



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**  
**FACULTAD DE CIENCIA Y**  
**TECNOLOGÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Estimación de daños en mampostería confinada bajo cargas  
dinámicas en la ciudad de Cuenca**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**

Autores:

**DIEGO ALEXANDER MUÑOZ PINOS**

**STEVEN DAVID RIVERA JIMÉNEZ**

Director:

**HERNÁN GARCÍA ERAZO. PhD**

**CUENCA-ECUADOR**

2025

## **Dedicatoria**

Todas estas páginas demuestran el arduo y el constante trabajo de dos personas soñadoras con el mismo fin, pensaba que culminar este proyecto era el claro ejemplo de éxito y satisfacción que buscaba, pero va más allá; simboliza el compañerismo, la unión y el compartir momentos y pensamientos gratos en el transcurso de la investigación. No existe en mí preferencia alguna con respecto a las personas que actualmente forman parte de mi vida, porque cada uno de ustedes “sin siquiera saberlo” me demostraron honestidad, respeto y compromiso con mi persona, con lo cual estoy rotundamente agradecido. Después de esto, no sé qué será de mi vida; pero ahora que tengo la oportunidad quiero expresar que a donde vaya, llevaré conmigo un pedazo de cada uno de ustedes, ya sea en una broma o en un recuerdo.

Como punto de partida quiero dedicar este trabajo a dos seres que llevan el título de “mis papis” para Diego Fernando Muñoz Rojas y Mónica Alexandra Pinos Ortiz, ustedes sin duda han sido el pilar fundamental de mi vida, ustedes forjaron en mí una chispa de valentía que la he utilizado cuando todo se derrumbaba, un carácter fuerte que me ha convertido en la persona que soy hoy en día y muchos valores más que no alcanzaría a decirlos.

A mis hermanos Justin Samuel Muñoz Pinos y Ariana Gianella Muñoz Pinos, que están atentos a todo lo que hago, no quiero más que inspirarles a que incluso me superen. A mis seres queridos Diego Salvador Muñoz Ochoa, Yolanda Isabela Rojas Cantos, Danisa Muñoz Rojas y Victoria Isabela Tenezaca Muñoz por ser mi segunda familia y encarrilarme cuando perdí el rumbo.

También quiero hacer énfasis a David Solorzano y Kristel Vásquez, ustedes me han visto en el punto más bajo de mi vida y no huyeron, al contrario; se encaminaron conmigo para compartir innumerables momentos inolvidables. No hago más que desearles todo lo mejor para ustedes. Los llevare siempre en un pedacito de mi corazón y aunque la vida nos separe, les recordaré con mucho cariño. Por último, quiero agradecer eternamente a Steven David Rivera Jiménez mi fiel acompañante en este trabajo, no tengo más que decirte Dios te lo pague, gracias por ser un soporte fijo para llevar a cabo este estudio. A cada uno de los mencionados les mando un rotundo abrazo psicológico.

**Diego Alexander Muñoz Pinos**

## **Dedicatoria**

Hoy culmina un capítulo trascendental en mi vida, uno que estuvo marcado por noches de desvelo, sacrificios silenciosos, aprendizajes constantes y sueños cumplidos. Este logro no es solamente una meta alcanzada, es el relevo de años de esfuerzo, de caídas y levantadas, de constancia inquebrantable y de una fe que nunca me abandonó.

Con la compañía de Dios, quien fue mi guía en los momentos de incertidumbre y me refugio en los instantes de cansancio, con quien he llegado hasta aquí. A su lado, caminaron conmigo mi familia, mis amigos y cada persona que creyó en mí, incluso en aquellos días en los que pude llegar a dudar de mí mismo.

Este sueño cumplido, esta meta alcanzada, esta etapa que me transforma y me impulsa hacia el futuro, está dedicada con todo mi corazón a las personas que fueron mi pilar, mi motor y mi inspiración.

A mis padres, Víctor Manuel Rivera Ordóñez y Rocío del Pilar Jiménez Samaniego, les debo más de lo que las palabras pueden expresar. Gracias por su amor infinito, por su ejemplo de vida, por su paciencia y por creer en mí. Su presencia constante, su apoyo incondicional y sus abrazos silenciosos me dieron la fuerza para seguir. Cada logro mío es de ustedes, porque son el faro que ilumina mi camino durante cada etapa de mi vida. A mis hermanos, Erika Denisse y Renato Daniel y mi primo José Luis, gracias por su cariño, por los abrazos que calmaron ansiedades y las palabras de aliento que fueron motivo para jamás rendirme. Su compañía fue un recordatorio que siempre contaré con ustedes para cumplir cada uno de mis sueños. A mis queridos tíos, Nacho, Mary y Pochi, gracias por su confianza, por mirar en mí el potencial que a veces yo no solía ver y por brindarme su apoyo y fe constante en mi crecimiento profesional. A mis abuelos, Orlando y Marlene, que me cuidaron desde niño con ternura y me enseñaron el valor de los sueños. Sus enseñanzas, sus abrazos y sus historias sembraron en mí la fuerza para llegar hasta este punto. Este logro lleva su huella. A Cristina, gracias acompañarme con amor y por valorar cada instante compartido durante estos años. Tu presencia me trajo tranquilidad en momentos difíciles y tu cariño me ayudó a confiar más en mi capacidad de demostrarle a todos el gran ser humano que soy y el excelente profesional que llegaré a ser.

A mis amigos, Ismael, Santiago, y Nicolás, con quienes compartí los mejores y más divertidos años de mi vida universitaria. Ustedes no solo fueron compañeros de aula, fueron mejores amigos que se convirtieron en hermanos. Las risas, los proyectos, las

conversaciones infinitas y hasta los momentos de frustración vividos juntos construyeron una etapa que guardaré para siempre en mi memoria. Pase lo que pase en el futuro, lo vivido con ustedes será imborrable.

A mi fiel compañero, Diego Alexander Muñoz Pinos, gracias por otorgarme el honor de haber desarrollado este último pero el más importante proyecto universitario. Compartimos desvelos, días de tensión y la alegría de culminar esta etapa de nuestras vidas. Me queda agradecerte eternamente.

A todos ustedes, gracias por acompañarme y por impulsarme a ser mejor cada día. Cada palabra de aliento, cada gesto de amor, cada mirada de confianza fue una chispa que encendió mi determinación. Este logro es tan mío como de ustedes. Los llevo en cada página de esta tesis, como en mi corazón y en cada paso que seguiré dando como profesional, como persona y como ser humano.

Gracias por formar parte de esta historia.

**Steven David Rivera Jiménez**

## **Agradecimiento**

Agradecemos de manera especial al Ing. Hernán García, tutor de este trabajo de titulación, por su valiosa guía, paciencia y compromiso durante todo el proceso. Su orientación técnica y académica ha sido fundamental para el desarrollo de este proyecto. Nos sentimos honrados de haber compartido este tiempo con usted y esperamos volver a contar con su presencia como colegas.

Extendemos nuestra gratitud a todos los docentes de la carrera de Ingeniería de Civil de la Universidad de Azuay, por compartir sus conocimientos y forma parte esencial de nuestra formación profesional. Agradecemos también a la Universidad del Azuay por brindarnos herramientas y el espacio para nuestro crecimiento académico.

A nuestros familiares, por su constante apoyo, comprensión y palabras de aliento en los momentos desafiantes. Su presencia ha sido una fuente inagotable de motivación

Y finalmente a nuestros amigos, quienes nos acompañaron en este camino, lleno de desafíos y nuevos aprendizajes, brindándonos su compañía, consejos y ánimos. Gracias por ser parte de esta etapa tan importante en nuestras vidas.

**Diego Alexander Muños Pinos – Steven David Rivera Jiménez**

## Resumen

La alta peligrosidad sísmica de la provincia del Azuay, ha generado intranquilidad entre la población con respecto al desempeño estructural de las infraestructuras presentes en la localidad, debido a la antigüedad de las viviendas, a la construcción informal y la falta de diseños y criterios sismorresistentes. Todo esto conlleva a que los sistemas de muros de mampostería confinada tengan muchas carencias en su capacidad estructural ante eventos sísmicos. Por ende, se ha realizado análisis modales, estáticos no lineales “Pushover”, dinámicos incrementales “IDA” y la estimación del daño que pueden presentar las viviendas representativas de mampostería confinada seleccionadas del Centro Histórico de Cuenca, mediante el uso del software STKO junto al solver OpenSees.

Dichos análisis demostraron que los sistemas tienen un mal desempeño, debido a los daños severos o colapso de las edificaciones, además las curvas IDA evidencian altos valores de deformación y el micromodelamiento argumenta un alto índice de daño en las fachadas frontales de los sistemas. Los resultados ayudan a corroborar que las edificaciones de la ciudad; presentan una alta probabilidad de sufrir graves daños o inclusive el colapso bajo cargas dinámicas, lo que genera un alto peligro civil, elevadas pérdidas económicas y riesgo del patrimonio construido.

**Palabras Clave:** Estructuras de Mampostería, Centro Histórico de Cuenca, Sismos, Análisis No Lineal, Micromodelamiento, Modelo de Daño, STKO.

## Summary

The high seismic hazard of the province of Azuay has generated unease among the population regarding the structural performance of the infrastructures present in the locality, due to the age of the houses, informal construction and the lack of seismic resistant designs and criteria. All this leads to confined masonry wall systems having many deficiencies in their structural capacity in the face of seismic events. Therefore, modal, non-linear static "Pushover", incremental dynamic "IDA" analyses and the estimation of the damage that may occur in the representative confined masonry houses selected from the Historic Center of Cuenca have been carried out, through the use of the STKO software together with the OpenSees solver.

These analyses showed that the systems have a poor performance, due to severe damage or collapse of the buildings, in addition the IDA curves show high deformation values and the micromodeling argues a high rate of damage in the front facades of the systems. The results help to corroborate that the buildings of the city; they have a high probability of suffering serious damage or even collapse under dynamic loads, which generates a high civil hazard, high economic losses and risk to the built heritage.

**Keywords:** Masonry Structures, Historic Center of Cuenca, Earthquakes, Nonlinear Analysis, Micromodeling, Damage Model, STKO.

# Índice de contenidos

Introducción.....	1
Antecedentes.....	3
Objetivos.....	5
Objetivo general .....	5
Objetivos específicos.....	5
<b>1. Capítulo 1: Marco Teórico.....</b>	<b>6</b>
1.1. Amenaza Sísmica .....	6
1.1.1. Peligro sísmico .....	6
1.1.2. Sismicidad en Ecuador .....	7
1.1.3. Sismicidad en Cuenca.....	7
1.2. Vulnerabilidad de los Sistemas Estructurales.....	8
1.2.1. Vulnerabilidad de muros de mampostería confinada .....	9
1.3. Normativa .....	10
1.3.1. Espectro elástico de diseño.....	10
1.3.2. Espectro inelástico de diseño.....	11
1.4. Dinámica Estructural .....	11
1.4.1. Grados de libertad.....	12
1.4.2. Análisis modal .....	12
1.4.3. Periodo de vibración.....	12
1.4.4. Frecuencia natural cíclica .....	13
1.4.5. Modos de vibración .....	13
1.5. Elementos Finitos .....	13
1.6. Análisis No Lineal .....	14
1.6.1. Análisis estático no lineal .....	14
1.6.2. Curva de capacidad.....	15
1.6.3. Análisis dinámico no lineal .....	15

1.6.4.	Análisis dinámico incremental .....	15
1.7.	Modelo de Daño .....	16
1.8.	Software STKO – OpenSees .....	17
<b>2.</b>	<b>Capítulo 2: Casos de Estudio .....</b>	<b>18</b>
2.1.	Aspectos Generales.....	18
2.2.	Muros de Mampostería.....	18
2.2.1.	Tipos de muros de mampostería.....	19
2.2.2.	Dimensiones .....	20
2.3.	Configuración Estructural.....	21
2.3.1.	Descripción de la Normativa Ecuatoriana de Construcción.....	21
2.3.2.	Regularidad en planta .....	21
2.3.3.	Regularidad en elevación.....	22
2.3.4.	Discontinuidad vertical.....	23
2.4.	Selección de Casos .....	23
2.4.1.	Cuadro resumen.....	25
2.4.2.	Condiciones geométricas .....	25
2.4.3.	Condiciones mecánicas.....	29
2.5.	Selección de Sismos .....	31
2.5.1.	Espectro elástico de diseño.....	31
2.5.2.	Espectro inelástico de diseño.....	35
2.5.3.	Catalogo sísmico.....	36
2.5.4.	Registros a utilizar .....	36
2.5.5.	Escalamiento de registros .....	43
<b>3.</b>	<b>Capítulo 3: Modelamiento y Análisis Sísmico.....</b>	<b>46</b>
3.1.	Lineamientos generales de la modelización .....	46
3.1.1.	Modelamiento de los casos de estudio en STKO .....	48
3.2.	Cargas de diseño.....	53

