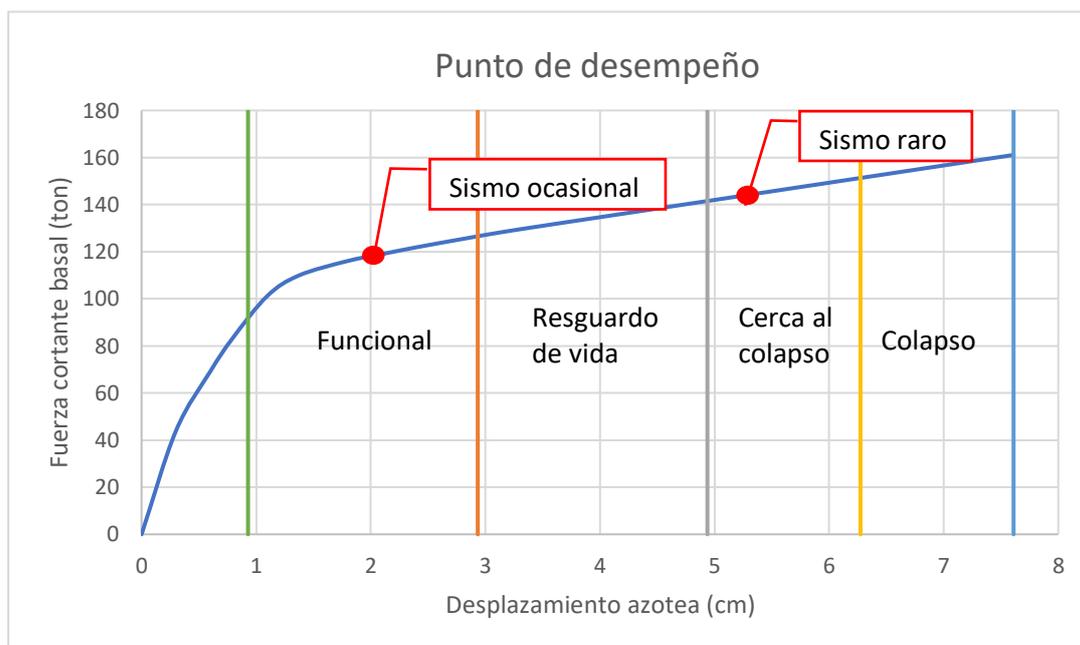


Figura 79. Punto de desempeño para sismo raro y ocasional (Alternativa CM).

La Tabla 26 presenta los resultados del análisis estático no lineal frente al sismo raro y ocasional.

Tabla 26. Resultados de análisis E-NL para sismo raro y ocasional (Alternativa CM).

	Sismo ocasional (PGA=0.26g)	Sismo raro (PGA=0.47g)
Sa	0.35 g	0.40 g
Sd	1.80 cm	4.90 cm
Fuerza cortante	120 ton	145 ton
Desplazamiento	2.00 cm	5.20 cm
Demanda de ductilidad	3	8

Se determinó si con los dispositivos instalados no se llega a fisurar la tabiquería para el punto de desempeño alcanzado. En la Tabla 27, se muestra la fuerza máxima que actúa en los muros de albañilería para el sismo raro y ocasional.

Tabla 27. Fuerza cortante actuante en la tabiquería para sismo raro y ocasional.

	Sismo ocasional (PGA=0.26g)	Sismo raro (PGA=0.47g)	Estado
Fuerza cortante (ton)	4.30	6.80	Sin fisuración

Finalmente, se observa el desempeño global de la edificación según la sectorización propuesta por el SEAOC

*Tabla 28. Desempeño del módulo 780-Pre reforzado con Alternativa CM.*

	Estado de daño				
	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso	Colapso
Sismo raro				X	
Sismo ocasional		X			

### 8.2.3. Análisis tiempo historia no lineal (TH-NL)

Se muestran las respuestas de cada uno de los 7 registros preparados para que su espectro SRSS iguale al espectro elástico de la norma peruana correspondiente a la zona 4 y suelo S2 (correspondiente a un evento de 500 años de periodo de retorno y un PGA de 0.47g).

Se presentan los desplazamientos máximos de la estructura después de realizar el análisis tiempo historia no lineal en la Tabla 29.

*Tabla 29. Desplazamientos máximos análisis TH-NL (Alternativa CM).*

	Desplazamiento máximo azotea (cm)
Arequipa 2001	3.25
Huaraz 1970	3.30
Iquique 2014	3.45
Lima 1966	4.00
Lima 1974	3.40
Pisco 2007	2.90
Ica 2022	3.10
Promedio	3.40

Se revisó el estado de daño de los elementos más esforzados en el sismo de Lima 1966. La columna C-3 y la viga VA-1 son los elementos más esforzados a lo largo del registro sísmico. La Figura 80 presenta el estado de la columna C-3 y la Figura 81 presenta el estado de la viga VA-1 al finalizar el análisis tiempo historia:

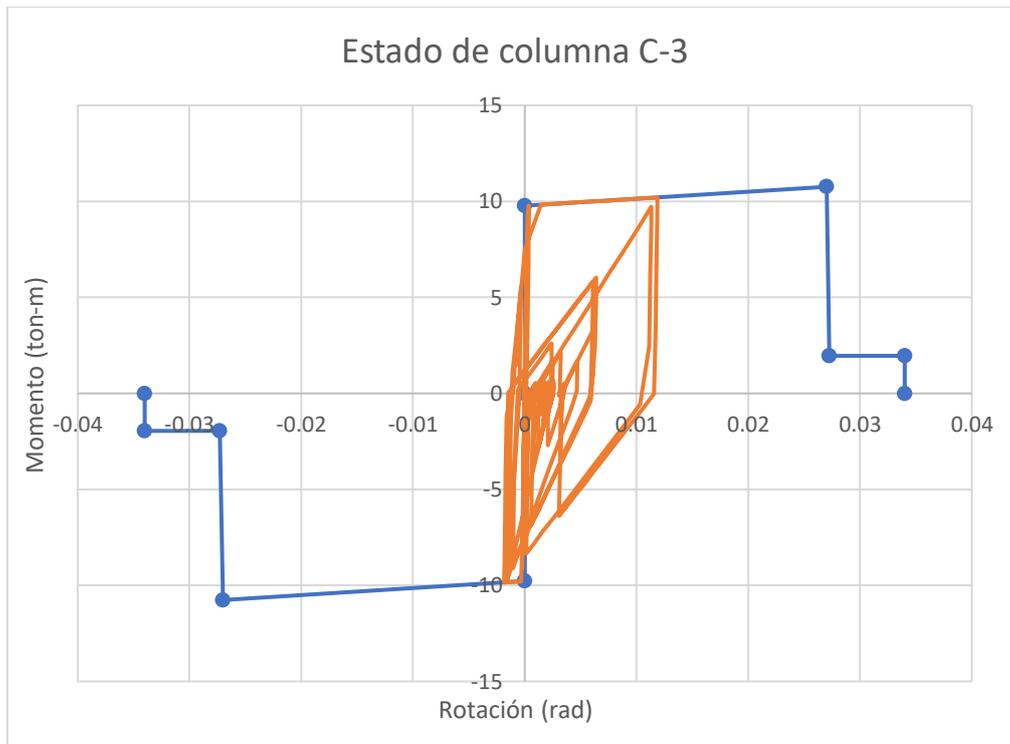


Figura 80. Estado de la columna C-3 en el sismo de Lima 1966 (Alternativa CM).

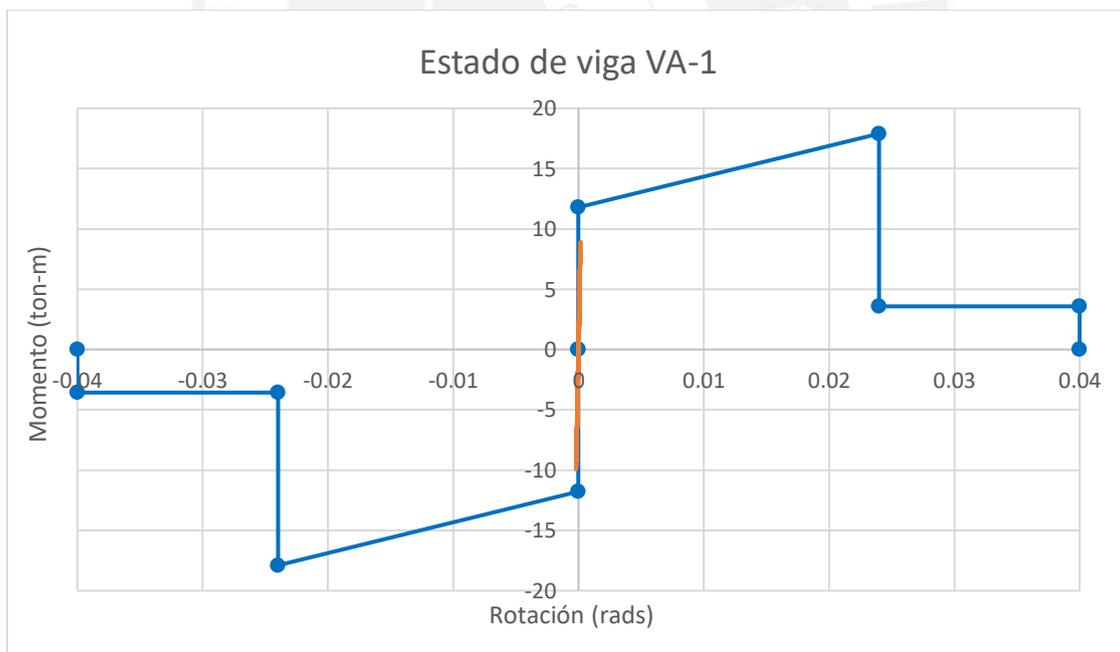


Figura 81. Estado de la viga VA-1 en el sismo de Lima 1966 (Alternativa CM).

La viga se encuentra en el régimen elástico por lo que no tiene daño estructural. Sin embargo, la columna ha consumido el 44% de su máxima capacidad de rotación, lo que generaría el desprendimiento del concreto no confinado cuya reparación es viable.

La Tabla 30 presenta el estado de las rótulas en vigas y columnas en cada uno de los registros analizados.

Tabla 30. Estado de las rótulas de las columnas luego del análisis TH-NL (Alternativa CM).

	A-IO	IO-LS	LS-CP/>CP
Arequipa 2001	36	20	0
Huaraz 1970	42	14	0
Iquique 2014	32	24	0
Lima 1966	42	14	0
Lima 1974	32	24	0
Pisco 2007	44	12	0
Ica 2022	36	20	0

La Figura 82 presenta los resultados de derivas obtenidas luego de aplicar los 7 acelerogramas a la estructura reforzada.

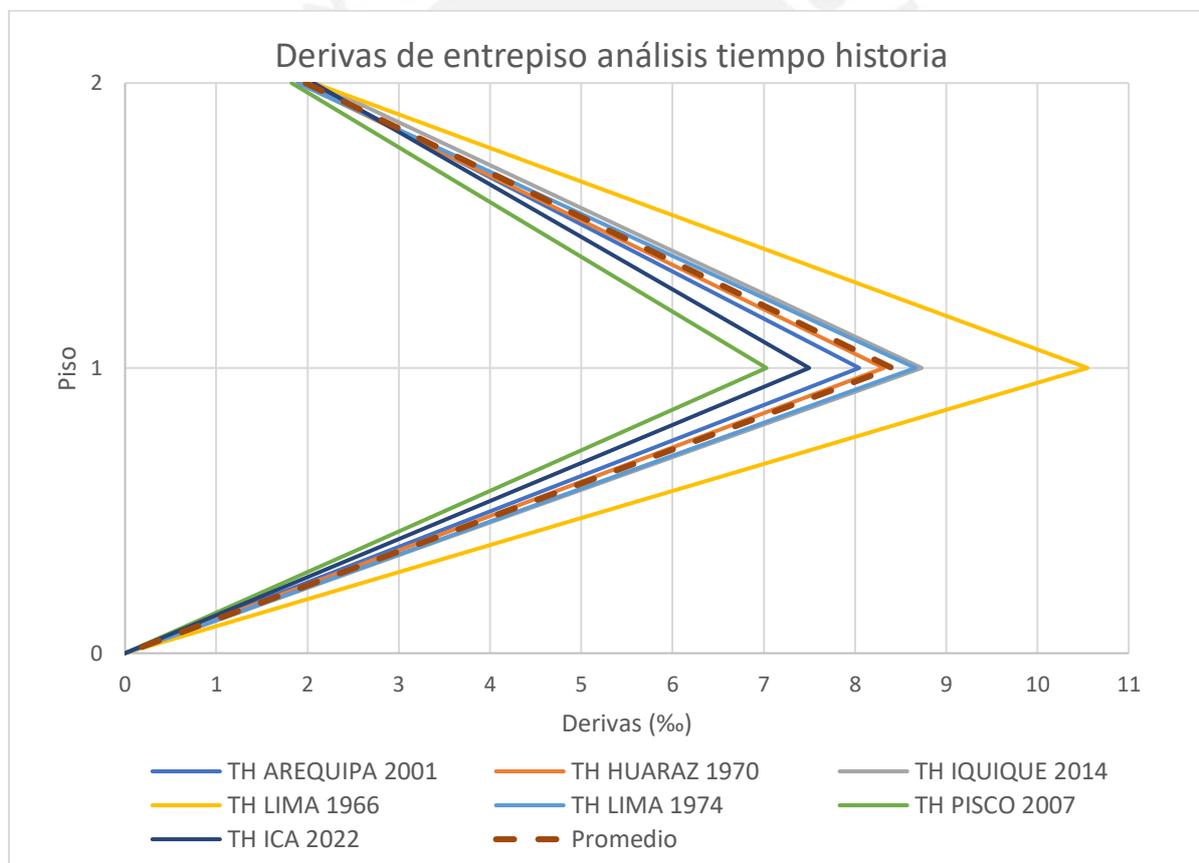


Figura 82. Resultados de deriva TH-NL (Alternativa CM).

Las curvas histeréticas representan el proceso de disipación de energía de los dispositivos mediante su plastificación al incursionar en el régimen inelástico. La Figura 83 presenta la curva histerética del dispositivo más esforzado correspondiente a el dispositivo SLB2 6\_2 en el sismo de Lima 1966.

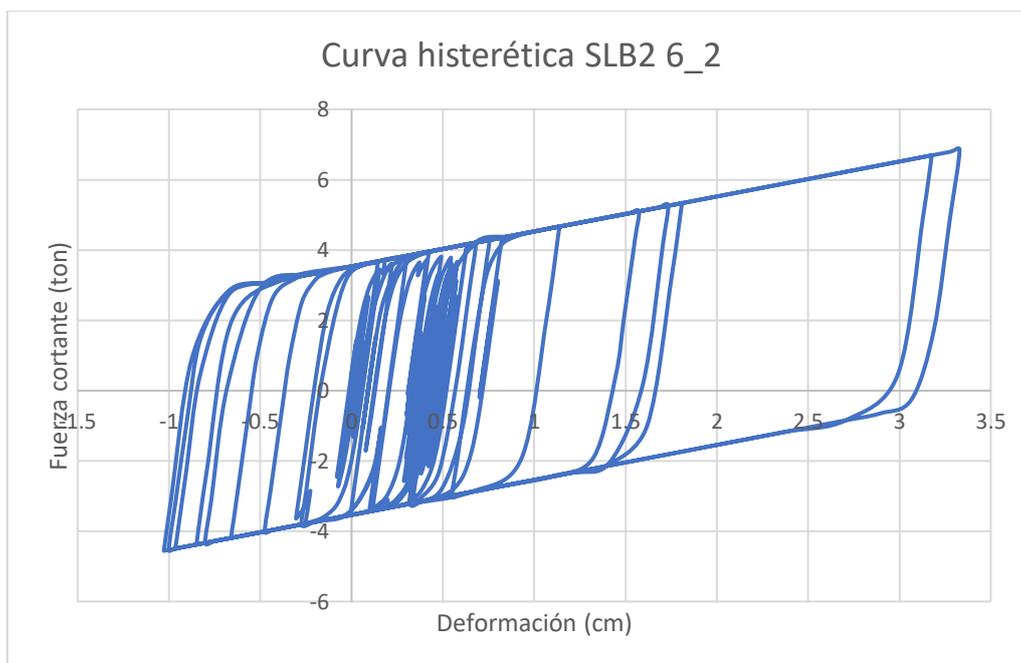


Figura 83. Curva histerética dispositivo SLB2 6\_2 más esforzado (Alternativa CM).

A partir de la curva de histéresis, se obtiene la fuerza y desplazamientos máximos a los que el dispositivo se somete. Para el caso del sismo de Lima 1966, la fuerza máxima es de 6.90 ton, mientras que el desplazamiento máximo es 3.30 cm. La Tabla 31 presenta los resultados del mismo dispositivo para los 6 sismos restantes.

Tabla 31. Fuerzas y desplazamientos máximos del dispositivo SLB2 6\_2 (Alternativa CM).

	Fmax (ton)	Dmáx (cm)
Arequipa 2001	6.00	2.60
Huaraz 1970	6.15	2.70
Iquique 2014	6.30	2.80
Lima 1966	6.90	3.30
Lima 1974	6.30	2.80
Pisco 2007	5.80	2.20
Ica 2020	5.90	2.40
Promedio	6.20	2.70

Se verifica que el dispositivo instalado resista las demandas sísmicas. A continuación, se presenta la relación demanda/capacidad (D/C) para el sismo de Lima 1966.

Tabla 32. Relación D/C del dispositivo SLB2 6\_2 en el sismo crítico (Alternativa CM).

Dispositivo	Fmax (ton)			Dmax (cm)		
	D	C	D/C	D	C	D/C
SLB2 6_2	6.90	7.00	1	3.30	3.40	1

Se observa que las demandas sísmicas igualan a la capacidad del dispositivo y se considera aceptable.

Por otra parte, los resultados de la aceleración de cada uno de los pisos del edificio reforzado se presentan en la Tabla 33.

Tabla 33. Resultados de aceleración (Alternativa CM).

	Aceleración (g)	
	Piso 1	Piso 2
Arequipa 2001	0.58	0.55
Huaraz 1970	0.54	0.50
Iquique 2014	0.59	0.55
Lima 1966	0.63	0.58
Lima 1974	0.62	0.57
Pisco 2007	0.46	0.42
Ica 2020	0.45	0.40
Promedio	0.55	0.50

La Tabla 33 muestra que el promedio de aceleraciones en el primer piso frente a los 7 registros es de aproximadamente 0.55 g, por lo que se tiene un daño moderado en los elementos no estructurales.

#### 8.2.4. Costo de reforzamiento

Los costos del acero estructural y los dispositivos SLB que demandaría la implementación de la alternativa CM se muestran en la Tabla 34.

Tabla 34. Costo de reforzamiento de la alternativa CM.

		Metrado	PU	Parcial
<b>Chevron</b>	Peso de las diagonales	489 kg	\$5.60	\$2,738
			<b>Parcial Chevron</b>	<b>\$2,738</b>
<b>SLB</b>	Disipadores 6_2	24 und	\$500	\$12,000
			<b>Parcial SLB</b>	<b>\$12,000</b>
			<b>TOTAL</b>	<b>\$14,738</b>

El reforzamiento con la alternativa CM tendría un costo de \$14,738.

### 8.3. Desarrollo de la segunda alternativa

Se desarrolló otra alternativa de reforzamiento utilizando dispositivos de mayor capacidad que los de la Alternativa CM con la finalidad de obtener un mejor desempeño. Al tener mayor capacidad, la fuerza cortante en los dispositivos aumenta, por lo que los tabiques se agrietarían antes de que los dispositivos disipen energía. Por ello, se retiraron los tabiques de albañilería ubicados en los ejes longitudinales. Esta alternativa en lo que sigue se denomina Alternativa SM (Sin Muros).

Se colocaron 6 dispositivos en cada uno de los ejes longitudinales utilizando un arreglo Chevron.