3.2.1.	Cargas Muertas .....	54
3.2.2.	Cargas Vivas.....	56
3.3.	Áreas Tributarias .....	57
3.3.1.	Losa en una dirección .....	57
3.3.2.	Losa en dos direcciones .....	58
3.4.	Breve reseña de modelamiento de mampostería no reforzada .....	60
3.4.1.	Modelamiento mediante elementos finitos.....	60
3.4.2.	Modelamiento mediante técnicas de homogenización .....	60
3.5.	Análisis Modal.....	61
3.5.1.	Metodología del análisis modal.....	62
3.5.2.	Resultados del análisis modal.....	65
3.6.	Análisis Estático No Lineal .....	72
3.6.1.	Metodología del análisis estático no lineal.....	73
3.6.2.	Resultados del análisis estático no lineal.....	77
3.7.	Análisis Dinámico No Lineal .....	79
3.7.1.	Metodología del análisis dinámico no lineal .....	80
3.7.2.	Resultados del análisis dinámico no lineal .....	95
<b>4.</b>	<b>Capítulo 4: Estimación de Daño.....</b>	<b>103</b>
4.1.	Modelización de estructuras de mampostería.....	103
4.1.1.	Micro Modelización .....	104
4.1.2.	Macro modelización .....	106
4.2.	Modelo de daño .....	109
4.2.1.	Modelo Constitutivo .....	109
4.2.2.	Criterios de falla .....	110
4.2.3.	Variables de daño plástico y agrietamiento.....	111
4.2.4.	Tipos de daño en mampostería .....	113

4.2.5.	Filosofía de daño en base la Normativa Ecuatoriana de la Construcción – NEC .....	114
4.3.	Metodología de daño en STKO .....	114
4.3.1.	Modelado de fachadas frontales en STKO .....	117
4.4.	Resultados de la estimación de daño .....	122
<b>5.</b>	<b>Discusión de resultados .....</b>	<b>126</b>
<b>6.</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>129</b>
<b>7.</b>	<b>Recomendaciones.....</b>	<b>131</b>
<b>8.</b>	<b>Referencias .....</b>	<b>132</b>
<b>9.</b>	<b>Anexos.....</b>	<b>140</b>
	<b>Anexo 1: Cargas de Diseño. ....</b>	<b>140</b>
•	Masas asignadas a los muros de mampostería.....	140
•	Pesos sobre los muros de mampostería .....	143
•	Cargas de diseño para muros de mampostería.....	146
	<b>Anexo 2: Código MPA.....</b>	<b>148</b>
	<b>Anexo 3: Escalamiento Sísmico.....</b>	<b>149</b>
•	Espectro de Diseño de Cuenca .....	149
•	Friuli, Italia.....	153
•	Iwate, Japón.....	156
•	Parkfield, EEUU.....	160
•	Imperial Valle, EEUU. ....	166
•	Borrego .....	170
•	Coyote Lake.....	174
•	Helena, Montana.....	178
•	Humbolt.....	182
•	Kern Country .....	186
•	Southern, California.....	192

- San Fernando ..... 196
- Anexo 4: Planos de casos de estudio “Archicad” ..... 199

## Índice de figuras

<b>Figura 1.1.</b> Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador. ....	6
<b>Figura 1.2.</b> Fuentes Sísmicas del Ecuador – Tipo Interplaca e Intraplaca. ....	7
<b>Figura 1.3.</b> Fuentes Sísmicas del Ecuador – Tipo Cortical. ....	7
<b>Figura 1.4.</b> Falla Geológica de Girón, Provincia del Azuay. ....	8
<b>Figura 1.5.</b> Mapa de daño sísmico a nivel manzanero - Cuenca .....	10
<b>Figura 1.6.</b> Espectro Elástico de Diseño en Aceleraciones .....	11
<b>Figura 1.7.</b> Grados de libertad en 2D y 3D.....	12
<b>Figura 1.8.</b> Modos de vibración de una estructura – Matriz Modal .....	13
<b>Figura 1.9.</b> Procedimiento Análisis Pushover .....	14
<b>Figura 1.10.</b> Curva de Capacidad .....	15
<b>Figura 1.11.</b> Ejemplo de Curva IDA vs Pushover .....	16
<b>Figura 2.1.</b> Sistema de muros de mampostería confinada .....	19
<b>Figura 2.2.</b> Sistema de muros de mampostería no confinada agrietada .....	20
<b>Figura 2.3.</b> Ilustración de ladrillos de panelón de susudel .....	20
<b>Figura 2.4.</b> Planeamiento regular en edificaciones.....	22
<b>Figura 2.5.</b> Regularidad en elevación.....	22
<b>Figura 2.6.</b> Discontinuidad vertical .....	23
<b>Figura 2.7.</b> Subdivisión del CHC .....	24
<b>Figura 2.8.</b> Planos de vivienda Huayna-Cápac Tipología 1 .....	26
<b>Figura 2.9.</b> Planos de vivienda representativa del Centro Histórico de Cuenca, CHC .	27
<b>Figura 2.10.</b> Espectro Elástico de Diseño – Cuenca.....	34
<b>Figura 2.11.</b> Espectros Elásticos de Diseño – Cuenca – Perfiles de suelo .....	35
<b>Figura 2.12.</b> Espectro Inelástico de Diseño – Cuenca.....	35
<b>Figura 2.13.</b> Espectro Inelástico de Diseño – Cuenca – Perfiles de suelo.....	36
<b>Figura 2.14.</b> Niveles de Desempeño.....	37
<b>Figura 2.15.</b> Interfaz de búsqueda .....	38
<b>Figura 2.16.</b> Definición de geometría y distancia de fallas .....	41
<b>Figura 2.17.</b> Método al Periodo Objetivo para escalamiento de sismos .....	45
<b>Figura 3. 1.</b> Modelos tridimensionales en Archicad.....	46
<b>Figura 3 2.</b> Modelos geométricos en AutoCad.....	47
<b>Figura 3.3.</b> Modelos en STKO .....	47
<b>Figura 3.4.</b> Geometría importada al programa STKO .....	48

<b>Figura 3.5.</b> Discretización de aristas en elementos más pequeños.....	49
<b>Figura 3.6.</b> Asignación de diafragmas y enlaces rígidos .....	49
<b>Figura 3.7.</b> Función de las cargas en el tiempo .....	50
<b>Figura 3.8.</b> Propiedades físicas de la mampostería.....	50
<b>Figura 3.9.</b> Restricciones en la base de la estructura.....	51
<b>Figura 3.10.</b> Constraints en STKO – Simple Point (sp) - Multi Point (mp) .....	52
<b>Figura 3.11.</b> Cargas ingresadas al STKO .....	53
<b>Figura 3.12.</b> Analyses Command .....	53
<b>Figura 3.13.</b> Esquema empleado para el cálculo del peso de la losa nervada .....	54
<b>Figura 3.14.</b> Distribución de cargas en losas unidireccionales.....	58
<b>Figura 3.15.</b> Distribución de cargas en losas bidireccionales.....	58
<b>Figura 3.16.</b> Técnicas de modelamiento de mampostería .....	61
<b>Figura 3.17.</b> Matrices de Masa, Amortiguamiento y Rigidez de sistemas MDOF .....	62
<b>Figura 3.18.</b> Rayleigh damping .....	63
<b>Figura 3.19.</b> Sistema generalizado para SDOF .....	64
<b>Figura 3.20.</b> Modo Fundamental de Vibración – Caso 1 .....	66
<b>Figura 3.21.</b> Modo fundamental de Vibración – Caso 2 .....	67
<b>Figura 3.22.</b> Modo fundamental de Vibración – Caso 3 .....	69
<b>Figura 3.23.</b> Modo fundamental de Vibración – Caso 4 .....	70
<b>Figura 3.24.</b> Modo fundamental de Vibración – Caso 5 .....	72
<b>Figura 3.25.</b> Propiedades del n.esimo modo en la Curva Pushover .....	76
<b>Figura 3.26.</b> Selection Sets .....	76
<b>Figura 3.27.</b> Código de distribución de fuerza lateral - MPA .....	77
<b>Figura 3.28.</b> Casos de Curvas IDA.....	81
<b>Figura 3.29.</b> Espectros de Respuesta Sismo Kern Country – Componente H1.....	83
<b>Figura 3.30.</b> Espectros de Respuesta Sismo Kern Country – Componente H2.....	84
<b>Figura 3.31.</b> Espectro de Respuesta de Pseudo-Aceleración - Sismo Kern Country ....	85
<b>Figura 3.32.</b> Metodología de escalamiento sísmico según el ASCE 2010.....	86
<b>Figura 3.33.</b> Escalamiento Sismo Kern Country .....	87
<b>Figura 3.34.</b> Modelación de la Edificación Típica de ladrillo en el CHC en STKO bajo solicitud sísmica.....	89
<b>Figura 3.35.</b> Niveles de PGA vs Factores de escalamiento sísmico.....	93
<b>Figura 3.36.</b> Ingreso de registro sísmico – Kern Country Componente H1 .....	94
<b>Figura 3.37.</b> Curva IDA – Sismo Kern Country.....	95

<b>Figura 3.38.</b> Curva IDA – Sismo Parkfield .....	96
<b>Figura 3.39.</b> Curva IDA – Sismo San Fernando.....	97
<b>Figura 3.40.</b> Curva IDA – Sismo Iwate, Japón.....	97
<b>Figura 3.41.</b> Curva IDA – Sismo Southern California .....	98
<b>Figura 3.42.</b> Curva IDA – Sismo Helena, Montana .....	99
<b>Figura 3.43.</b> Curva IDA – Sismo Humbolt Bay .....	99
<b>Figura 3.44.</b> Curva IDA – Sismo Borrego.....	100
<b>Figura 3.45.</b> Curva IDA – Sismo Friuli, Italia.....	101
<b>Figura 3.46.</b> Curva IDA – Sismo Imperial Valley.....	101
<b>Figura 3.47.</b> Curva IDA – Sismo Coyote Lake .....	102
<b>Figura 3.48.</b> Curva IDA Multirregistro .....	102
<b>Figura 4.1.</b> Micromodelamiento típico de mampostería .....	104
<b>Figura 4.2.</b> Micromodelamiento propuesto por Lourenco y Rots (1997).....	105
<b>Figura 4.3.</b> Método Multiescala Concurrente.....	107
<b>Figura 4.4.</b> Método de Homogenización Computacional.....	107
<b>Figura 4.5.</b> Flujo de trabajo de la homogenización computacional.....	108
<b>Figura 4.6.</b> Superficie de daño en el espacio de tensiones principales.....	111
<b>Figura 4.7.</b> Modelo de daño plástico .....	112
<b>Figura 4.8.</b> Plano Crítico de Falla - Caso 1 .....	115
<b>Figura 4.9.</b> Plano Crítico de Falla – Caso 2.....	115
<b>Figura 4.10.</b> Plano Crítico de Falla – Caso 3.....	116
<b>Figura 4.11.</b> Plano Crítico de Falla – Caso 4.....	116
<b>Figura 4.12.</b> Plano Crítico de Falla – Caso 5.....	116
<b>Figura 4.13.</b> Importación de las fachadas frontales de los casos de estudio .....	117
<b>Figura 4.14.</b> Trazado de ladrillos y morteros en las juntas.....	117
<b>Figura 4.15.</b> Asignación de las cargas dinámicas.....	118
<b>Figura 4.16.</b> Modelos de daño para ladrillo y mortero .....	119
<b>Figura 4.17.</b> Tipo de elemento finito escogido.....	119
<b>Figura 4.18.</b> Asignación de la restricción del movimiento en la base .....	120
<b>Figura 4.19.</b> Asignación de la carga gravitatoria.....	120
<b>Figura 4.20.</b> Asignación de la carga dinámica .....	121
<b>Figura 4.21.</b> Índices de daño a tensión y compresión – Caso 1.....	122
<b>Figura 4.22.</b> Agrietamiento – Caso 1.....	122
<b>Figura 4.23.</b> Índices de daño a tensión y compresión – Caso 2.....	123

<b>Figura 4.24.</b> Agrietamiento – Caso 2.....	123
<b>Figura 4.25.</b> Índice de daño a tensión y compresión – Caso 3 .....	123
<b>Figura 4.26.</b> Agrietamiento – Caso 3.....	124
<b>Figura 4. 27.</b> Índice de daño a tensión y compresión – Caso 4 .....	124
<b>Figura 4.28.</b> Agrietamiento – Caso 4.....	124
<b>Figura 4.29.</b> Índice de daño a tensión y compresión – Caso 5 .....	125
<b>Figura 4.30.</b> Agrietamiento – Caso 5.....	125

## Índice de tablas

<b>Tabla 1.1.</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica.....	7
<b>Tabla 2.1.</b> Casos de estudios seleccionados.....	25
<b>Tabla 2.2.</b> Planos de edificación típica de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca...	28
<b>Tabla 2.3.</b> Propiedades mecánicas del ladrillo panelón.....	30
<b>Tabla 2.4.</b> Promedio de las propiedades mecánicas del ladrillo panelón .....	30
<b>Tabla 2.5.</b> Propiedades mecánicas del hormigón.....	31
<b>Tabla 2.6.</b> Coeficiente de suelo – Fa.....	32
<b>Tabla 2.7.</b> Coeficiente de suelo – Fd .....	32
<b>Tabla 2.8.</b> Coeficiente de suelo – Fs.....	32
<b>Tabla 2.9.</b> Coeficiente de Importancia.....	33
<b>Tabla 2.10.</b> Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	33
<b>Tabla 2.11.</b> Coeficiente de irregularidad .....	33
<b>Tabla 2.12.</b> Parámetros para Espectro de Demanda .....	34
<b>Tabla 2.13.</b> Parámetros del motor de búsqueda.....	39
<b>Tabla 2.14.</b> Valores de parámetros del PGMD para la selección de sismos .....	42
<b>Tabla 2.15.</b> Tipo de perfiles de suelos con su respectiva velocidad de onda de corte..	43
<b>Tabla 3.1.</b> Dimensiones Estructurales .....	46
<b>Tabla 3.2.</b> Valores de pesos de losas .....	55
<b>Tabla 3.3.</b> Valores de cargas muertas que se transmiten a las losas .....	56
<b>Tabla 3.4.</b> Valores de cargas vivas que se transmiten a las losas .....	57
<b>Tabla 3.5.</b> Distribución de áreas tributarias en los casos de estudio.....	59
<b>Tabla 3.6.</b> Valores de áreas tributarias en los casos de estudio .....	59
<b>Tabla 3.7.</b> Resultados Análisis Modal - Caso 1 .....	66
<b>Tabla 3.8.</b> Factor de participación modal de masa – Caso 1 .....	66
<b>Tabla 3.9.</b> Resultados Análisis Modal Caso 2 .....	67
<b>Tabla 3.10.</b> Factor de participación modal de masa – Caso 2 .....	68
<b>Tabla 3.11.</b> Resultados Análisis Modal – Caso 3 .....	68
<b>Tabla 3.12.</b> Factor de participación modal de masa – Caso 3 .....	69
<b>Tabla 3.13.</b> Resultados Análisis Modal – Caso 4 .....	70
<b>Tabla 3.14.</b> Factor de participación modal de masa – Caso 4 .....	71
<b>Tabla 3.15.</b> Resultados Análisis Modal – Caso 5 .....	71
<b>Tabla 3.16.</b> Factor de participación modal de masa – Caso 5 .....	72

<b>Tabla 3.17.</b> Curvas Pushover correspondientes a los casos de estudio .....	78
<b>Tabla 3.18.</b> Características de registros de aceleración considerados .....	82
<b>Tabla 3.19.</b> Factores de escalamiento – Sismo Kern Country .....	86
<b>Tabla 3.20.</b> Factores de escala de registros sísmicos .....	87
<b>Tabla 3.21.</b> Escalamiento de registros sísmicos .....	88
<b>Tabla 3.22.</b> Valores de PGA del sismo Kern Country para análisis IDA.....	90
<b>Tabla 3.23.</b> Valores de PGA del sismo de Parkfield para análisis IDA .....	90
<b>Tabla 3.24.</b> Valores de PGA del sismo de San Fernando para análisis IDA .....	90
<b>Tabla 3.25.</b> Valores de PGA del sismo de Iwate, Japón para análisis IDA.....	91
<b>Tabla 3.26.</b> Valores de PGA del sismo de Southern California para análisis IDA .....	91
<b>Tabla 3.27.</b> Valores de PGA del sismo de Helena, Montana para análisis IDA .....	91
<b>Tabla 3.28.</b> Valores de PGA del sismo Humbolt Bay para análisis IDA .....	92
<b>Tabla 3.29.</b> Valores de PGA del sismo de Borrego para análisis IDA.....	92
<b>Tabla 3.30.</b> Valores de PGA del sismo de Friuli, Italia para análisis IDA .....	92
<b>Tabla 3.31.</b> Valores de PGA del sismo de Imperial Valley para análisis IDA.....	93
<b>Tabla 3.32.</b> Análisis IDA – Sismo Kern Country .....	95
<b>Tabla 3.33.</b> Análisis IDA – Sismo Parkfield .....	96
<b>Tabla 3.34.</b> Análisis IDA – Sismo San Fernando .....	96
<b>Tabla 3.35.</b> Análisis IDA – Sismo Iwate, Japón.....	97
<b>Tabla 3.36.</b> Análisis IDA – Sismo Southern California .....	98
<b>Tabla 3.37.</b> Análisis IDA – Sismo Helena, Montana .....	98
<b>Tabla 3.38.</b> Análisis IDA – Sismo Humbolt Bay .....	99
<b>Tabla 3.39.</b> Análisis IDA – Sismo Borrego .....	100
<b>Tabla 3.40.</b> Análisis IDA – Sismo Friuli, Italia.....	100
<b>Tabla 3.41.</b> Análisis IDA – Sismo Imperial Valley.....	101
<b>Tabla 3.42.</b> Análisis IDA – Sismo Coyote Lake .....	102
<b>Tabla 4.1.</b> Representación esquemática de los tipos de daño en mampostería .....	113
<b>Tabla 4.2.</b> Filosofía de diseño según la NEC-15 .....	114
<b>Tabla 4.3.</b> Niveles de desempeño correspondientes a cada caso .....	125

## **Introducción**

Considerando el entorno sísmico del Ecuador, en virtud de que forma parte del denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, zona de alta susceptibilidad sísmica debido a la subducción de la placa de Nazca dentro de la placa Sudamericana (Estrada y Vivanco, 2019). Se generan sismos de gran magnitud con frecuencia a lo largo de los años; ocasionando daños materiales, pérdidas económicas e inclusive humanas.

En dicho contexto, es indispensable evaluar la vulnerabilidad sísmica, para un correcto análisis y modelamiento de los sistemas estructurales; debido a que relaciona las principales propiedades estructurales como la rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de energía (Fajfar y Gašperšič, 1996). Concediendo estimar la capacidad de las infraestructuras, brindar más criterios de diseño a las normativas y concientizar una construcción más responsable.

Desde esta perspectiva, la ciudad de Cuenca como caso de estudio, presenta una peligrosidad sísmica alta y de una consideración importante. Asimismo, es considerada la tercera ciudad más grande del país, siendo destacada por su arquitectura colonial y por la implementación de métodos variados de construcción propios de cada época. Numerosas edificaciones, con un estilo europeo, fueron construidas con materiales tradicionales como madera y adobe.

Según menciona García y Degrande (2017) en la ciudad de Cuenca:

A partir de la década del 1980; los métodos constructivos dieron un cambio radical renovando los materiales tradicionales por concreto armado acompañados de mampostería de relleno, la cual está compuesta de ladrillos o bloques. Dando como resultado que el 80% de las viviendas tengan la presencia de muros portantes de mampostería confinada.

La mampostería es un material que tiene una baja ductilidad y poca disipación de energía llevando a una baja resistencia (Vega, 2015).

Un sistema como lo es el muro de mampostería debe ser capaz de resistir sin colapso, aunque con algún tipo de daño estructural y no estructural, a niveles mayores de movimiento sísmico (Chamik y Pulla, 2020). Este concepto hace referencia sobre un daño controlado, el reto de esta metodología de análisis y diseño es estimar el daño mismo que presenta este tipo de sistema estructural, empleando diferentes softwares de cálculo, para

entender cómo se debe configurar al sistema estructural de manera que se comporte de una forma dúctil.

Por esta razón, el desarrollo de este proyecto de investigación, el cual permita, por medio del análisis dinámico, la estimación de daño en mampostería confinada frente a condiciones de demanda sísmica. Para entender sobre el comportamiento (resistencia y capacidad) de este sistema estructural y aportar con información valiosa a ingenieros civiles o profesionales entendidos sobre el tema en el análisis y diseño de futuros proyectos de infraestructura que contengan muros de mampostería confinada en la ciudad de Cuenca.

## **Antecedentes**

El Ecuador se considera como un país expuesto a multi amenazas, en base a los desastres naturales. En los últimos 460 años se han registrado un gran número de sismos con magnitud considerable a nivel nacional (Cabezas, 2016). Durante el periodo de 1541 - 2007, han ocurrido 37 sismos de intensidad igual o mayor a VIII en escala MSK (llamado así por las iniciales Medlevedev - Sponheuer - Karnak), los cuales produjeron grandes daños en la nación (Cunalata y Caiza, 2022).

Aguiar (2017) expone que: uno de los eventos sísmicos más destacables sucedió el sábado 16 de abril de 2016.

Aquel terremoto tuvo como epicentro la ciudad de Pedernales, ubicada en la provincia de Manabí, donde se registró una magnitud momento de 7.8. Dicho suceso ocasionó la muerte de 660 personas, más de 6 000 heridos y daños a las infraestructuras que generó una pérdida económica de 3,344 millones de dólares.

Como menciona Aguiar (2017) durante el sismo del 16 de Abril del 2016:

Muchas de las estructuras colapsaron o tuvieron un mal comportamiento sísmico, además fueron diseñadas en el siglo pasado, seguramente con el Código Ecuatoriano de la Construcción de 1977. Donde no existía una zonificación sísmica, de tal manera es de suponer que fueron diseñadas con fuerzas sísmicas menores. No se esperaba tener un PGA tan elevado en la ciudad de Pedernales; las edificaciones de esa ciudad no fueron diseñadas para un valor tan alto.

Por otro lado, durante los últimos 100 años no han ocurrido terremotos a gran escala en la ciudad de Cuenca y la falta de datos históricos sobre eventos sísmicos importantes ha tenido como consecuencia la construcción de edificaciones sin considerar criterios sismorresistentes (Moscoso y Díaz, 2024). Por lo que, muchas de las estructuras, particularmente las patrimoniales que se construyen a partir de mampostería, son vulnerables a presentar daños ante la ocurrencia de un sismo.

El 18 de marzo de 2023, en el extremo no-oriental de la Isla Puná se presentó un terremoto de 6.5 grados en la escala de Richter. Este suceso en la ciudad de Cuenca, dejó al menos 35 inmuebles patrimoniales con daños leves y graves, donde se visualizó que las paredes y techos presentaban grietas o trizados, problemas estructurales y desprendimiento de

material (Beltrán, 2023). En el caso que presente un sismo de mayor magnitud en la ciudad, las consecuencias no serían muy diferentes a lo ocurrido en Pedernales en el 2016.

## **Objetivos**

### **Objetivo general**

- Estimar el daño de muros de mampostería confinada bajo cargas dinámicas en la Ciudad de Cuenca.

### **Objetivos específicos**

- Recolectar la información respecto a la selección de casos de estudio (muros de mampostería - planos tipo) y establecer las cargas de diseño.
- Modelar los casos de estudio mediante el uso del software STKO para obtener su respuesta modal.
- Realizar un análisis estático no lineal de las mamposterías típicas de Cuenca, a fin de evaluar su capacidad estructural.
- Analizar dinámicamente los casos de estudio de las mamposterías frente a sismos que se ajusten al espectro de diseño de Cuenca para un  $PGA = 0.25g$ .
- Determinar el daño en los casos seleccionados de mamposterías de las edificaciones de Cuenca empleando un modelo de daño y evaluar su vulnerabilidad.

# 1. Capítulo 1: Marco Teórico

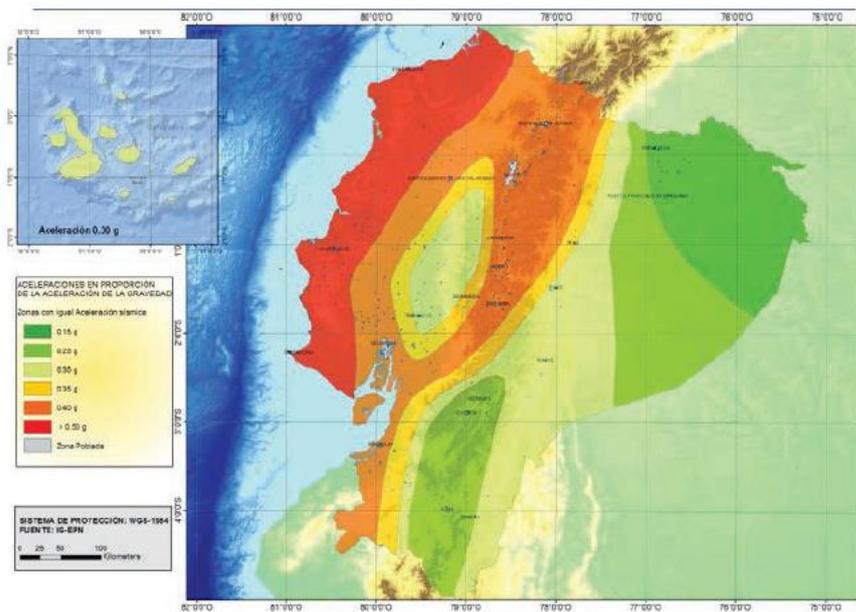
## 1.1. Amenaza Sísmica

### 1.1.1. Peligro sísmico

En el modelo y entendimiento de fenómenos naturales como lo son los sismos, el peligro sísmico determina que tan frecuentemente ocurren eventos telúricos de cierta intensidad o también que tan constantemente se van a superar las intensidades de diseño impuestas. Para ello la Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC (2015) explica: El peligro sísmico es la probabilidad de excedencia en aspectos físicos como aceleración, velocidad y desplazamiento de los movimientos del suelo en una zona y periodo de tiempo específico.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) presenta, en su capítulo de peligro sísmico, el Mapa de Zonificación Sísmica. Este proporciona la información correspondiente del peligro sísmico de cada zona del país, clasificándolo en 6 zonas y con una categorización intermedia, alta y muy alta.

Figura 1.1. Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC (2015)

**Tabla 1.1.** Valores del factor Z en función de la zona sísmica

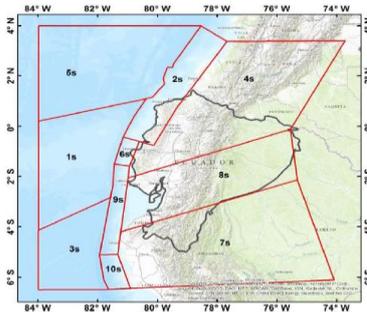
Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC (2015)

### 1.1.2. Sismicidad en Ecuador

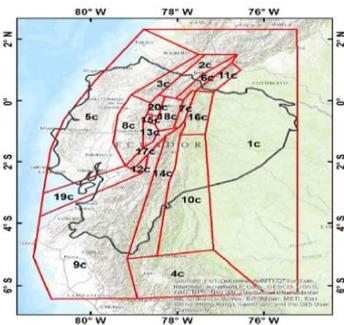
El Ecuador posee una actividad sísmica alta y su peligro sísmico radica principalmente en su localización geográfica y los tipos de sismos que este puede presentar. Para Quinde y Reinoso (2016): el país presenta dos fuentes sísmicas: la primera son los sismos de tipo interplaca e intraplaca y la segunda son los sismos de tipo cortical o superficial.