#### 8.3.1. Dimensionamiento de dispositivos SLB

Las diagonales de acero son de sección tubular de 150mm\*150mm\*9mm. La Figura 84 presenta la configuración y distribución de los disipadores en el eje longitudinal 1:

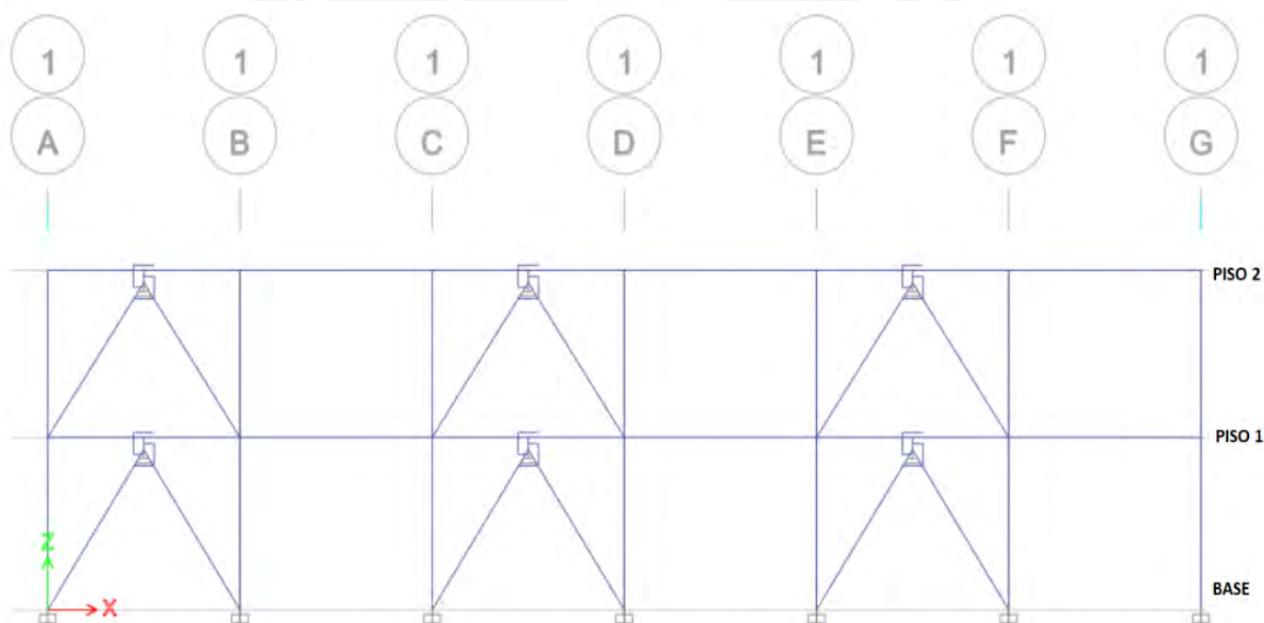


Figura 84. Distribución de disipadores en el eje 1 del edificio.

Se empleó la metodología propuesta por Bozzo (2018). Primero, se escogió un mismo tipo de disipador para determinar, preliminarmente, las fuerzas actuantes en los dispositivos. Para el caso del presente trabajo, el dispositivo inicial elegido fue el disipador SLB2 30\_5. Se realizó el análisis espectral de la estructura reforzada y se obtuvieron las fuerzas cortantes presentadas en la Tabla 35.

Tabla 35. Resultados de fuerza cortante del análisis sísmico.

Eje longitudinal	Piso	Posición ejes transversales	Fuerza cortante (ton)
1	1	Entre A y B	12.0
		Entre C y D	12.1
		Entre E y F	12.1
	2	Entre A y B	5.0
		Entre C y D	4.8
		Entre E y F	4.9
3	1	Entre A y B	12.2
		Entre C y D	12.2
		Entre E y F	12.2
	2	Entre A y B	4.8
		Entre C y D	4.8
		Entre E y F	5.3

Una vez obtenida la fuerza cortante sísmica de cada disipador, se revisó la tabla de parámetros de diseño para los disipadores Shear Link Bozzo (Bozzo, 2018) y se seleccionó el disipador de tal forma que el valor de la fuerza de plastificación ( $F_y$ ) fuera el más próximo al valor de la fuerza cortante obtenida luego del análisis sísmico. La Tabla 36 presenta las propiedades de los disipadores SLB utilizados.

Tabla 36. Parámetros de los disipadores Shear Link Bozzo. Extraído de Bozzo (2018).

Dispositivo	K1 (ton/cm)	K2 (ton/cm)	Dy (mm)	Fy (ton)	Fmax (ton)	Ed (ton-cm)
SLB2 6_2	37.04	0.99	0.98	3.63	7.03	8.88
SLB2 15_2	160.19	3.18	0.65	10.38	20.35	26.37

La distribución de los disipadores escogidos en la estructura se presenta en la Tabla 37.

Tabla 37. Predimensionamiento inicial de dispositivos SLB.

Eje longitudinal	Piso	Posición ejes transversales	Dispositivo elegido
1	1	Entre A y B	SLB2 15_2
		Entre C y D	SLB2 15_2
		Entre E y F	SLB2 15_2
	2	Entre A y B	SLB2 6_2
		Entre C y D	SLB2 6_2

		Entre E y F	SLB2 6_2
		Entre A y B	SLB2 15_2
	1	Entre C y D	SLB2 15_2
		Entre E y F	SLB2 15_2
3	2	Entre A y B	SLB2 6_2
		Entre C y D	SLB2 6_2
		Entre E y F	SLB2 6_2

Según Bozzo (2018), la máxima relación entre la fuerza cortante del análisis y la fuerza de fluencia del dispositivo es 1.5. Con los dispositivos colocados, se realizó un nuevo análisis sísmico espectral y se verificó que la máxima relación demanda/capacidad (D/C) de los dispositivos colocados no sea excedida. La Tabla 38 presenta el resultado del análisis sísmico con los dispositivos indicados en la Tabla 37.

Tabla 38. Verificación del dimensionamiento inicial de dispositivos SLB.

Eje longitudinal	Piso	Posición ejes transversales	Dispositivo elegido	Fuerza cortante (ton)	D/C	¿D/C<1.5?
1	1	Entre A y B	SLB2 15_2	11.75	1.13	OK
		Entre C y D	SLB2 15_2	11.82	1.14	OK
		Entre E y F	SLB2 15_2	11.85	1.14	OK
	2	Entre A y B	SLB2 6_2	5.10	1.40	OK
		Entre C y D	SLB2 6_2	4.88	1.34	OK
		Entre E y F	SLB2 6_2	5.31	1.46	OK
3	1	Entre A y B	SLB2 15_2	11.82	1.14	OK
		Entre C y D	SLB2 15_2	11.90	1.15	OK
		Entre E y F	SLB2 15_2	11.91	1.15	OK
	2	Entre A y B	SLB2 6_2	5.11	1.41	OK
		Entre C y D	SLB2 6_2	4.84	1.33	OK
		Entre E y F	SLB2 6_2	5.37	1.48	OK

Debido a que la relación D/C de los dispositivos colocados es menor a 1.5, se utilizaron estos disipadores en los análisis posteriores.

### 8.3.2. Análisis estático no lineal (E-NL)

La Figura 85 presenta la curva de capacidad en la dirección longitudinal (eje X) sectorizada según las indicaciones del SEAOC.

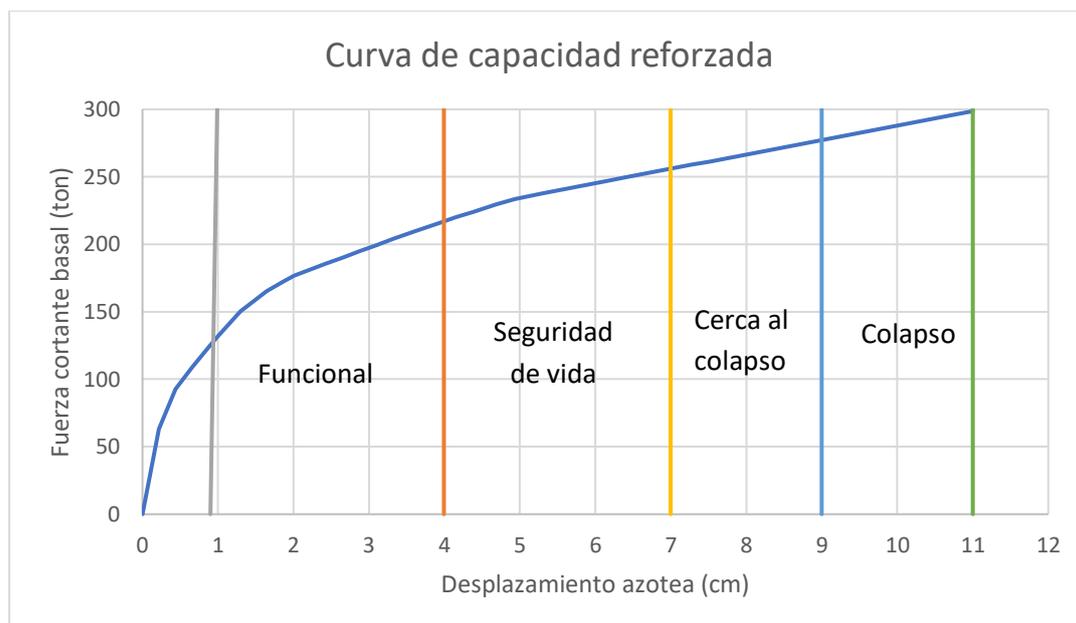


Figura 85. Curva de capacidad del edificio 780-Pre reforzado con Alternativa SM.

En la curva de capacidad, se observó que el desplazamiento de fluencia de la estructura reforzada es igual a 1 cm. El desplazamiento máximo del segundo piso que ocasionaría el colapso es 11 cm y está asociado a una fuerza cortante de 300 ton. La ductilidad de la estructura es 11 y su sobrerresistencia es 2.3.

Se determinó el punto de desempeño de la estructura reforzada ante el sismo raro ( $PGA=0.47g$ ) utilizando el método de intersección de espectros, el cual se presenta en la Figura 86.

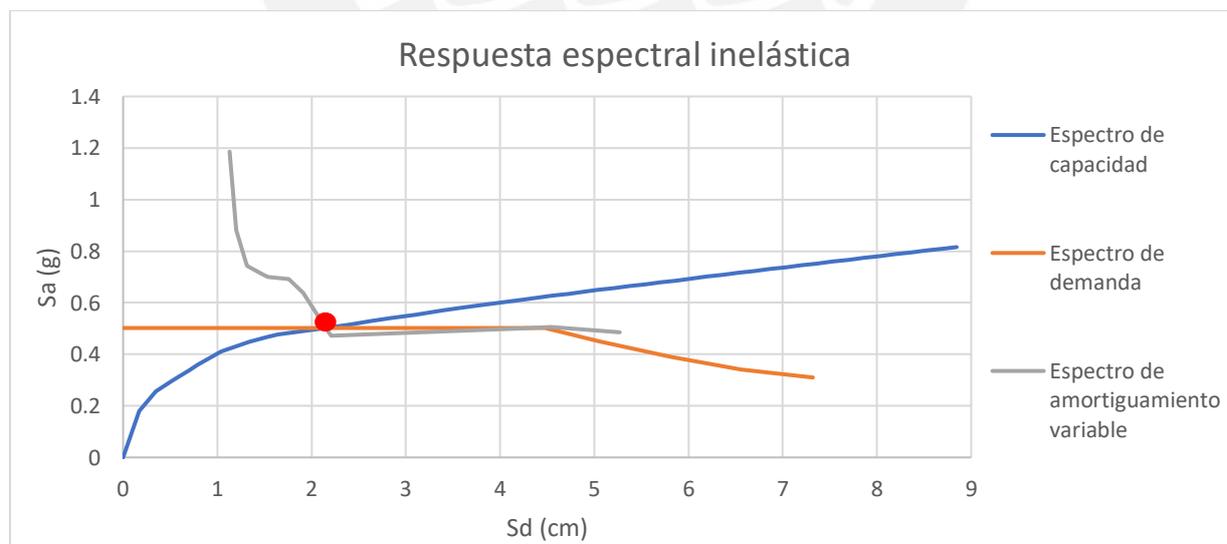


Figura 86. Determinación del punto de desempeño frente a sismo raro (Alternativa SM).

Además, se desarrolló el análisis para el sismo ocasional ( $PGA=0.26g$ ). La Figura 87 muestra el punto de desempeño de la estructura frente al sismo raro y ocasional.

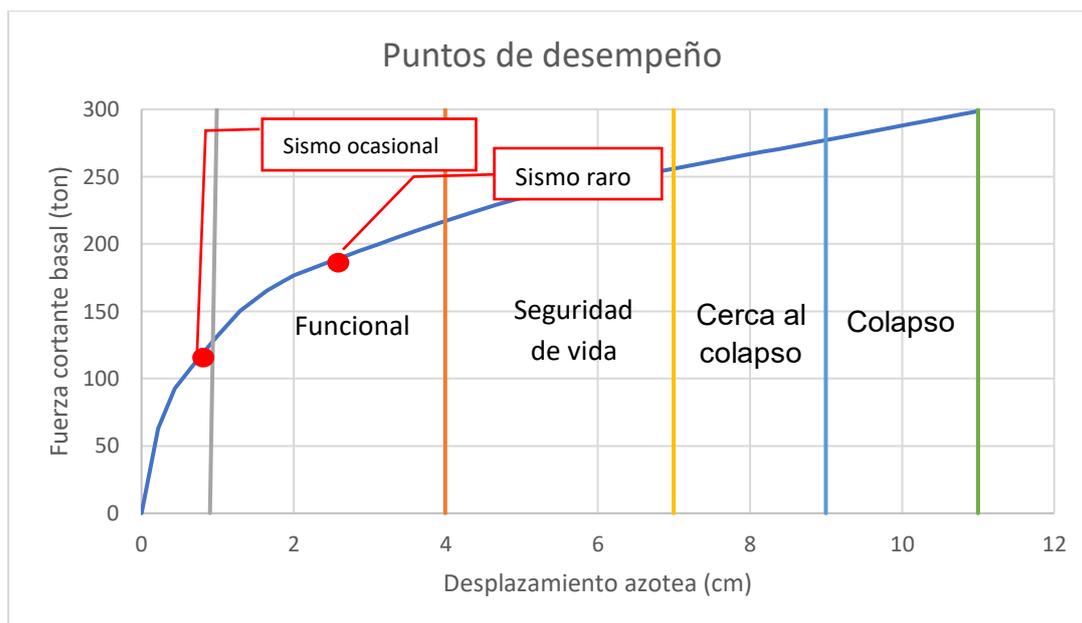


Figura 87. Punto de desempeño para sismo raro y ocasional (Alternativa SM).

La Tabla 39 presenta los resultados del análisis estático no lineal para los dos sismos analizados.

Tabla 39. Resultados de análisis E-NL para sismo raro y ocasional (Alternativa SM).

	Sismo ocasional (PGA=0.26g)	Sismo raro (PGA=0.47g)
Sa	0.39 g	0.50 g
Sd	0.85 cm	2.15 cm
Fuerza cortante	141 ton	188 ton
Desplazamiento	0.95 cm	2.55 cm
Demanda de ductilidad	1	2.5

Finalmente, se define el desempeño global de la edificación según la sectorización propuesta por el SEAOC.

Tabla 40. Desempeño del módulo 780-Pre reforzado con Alternativa SM.

	Estado de daño				
	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso	Colapso
Sismo raro		X			
Sismo ocasional	X				

### 8.3.3. Análisis tiempo historia no lineal (TH-NL)

Se muestran las respuestas de cada uno de los 7 registros preparados para que su espectro SRSS iguale al espectro elástico de la norma peruana correspondiente a la zona 4 y suelo S2 (correspondiente a un evento de 500 años de periodo de retorno y un PGA de 0.47g).

Para la alternativa SM, la Tabla 41 presenta los desplazamientos máximos de la estructura para los 7 registros empleados.

Tabla 41. Desplazamientos máximos del análisis TH-NL (Alternativa CM).

Desplazamiento máximo azotea (cm)	
Arequipa 2001	1.70
Huaraz 1970	1.90
Iquique 2014	2.25
Lima 1966	2.30
Lima 1974	2.10
Pisco 2007	1.75
Ica 2022	2.00
Promedio	2.00

Al igual que en la Alternativa CM, los elementos más esforzados en el sismo de Lima 1966 son la columna C-3 y la viga VA-1. La Figura 88 presenta el estado de la columna C-3 La Figura 89 presenta el estado de la viga VA-1 al finalizar el análisis tiempo historia:

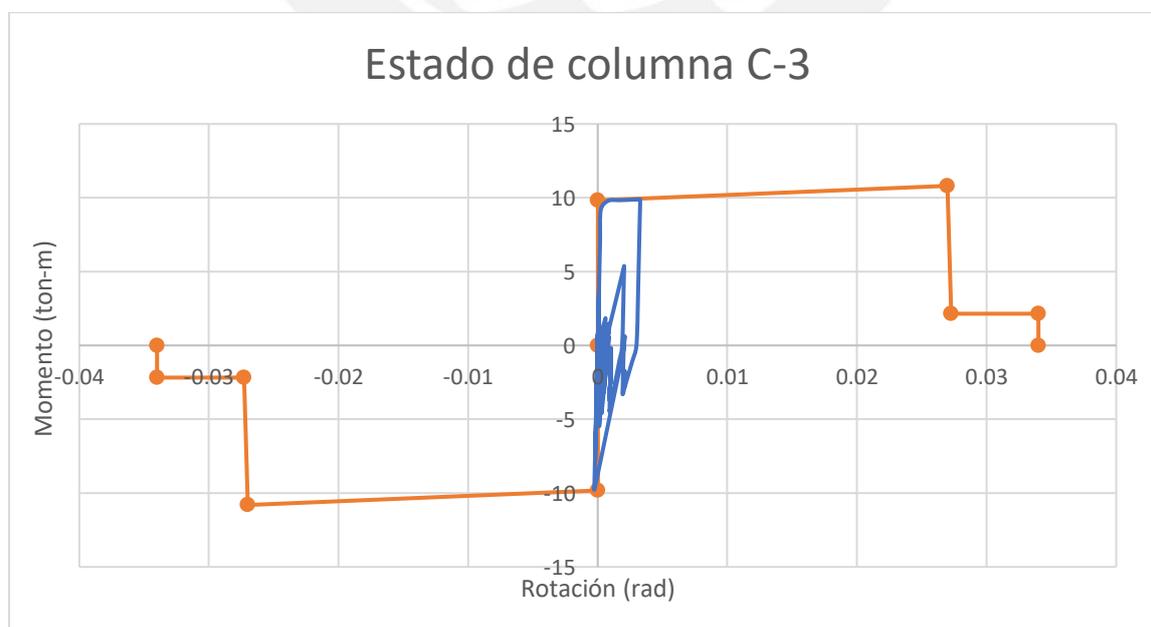


Figura 88. Estado de la columna C-3 en el sismo de Lima 1966 (Alternativa SM).

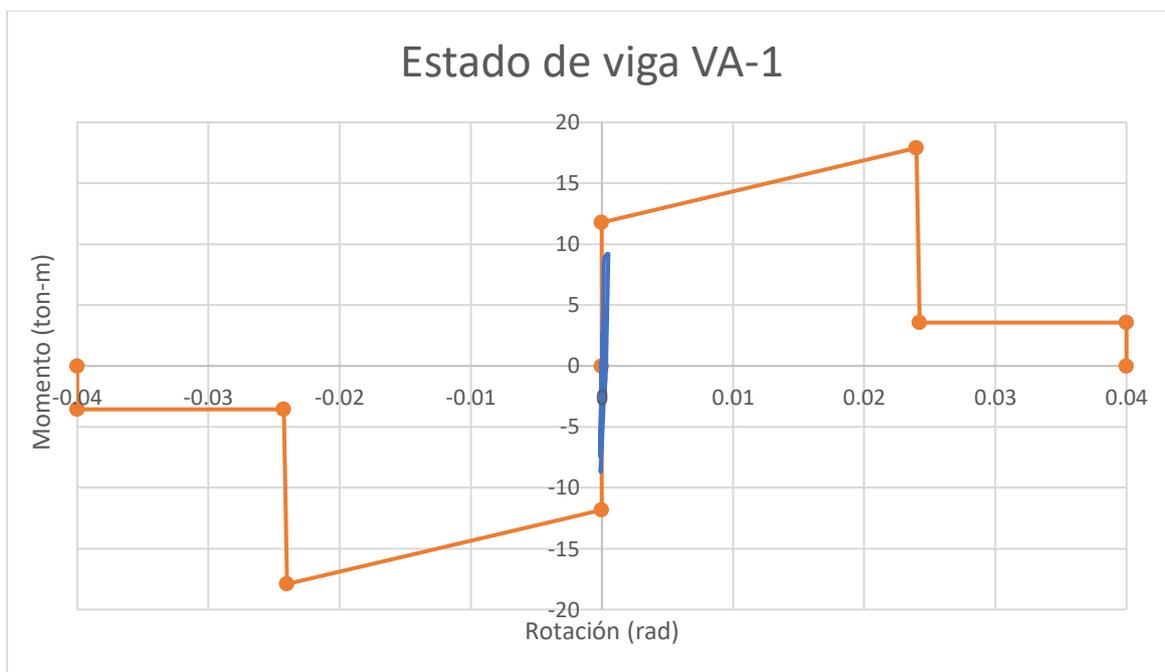


Figura 89. Estado de la viga VA-1 en el sismo de Lima 1966 (Alternativa SM).