**Figura 1.2.** Fuentes Sísmicas del Ecuador – Tipo Interplaca e Intraplaca.



Fuente: Quinde y Reinoso (2016)

**Figura 1.3.** Fuentes Sísmicas del Ecuador – Tipo Cortical.

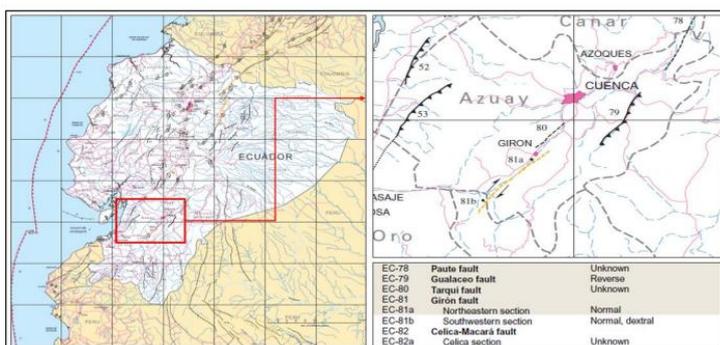


Fuente: Quinde y Reinoso (2016)

### 1.1.3. Sismicidad en Cuenca

Para el caso de la ciudad de Cuenca, al encontrarse al sur del país, su riesgo sísmico ha sido catalogado de gran importancia. Según la Red Sísmica del Austro, la ciudad se encuentra cerca de la falla de Girón, por ende, su potencial sísmico es aproximadamente de 7.1 en magnitud momento (Jiménez *et al.*, 2018).

**Figura 1.4.** Falla Geológica de Girón, Provincia del Azuay.



Fuente: Pando y Cañizares (2022)

Por otro lado, durante el último siglo no han ocurrido terremotos a gran escala en la ciudad y la falta de datos históricos sobre eventos sísmicos importantes ha tenido como consecuencia la construcción de edificaciones sin considerar criterios sismorresistentes (Moscoso y Díaz, 2024). Por lo que, muchas de las estructuras, particularmente las patrimoniales que se construyen a partir de muros de mampostería, son vulnerables a presentar daños durante la ocurrencia de un sismo. No solo a nivel estructural, sino también dan como consecuencia pérdidas económicas y humanas.

## 1.2. Vulnerabilidad de los Sistemas Estructurales

La vulnerabilidad se define como la susceptibilidad que una estructura presenta al sufrir daños provocados por la amenaza sísmica en aquellos miembros estructurales que la mantienen en pie y otros contenidos no estructurales que permiten su normal funcionamiento. Según Arteaga (2016), un estudio del comportamiento sísmico proporciona la respuesta de las estructuras en relación a su capacidad, es decir; el grado de daño que sufren estas en presencia de un sismo.

Para ello Ortega (2020) explica que los estudios de vulnerabilidad sísmica:

“...Permiten estimar y evaluar el daño global de una determinada estructura y la vulnerabilidad que éstas tienen frente a la acción de la demanda sísmica para una determina zona de estudio...”

De esta manera, se puede decir que a pesar de que dos estructuras se encuentren en una determinada zona y con una misma tipología estructural, dependiendo del grado de daño debido al sismo, puede ser más o menos vulnerables.

### **1.2.1. Vulnerabilidad de muros de mampostería confinada**

Las edificaciones o estructuras que se construyen a partir de muros de mampostería, suelen presentar una baja ductilidad y, por ende, tienen deformaciones irremediables como lo es el colapso estructural, frente a eventos telúricos (Arteaga, 2016). El bajo criterio ingenieril en el análisis, diseño y construcción de viviendas de mampostería confinada es uno de los principales factores que influyen en la vulnerabilidad sísmica de este sistema estructural, llevándolo a presentar grandes probabilidades de daños graves (Ruiz, 2009).

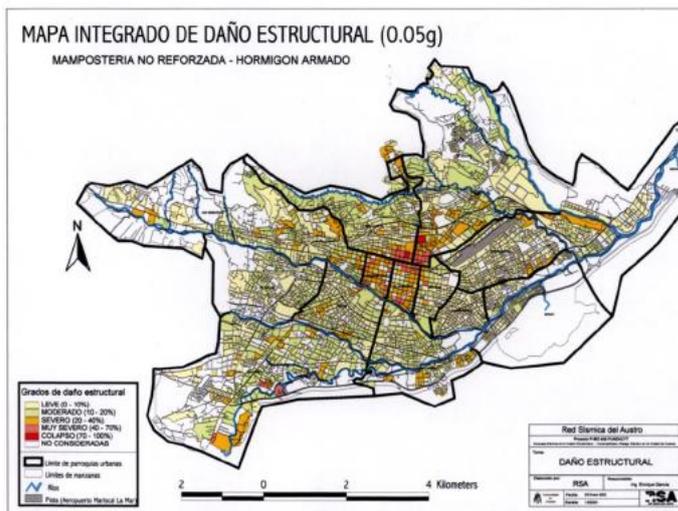
En su estudio de vulnerabilidad sísmica García y Degrande (2017) comentan:

La vulnerabilidad de viviendas de mampostería confinada depende las características de los materiales y de las prácticas de construcción recientes en la ciudad de Cuenca. Donde se observa que las edificaciones que se construyen a partir de mampostería tienen una alta probabilidad de colapso cuando los niveles de PGA oscilan entre 0.25g y 0,3g.

Como mencionan Jiménez *et al.* (2018) los estudios sísmicos de sistemas estructurales en la ciudad de Cuenca evidencian que:

Las estructuras de mampostería no reforzada y hormigón armado sometidos a cinco niveles de acción sísmica (0.05g, 0.10g, 0.20g, 0.25g y 0.3g) demuestran, por medio de un modelo de daño, que el Centro Histórico de Cuenca (CHC) tiene la mayor vulnerabilidad sísmica debido a que en esta zona se encuentran las edificaciones de mampostería más antiguas.

Figura 1.5. Mapa de daño sísmico a nivel manzanero - Cuenca



Fuente: Jiménez et al. (2018)

### 1.3. Normativa

Para una correcta aplicación de la norma, se debe entender que los sismos no son cargas sino movimientos del suelo que inducen movimiento a la estructura. Donde los estudios de peligro sísmico, con la información sísmica disponible, transforman estos datos de acelerogramas en fuerzas de diseño o también denominados Espectros de diseño.

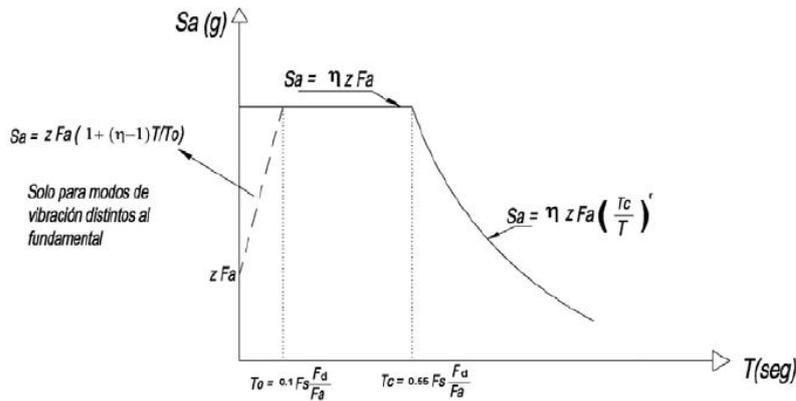
La Normativa Ecuatoriana de la Construcción – NEC (2015) menciona en su capítulo de Peligro sísmico:

Con el fin de proporcionar una metodología para el análisis y diseño de estructuras, la norma divide al Ecuador en zonas sísmicas y por medio de un estudio de peligro sísmico se obtiene un sismo de diseño para un periodo de retorno de 475 años y con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

#### 1.3.1. Espectro elástico de diseño

El espectro de diseño, fundamentado en un análisis probabilístico, representa gráficamente el registro de los movimientos del suelo ocurridos durante sismos pasados. (Chopra, 2014). La NEC (2015) explica que para la elaboración del Espectro Elástico de aceleraciones - Se tiene el siguiente procedimiento:

Figura 1.6. Espectro Elástico de Diseño en Aceleraciones



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC (2015)

Los parámetros que intervienen en **Figura 1.6.** se basan en la Zonificación de peligro sísmico del Ecuador, donde se obtiene el factor de zona Z correspondiente a cada cantón y provincia del país. Además, se considera la geología local para establecer perfiles de suelo y con ellos los coeficientes de amplificación de suelo correspondientes ( $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ ).

### 1.3.2. Espectro inelástico de diseño

Para la construcción del Espectro Inelástico, Aguiar (2012) en su libro de Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB explica que:

Debido al comportamiento no lineal de las estructuras, la NEC obtiene el espectro inelástico al modificar el Espectro Elástico. Esto lo realiza multiplicando por un Factor de Importancia (I) y al dividirlo para el Factor de Reducción de resistencia sísmica (R) y los coeficientes de irregularidad en planta ( $\phi_P$ ) y de irregularidad en elevación ( $\phi_E$ ).

$$Sa_{inelástico}(g) = \frac{I * Sa_{elástico}(g)}{R * \phi_P * \phi_E} \quad \text{Ecuación (1)}$$

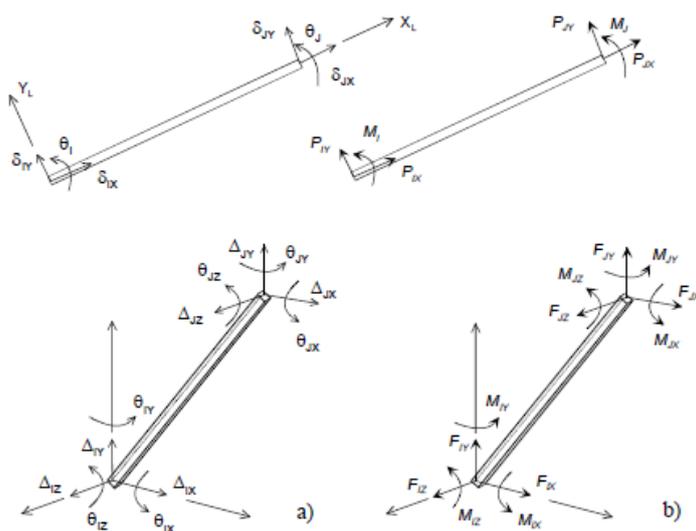
### 1.4. Dinámica Estructural

Todo sistema estructural tiene la acción simultánea de cargas gravitacionales y cargas laterales (sismos), es por esta razón que un análisis estático no es suficiente, se necesita ser comprendido desde un punto de vista dinámico. Para ello se han desarrollado varios métodos de análisis con el objetivo de estimar el comportamiento de estructuras en aspectos como deformaciones o desplazamientos, esfuerzos o fuerzas internas, etc.

### 1.4.1. Grados de libertad

Se definen como el conjunto de deformaciones en aspecto de desplazamientos y rotaciones, que una estructura presenta en el plano como en el espacio (Celigüeta, 2022). Si una estructura es analizada en dos dimensiones está posee 3 grados de libertad por cada nudo, mientras que una en 3 dimensiones tiene 6 grados de libertad. Por consecuencia, el número de grados de libertad corresponde al número de coordenadas que se necesitan para determinar la posición de los nudos (Aguiar, 2014).

Figura 1.7. Grados de libertad en 2D y 3D



Fuente: Celigüeta (2022)

### 1.4.2. Análisis modal

Mediante un análisis modal, un sistema estructural que se forma de múltiples grados de libertad, se puede obtener la respuesta dinámica ante fuerzas externas que se encuentran en función del tiempo (Chopra, 2014). Esta metodología permite conocer características propias de una estructura como lo son: periodo fundamental de vibración, frecuencias angulares y modos de vibración, por medio del problema matricial de valor característico o eigenvalor. Los cuales son calculados mediante la solución matricial descrita en la ecuación (2), la cual se encuentra en función de la masa y rigidez del sistema

$$[K - \omega_n^2 * M] * \phi_n \quad \text{Ecuación (2)}$$

### 1.4.3. Periodo de vibración

Según menciona la Normativa Ecuatoriana de Construcción – NEC (2015) define al periodo de vibración como: El tiempo empleado en un movimiento armónico vibratorio

para que el sistema regrese a su posición inicial después de completar un ciclo de oscilación.