La viga se encuentra en el régimen elástico por lo que no tiene daño estructural. Por su parte, la columna ha consumido el 10% de su máxima capacidad de rotación, lo que generaría un agrietamiento mínimo del concreto no confinado, el cual es reparable.

La Tabla 42 presenta el estado de las rótulas en columnas en cada uno de los sismos analizados.

Tabla 42. Estado de las rótulas en las columnas del análisis TH-NL (Alternativa SM).

	A-IO	IO-LS/ LS-CP />CP
Arequipa 2001	56	0
Huaraz 1970	56	0
Iquique 2014	56	0
Lima 1966	56	0
Lima 1974	56	0
Pisco 2007	56	0
Ica 2022	56	0

Todas las rótulas quedaron en el estado completamente operacional.

La Figura 90 presenta los resultados de derivas obtenidas luego de aplicar los 7 acelerogramas a la estructura reforzada.

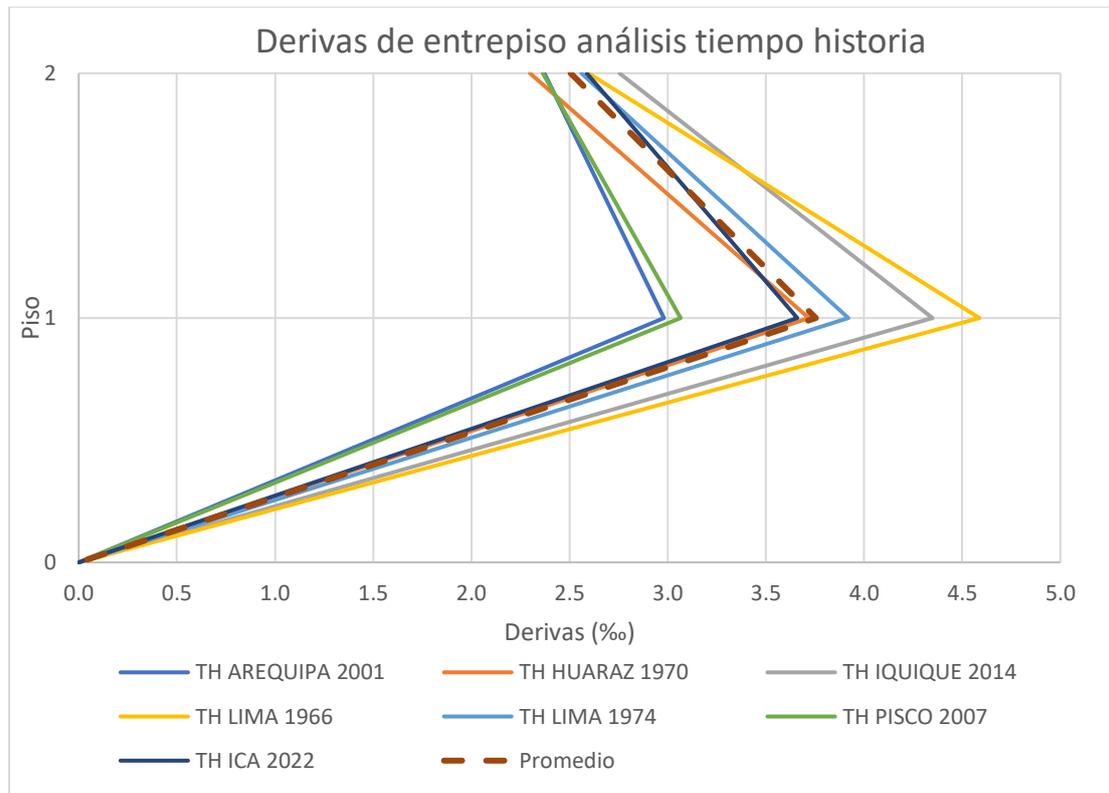


Figura 90. Resultados de deriva TH-NL (Alternativa SM).

La Figura 91 presenta la curva histerética del dispositivo más esforzado correspondiente a el dispositivo SLB2 15\_2 en el sismo de Lima 1966.

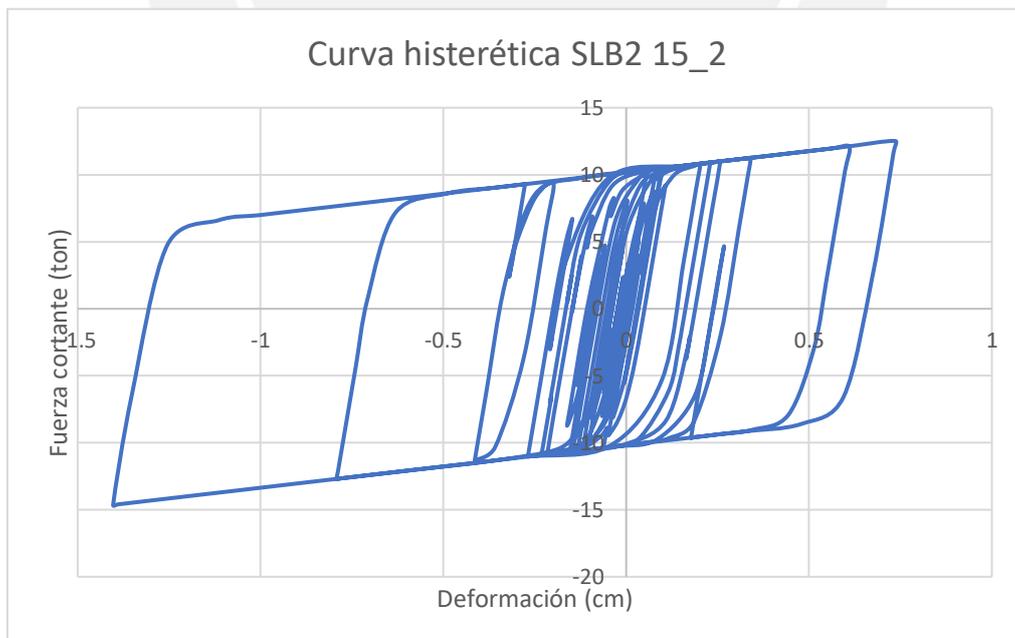


Figura 91. Curva histerética dispositivo SLB2 15\_2 más esforzado (Alternativa SM).

La curva histerética muestra la fuerza y desplazamiento máximos a los que el dispositivo se somete. Para el caso del sismo de Lima 1966, la fuerza máxima es 14.7 ton, mientras que el

desplazamiento máximo es 1.40 cm. La Tabla 43 presenta las fuerzas y desplazamientos máximos para los registros empleados en el análisis tiempo historia no lineal.

Tabla 43. Fuerzas y desplazamientos máximos del dispositivo SLB2 15\_2 (Alternativa SM).

	Fmax (ton)	Dmáx (cm)
Arequipa 2001	12.65	0.90
Huaraz 1970	13.75	1.15
Iquique 2014	14.40	1.35
Lima 1966	14.63	1.40
Lima 1974	13.95	1.20
Pisco 2007	12.85	0.90
Ica 2022	13.70	1.10
Promedio	13.70	1.15

Se verifica que los dispositivos resistan las demandas sísmicas. A continuación, se presenta la relación D/C en el sismo de Lima 1966.

Tabla 44. Relación D/C de los dispositivos en el sismo crítico (Alternativa SM).

Dispositivo	Fmax (ton)			Dmax (cm)		
	D	C	D/C	D	C	D/C
SLB2 15 2	14.60	20.35	0.72	1.40	3.13	0.45
SLB2 6 2	4.30	7.03	0.61	0.80	3.40	0.24

Se observa que las demandas sísmicas no superan la capacidad de los dispositivos.

Finalmente, las aceleraciones de cada piso del edificio reforzado se presentan en la Tabla 45.

Tabla 45. Resultados de aceleración (Alternativa SM).

	Aceleración (g)	
	Piso 1	Piso 2
Arequipa 2001	0.58	0.68
Huaraz 1970	0.54	0.61
Iquique 2014	0.59	0.71
Lima 1966	0.63	0.63
Lima 1974	0.62	0.67
Pisco 2007	0.46	0.62
Ica 2022	0.45	0.69
Promedio	0.55	0.66

La Tabla 45 muestra que el promedio de aceleraciones en el segundo piso de la estructura frente a los 7 registros es de aproximadamente 0.66 g, por lo que se tiene un daño moderado en los elementos no estructurales.

### 8.3.4. Costo de reforzamiento

Los costos del acero estructural, dispositivos SLB y trabajos en los muros de albañilería que demandaría la implementación de la alternativa SM se muestran en la Tabla 46.

Tabla 46. Costo de reforzamiento de la alternativa SM.

		Metrado	PU	Parcial
<b>Chevron</b>	Peso de las diagonales	3120 kg	\$5.60	\$17,472
	<b>Parcial Chevron</b>			<b>\$17,472</b>
<b>SLB</b>	Disipadores 15_2	12 und	\$700	\$8,400
	Disipadores 6_2	12 und	\$500	\$6,000
<b>Parcial SLB</b>			<b>\$14,400</b>	
	Demolición de los muros	12 und	\$45	\$540
<b>ADICIONALES</b>	Nueva construcción de muro	200 m2	\$61	\$12,200
<b>Parcial Adicionales</b>			<b>\$12,740</b>	
<b>TOTAL</b>			<b>\$44,612</b>	

El reforzamiento con la alternativa SM tendría un costo de \$44,612.

### 8.4. Discusión de resultados

La Figura 92 muestra las curvas de capacidad de la estructura original (línea azul) y de las alternativas CM y SM (líneas ploma y naranja) con sus respectivos puntos de desempeño para un sismo raro (PGA=0.47g) y la Tabla 47 presenta los valores de resistencia y ductilidad.

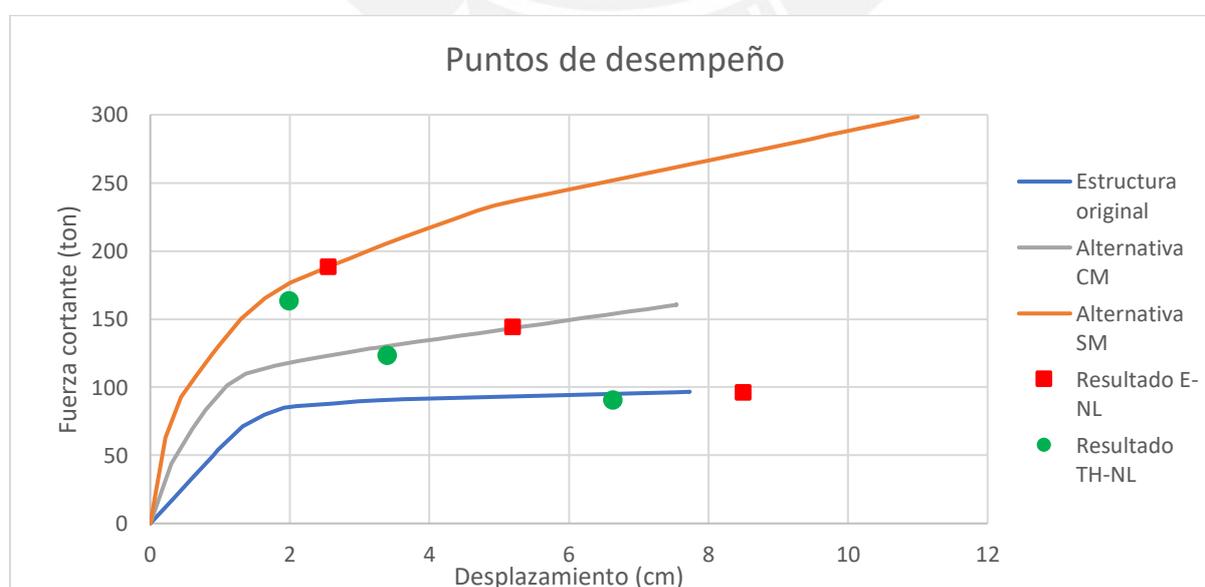


Figura 92. Resumen de desempeño.

Tabla 47. Incremento de resistencia y ductilidad.

	Resistencia (ton)	Ductilidad	Incremento respecto a estructura original	
			Resistencia (ton)	Ductilidad
Estructura original	97	6	-	-
Alternativa CM	160	12	65%	100%
Alternativa SM	300	11	210%	85%

Los resultados indican que con las alternativas se incrementa la resistencia y ductilidad estructural. El mayor incremento de resistencia se da con la Alternativa SM (210% con respecto a la estructura original). El mayor incremento de ductilidad se da con la Alternativa CM (100% con respecto a la estructura original).

Los resultados de desplazamiento y fuerza cortante correspondientes a un sismo raro se muestran en la Figura 92 con puntos en rojo para el análisis estático no lineal y puntos en verde para el análisis tiempo historia no lineal.

Según los desplazamientos obtenidos en el análisis estático no lineal, la estructura original colapsaría frente a un sismo raro; la estructura reforzada con la Alternativa CM tendría un desempeño de cerca al colapso; y la estructura reforzada con la Alternativa SM se mantendría funcional.

Según los desplazamientos obtenidos en el análisis tiempo historia no lineal, la estructura original se encontraría cerca del colapso frente a un sismo raro. Con ambas alternativas de reforzamiento, se lograría evitar el colapso de la estructura y el desempeño sería de resguardo de vida con la Alternativa CM y funcional con la Alternativa SM.

Los desplazamientos obtenidos en el análisis estático no lineal resultaron ser mayores en un 36% que los obtenidos, en promedio, en el análisis tiempo historia no lineal.

Las fuerzas cortantes obtenidas con el análisis tiempo historia son, en promedio, el 89% de las fuerzas obtenidas con el análisis tiempo historia no lineal.

## 8.5. Revisión de elementos estructurales

### 8.5.1. Revisión de diagonales metálicas

#### ALTERNATIVA SM

Como parte del arreglo Chevron, se han colocado perfiles metálicos de acero A36, con un esfuerzo de fluencia  $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ . Las diagonales están sometidas a tracción y compresión dependiendo de la dirección en que se aplica la fuerza sísmica. Por esta razón, se debe verificar que las diagonales no fallen por pandeo. Para ello, se utilizaron las ecuaciones de revisión propuestas por el *American Institute for Steel Construction* (AISC) y la norma E090 de estructuras metálicas.

Se tienen diagonales metálicas con una sección cajón de  $150*150*9\text{mm}$ . Las propiedades geométricas de las diagonales se presentan en la Tabla 48.

Tabla 48. Propiedades del perfil tubular.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad E	2038902 $\text{kg/cm}^2$
Área	50.8 $\text{cm}^2$
$I_x$	1688.8 $\text{cm}^4$
$I_y$	1688.8 $\text{cm}^4$
r	0.05768 m
k	1
L	3.58 m

El valor de k empleado fue 1, debido a que las condiciones de apoyo de la diagonal se han idealizado como apoyado – apoyado. Conocido ello, se realizan las verificaciones para ambas diagonales.

- Revisión de la compacidad de la sección: De acuerdo con la tabla D1.1 del AISC 341-16, la relación  $b/t$  de la sección metálica no debe exceder lo siguiente:

$$\lambda_{md} = 1.18 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material de la sección,  $F_y$ , el esfuerzo de fluencia del acero, y  $R_y$  un factor que depende del grado del acero que se utilice. Para el caso del acero A36, el AISC indica que el valor de  $R_y$  es igual a 1.5. Conociendo ello, se calcula la compacidad de la sección:

$$\lambda_{md} = 1.18 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} = 1.18 * \sqrt{\frac{2038902.13}{1.5 * 2530}} = 27.35$$

La relación b/t de la diagonal utilizada es de 132/9=14.7. Por lo tanto, la compacidad de la sección es adecuada.

- Revisión de la esbeltez de las diagonales. De acuerdo con la norma E090 de estructuras metálicas, en su artículo 2.7, la esbeltez de los elementos metálicos sometidos a compresión no debe ser mayor que 200. Se procede a realizar la verificación:

$$\lambda = \frac{k * l}{r} = \frac{1 * 3.58}{0.05768} = 62.1 < 200$$

Se observa que la esbeltez del elemento es menor que 200. Por lo tanto, la esbeltez es adecuada.

- Revisión de pandeo crítico elástico por compresión: De acuerdo con el AISC, se define el esfuerzo de pandeo por compresión de la siguiente manera:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{(k * \frac{l}{r})^2} = \frac{\pi^2 * 2038902}{(1 * \frac{3.58}{0.05768})^2} = 5374 \text{ kg/cm}^2$$

Como se puede observar, las diagonales llegarían al momento de fluencia antes de la falla por pandeo, debido a que el esfuerzo de fluencia del acero A36, 2530 kg/cm<sup>2</sup>, es menor que el mínimo esfuerzo que ocasiona el pandeo de la sección.

- Revisión del esfuerzo de pandeo por flexión: Se verifica según las indicaciones de la norma E090 en su artículo 5.2.1.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{E} * \frac{k * l}{r * \pi}} = \sqrt{\frac{2530}{2038902} * \frac{62.1}{\pi}} = 0.696$$

Como el valor de  $\lambda_c$  es menor que 1.5, entonces el esfuerzo de pandeo por flexión es igual a lo siguiente:

$$\sigma_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{0.696^2}) * 2530 = 2065.7 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene el valor del esfuerzo de diseño:

$$\sigma_u = \phi_c * \sigma_{cr} = 0.85 * 2065.7 = 1755.8 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza que causa el pandeo por flexión es la siguiente:

$$P_u = \sigma_u * A_g = 1755.8 * 50.8 = 89.2 \text{ ton}$$

Las fuerzas que ocasionan el pandeo se comparan con las fuerzas obtenidas luego del análisis sísmico para verificar que no se produzca pandeo. De los resultados del análisis, se obtuvo que

la máxima fuerza axial en las diagonales es 8.1 ton, el cual es menor que los valores de fuerza crítica hallados. Es decir, las diagonales no pandean.

### ALTERNATIVA CM

El procedimiento explicado anteriormente se realizó para la Alternativa CM y se verificó que las diagonales metálicas pueden resistir las demandas sísmicas y no fallan por pandeo.

#### 8.5.2. Revisión de nudos

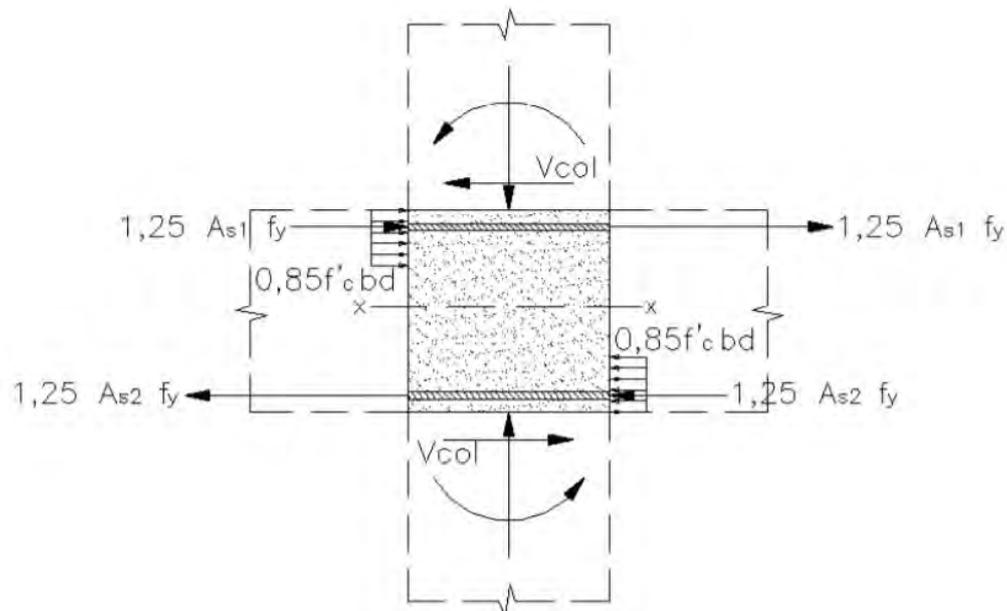
De acuerdo con el artículo 27.1.2 de la norma E.060 de Concreto Armado, la resistencia  $V_n$  en el nudo no debe ser mayor que las siguientes fuerzas:

Para nudos confinados en las cuatro caras:  $5.3\sqrt{f'c} * A_j$

Para nudos confinados en tres caras:  $4\sqrt{f'c} * A_j$

Para otros casos:  $3.2\sqrt{f'c} * A_j$

El cortante en el nudo,  $V_u$ , se calcula por equilibrio de las fuerzas horizontales que concurren al nudo, como se indica en la Figura 93.



$$V_u \text{ en el plano } xx = 1,25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

Figura 93. Equilibrio en un nudo. Extraído de Norma E060 (2009).

## ALTERNATIVA SM

Como ejemplos de cálculo del presente trabajo, se realizó la verificación de los nudos indicados en la Figura 94.

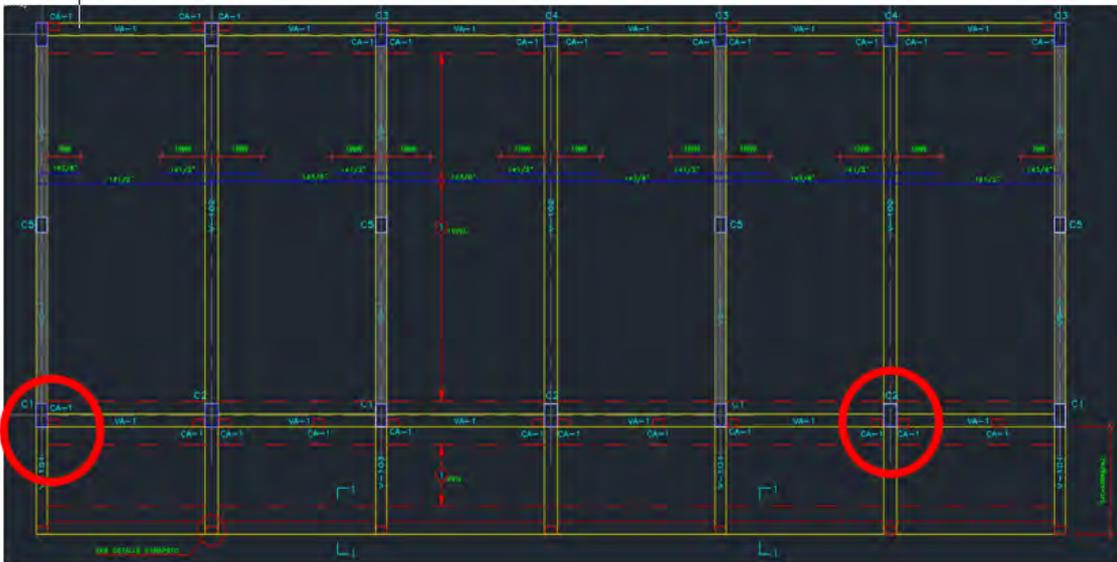


Figura 94. Nudos a verificar.

Se realiza la verificación del nudo ubicado en el extremo inferior izquierdo. La Figura 95 presenta un esquema del equilibrio en el nudo.

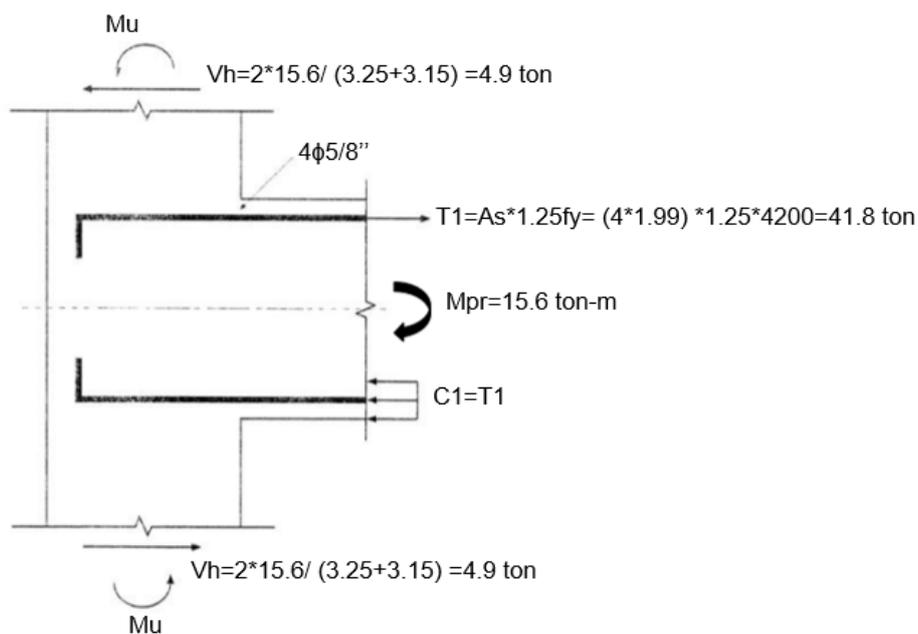


Figura 95. Equilibrio del nudo 1.

Con ello, se revisa la resistencia al cortante en el nudo. En la Figura 94, se puede observar que el nudo está confinado en tres caras. Considerando ello, se tiene lo siguiente:

$$V_u = T1 - V_h = 41.8 - 4.9 = 36.9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 4 * \sqrt{f'_c} * A_j = 0.85 * 4 * \sqrt{175} * 25 * 45 = 50.6 \text{ ton}$$

Se observa que la resistencia a corte del nudo es adecuada.

A continuación, se realiza la verificación del siguiente nudo indicado en la Figura 94. En este caso, el nudo está confinado en sus cuatro lados. La Figura 96 presenta el equilibrio en dicho nudo:

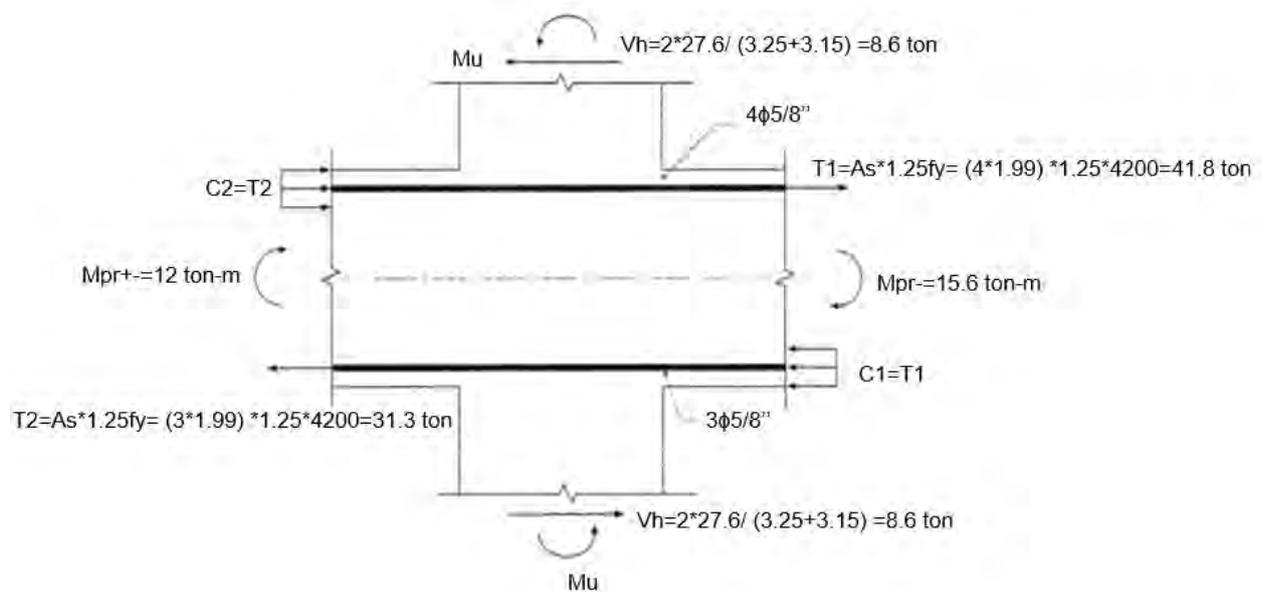


Figura 96. Equilibrio del nudo 2.

Con ello, se revisa la resistencia al cortante en el nudo.:

$$V_u = T1 + C2 - V_h = 41.8 + 31.3 - 8.6 = 64.5 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 5.3 * \sqrt{f'_c} * A_j = 0.85 * 5.3 * \sqrt{175} * 30 * 45 = 80.4 \text{ ton}$$

Se observa que la resistencia a corte del nudo es adecuada. El procedimiento se repitió para el resto de nudos llegando siempre a la misma conclusión.

## ALTERNATIVA CM

El procedimiento explicado anteriormente se realizó para la Alternativa CM y se verificó que los nudos de esta alternativa resisten las demandas sísmicas.

### 8.5.3. Revisión de zapatas

#### ALTERNATIVA SM

La estructura analizada presenta una cimentación formada por un conjunto de zapatas aisladas. La Figura 97 presenta la geometría y el acero instalado de las zapatas de la estructura analizada. La zapata Z-1 corresponde a la zapata aislada de cada una de las columnas ubicadas en el eje longitudinal 1, mientras que la zapata Z-3 corresponde a la zapata aislada de cada una de las columnas ubicadas en el eje longitudinal 3.

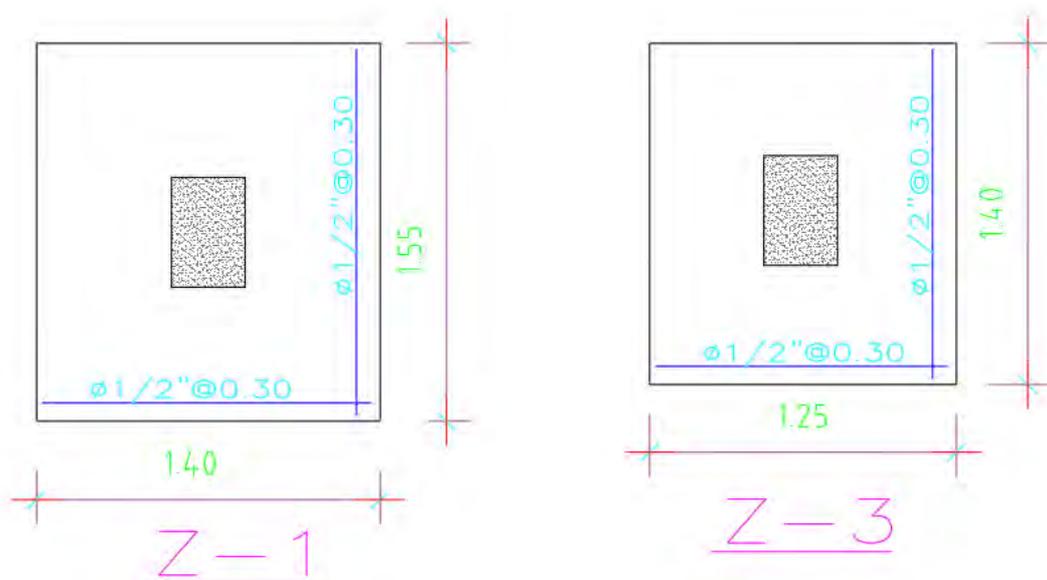


Figura 97. Zapatas del edificio analizado.

Se verificó que las dimensiones y el acero instalado en las zapatas sean suficientes para satisfacer las demandas de presión, flexión y corte.

La profundidad de cimentación de las zapatas es de 1 m, y su espesor es de 60 cm. Como dato del estudio de mecánica de suelos, la presión admisible del suelo es  $20 \text{ ton/m}^2$  y su peso específico es  $1.8 \text{ ton/m}^3$ . El factor de seguridad empleado en el cálculo de la presión admisible es de 2.5 para sismos; por tanto, la capacidad última sería de  $50 \text{ ton/m}^2$ .

#### Verificación de presiones en el suelo

La Figura 98 presenta las presiones máximas en el suelo correspondientes a la carga muerta, viva y los máximos valores de los análisis tiempo historia no lineal.



Figura 98. Presiones en la zapata en el sismo Lima 1966.

La máxima presión registrada en el terreno es de  $37 \text{ ton/m}^2$  y por tanto el suelo estaría conservando un factor de seguridad de  $50/37=1.4$ , valor que se considera aceptable, debido a la naturaleza instantánea de la demanda y que no ocurre simultáneamente en toda la cimentación.

### Verificación a flexión

Se verificó que el acero instalado cumpla con los requerimientos de flexión. La Tabla 49 presenta la capacidad nominal del acero instalado y el momento último luego del análisis no lineal dinámico para un metro de ancho.

Tabla 49. Verificación por flexión para zapatas del proyecto.

	<b>Z-1</b>	<b>Z-3</b>
$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )		175
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )		4200
Mu- (ton.m)	6.0	4.4
As req (cm <sup>2</sup> /m)	3.2	2.4
As colocado (cm <sup>2</sup> /m)	4.6	3.7
Mn- final (ton.m)	9.6	7.7

Como se observa en la Tabla 49, el acero requerido luego del análisis es menor que el acero instalado. Por lo tanto, el diseño por flexión es adecuado.

### Verificación a corte y punzonamiento

Se verificó que las zapatas cumplan con los requerimientos de cortante y punzonamiento. La resistencia a cortante de cada una de las zapatas se presenta a continuación:

$$\text{Para zapata Z - 1: } \phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 140 * 50 = 41.72 \text{ ton}$$

$$\text{Para zapata Z - 3: } \phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 125 * 50 = 37.24 \text{ ton}$$

Luego del análisis estructural, se obtuvo que la cortante última en la zapata Z-1 fue 34 ton, mientras que en la zapata Z-3 se obtuvo una fuerza cortante de 21 ton. Se observa que  $V_u < \phi V_c$ . Por lo tanto, se cumple con el criterio de cortante.

Con respecto al punzonamiento, la resistencia del concreto se obtiene con el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (97)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha s * d}{b_o}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (98)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (99)$$

Donde  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica;  $d$ , el peralte efectivo de la zapata;  $\alpha s$ , parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes;  $\beta$ , el cociente de la dimensión mayor entre la menor.

Los resultados para las zapatas de la estructura analizada se presentan en la Tabla 50.

Tabla 50. Verificación por punzonamiento para zapatas del proyecto.

	Z-1	Z-3
B (m)	1.4	1.25
L (m)	1.55	1.4
$\beta$	1.11	1.12
$\alpha$		20
$b_o$ (m)		3.3
$\phi V_{c1}$ (ton)	276.0	273.9
$\phi V_{c2}$ (ton)		252.0
$\phi V_{c3}$ (ton)		196.7
$\phi V_c$ (ton)	196.7	196.7
$V_u$ (ton)	35	27
	Ok con el diseño	

Como se observa en la Tabla 50, el cortante último del análisis es menor que la resistencia del concreto al punzonamiento. Por lo tanto, se cumple con el diseño por punzonamiento.

### **Verificación a tracciones**

Finalmente, se verificó que no se produzca el levantamiento de las zapatas debido a tracciones elevadas. Para ello, las tracciones deben ser menores que el peso de las zapatas y el volumen de suelo que está sobre ellas. El límite máximo para cada zapata se presenta a continuación:

$$\text{Para Z - 1: } P_{\max} = 1.8 * 1.55 * 1.40 * 0.4 + 2.4 * 1.55 * 1.4 * 0.6 = 4.69 \text{ ton}$$

$$\text{Para Z - 3: } P_{\max} = 1.8 * 1.25 * 1.40 * 0.4 + 2.4 * 1.25 * 1.4 * 0.6 = 3.78 \text{ ton}$$

Los resultados del análisis indican que la máxima tracción en la zapata Z-1 es 2.12 ton, mientras que en la zapata Z-3, la máxima tracción es 1.63 ton. Por lo tanto, las zapatas no se levantan.

### **ALTERNATIVA CM**

El procedimiento explicado anteriormente se realizó para la Alternativa CM y se verificó que las zapatas y el suelo pueden resistir las demandas.

## CAPÍTULO 9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 9.1. Sobre la vulnerabilidad del edificio existente

- Se estudió un módulo escolar de 2 niveles. En la dirección longitudinal, el sistema estructural es de pórticos de concreto armado y su periodo fundamental es 0.49 s. El sistema estructural transversal es de muros de albañilería y el periodo en esa dirección es 0.12 s.
- Al realizar un análisis modal espectral en la dirección longitudinal utilizando la norma E030, se observó que la estructura alcanzó una deriva máxima de 18.4‰ en el primer nivel y 13.5‰ en el segundo nivel. Estas derivas son mayores que el límite permitido por la actual norma E030, de 7‰ y están asociadas a un daño extenso según Hazus. Por lo tanto, se requiere intervención en esta dirección.
- Luego del análisis modal espectral en la dirección transversal, se obtuvo una deriva máxima de 3.1‰ en el primer nivel y 2.1‰ en el segundo nivel. Estas derivas son menores que el límite permitido por la norma E030 para sistemas estructurales de muros de albañilería (5‰). Por lo tanto, no se reforzó en la dirección transversal.
- Al realizar un análisis estático no lineal, se ha estimado que la edificación analizada, en su estado actual, no presenta un adecuado comportamiento sísmico. El nivel de desempeño para el sismo ocasional es resguardo de vida, mientras que en el sismo raro la estructura colapsaría. Según el SEAOC, su desempeño es inadecuado.
- Al realizar un análisis tiempo historia no lineal, en la dirección longitudinal utilizando 7 registros espectro compatibles con el espectro de la norma E030 (para un sismo de 500 años de periodo de retorno  $PGA=0.47g$ ), se observó que la estructura alcanzó derivas máximas de 17.6‰ y 5.5‰ en el primer y segundo nivel, respectivamente. La deriva del primer entrepiso supera el límite permitido por la actual norma E030 y está asociada a un daño extenso según Hazus.
- Con el registro Lima 1966 representando un sismo de 500 años de periodo de retorno ( $PGA=0.47g$ ), se obtuvieron 26 rótulas en el estado de colapso, lo cual es un indicador del mal desempeño de la estructura.
- A partir de los resultados obtenidos en el análisis estructural, se recomienda que los edificios educativos 780-Pre sean reforzados, ya que ante un eventual sismo raro podrían colapsar y ocasionar pérdidas materiales y humanas.