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad \text{Ecuación (3)}$$

#### 1.4.4. Frecuencia natural cíclica

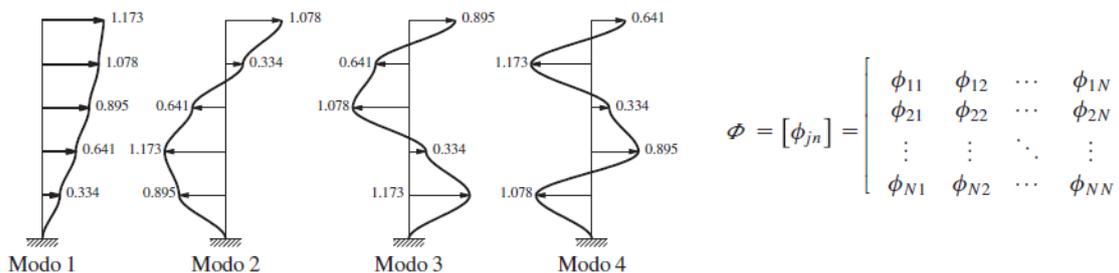
Chopra (2014) explica que la frecuencia natural de vibración se relaciona como la inversa del periodo natural de vibración.

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad \text{Ecuación (4)}$$

#### 1.4.5. Modos de vibración

En consecuencia, de los eigenvalores de un sistema de múltiples grados de libertad, surgen los modos naturales de vibración o eigenvectores. Chopra (2014) explica que estos valores adimensionales representan las deformaciones correspondientes a cada grado de libertad con su respectivo modo de vibración y son representados mediante una matriz.

Figura 1.8. Modos de vibración de una estructura – Matriz Modal.



Fuente: Chopra (2014)

### 1.5. Elementos Finitos

Para estimar la respuesta sísmica de un sistema que posee infinitos grados de libertad, un cálculo manual tiene a ser complejo o incluso imposible. Es aquí, donde surgen métodos que permitan discretizar sistemas complejos a sistemas relativamente sencillos pero equivalentes.

Pereiro (2006) explica que el método de los elementos finitos consigue transformar un medio continuo basado en ecuaciones diferenciales a un sistema de finitos grados de libertad regido por ecuaciones algebraicas lineales y no lineales. Esta metodología es fundamental y la más empleada en softwares de cálculo estructural porque estima correctamente el comportamiento real de las estructuras.

Sin embargo, esto depende del grado de exactitud que se pretenda evaluar y la capacidad computacional que se posea. Debido a que, no se puede ejecutar un programa todo el tiempo en el modelamiento de una estructura; es necesario un modelo suficiente que cumplan con los objetivos de análisis que se establezcan.

## 1.6. Análisis No Lineal

Para evaluar o determinar la respuesta estructural ante cargas de servicio se emplea el análisis elástico lineal, sin embargo, cuando se pretende conocer el comportamiento real de estructuras durante eventos telúricos, se usa el análisis no lineal (Lizárraga y Pérez, 2015). Por lo que, cuando se emplea este tipo de análisis durante las fases conceptuales de la estructura, se definen los mecanismos de falla y el potencial colapso que las estructuras sufren durante y después del accionar sísmico (Calcina, 2017).

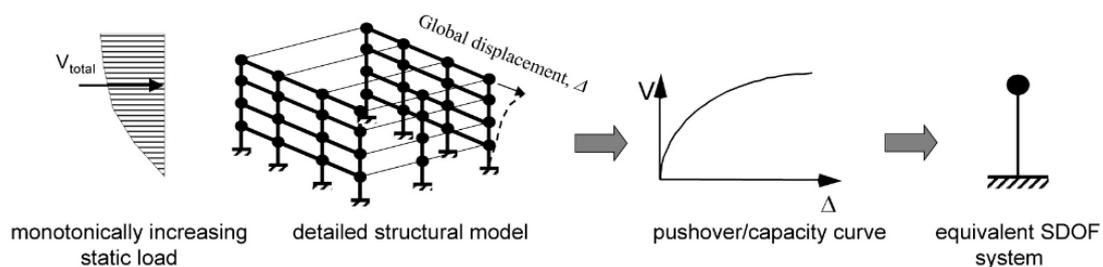
### 1.6.1. Análisis estático no lineal

Según comentan Mora *et al.* (2006) para evaluar la respuesta no lineal de las estructuras se emplea el siguiente análisis:

El Pushover Tradicional se basa en el cálculo de los valores máximos de respuesta de una estructura fundamentada en dos principios, la demanda y la capacidad. La primera varía en función del sismo seleccionado y es representada por medio de acelerogramas, o también a través de espectros de respuesta o de diseño. Mientras que la capacidad son las características propias de una estructura como lo son: geometría, material, rigidez y ductilidad. Con estos parámetros de demanda y capacidad, se construye la denominada Curva de Capacidad.

La respuesta sísmica de las estructuras por medio de este tipo de análisis se obtiene por medio de un patrón de cargas laterales que se incrementan de forma monótona, haciendo que la estructura alcance su máxima capacidad (Andrade, 2019).

Figura 1.9. Procedimiento Análisis Pushover



Fuente: Chumpitaz (2021)

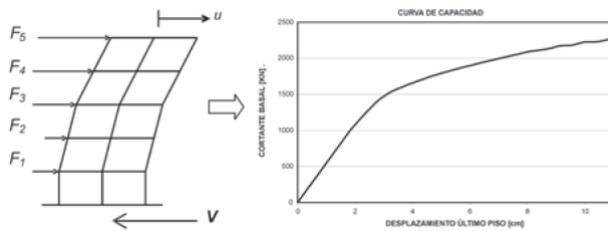
### 1.6.2. Curva de capacidad

Chumpitaz (2021) explica que al emplear el análisis estático no lineal para evaluar el desempeño estructural:

Una estructura que entra el rango inelástico presenta un grado de daño, este a su vez debe relacionarse con una magnitud que mida la resistencia y esto se logra por medio de la capacidad de respuesta o Curva de capacidad.

Curva que representa de manera gráfica los valores máximos de cortante basal y desplazamientos y que para su construcción depende de las leyes constitutivas los materiales y las cargas adoptadas (Peralta, 2012).

Figura 1.10. Curva de Capacidad



Fuente: Mora, et al. (2006)

### 1.6.3. Análisis dinámico no lineal

El análisis Pushover tiene su enfoque solamente en la energía de deformación, por lo que el daño estructural depende exclusivamente de la deformación lateral de la estructura, llegando a despreciar la energía cinética y de amortiguamiento viscoso (Calcina 2017). Por lo que, si el nivel daño que presenta las estructuras está en función de la energía sísmica, este tipo de análisis es considerado simplista si lo que se desea es obtener la respuesta inelástica “exacta” de un sistema que se esté evaluando. Por esta razón, para no entrar en la sobrestimación de la respuesta estructural y la subestimación de la capacidad, surge el análisis dinámico no lineal (Chumpitaz, 2021).

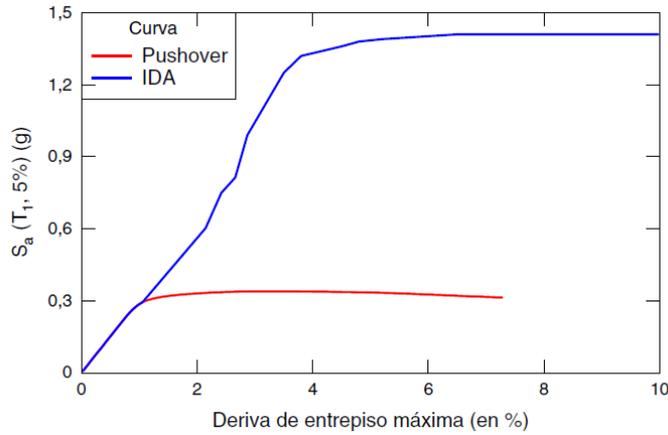
### 1.6.4. Análisis dinámico incremental

Debido a las limitaciones que presenta el análisis estático no lineal Chumpitaz (2021) explique que:

El Análisis IDA permite obtener la respuesta dinámica de un sistema de uno o múltiples grados de libertad ante la acción sísmica, la misma que ha sido registrada por medio de acelerogramas. Estos registros sísmicos se escalan de manera

incremental de modo que permitan obtener la capacidad del sistema ante diferentes niveles de actividad sísmica.

Figura 1.11. Ejemplo de Curva IDA vs Pushover



Fuente: Vielma y Cando (2016).

Este análisis permite obtener las denominadas Curvas IDA, las mismas que relacionan un parámetro de respuesta (DM – Damage Measure) con un nivel de intensidad (IM – Intensity Measure) correspondientemente (Calcina, 2017).

### 1.7. Modelo de Daño

Para evaluar el desempeño de las estructuras de mampostería frente a cargas dinámicas que varían en el tiempo, se analizan en conceptos de daño en niveles fuera y dentro del plano a través de elementos finitos (Nangallasmu, 2023). Para ello, para este trabajo se establece un modelo numérico que permita estimar matemáticamente el daño de una determinada estructura.

Según comenta Petracca (2015) en su obra *Computational Multiscale Analysis of Masonry Structures*:

La técnica de homogenización computacional multi-escala, la cual permite analizar las estructuras de mampostería que se someten a cargas laterales, y por medio del análisis no lineal obtener un modelo constitutivo que se basa en la mecánica del daño continuo.

Esta técnica permite la discretización de una compleja geometría a una básica y simplificada, de tal manera que se obtenga una relación entre tensiones-deformaciones y

la geometría de elementos individuales (Quinteros *et al.*, 2014). De modo que se obtenga información relevante sobre del comportamiento mecánico de la mampostería.

### **1.8. Software STKO – OpenSees**

Existe una gran variedad de sistemas computacionales para realizar simulaciones de estructuras. OpenSees es una herramienta de programación que permite simular el comportamiento de estructuras sometidas a la acción de un sismo a través de un código de libre acceso (OpenSees, 2024). Para los casos de estudio que se pretendan evaluar, es necesario una visualización gráfica del sistema estructural (gráficas de los muros de mampostería). Por esta razón, se emplea el uso del software STKO, el cual es un pre-procesador y post-procesador con interfaz gráfica que permite el máximo provecho del OpenSees (ASDEA, 2024).

## **2. Capítulo 2: Casos de Estudio**

### **2.1. Aspectos Generales**

Para la selección de los casos de estudios; se considerará una gama de viviendas que cuenten con sistemas de muros portantes de mampostería confinada y no confinada. Dichos sistemas estructurales deben asegurar un buen desempeño, tanto individual como en colectivo ante la acción de cargas gravitacionales y sísmicas. Los muros portantes deben proveer suficiente resistencia ante los efectos sísmicos en las dos direcciones principales de la planta (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Vivienda [NEC-SE-VIVIENDA], 2015).

Como menciona la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Vivienda [NEC-SE-VIVIENDA] (2015):

Los sistemas portantes de muros de mampostería son muy útiles para resistir: fuerzas laterales que sean paralelas a sus propios planos; a partir del nivel donde se generan dichas cargas hasta la cimentación de una infraestructura, cargas verticales por la presencia de la cubierta y entresijos en caso de haberlos y el peso propio de los elementos estructurales.

Un factor a considerar es que las estructuras que se consideró para el proyecto son adosadas, es decir; que las edificaciones están construidas unidas a otras, con las que comparte una o dos paredes laterales. Esto produce que el desplazamiento lateral sea restringido, influyendo en el comportamiento dinámico de los sistemas.

### **2.2. Muros de Mampostería**

Los muros de mampostería están presentes en muchas edificaciones de la nación porque es un método tradicional, siendo elaboradas in situ al momento de la construcción. Como menciona Páez *et al.* (2009):

Los muros de mampostería de piezas artificiales están formados básicamente por dos elementos: por un lado, piezas que forman los ladrillos o bloques de arcilla cocida, y por otro, el mortero que se utiliza para unir dichas piezas; estos componentes se unen con el fin de actuar como un solo elemento.

El uso de refuerzos es aplicado hace mucho tiempo; ya sea el uso de refuerzo en la dirección vertical mediante piezas huecas y para la dirección horizontal en las juntas de

mortero o empleando piezas especiales. Con el propósito de mejorar la capacidad de resistir cargas verticales y laterales, generando que los sistemas de mampostería aumenten su resistencia como su capacidad de deformación lateral (Páez *et al.*, (2009).

Los muros de mampostería son considerados como un conjunto fijado de componentes colocados con mortero, siendo esta una mezcla de conglomerantes inorgánicos como agua, áridos y cemento. Las piezas que se utilizan comúnmente en Cuenca son bloques, ladrillos macizos o huecos, los mismos deben ser colocados de manera escalonada; ya que permite que el sistema tenga mayor resistencia y estabilidad ante cargas y fuerzas que se presenten ante los sistemas.

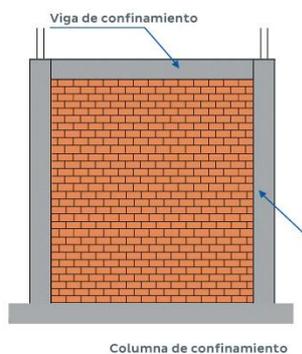
### 2.2.1. Tipos de muros de mampostería

#### *Confinados*

Los muros de mampostería confinados, son elementos que se construyen rígidamente rodeadas por pilares y vigas de hormigón armado o prefabricados en sus cuatro lados generando un confinamiento en el sistema (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Mampostería Estructural [NEC-SE-MP], 2015). Esto permite alcanzar una mejor unión entre el pórtico y el panel de mampostería generando una adecuada resistencia a corte y flexión (Crisafulli, 1997).

Es un sistema de construcción sismorresistente que ha sido utilizado alrededor de todo el mundo que ha brindado excelentes resultados. Para mejorar la resistencia ante eventos sísmicos se puede añadir acero horizontal con el fin de dispersar el agrietamiento evitando la formación de una sola grieta diagonal (Gallegos y Casabone, 2005).

**Figura 2.1.** Sistema de muros de mampostería confinada



Fuente: Arequipa (2024)

### ***No confinados***

Los sistemas de muros no confinados; son elementos formado por piezas de mampostería que están unidas por mortero, pero no están reforzadas internamente por barras y alambres de acero (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Mampostería Estructural [NEC-SE-MP], 2015).

Como menciona Suarez (2023):

Los sistemas no confinados poseen muy poca rigidez. Al momento de eventos sísmicos, los muros transmiten esfuerzos generando esfuerzos de cortante para lo cual no tienen capacidad para resistirlos; lo que conlleva a formar fisuras en la línea de mayor esfuerzo ya sea diagonales, verticales y horizontales.

**Figura 2.2.** Sistema de muros de mampostería no confinada agrietada

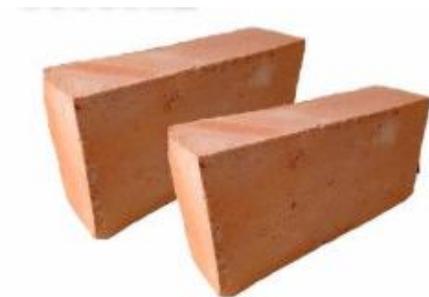


*Fuente:* Suarez (2023)

#### **2.2.2. Dimensiones**

El tipo de elemento que se utilizará para los muros de mampostería es el ladrillo panelón, debido a que presenta mayor resistencia y rigidez en los sistemas por ser macizas. Los ladrillos panelón de susudel generalmente se fabrican con las siguientes dimensiones: 7.5 x 13 x 26 centímetros (Orellana, 2016).

**Figura 2.3.** Ilustración de ladrillos de panelón de susudel



*Fuente:* Orellana (2016)

## **2.3. Configuración Estructural**

### **2.3.1. Descripción de la Normativa Ecuatoriana de Construcción**

En el capítulo de la NEC – SE - VIVIENDA - Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros, provee información para generar un buen diseño y construcción de sistemas de muros portantes de mampostería confinada. Como menciona la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Vivienda [NEC-SE-Vivienda], 2015: Para que el sistema estructural tenga un buen desempeño y que las uniones en los diafragmas sean efectivas, es crucial obtener una continuidad vertical y la regularidad de la estructura, tanto en planta como en altura.

La configuración de la estructura, está definida por la localización de los elementos resistentes, es decir, muros, columnas, sistemas de piso, elementos no estructurales, aberturas, masas, etc. (Herrera y Soberón, 2008).

Además, es la disposición, fragmentación, tipo, resistencia y geometría de la estructura, y la relación de estos parámetros lo que ocasionan problemáticas de respuestas estructurales ante eventos sísmicos. Se debe considerar que un factor que causa daños mayores en el planeamiento de una estructura, es el uso de esquemas de configuración arquitectónico estructural nocivo, es decir; esquemas estructurales simples son gravemente afectados por sismos (Salazar, 2020).

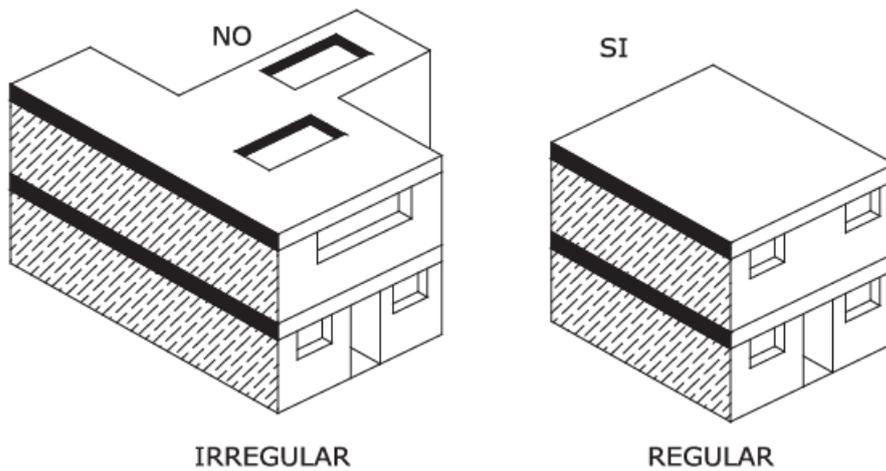
### **2.3.2. Regularidad en planta**

La configuración en planta es preciso que sea lo más proporcionado posible, optando por modelos cuadrados o rectangulares. Procurando que la relación “largo/ancho” no sobrepase de 4 y que ninguna dimensión exceda de 30 metros, caso contrario; se debe utilizar juntas constructivas. Además, la colocación de los muros sismorresistente debe estar balanceados en las 2 direcciones y espaciados en paralelos.

Como expone Ortiz y Pinto, 2016:

Evitar la irregularidad en planta tanto geométrica como de rigidez es de gran importancia para que el sistema se considere de resistencia sísmica. Debe tener simetría respecto a dos ejes ortogonales para que se considere regular de esta forma se concederá mayor rigidez a la estructura.

Figura 2.4. Planeamiento regular en edificaciones



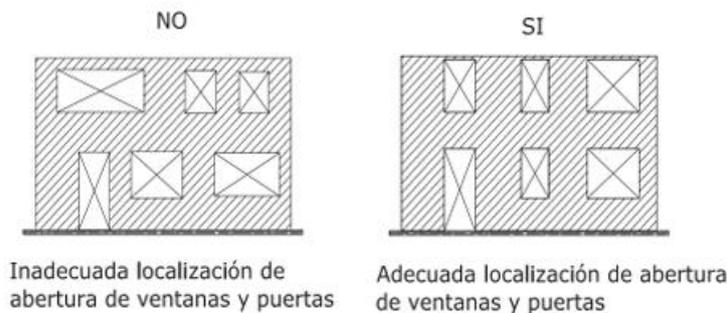
Fuente: NEC-SE-VIVENDA (2015)

### 2.3.3. Regularidad en elevación

Se debe de impedir irregularidades con respecto a la altura, caso contrario el uso de juntas sísmicas es indispensable, con el propósito de descomponer el sistema en formas regulares.

Según Ortiz y Pinto (2016): No hay que permitir la presencia de irregularidades verticales, ya sean en forma geométrica o en rigidez, si se diera el caso habría como descomponer en formas regulares aisladas. Estas situaciones normalmente se presentan en viviendas de dos y tres niveles, por lo cual se deben evitar zonas débiles en alturas debido a su asimetría.

Figura 2.5. Regularidad en elevación

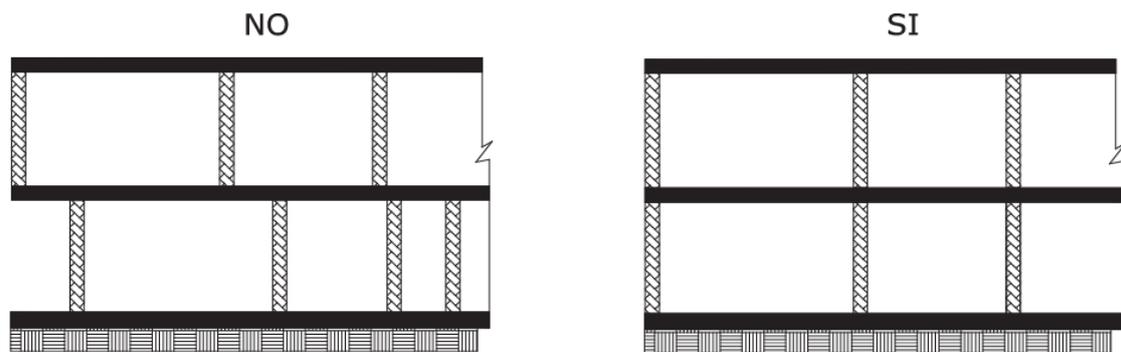


Fuente: NEC-SE-VIVENDA (2015)

### 2.3.4. Discontinuidad vertical

Para generar que los muros y pórticos sean resistentes a momentos, deben estar anclados a la cimentación y deben ser continuos. Si las estructuras presentan más de un nivel, también debe existir una continuidad entre entrepisos hasta la cubierta para que así; sean considerados estructurales en cada nivel respectivo. Siempre y cuando para el caso de los muros no se reduzca su longitud en más de la mitad de la longitud que posee en el primer nivel.

Figura 2.6. Discontinuidad vertical



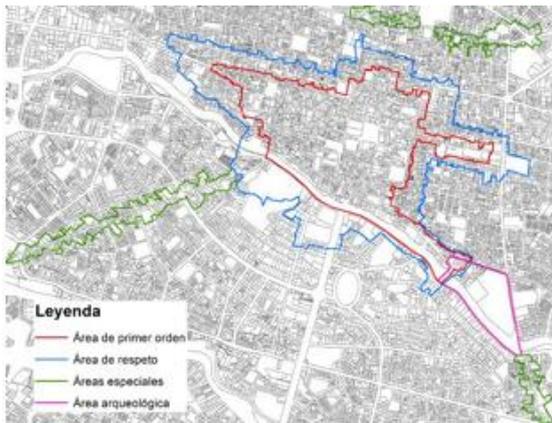
Fuente: NEC-SE-VIVENDA (2015)

### 2.4. Selección de Casos

Para la selección de los casos de estudio, se apoyó de diversas investigaciones que exponen edificaciones tradicionales del centro histórico de Cuenca – CHC; los cuales están compuestas por muros portantes de mampostería confinada. En mencionados estudios se muestran infraestructuras que fueron construidos bajo diversas situaciones económicas y sociales, además algunas de ellas antes de la aplicación de códigos sismorresistentes debido a la ausencia de eventos sísmicos importantes y a la construcción informal.

En base al estudio *Definition of the characteristic masonry house for seismic vulnerability assessment in the Historic Centre of Cuenca, Ecuador* realizado por Cajamarca *et al.* (2024), se extrajo la subdivisión del CHC, donde se muestra por áreas las 10000 propiedades que conforman la zona.

**Figura 2.7.** *Subdivisión del CHC*



Fuente: Cajamarca *et al.* (2024)

De acuerdo con la **Figura 2.7.** la subdivisión está compuesta por:

- Área de primer orden, que está representado por la zona de color rojo.
- Área de respeto, que está representado por la zona de color celeste.
- Áreas especiales, que está representado por la zona de color verde.
- Área arqueológica, que está representado por la zona morada.

Como menciona Cajamarca *et al.* (2024):

Al haber realizado un análisis de las viviendas presentes en el centro histórico de Cuenca, se identificó que en el área de primer orden; un total de 2885 viviendas (lo que representa un 60%) presentan vulnerabilidad sísmica, debido a que los materiales de construcción implementados no tienen un comportamiento inelástico adecuado.

Muchas de las infraestructuras del CHC; solo resisten cargas verticales, por lo que si se presentara un terremoto de gran magnitud; los sistemas no tendrían la capacidad de resistir adecuadamente los esfuerzos; generando daños de distintas magnitudes (Quezada *et al.*, 2021).

Por ende; los planos arquitectónicos obtenidos, corresponde a la zona central de la provincia, debido que presentan una alta vulnerabilidad ante sismos, siendo idóneos para el análisis en este proyecto. Para su selección se consideró que tengan mampostería confinada siendo representado por un 20% de viviendas en el CHC (Quezada *et al.*, 2021).

### 2.4.1. Cuadro resumen

Para el estudio, se utilizó un total de 5 casos de estudios ubicados en el CHC; los cuales fueron extraídos de distintas investigaciones con sus respectivos planos arquitectónicos.