## 9.2. Sobre la reducción de vulnerabilidad lograda con el sistema

- La fuerza máxima en los dispositivos SLB de la edificación reforzada está limitada por la resistencia de los muros de albañilería de la dirección longitudinal sobre las que descansan. Por ello, se plantearon dos alternativas de reforzamiento. La Alternativa con muros (CM) conserva los muros de albañilería y para evitar su fisuración, se colocan dispositivos pequeños cuya fuerza máxima es menor a la capacidad de los muros. La Alternativa sin muros (SM) retira los muros de albañilería y considera disipadores de mayor capacidad dispuestos sobre una estructura de acero (arreglo Chevron) y anclados a las vigas de techos y la cimentación.
- Los resultados del análisis estático no lineal para el sismo raro (500 años de periodo de retorno  $PGA=0.47g$ ) en la estructura reforzada con la Alternativa CM indican que el desplazamiento máximo de la estructura fue 5.2 cm. Al ubicar este desplazamiento en la curva de capacidad, el nivel de daño del edificio según el SEAOC es de cerca al colapso. Por ello, con la configuración actual del edificio, no se puede llegar al desempeño aceptable para estructuras esenciales frente un sismo raro, es decir, el estado funcional. Sin embargo, la mejora ha evitado que la estructura colapse.
- Al realizar un análisis estático no lineal para el sismo raro ( $PGA=0.47g$ ) en la estructura reforzada con la Alternativa SM, el desplazamiento máximo fue 2.6 cm. Al ubicar este desplazamiento en la curva de capacidad, el nivel de daño es funcional según el SEAOC. Por ello, al usar dispositivos de mayor capacidad, retirando los tabiques, se logra un adecuado desempeño según los criterios del SEAOC para edificios esenciales.
- Al realizar un análisis tiempo historia no lineal, en la dirección longitudinal utilizando 7 registros espectro compatibles con el espectro de la norma E030 (para un sismo raro  $PGA=0.47g$ ), se verificó que las derivas de entrepiso sean como máximo 4‰, el cual es el límite establecido por Hazus para que las edificaciones tengan daño leve. Con la Alternativa CM, no se logró cumplir con este objetivo, pues se obtuvo una deriva promedio de 8.4‰. Con la Alternativa SM, se consiguió una deriva promedio de 3.75‰ y se cumplió el objetivo.
- Ambas alternativas redujeron la deriva máxima considerablemente con respecto a la estructura original. La Alternativa CM redujo la deriva máxima en un 50%, mientras que con la Alternativa SM la deriva se redujo en un 80%.
- La instalación de los disipadores SLB aportaron resistencia y rigidez y ocasionaron un aumento en las aceleraciones de piso. La máxima aceleración de piso de la estructura reforzada con la Alternativa CM fue 0.55 g y con la Alternativa SM se obtuvo 0.66 g. Según Hazus, los componentes no estructurales pueden sufrir daño moderado.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R., Bozzo, L., Coyago, H., & Andino, C. (2016). Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear Link Bozzo. *Ciencia*. <https://www.researchgate.net/publication/299537744>
- Aguiar, R., & Mora, E. D. (2016). Protocolo de instalación de disipadores Shear Link Bozzo SLB40\_3 y placas Gusset en bloque estructural 4 de la UFA-ESPE. [www.luisbozzo.com](http://www.luisbozzo.com)
- Alehashem, S. M. S., Keyhani, A., & Pourmohammad, H. (2008). Behavior and performance of structures equipped with ADAS & TADAS dampers (a comparison with conventional structures). *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 8.
- American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (Vol. 1)*.
- American Institute for Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. [www.aisc.org](http://www.aisc.org)
- ASCE. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building*. En Fema 356.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. [www.4downloader.ir](http://www.4downloader.ir)
- Baeza, I. (2018). *Determinación de curvas de fragilidad empíricas en estructuras de albañilería chilenas y nuevo indicador de daño*. Universidad de Chile.
- Bozzo, L. (2018). *Disipadores SLB para diseño sismorresistente*. <https://postensa.pe/disipadores-sismicos-slb/>
- Cámara Chilena de la Construcción, & Corporación del Desarrollo Tecnológico. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras*. En *Innova Chile* Correo. <https://cchc.cl/>
- Cervantes, F., & Albrizzio, Y. (2020). Desempeño sísmico de un hospital de concreto armado con disipadores “SLB” Shear Link Bozzo en la zona sísmica 4 [Universidad Ricardo Palma]. [https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14138/3559/CIV-T030\\_70780019\\_T%20%20%20ALBRIZZIO%20FRANCIA%20YORSHMAN%20OSCAR%20MANUEL.pdf?sequence=1](https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14138/3559/CIV-T030_70780019_T%20%20%20ALBRIZZIO%20FRANCIA%20YORSHMAN%20OSCAR%20MANUEL.pdf?sequence=1)
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*.
- Diaz, B. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Du, B., Zhao, X., & Li, H. (2020). Multiperformance optimization design of a hybrid vibration mitigation system for super high-rise buildings to improve earthquake resistance. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(5), e1709.

<https://doi.org/10.1002/TAL.1709>

Fuentes, J. C. (2015). Análisis Sísmico De Una Edificación Con Disipadores De Fluido Viscoso [Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6091>

Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras.

Geraschenko, S., & Sergeevich Grishin, A. (2018). Approaches for the calculation of rayleigh damping coefficients for a time-history analysis. <https://doi.org/10.2495/SUSI180201>

Hazus MR4. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology [Federal Emergency Management Agency]. [www.fema.gov/plan/prevent/hazus](http://www.fema.gov/plan/prevent/hazus).

Instituto Nacional de Estadística Informática. (2014). Censo de Infraestructura Educativa (CIE).

Kwok, K. C. S., & Samali, B. (1995). Performance of tuned mass dampers under wind loads. *Engineering Structures*, 17(9), 655–667. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00035-6](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00035-6)

Loa, G. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997. En Pontificia Universidad Católica del Perú. <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/8618>

Ministerio de Vivienda, C. y S. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018a). Norma E030 Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018b). Norma E090 Estructuras Metálicas. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Moreno, S., & Cortés, A. (2009). Evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. Escuela de Ingeniería de Antioquía.

Muñoz, A. (2021). Apuntes de clase de ingeniería sismorresistente. En Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) (1era ed., pp. 1–4).

Muñoz, A. (2022). Sistemas Modernos de Protección Sísmica de Edificios.

Muñoz, A., Jurado, C., & Navarro, L. (2007). Técnicas de reforzamiento de bajo costo para edificios escolares peruanos (Issue 511).

Nuzzo, I., Losanno, D., Caterino, N., Serino, G., & Bozzo Rotondo, L. M. (2018). Experimental

- and analytical characterization of steel shear links for seismic energy dissipation. *Engineering Structures*, 172, 405–418. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.005>
- Pan, W. H., Tong, J. Z., Guo, Y. L., & Wang, C. M. (2020). Optimal design of steel buckling-restrained braces considering stiffness and strength requirements. *Engineering Structures*, 211, 110437. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2020.110437>
- Rodriguez, M. M., Mora, D., & Aguiar, R. (2016). Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS (A.H. Barbat, 1era edición). <https://www.researchgate.net/publication/303256522>
- Sahoo, D. R., Singhal, T., Taraithia, S. S., & Saini, A. (2015). Cyclic behavior of shear-and-flexural yielding metallic dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 114, 247–257. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.08.006>
- San Bartolomé, A. (2006). Ejemplo de aplicación de la norma E.070 en el diseño de un edificio de albañilería confinada. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Sismica. (2021). Soluciones y Sistemas Antisísmicos. <http://www.sismica.cl/>
- Sobarriba, M. (2012). Efecto De Los Disipadores Metálicos De Energía Tipo “Adas” Y “Tadas” En La Respuesta Sísmica De Un Edificio Irregular. 285.
- Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., & McNamara, R. J. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 3–21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(3))
- Tan, Q., Wu, B., Shi, P., Xu, G., Wang, Z., Sun, J., Lehman, D. E., & Asce, M. (2020). Experimental Performance of a Full-Scale Spatial RC Frame with Buckling-Restrained Braces Subjected to Bidirectional Loading. 3(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002928](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002928)
- Taylor, D. P. (1999). Buildings: Design for Damping. En Tylor Devices Inc. (Número 2).
- Trejo, F. (2007). Análisis comparativo de métodos numéricos en integración directa para evaluar la respuesta dinámica de estructuras. Universidad de Veracruz.

## Anexo A: Diseño de anclajes (Alternativa CM)

### 1) Resistencia del Acero del Anclaje Sometido a Cortante

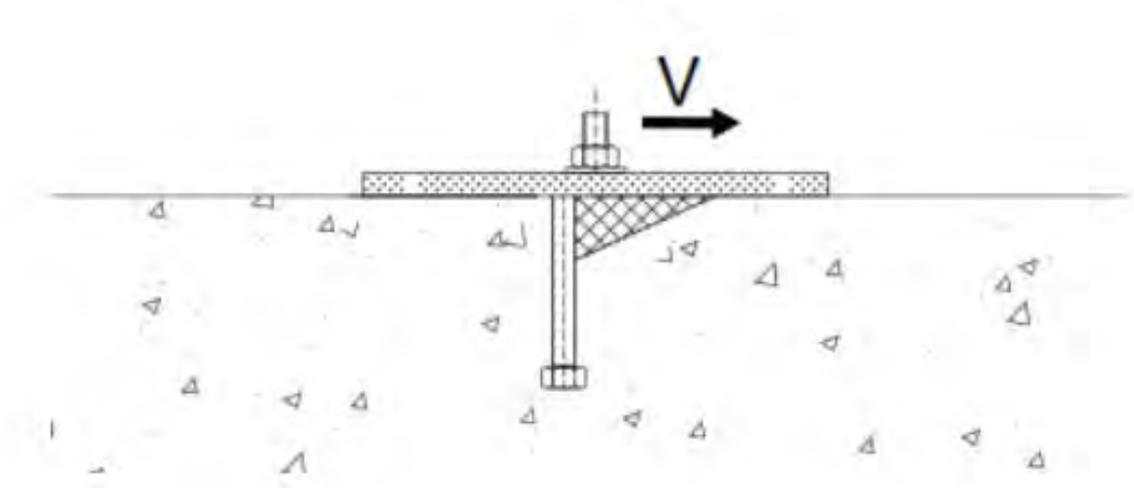


Figura A-1. Falla del acero en el anclaje por cortante. Extraído de ACI 318 (2019).

Para anclajes postinstalados la resistencia del acero a cortante se determina con la siguiente expresión:

$$V_{sa} = 0.6 * A_{se,V} * f_{uta}$$

Donde:

$V_{sa}$  = Resistencia nominal del acero del anclaje sometido a cortante

$f_{uta}$  = esfuerzo de fluencia último del acero

$A_{se,V}$  = área efectiva del anclaje

El área efectiva del anclaje se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} * \left( d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

Donde:

$A_{se,V}$  = área efectiva del anclaje

$d_a$  = diámetro del anclaje en mm

$n_t$  = número de hilos por mm de roscado.

Los datos del anclaje utilizado son los siguientes:

Tabla A-1. Datos del anclaje utilizado

Parámetro	Valor
$f_{ya}$	2530 $\frac{kgf}{cm^2}$
$f_{uta}$	4080 $\frac{kgf}{cm^2}$
$d_a$	19.9 mm (3/4")
$n_t$	0.394
$V_u$	6.5 tonf
$V_{uanclaje}$	2.15 tonf

Cálculo del área del anclaje:

$$A_{se,v} = \frac{\pi}{4} * \left( 19.9 - \frac{0.9743}{0.394} \right)^2 = 238.5 \text{ mm}^2$$

Se verifica que el esfuerzo  $f_{uta}$  no exceda  $1.9f_{ya}$  con la finalidad de garantizar que el anclaje en condiciones de carga de servicio no exceda  $f_{ya}$ .

$$1.9 * f_{ya} = 1.9 * 2530 = 4807 \frac{kg}{cm^2} > f_{uta} = 4080 \frac{kg}{cm^2} \text{ (cumple)}$$

La resistencia del acero será:

$$V_{sa} = 0.6 * 238.5 * 4080 = 5.84 \text{ ton}$$

La resistencia del anclaje debe reducirse por un factor  $\phi=0.65$

$$\phi V_{sa} = 0.65 * 5.84 = 3.80 \text{ ton}$$

$$\phi V_{sa} = 3.80 \text{ ton} > V_{ua} = 2.15 \text{ ton} \text{ (cumple para cada anclaje)}$$

2) Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante

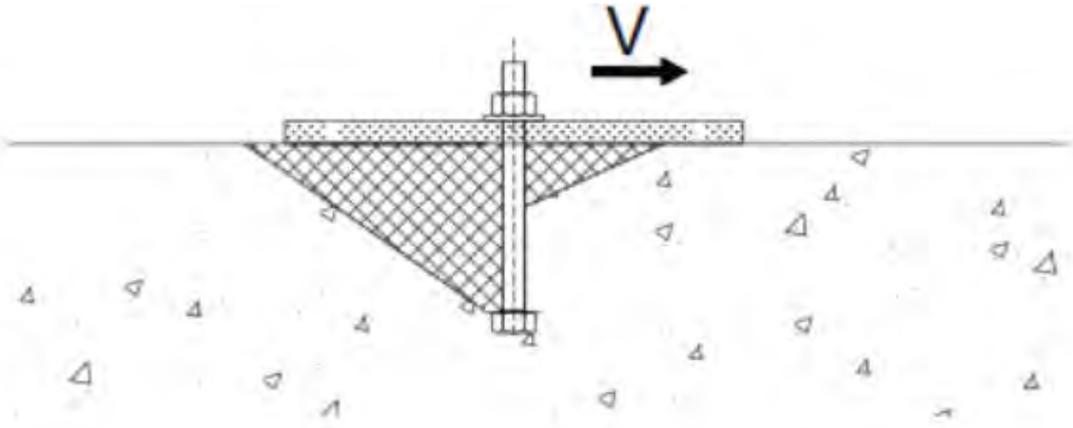


Figura A-2. Falla por desprendimiento del concreto a cortante. Extraído de ACI 318 (2019).

Para un cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} * \psi_{ed,V} * \psi_{c,V} * \psi_{h,V} * V_b$$

Donde:

$V_{cb}$  = resistencia nominal del arrancamiento del concreto a cortante de un solo anclaje.

$A_{Vc}$  = área total proyectada de un grupo de anclajes.

$A_{Vco}$  = área máxima proyectada para un solo anclaje.

$\psi_{ed,V}$  = factor de modificación por efecto de borde del arrancamiento.

$\psi_{c,V}$  = factor de modificación por efecto fisuración para el arrancamiento.

$\psi_{h,V}$  = factor para arrancamiento por espesor.

$V_b$  = resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

El área máxima proyectada para un solo anclaje se calcula con la siguiente expresión:

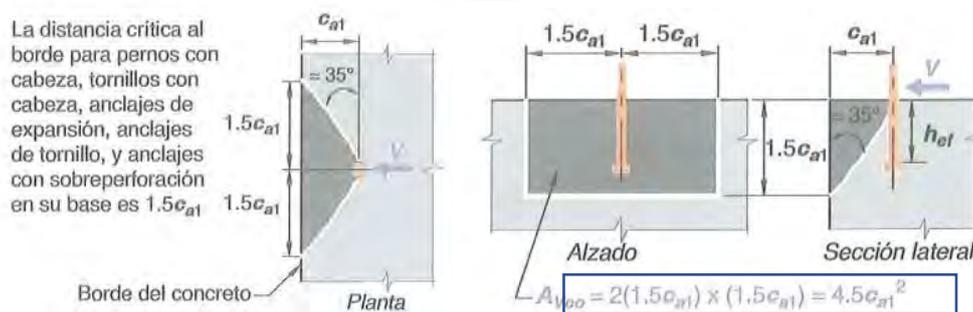


Figura A-3. Área proyectada para un solo anclaje sometido a cortante. Extraído de ACI 318 (2019).

Donde:

$C_{a1}$ : es la distancia del perno al borde crítico

El área total proyectada de un grupo de anclajes se calcula con la siguiente expresión:

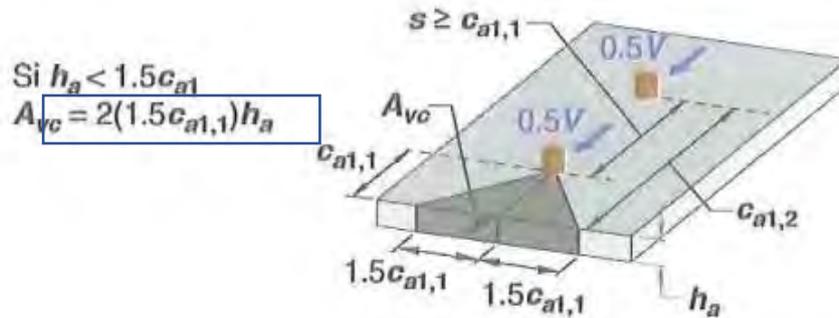


Figura A-4. Área de influencia de un grupo de anclajes a cortante. Extraído de ACI 318 (2019). Cuando la dirección de la fuerza cortante que actúa sobre el anclaje es paralela al borde de desprendimiento se permite que  $V_{cb}$  se duplique el valor calculado con la ecuación anterior.

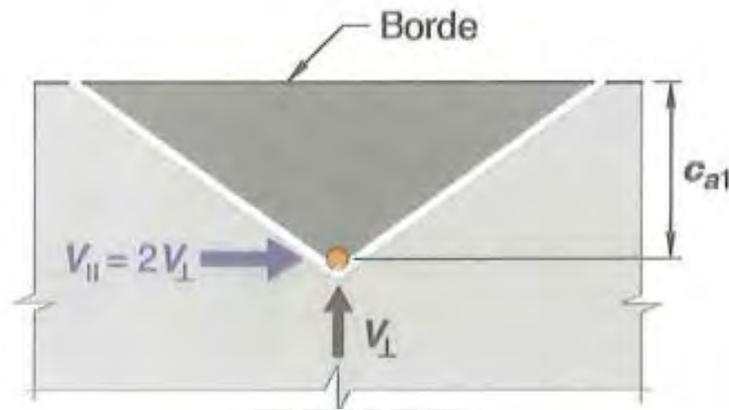


Figura A-5. Fuerza cortante paralela a un borde. Extraído de ACI 318 (2019).

La resistencia básica al arrancamiento del concreto a cortante de un anclaje individual debe ser la menor calculada en las siguientes ecuaciones:

a) Resistencia básica al arrancamiento del concreto.

$$V_b = 1.9 * \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} * \sqrt{d_a} * \lambda_a * \sqrt{f'c} * (C_{a1})^{1.5}$$

b) Resistencia básica al arrancamiento del concreto

$$V_b = 3.8 * \lambda_a * \sqrt{f'c} * (C_{a1})^{1.5}$$

Los datos del anclaje colocado son los siguientes:

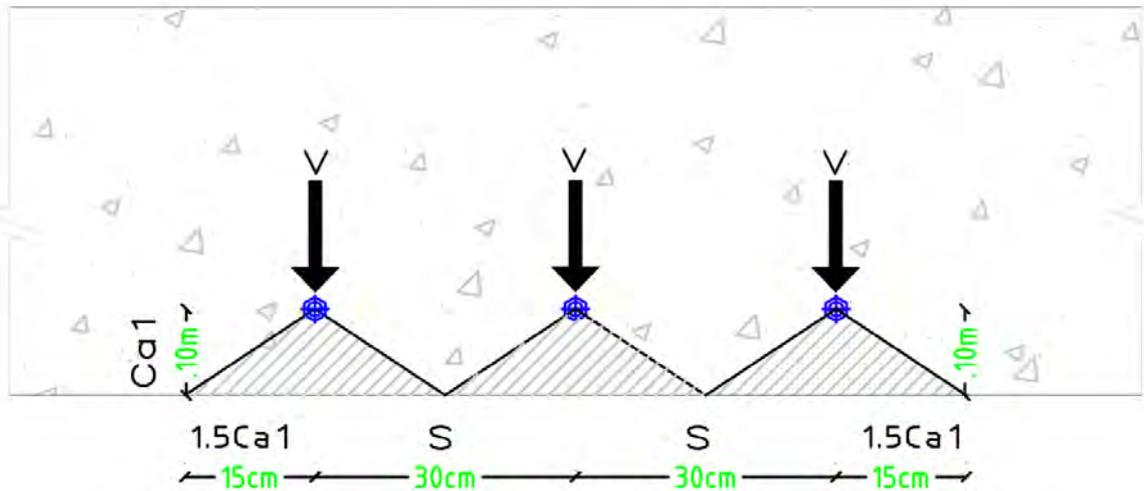


Figura A-6. Área de influencia a cortante. Extraído de ACI 318 (2019).

$$Ca1 = 10 \text{ cm} \quad S = 30 \text{ cm} \quad ha = 1.5Ca1 = 15 \text{ cm}$$

$$h_{ef} = 25 \text{ cm} \text{ (longitud de anclaje en el concreto)}$$

$$l_e = \min[h_{ef}; 8d_a] = [25 \text{ cm}; 15.24 \text{ cm}] = 15.24 \text{ cm}$$

$$\lambda_a = 1 \text{ (concreto de peso regular)}$$

Consideraciones de diseño de anclaje:

$$S = 30 \text{ cm} \geq 3Ca1 = 30 \text{ cm} \text{ (No hay acción de grupo)}$$

$$S = 30 \text{ cm} \geq Ca1 = 10 \text{ cm} \text{ (Cortante se divide en todos los anclajes)}$$

Cálculo del área máxima proyectada para un solo anclaje

$$A_{Vco} = 4.5 * 10^2 = 450 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área total proyectada de un grupo de anclajes

$$A_{Vc} = 2 * (1.5 * 10) * 15 = 450 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia básica al arrancamiento

$$V_b = 1.9 * \left(\frac{15.92}{1.99}\right)^{0.2} * \sqrt{1.99} * 1 * \sqrt{175} * 10^{1.5} = 1.70 \text{ ton}$$

$$V_b = 3.8 * 1 * \sqrt{175} * 10^{1.5} = 1.60 \text{ ton}$$

Se toma el menor  $V_b$ , entonces  $V_b = 1.60 \text{ ton}$

Cálculo de la resistencia nominal al arrancamiento del concreto a cortante

$$V_{cb} = \frac{450}{450} * 1 * 1 * 1 * 1.60 = 1.60 \text{ ton}$$

Como la cortante es paralelo al borde, se duplica la resistencia del arrancamiento del concreto

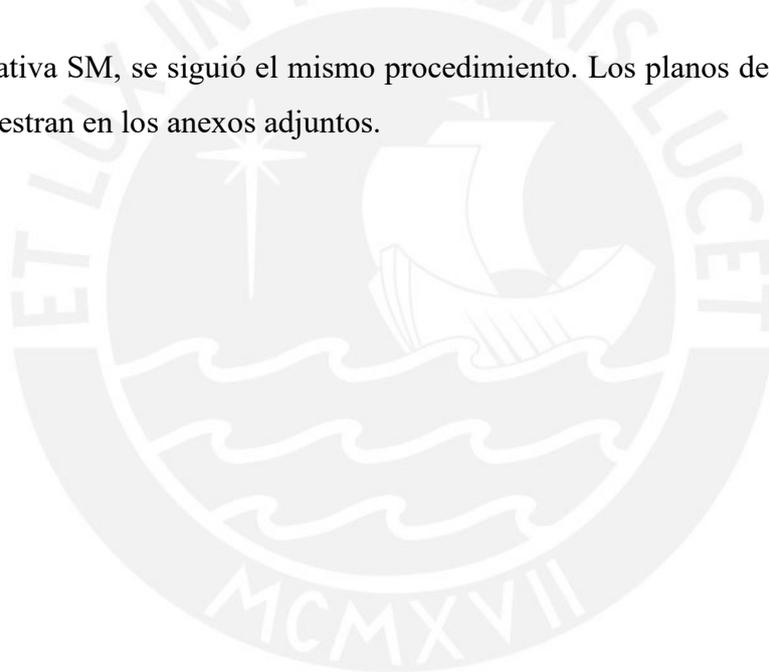
$$V_{cb \text{ paralelo}} = 2 * 1.60 = 3.20 \text{ ton}$$

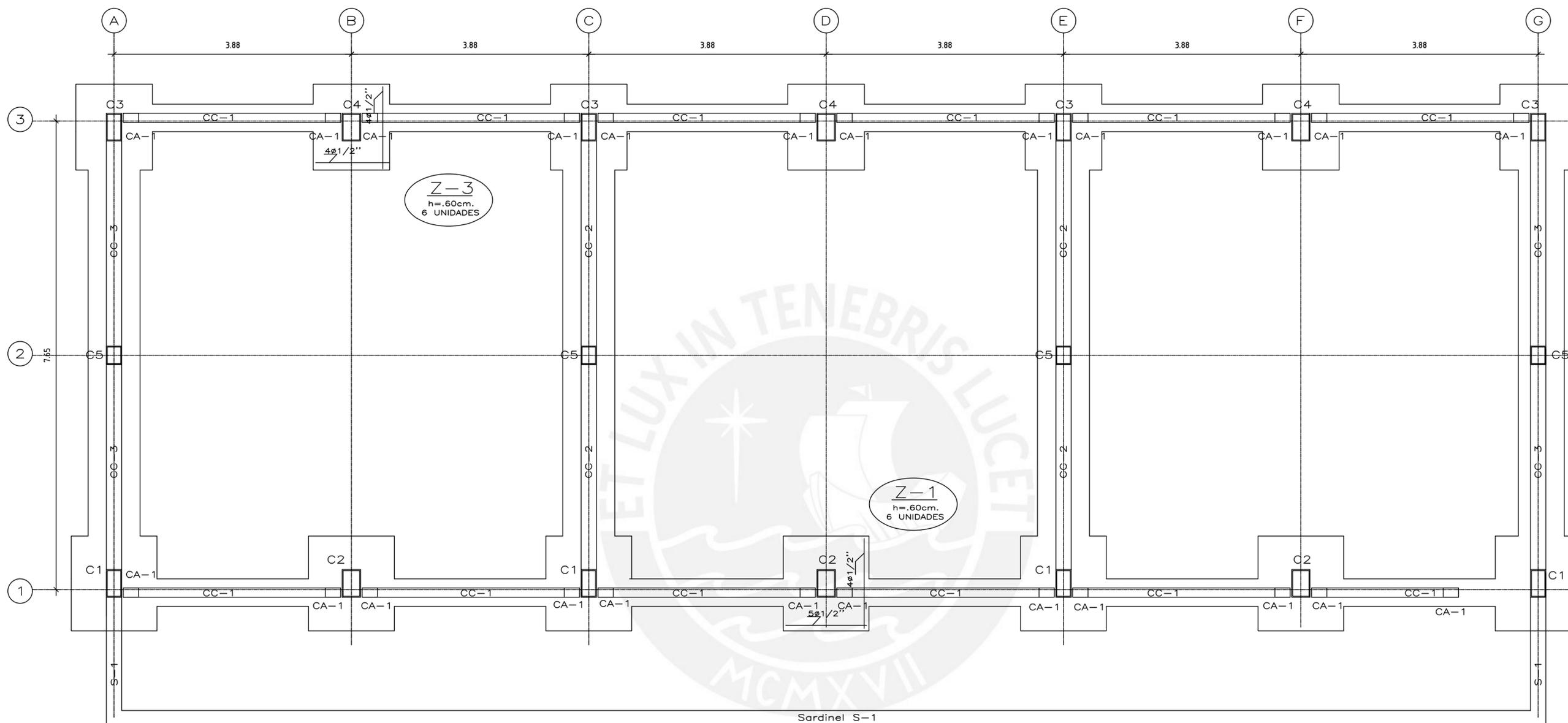
La resistencia del concreto al arrancamiento debe reducirse por un factor  $\phi=0.70$

$$\phi V_{sa} = 0.70 * 3.20 = 2.25 \text{ ton}$$

$$\phi V_{sa} = 2.25 \text{ ton} > V_{ua} = 2.15 \text{ ton} \text{ (cumple para cada anclaje)}$$

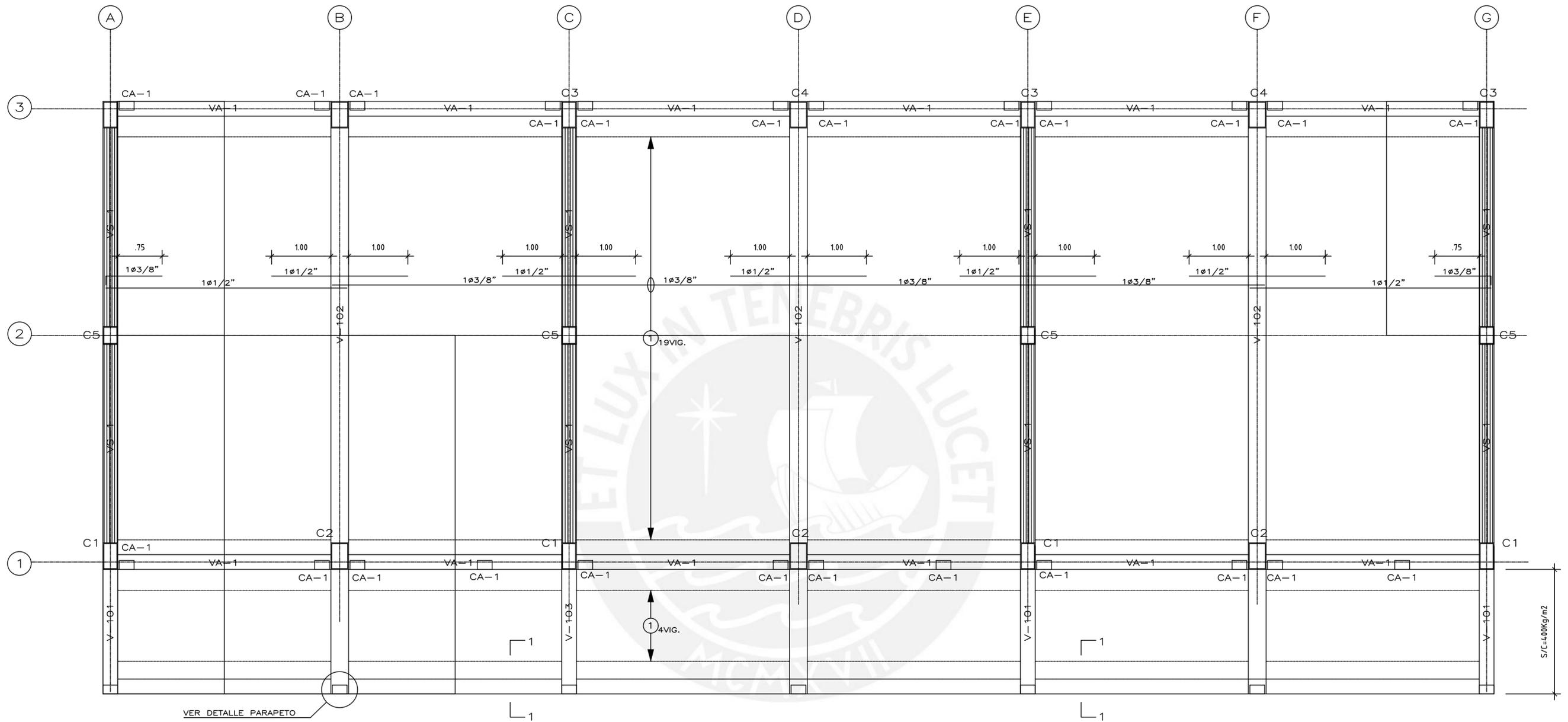
Para la alternativa SM, se siguió el mismo procedimiento. Los planos de los detalles de anclaje se muestran en los anexos adjuntos.





PLANTA CIMENTACION (PARA  $\gamma_t$  ENTRE 1.50 Y 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>)  
 ESCALA : 1/50

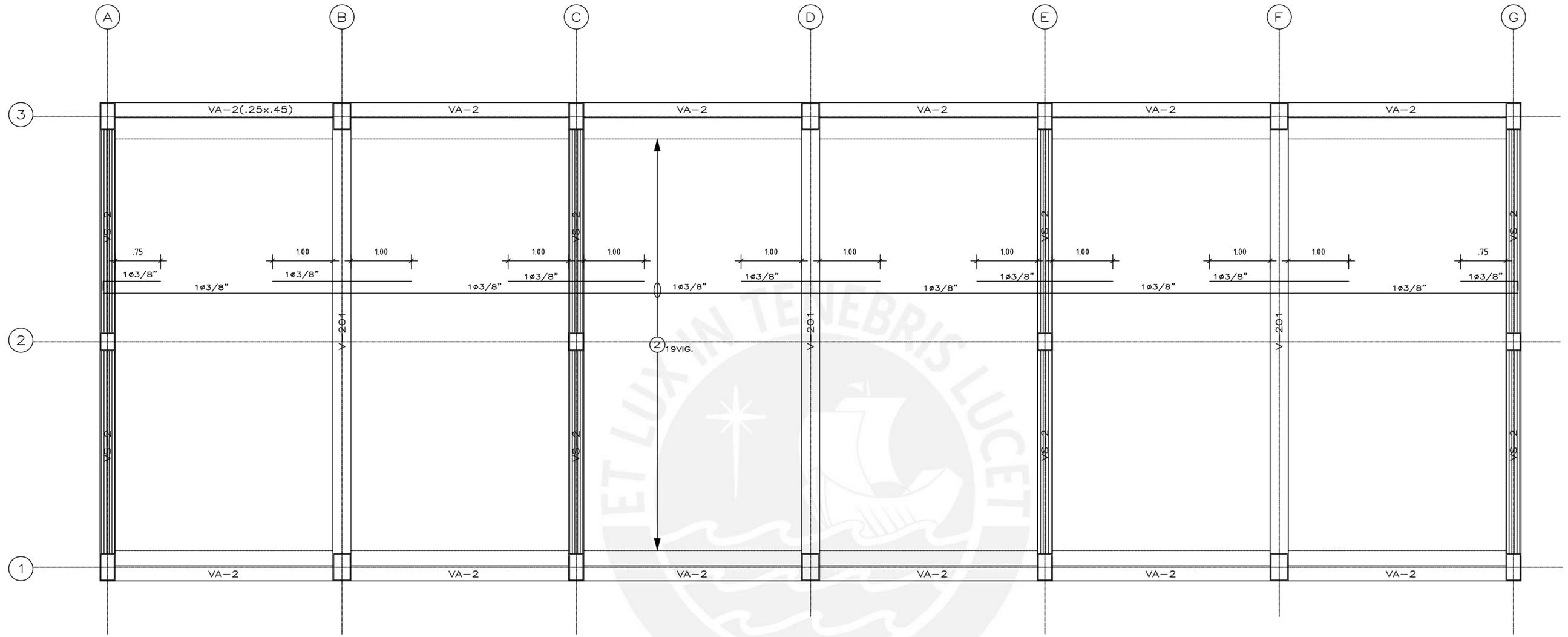
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO CIMENTACIÓN EDIFICACIONES ESCOLARES VULNERABLES		
TESISTAS RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE		LÁMINA
ASESOR ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ		E-01
FECHA AGOSTO 2022	ESCALA 1/50	ARCHIVO PLANOS.DWG



ENCOFRADO TECHO 1° PISO  
 ESCALA : 1/50

ALIGERADO h=20cm. S/C=300 Kg/m<sup>2</sup> (Excepto Anotado)

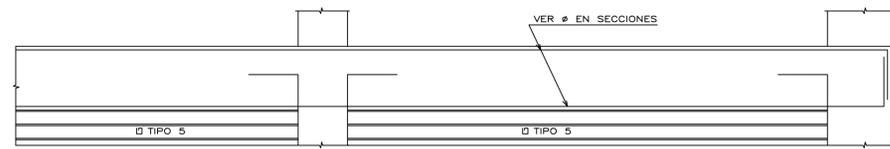
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO ENCOFRADO 1° PISO EDIFICACIONES ESCOLARES VULNERABLES		
TESISTAS RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE		LÁMINA
ASESOR ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ		E-02
FECHA AGOSTO 2022	ESCALA 1/50	ARCHIVO PLANOS.DWG



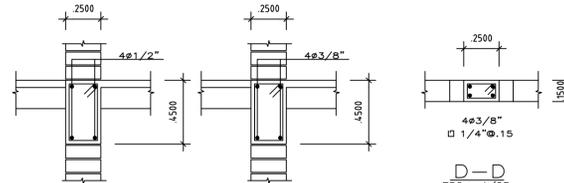
ENCOFRADO TECHO 2° PISO  
 ESCALA : 1/50

ALIGERADO h=20cm. S/C=100 Kg/m<sup>2</sup>

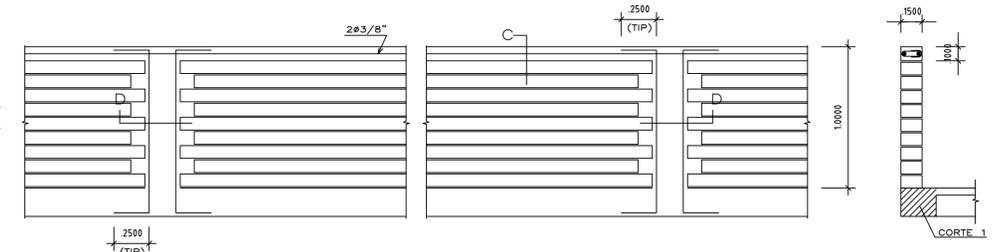
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO		
ENCOFRADO 2° PISO EDIFICACIONES ESCOLARES VULNERABLES		
TESISTAS		LÁMINA
RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE		E-03
ASESOR		
ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ		
FECHA	ESCALA	ARCHIVO
AGOSTO 2022	1/50	PLANOS.DWG



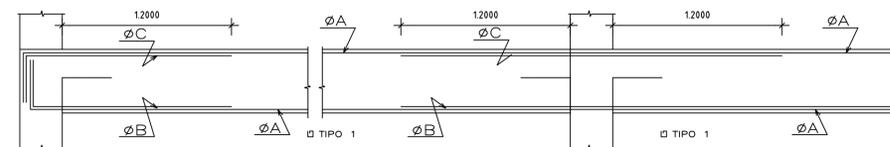
VIGA SOLERA VS-1 y VS-2  
ESC : 1/25



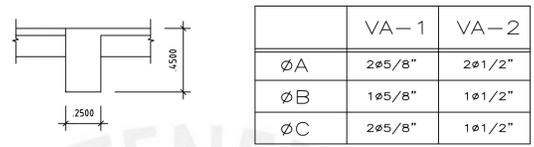
VS-1 ESC : 1/25 VS-2 ESC : 1/25



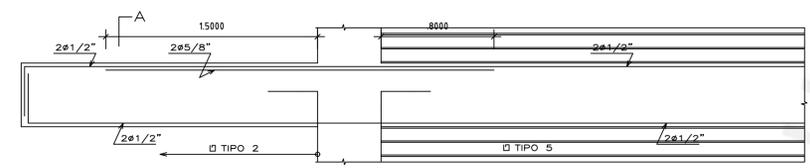
ELEVACION  
DETALLE PARAPETO  
ESC : 1/25



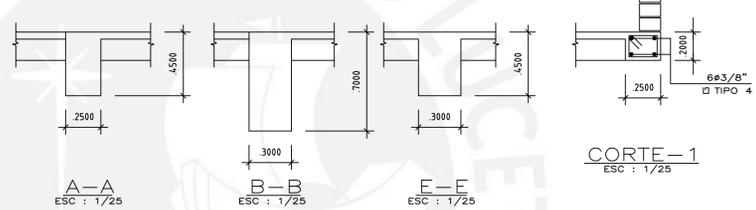
VIGA DE ARRIOSTRE VA-1 y VA-2  
ESC : 1/25



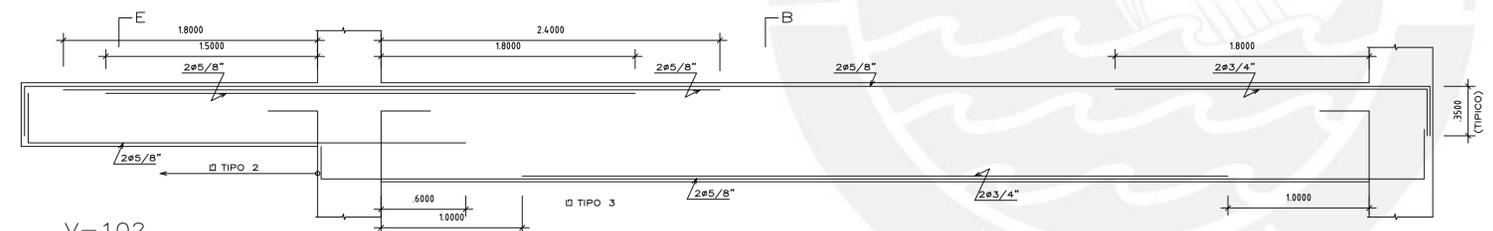
SECCION  
ESC : 1/25



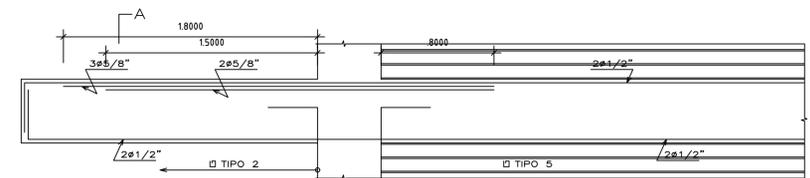
V-101 ESC : 1/25 VS ESC : 1/25



A-A ESC : 1/25 B-B ESC : 1/25 E-E ESC : 1/25 CORTE-1 ESC : 1/25



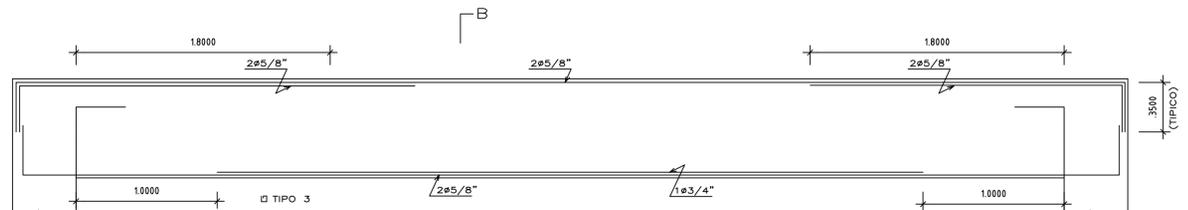
V-102  
ESC : 1/25



V-103 ESC : 1/25 VS ESC : 1/25

CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO	ESPACIAMIENTO
1	ø3/8" : 1ø.05 , 7ø.10, 1ø.15, RTO. ø.20 EN C/EXTREMO
2	ø3/8" : 1ø.05 , 7ø.10, RTO. ø.20
3	ø3/8" : 1ø.05 , 12ø.10, 1ø.15, RTO. ø.30 EN C/EXTREMO
4	ø1/4" : 1ø.05 , 5ø.10, RTO. ø.20 EN C/EXTREMO
5	ø1/4" : 1ø.05 , 5ø.10, RTO. ø.25 EN C/EXTREMO