**Tabla 2.1.** *Casos de estudios seleccionados*

<b>Estudio de Referencia</b>	<b>Caso Seleccionado</b>	<b>Ejemplares</b>
Casas y Conjuntos. Vivienda Social en Cuenca entre 1973 y 2014.	Huayna-Cápac Tipología 1.	Uno
Definición de la vivienda característica de mampostería para la evaluación de vulnerabilidad sísmica en el Centro Histórico de Cuenca, Ecuador.	Vivienda representativa del Centro Histórico de Cuenca, CHC.	Uno
Caracterización del patrimonio edificado del centro histórico de Cuenca-Ecuador.	Edificación típica de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca.	Tres

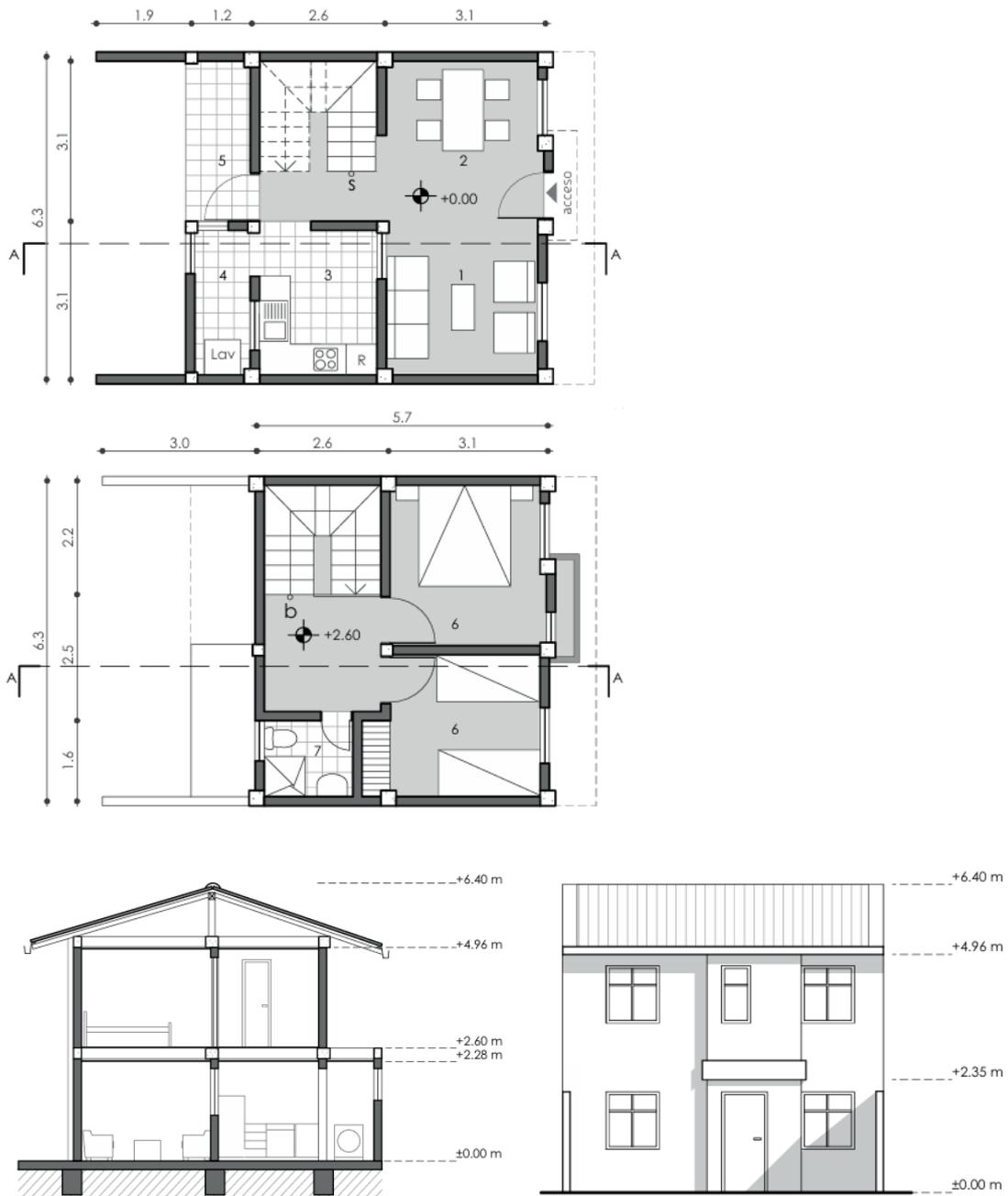
*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

### 2.4.2. Condiciones geométricas

#### ***Huayna-Cápac Tipología 1.***

La vivienda fue construida en el año de 1985 promovido por la Junta Nacional de Vivienda “JNV”. Se encuentra ubicada entre la calle Jaime Roldós y avenida Viracochabamba. Cuenta con un área lote de 103.32 m<sup>2</sup> y un área de construcción de 92 m<sup>2</sup> (Hermida *et al.*, 2019).

**Figura 2.8.** Planos de vivienda Huayna-Cápac Tipología 1

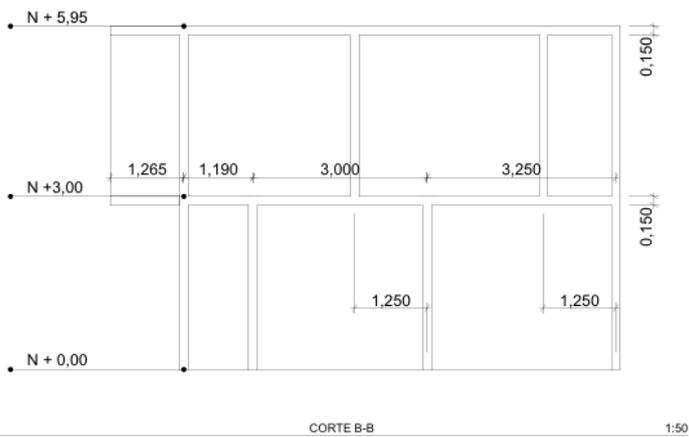
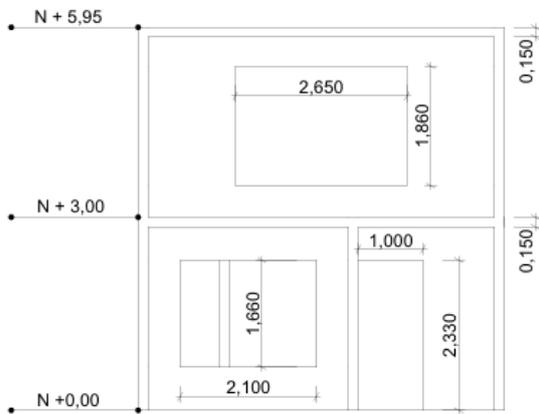
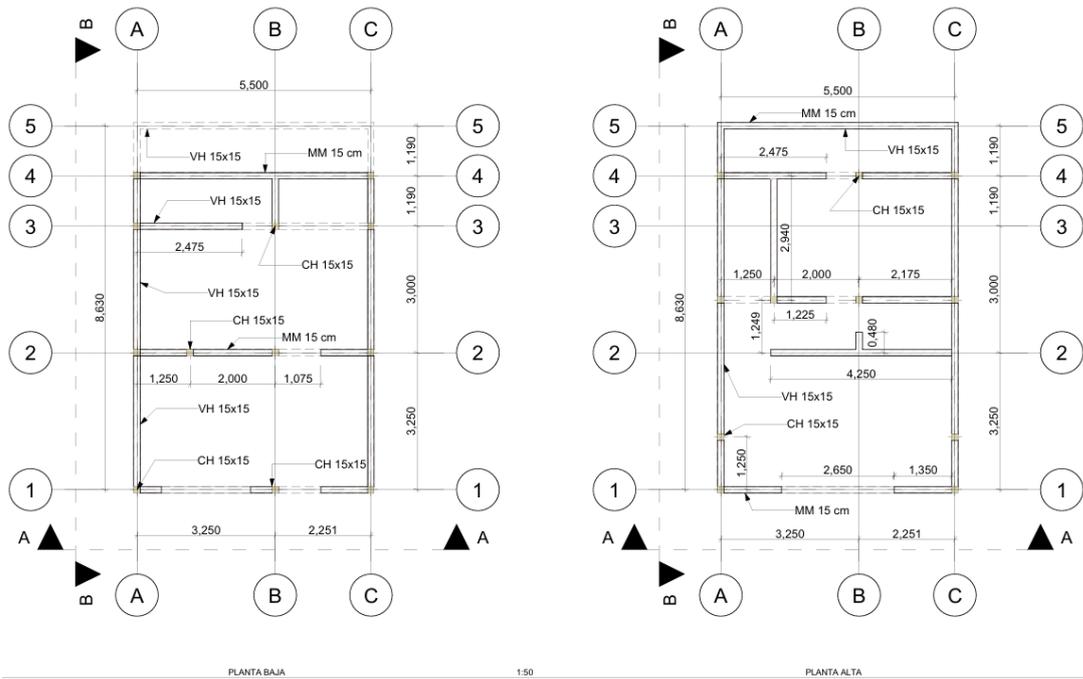


Fuente: Hermida et al. (2019)

***Vivienda representativa del Centro Histórico de Cuenca, CHC.***

La vivienda fue construida en los años de 1980, consta de 2 niveles conformada por columnas y vigas de hormigón, con muros de mampostería de ladrillos. La altura total de la estructura es de 7.95 metros, siendo 3 y 2.5 metros respectivamente.

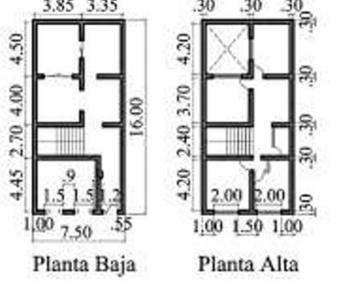
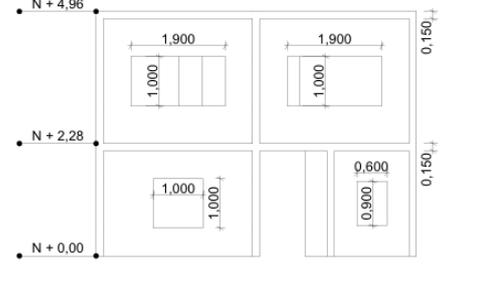
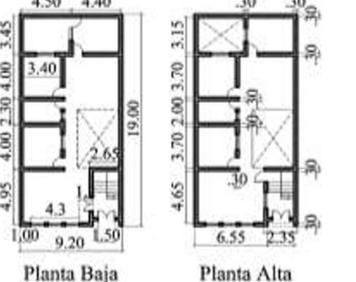
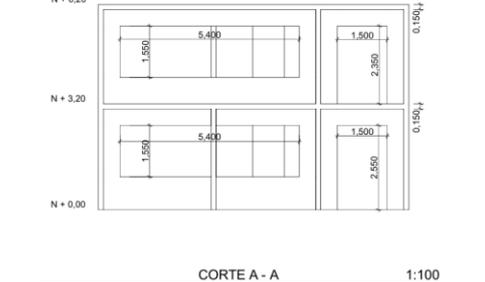
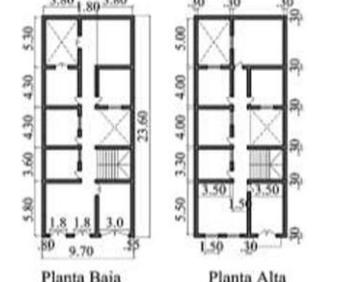
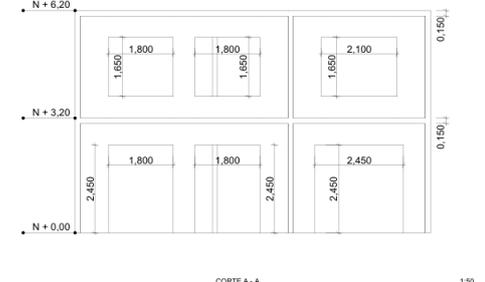
Figura 2.9. Planos de vivienda representativa del Centro Histórico de Cuenca, CHC



Fuente: Elaboración propia (2025)

## Edificación típica de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca.

Tabla 2.2. Planos de edificación típica de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca

Descripción	Plantas	Fachadas
<p>Área-Pequeña. (40 m<sup>2</sup> a 120 m<sup>2</sup>) Área planta baja: 120 m<sup>2</sup> Relación frente/fondo: 0.5 Frente Estrecho. Fachada frontal: Dos alineaciones verticales con aberturas tipo puerta-ventana. Uso en planta baja: Comercio y vivienda. Uso en planta alta: Vivienda.</p>	 <p>Planta Baja      Planta Alta</p>	 <p>N + 4.96 N + 2.28 N + 0.00</p>
<p>Área-Media. (120 m<sup>2</sup> a 200 m<sup>2</sup>) Área planta baja: 175 m<sup>2</sup> Relación frente/fondo: 0.48 Frente Estrecho. Fachada frontal: Cuatro alineaciones verticales con aberturas tipo puerta-ventana. Uso en planta baja: Comercio y vivienda. Uso en planta alta: Vivienda.</p>	 <p>Planta Baja      Planta Alta</p>	 <p>N + 6.20 N + 3.20 N + 0.00</p> <p>CORTE A - A      1:100</p>
<p>Área-Grande. (200 m<sup>2</sup> a 300 m<sup>2</sup>) Área planta baja: 230 m<sup>2</sup> Relación frente/fondo: 0.41 Frente Estrecho. Fachada frontal: Tres alineaciones verticales con aberturas tipo puerta-ventana. Uso en planta baja: Comercio y vivienda. Uso en planta alta: Vivienda.</p>	 <p>Planta Baja      Planta Alta</p>	 <p>N + 6.20 N + 3.20 N + 0.00</p> <p>CORTE A - A      1:50</p>

Fuente: Quezada et al. (2021)

### **2.4.3. Condiciones mecánicas**

En base a los planos arquitectónicos que se utilizó para el proyecto, se identificó que las viviendas están compuestas de ladrillos, mortero, columnas y vigas, siendo estas dos últimas; la causante que el panel de mampostería sea confinado. Generando que los sistemas tengan un buen comportamiento ante los esfuerzos generados por los sismos (Quinde *et al.*, 2023).

#### ***Mortero***

El mortero de ser muy consistente, tener una buena plasticidad y tener una buena capacidad para retener el agua mínima, con el fin de hidratar el cemento. La resistencia mínima a la compresión del mortero de pega es de 2.5 MPa (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Mampostería Estructural [NEC-SE-MP], 2015).

La fuerza de compresión del mortero varía cada lugar de construcción según mencionan González y Ludeña (2023) esto es debido a que la relación arena/cemento jamás va a ser igual en ninguna construcción. El espesor de las juntas debe oscilar entre 10 - 15 mm, ya que; es un factor clave para que el panel de mampostería tenga una mejor resistencia ante la compresión. Si se sobrepasa dicho valor la resistencia disminuiría (Quinde *et al.*, 2023).

#### ***Paneles de Mampostería***

Los paneles de mampostería tienen múltiples propiedades; como la resistencia a compresión, resistencia básica a cortante; donde la última depende del espesor del muro y a la resistencia de compresión del hormigón presente en columnas de confinamiento (Quinde *et al.*, 2023).