V-201  
ESC : 1/25

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PLANO  
DETALLE DE VIGAS

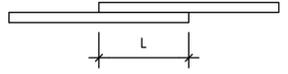
TESISTAS  
RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA  
KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE  
ASESOR  
ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ

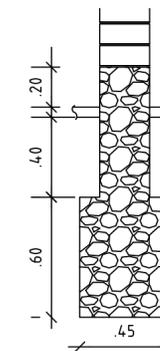
LÁMINA  
E-04

FECHA  
AGOSTO 2022

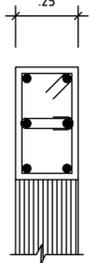
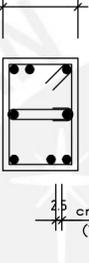
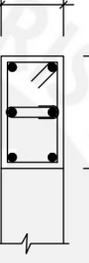
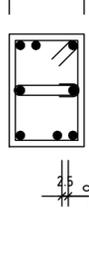
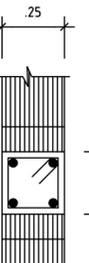
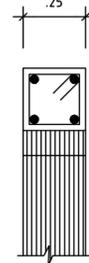
ESCALA  
1/25

ARCHIVO  
PLANOS.DWG

E M P A L M E S			ESTRIBOS	
Ø	LOSAS Y VIGAS L (cm)	COLUMNAS L (cm)	EN LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS
3/8	40	30	 <p>NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LUZ DE LA VIGA o LOSA A C/LADO DE COLUMNA o APOYO</p>	<p>LOS EMPALMES L</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL</li> <li>- NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION</li> </ul>
1/2	50	40		
5/8	60	50		
3/4	80	60		



CUADRO DE COLUMNAS

COL. NIV.	C1	C2	C3	C4	C5	C6
1° y 2°	 <p>6ø3/4" □ ø3/8" @ .25</p>	 <p>8ø3/4" □ ø3/8" @ .25</p>	 <p>6ø5/8" □ ø3/8" @ .25</p>	 <p>8ø3/4" □ ø3/8" @ .25</p>	 <p>4ø1/2" □ ø1/4" @ .25</p>	 <p>4ø1/2" □ ø1/4" @ .25</p>

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ .  
 ACERO  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ .  
 TERRENO  $\sqrt{t} = \text{VER ESTUDIO DE SUELOS}$   
 SOBRECARGAS  $s/c = \text{INDICADA EN ENCOFRADOS}$

RECUBRIMIENTOS LIBRES

ZAPATAS 7.6 cm.  
 COLUMNAS 3.0 cm.  
 VIGAS 3.0 cm.  
 COLUMNAS DE AMARRE 2.0 cm.  
 LOSAS Y ALIGERADOS 2.5 cm.

ALBAÑILERIA  $f'm = 40 \text{ kg/cm}^2$ .

TODAS UNIDADES DE ALBAÑILERIA SERAN HECHAS A MAQUINA, PODRAN TENER ALVEOLOS QUE NO EXCEDAN DEL 25% DE SU VOLUMEN

MORTERO : CEMENTO - CAL NORMALIZADA - ARENA 1:1.5

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

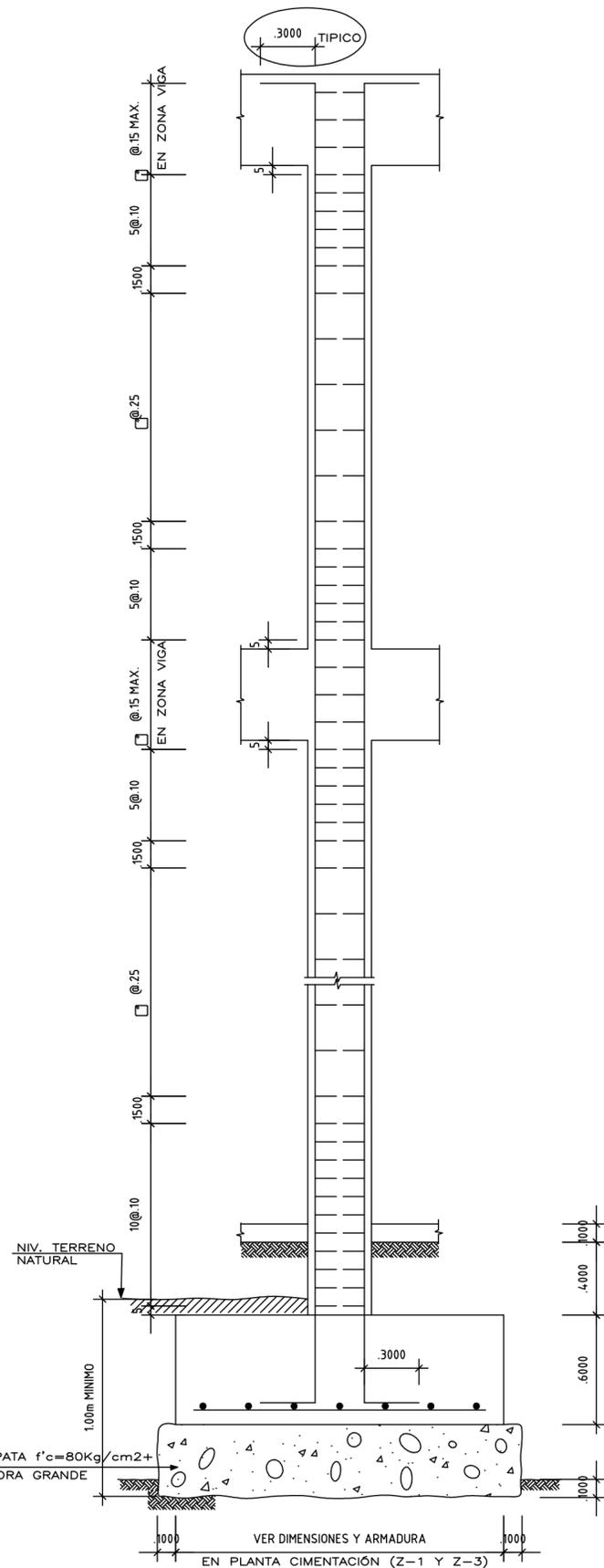
PLANO  
 DETALLE DE COLUMNAS

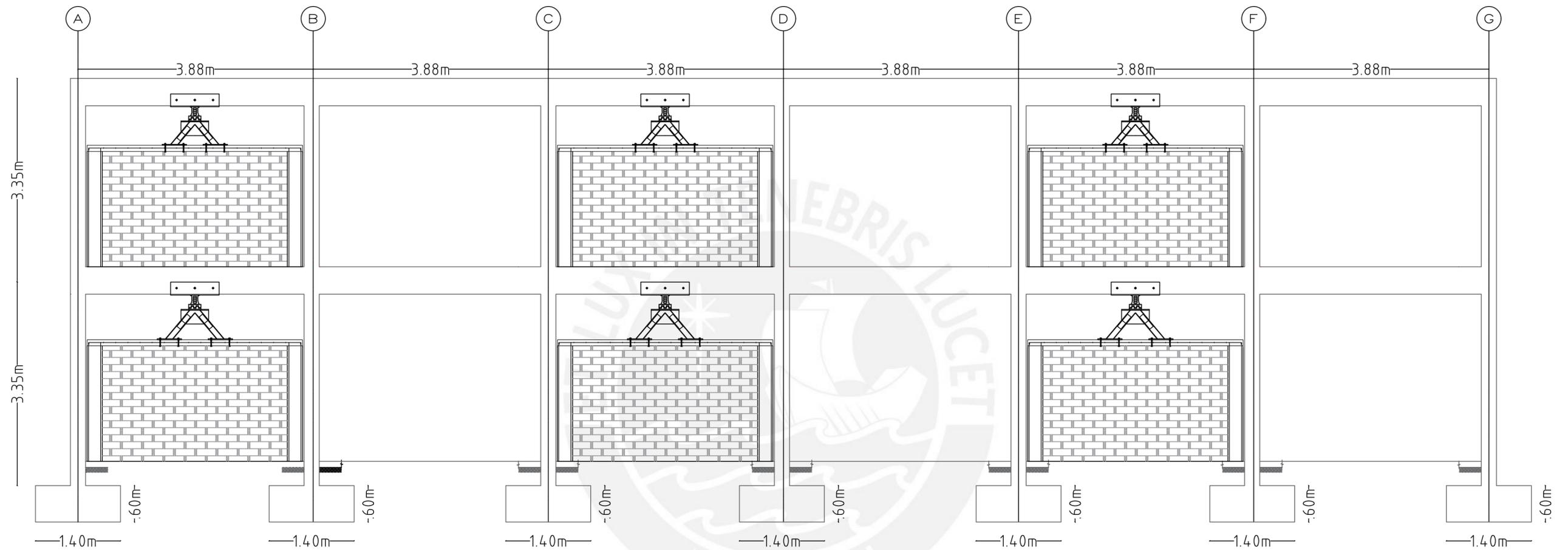
TESISTAS  
 RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA  
 KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE  
 ASESOR  
 ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ

LÁMINA

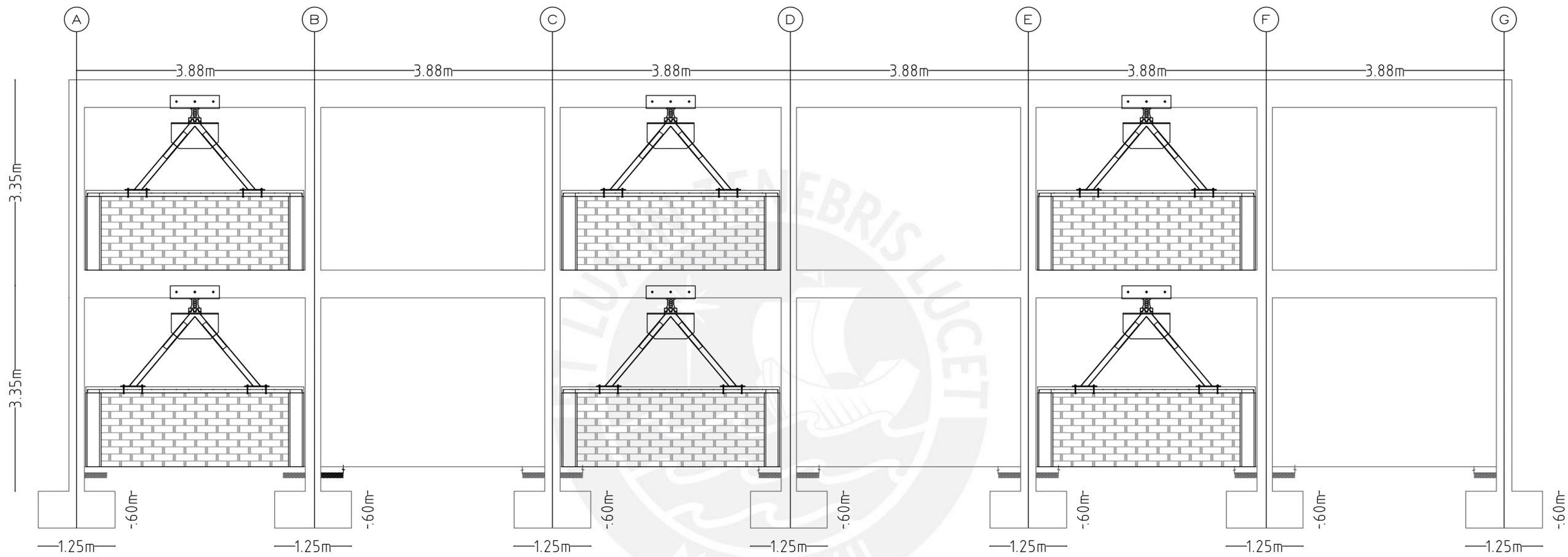
E-05

FECHA AGOSTO 2022 ESCALA 1/25 ARCHIVO PLANOS.DWG



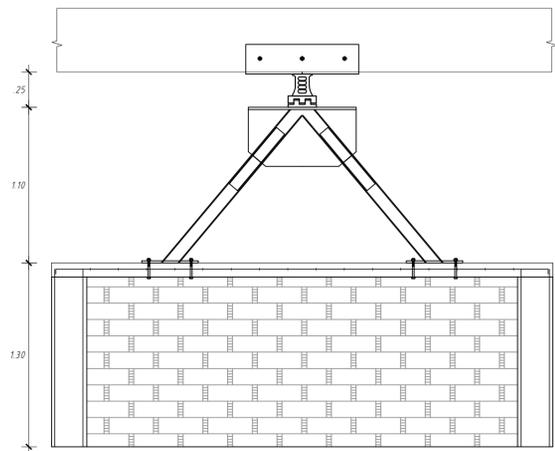


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO		
REFORZAMIENTO DE MUROS DEL FRONTIS (ALTERNATIVA CM)		
TESISTAS RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE		LÁMINA
ASESOR ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ		E-06
FECHA AGOSTO 2022	ESCALA 1/50	ARCHIVO PLANOS.DWG

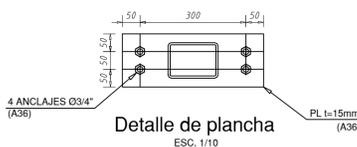
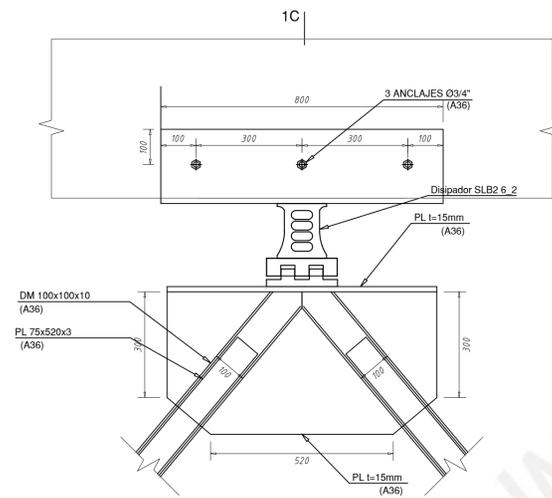


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO		
REFORZAMIENTO DE MUROS POSTERIORES (ALTERNATIVA CM)		
TESISTAS RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE		LÁMINA
ASESOR ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ		E-07
FECHA AGOSTO 2022	ESCALA 1/50	ARCHIVO PLANOS.DWG

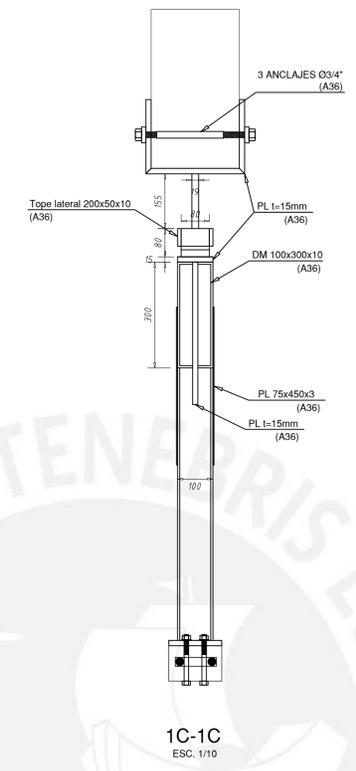




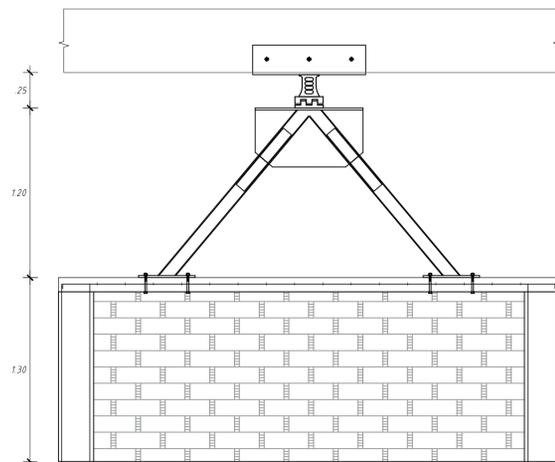
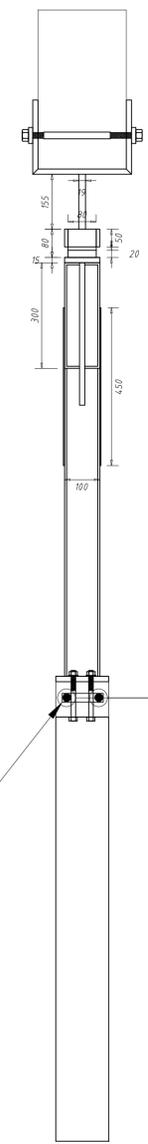
Detalle de reforzamiento de muros posteriores del segundo piso  
ESCALA: 1/25



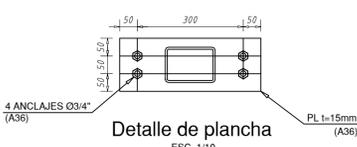
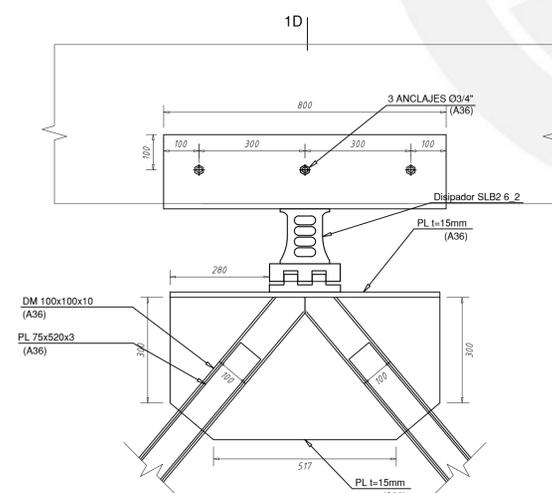
Detalle de plancha  
ESC. 1/10



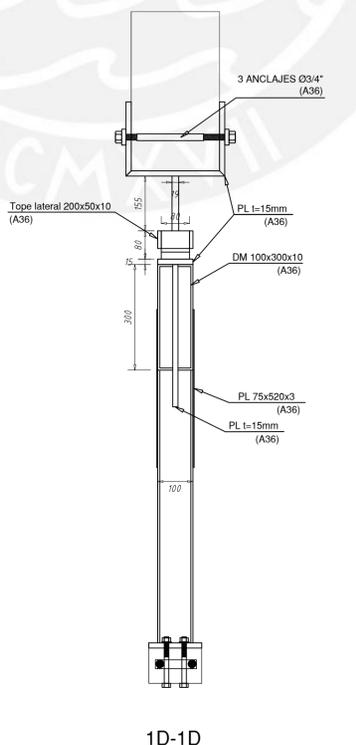
1C-1C  
ESC. 1/10



Detalle de reforzamiento de muros posteriores del primer piso  
ESCALA: 1/25



Detalle de plancha  
ESC. 1/10



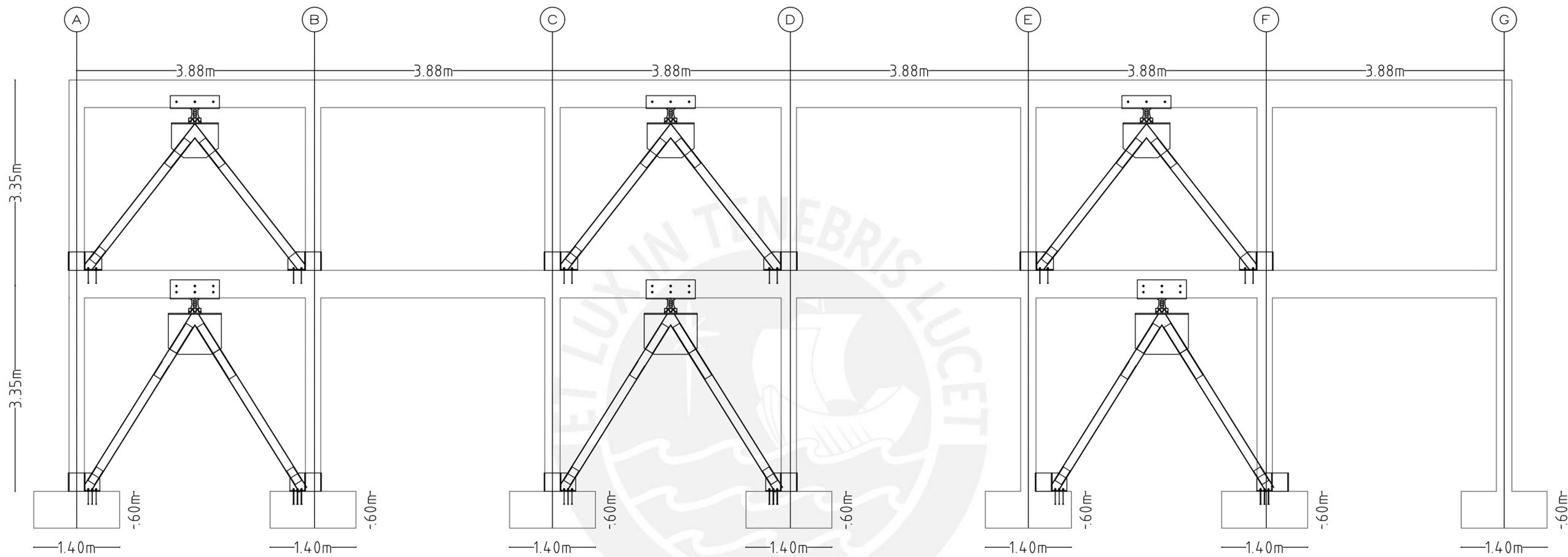
1D-1D  
ESC. 1/10

CUADRO DE PROPIEDADES DE DISIPADORES

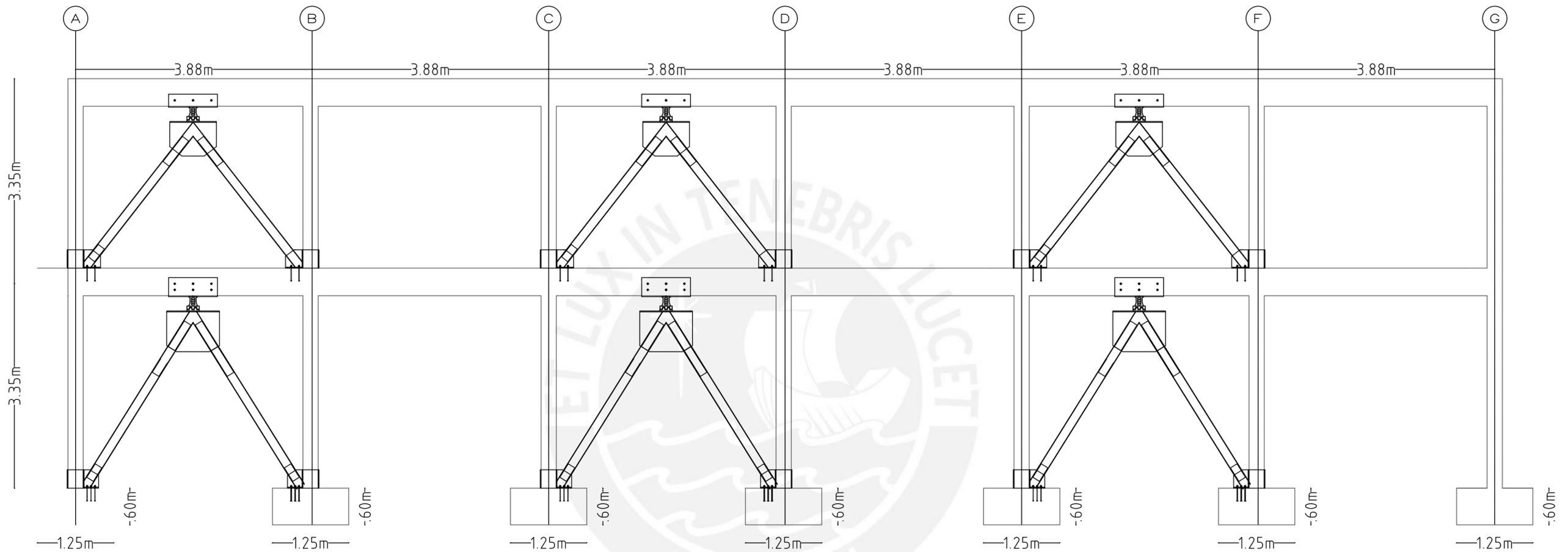
Disipador Propiedades	Disipador SLB2 6_2
Rigidez Inicial (t/cm)	37.04
Cortante de Fluencia (t)	3.63
Ratio de rigidez post fluencia	0.026

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

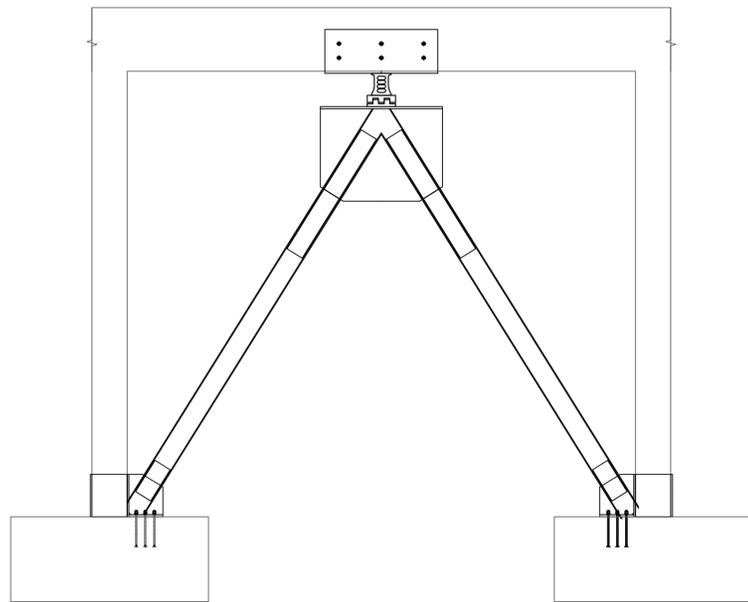
PLANO DETALLE DE REFORZAMIENTO DE MUROS POSTERIORES (ALTERNATIVA CM)			LÁMINA
TESISTAS RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE			E-09
ASESOR ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ			
FECHA AGOSTO 2022	ESCALA INDICADA	ARCHIVO PLANOS.DWG	



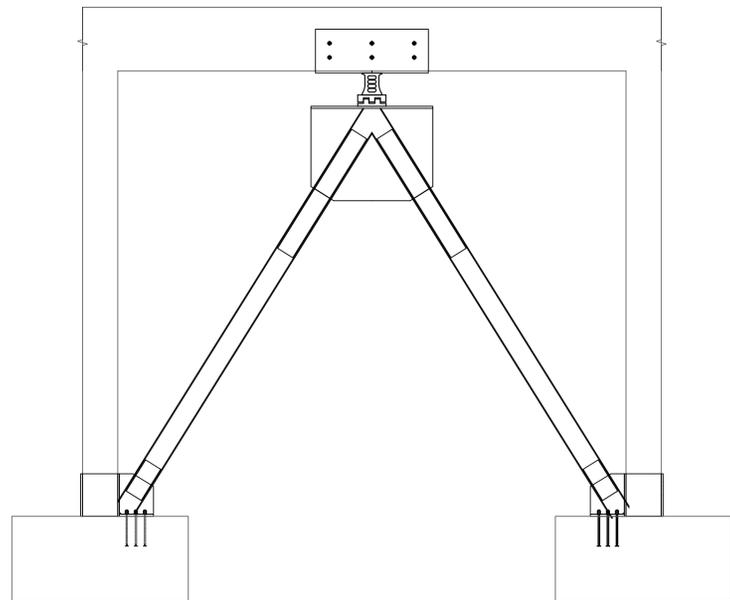
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO		
REFORZAMIENTO DE MUROS DEL FRONTIS (ALTERNATIVA SM)		
TESISTAS		LÁMINA
RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE		E-10
ASESOR		
ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ		
FECHA	ESCALA	ARCHIVO
AGOSTO 2022	1/50	PLANOS.DWG



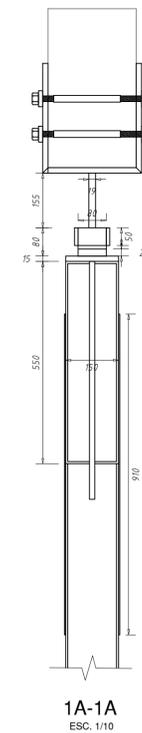
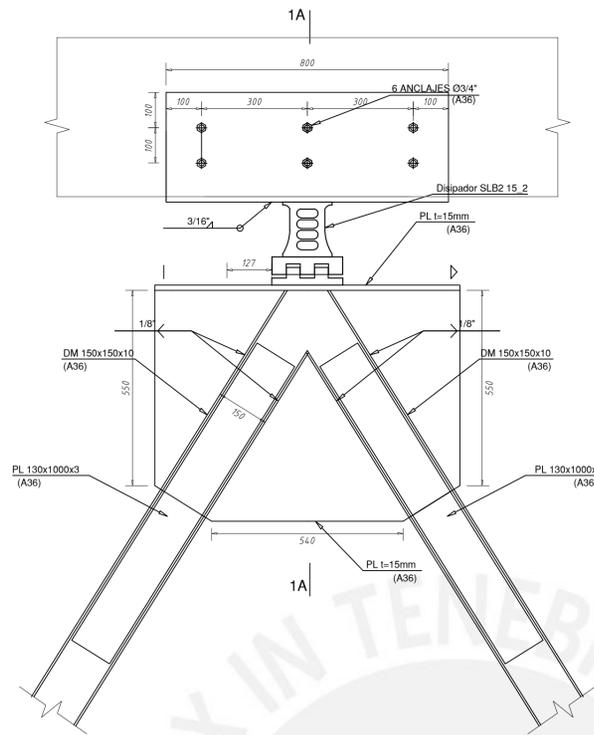
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO		
REFORZAMIENTO DE MUROS POSTERIORES (ALTERNATIVA SM)		
TESISTAS RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE		LÁMINA
ASESOR ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ		E-11
FECHA AGOSTO 2022	ESCALA 1/50	ARCHIVO PLANOS.DWG



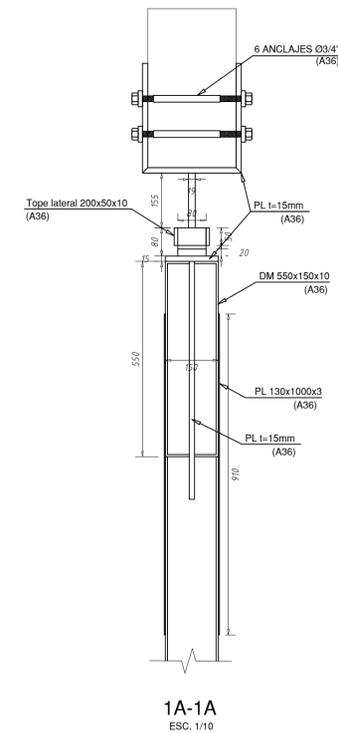
Detalle de reforzamiento del frontis del primer piso  
ESCALA: 1/25



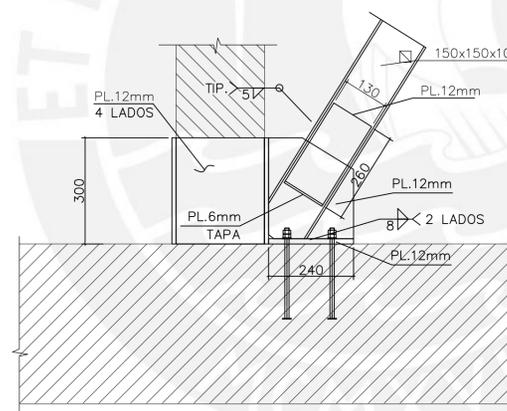
Detalle de reforzamiento posteriores del primer piso  
ESCALA: 1/25



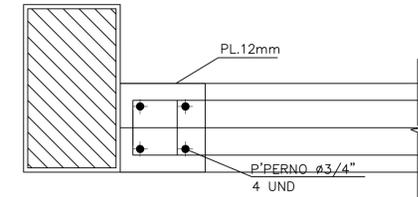
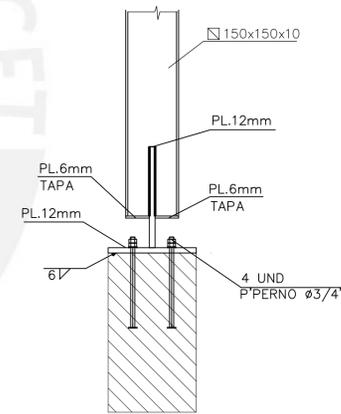
1A-1A  
ESC. 1/10



1A-1A  
ESC. 1/10



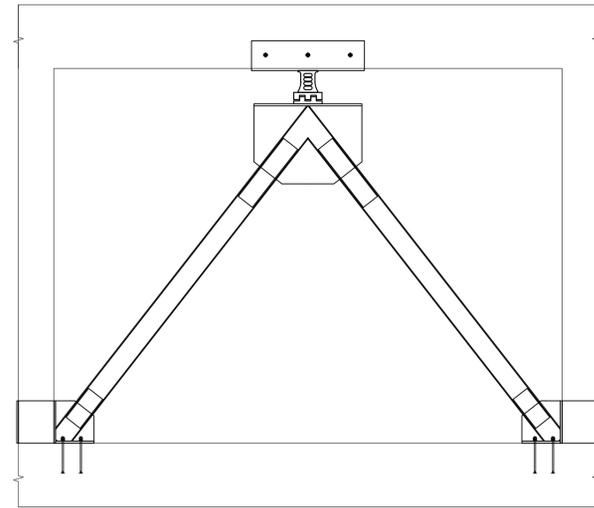
Detalles de conexión a la viga  
ESC. 1/10



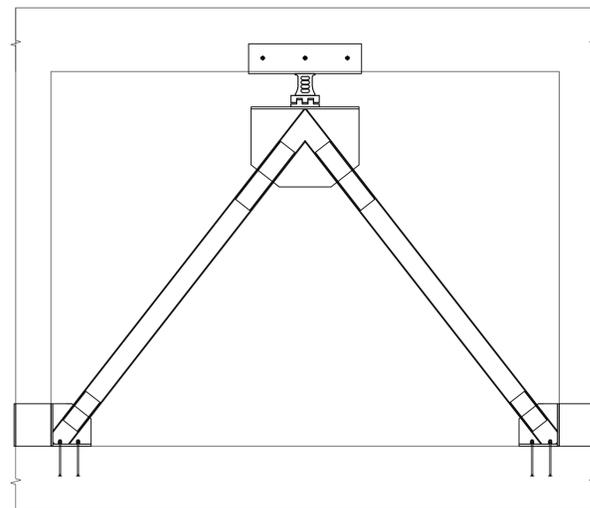
CUADRO DE PROPIEDADES DE DISIPADORES

Disipador	Disipador SLB2 15_2
Rigidez Inicial (t/cm)	160.19
Cortante de Fluencia (t)	10.38
Ratio de rigidez post fluencia	0.02

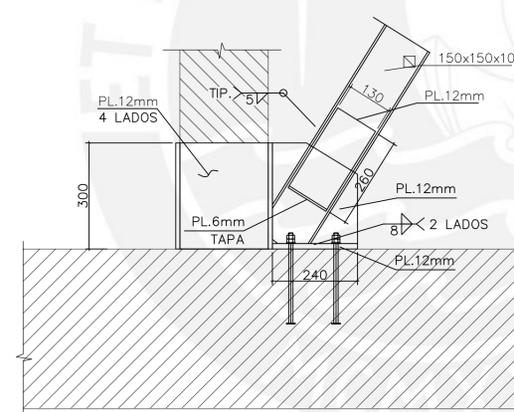
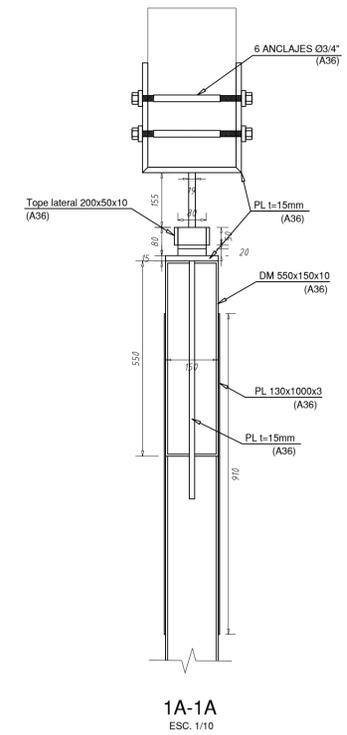
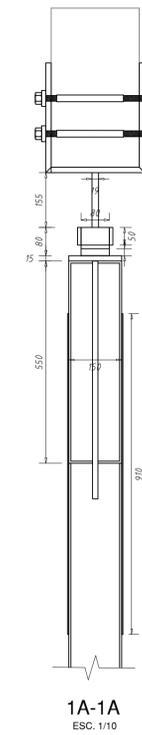
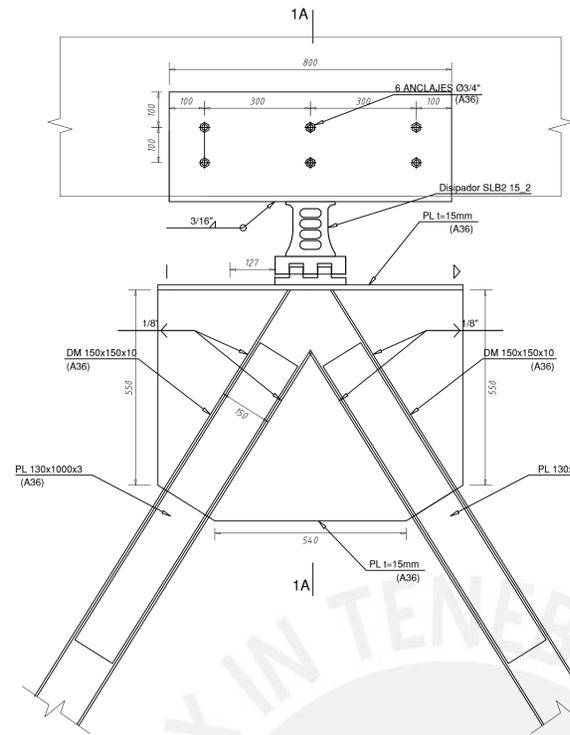
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO		
DETALLE DE REFORZAMIENTO PRIMER PISO (ALTERNATIVA SM)		
TESISTAS	RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE	
ASESOR	ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ	
FECHA	ESCALA	ARCHIVO
AGOSTO 2022	INDICADA	PLANOS.DWG
		LÁMINA
		E-12



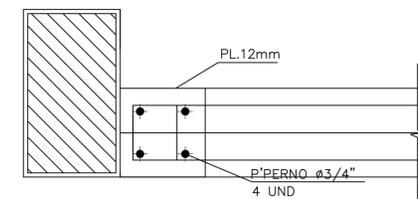
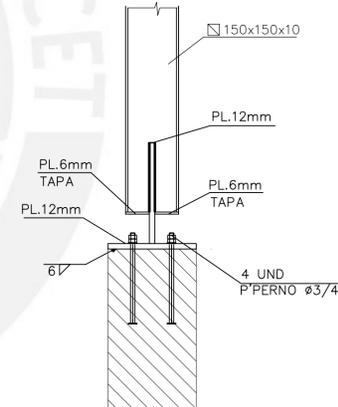
Detalle de reforzamiento del frontis del segundo piso  
ESCALA: 1/25



Detalle de reforzamiento posteriores del segundo piso  
ESCALA: 1/25



Detalles de conexión a la viga  
ESCALA: 1/10



CUADRO DE PROPIEDADES DE DISIPADORES

Disipador Propiedades	Disipador SLB2 6_2
Rigidez Inicial (t/cm)	37.04
Cortante de Fluencia (t)	3.63
Ratio de rigidez post fluencia	0.026

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO DETALLE DE REFORZAMIENTO SEGUNDO PISO (ALTERNATIVA SM)		
TESISTAS RODRIGO JOSÉ PATIÑO PADILLA KEVIN GUNTER AQUINO CHUMBILE	LÁMINA E-13	
ASESOR ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ	FECHA AGOSTO 2022	ARCHIVO PLANOS.DWG