En base al estudio *Definición de la vivienda característica de mampostería para la evaluación de vulnerabilidad sísmica en el Centro Histórico de Cuenca, Ecuador*, desarrollado por Cajamarca *et al.* (2024). Se extrajeron valores fuerza de compresión y resistencia a flexión de ladrillos; obtenidos de distintos autores que realizaron las pruebas con especímenes de distintas fábricas en la nación.

**Tabla 2.3.** Propiedades mecánicas del ladrillo panelón

Propiedades Mecánicas				
Fabrica	Investigadores	Fuerza de Compresión (MPa)	Resistencia a la flexión (MPa)	Dimensiones (cm)
Sinincay	Arias y Duran (1992)	9.1	1.1	-
Racar		5.5	0.7	-
Caleras		10.3	1.1	-
Mayancela	Neira y Ojeda (1992)	5.81	-	28 x 14 x 9
Tejar		15.5	-	27 x 14 x 10
Susudel		8.12	-	-
Oña	Zalamea (2012)	10.6	-	26.5x12.5x7.8
Sayausí		9.96	-	25.7x11.9x7.5
Provincia del Azuay		6.3	-	27.5x12.9x7.2
	Molina y Rodas (2023)	10.2	2.5	25.7x12.8x7.2

Fuente: Elaboración Propia (2025)

El coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) se define como la relación entre las deformaciones longitudinales y las fuerzas perpendiculares y las fuerzas perpendiculares como longitudinales de un sistema, donde s valor oscila entre 0 – 0.5 (Quinde y Salinas, 2019). Los valores del coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) utilizado para ladrillos y mortero es de 0.2 y 0.15 respectivamente.

Para la elaboración del estudio, se utilizó un promedio de la investigación titulada *Effective properties of masonry Structures and macro-model analysis with experimental verification* desarrollada por García *et al.* (2024). Con el fin de modelar, en el programa STKO, los sistemas estructurales con las propiedades mecánicas mencionas en las tablas 2.3. y 2.4.

**Tabla 2.4.** Promedio de las propiedades mecánicas del ladrillo panelón

Espécimen	E (MPa)	G (MPa)	$f_t$ (MPa)	$G_t$ (N/mm)	$f_{to}$ (MPa)	$f_{tr}$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$G_c$ (N/mm)
Ladrillo Panelón	3705	1611	1.4	0.12	4	2	10	6.2
Mortero	400	174	0.15	0.004	3	2	5	8

Fuente: García *et al.* (2024)

Donde:

- E: Módulo de Young.
- G: Módulo a cortante.
- $f_t$ : Resistencia a la tensión.
- $G_t$ : Energía de fractura en tracción.
- $f_{to}$ : Resistencia elástica a la compresión.
- $f_{tr}$ : Resistencia residual a la compresión.

- $f'_c$ : Resistencia a la compresión.
- $G_c$ : Energía de fractura en compresión.

### ***Elementos en Confinamiento***

Los elementos de confinamiento como lo son vigas y columnas al ser fabricados de hormigón armado, conforman un mecanismo importante en la resistencia de muros de mampostería confinada. Siendo muy eficaces ante la presencia de cargas gravitacionales y laterales, sobre todo en etapas posteriores al agrietamiento.

Por ello, la calidad del hormigón debe ser controlado en base a la resistencia a compresión simple alcanzado a los 28 días ( $f'_c$ ), el cual evita el aplastamiento del hormigón en la base de las columnas de confinamiento (Yekrangnia *et al.*, 2017).

La NEC (2015) establece un rango de resistencia a compresión simple que va desde los 10 – 21 MPa para estructuras con mampostería confinada. Para el cálculo del Módulo de Young se utilizó la siguiente expresión (5) y los valores correspondientes se adjuntan en la **Tabla 2.5**:

$$E = 4700 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (5)}$$

**Tabla 2.5.** *Propiedades mecánicas del hormigón*

<b>Espécimen</b>	<b><math>f'_c</math></b>	<b>E (MPa)</b>
Hormigón	21	21538.11

*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

## **2.5. Selección de Sismos**

El procedimiento correspondiente al análisis dinámico inelástico o también conocido como análisis dinámico no lineal, es necesario considerar registros de aceleración del suelo, donde se abarquen sismos con determinadas características de acuerdo a la normativa ASCE 7-22. El análisis debe basarse en una correcta representación del movimiento del suelo y fundamentada en los principios de la dinámica estructural para sistemas que se conforman de múltiples grados de libertad (Mora *et al.*, 2006).

### **2.5.1. Espectro elástico de diseño**

De acuerdo al procedimiento del apartado **1.3.1.** para la construcción del espectro de demanda, es necesario establecer los siguientes parámetros: Periodo de diseño, perfil del suelo, zona sísmica, región del país, factor de importancia, factor de reducción de

resistencia sísmica, coeficiente por irregularidad en elevación y coeficiente por irregularidad en planta.

Todos estos parámetros se definen en base a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de peligro sísmico – NEC-SE-DS.

**Tabla 2.6.** *Coeficiente de suelo – Fa*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
<b>A</b>	0.9	0,9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
<b>E</b>	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

**Tabla 2.7.** *Coeficiente de suelo – Fd*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
<b>A</b>	0.9	0,9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
<b>D</b>	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
<b>E</b>	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

**Tabla 2.8.** *Coeficiente de suelo – Fs*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
<b>A</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>B</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>C</b>	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
<b>D</b>	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
<b>E</b>	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

**Tabla 2.9. Coeficiente de Importancia**

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coeficiente I</b>
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que alberguen más de trescientas personas. Todas las estructuras que alberguen más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

**Tabla 2.10. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada**

<b>Muros estructurales portantes</b>	<b>R</b>
<b>Mampostería no reforzada, limitada a un piso.</b>	1
<b>Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.</b>	3
<b>Mampostería confinada, limitada a dos pisos.</b>	3
<b>Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.</b>	3

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

**Tabla 2.11. Coeficiente de irregularidad**

<b>Irregularidad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>
<b>Planta</b>	Discontinuidad en el sistema de piso y retrocesos excesivos en las esquinas.	0.9
<b>Elevación</b>	Irregularidad geométrica.	0.9

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

En base a los casos de estudio en aspectos como ubicación, presencia sísmica, condiciones arquitectónicas, uso de edificación y tipo de suelo se presenta la **Tabla 2.12.** con los valores correspondientes:

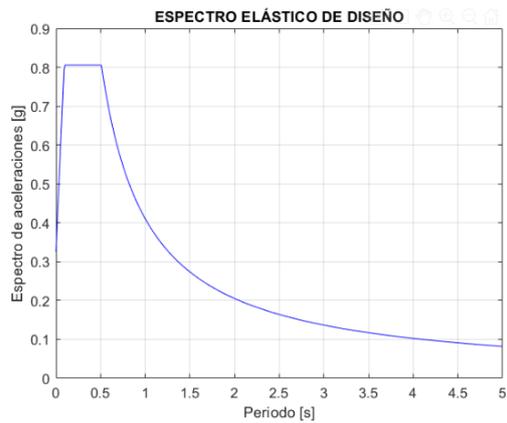
**Tabla 2.12.** *Parámetros para Espectro de Demanda*

Parámetros	Valores
Periodo de diseño [seg]	0.001:0.01:5
Perfil del suelo	A – B – C – D - E
Zona Sísmica (Cuenca)	$z = 0.25g$
Región del País	Sierra
Factor de Importancia	$I = 1$
Factor de reducción de resistencia sísmica	$R = 3$
Coefficiente por irregularidad en elevación	0.9
Coefficiente por irregularidad en planta	0.9

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Con la información correspondiente a la **Tabla 2.12.** se procede a la elaboración del espectro con ayuda del programa Matlab, dando como resultado el siguiente Espectro de Demanda para la ciudad de Cuenca con un  $PGA = 0.25g$ .

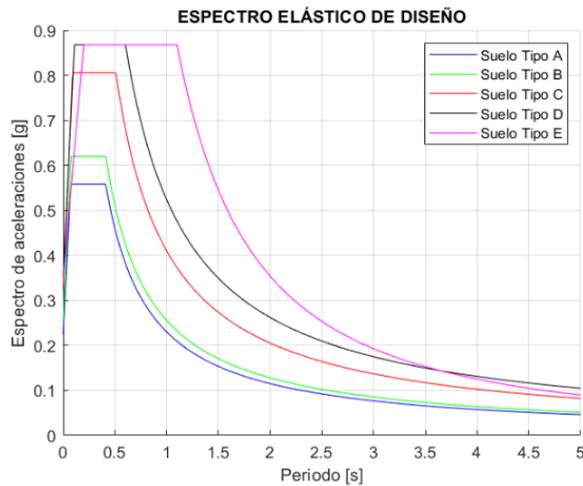
**Figura 2.10.** *Espectro Elástico de Diseño – Cuenca*



Fuente: Elaboración Propia (2025)

Como se mencionó en la **Tabla 2.12.** existen varios perfiles de suelo, por lo que los espectros de demanda correspondientes son los siguientes:

**Figura 2.11.** *Espectros Elásticos de Diseño – Cuenca – Perfiles de suelo*

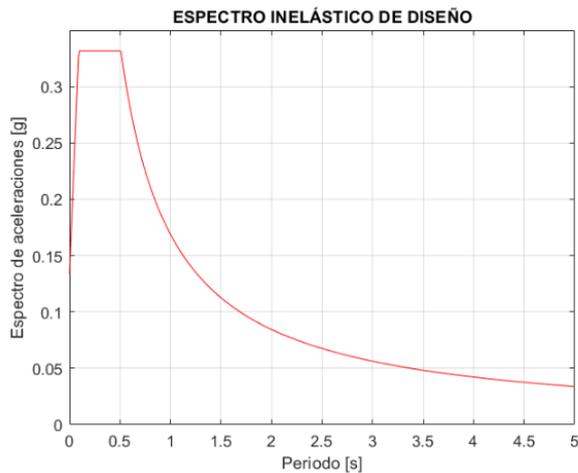


Fuente: Elaboración Propia (2025)

### 2.5.2. Espectro inelástico de diseño

Por otro lado, el espectro inelástico se debe elaborar en función del espectro elástico y este debe considerar la reducción de fuerzas sísmicas asumiendo que el sistema supera el rango elástico por ende disipará energía. Para ello según el apartado 1.3.2. el Espectro inelástico es el siguiente:

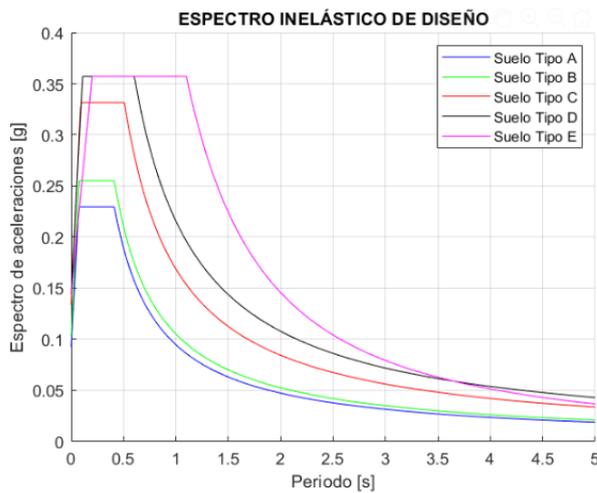
**Figura 2.12.** *Espectro Inelástico de Diseño – Cuenca*



Fuente: Elaboración Propia (2025)

Debido a los diferentes perfiles suelo, se obtienen los siguientes espectros inelásticos:

**Figura 2.13.** Espectro Inelástico de Diseño – Cuenca – Perfiles de suelo



Fuente: Elaboración Propia (2025)

### 2.5.3. Catalogo sísmico

En el presente proyecto se emplea el PEER Ground Motion Database para la selección de los registros sísmicos. Esta plataforma proporciona herramientas para la búsqueda, selección y descarga de información relacionada a los movimientos del suelo [...] estos registros se presentan sin escala y en su formato original, sin modificaciones ni rotaciones para su uso académico-profesional (PEER NGA, 2025).

### 2.5.4. Registros a utilizar

Según menciona la Normativa ASCE/SEI-22 en su capítulo 16 con respecto al *Nonlinear Response History Analysis*:

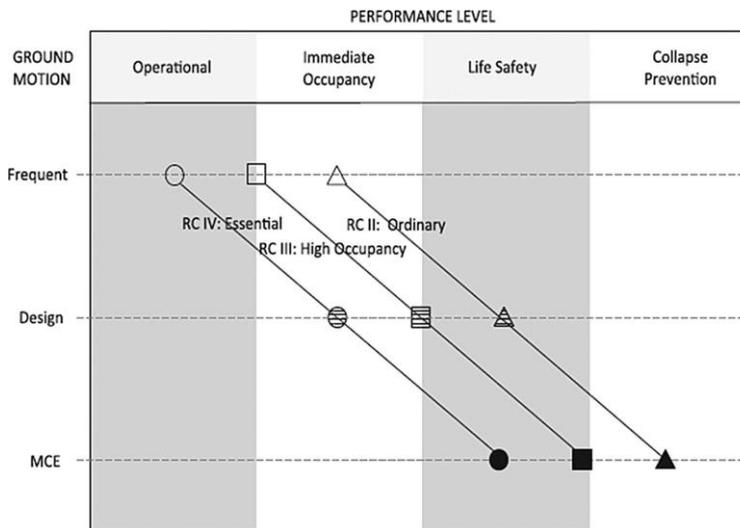
Se seleccionarán un grupo mínimo 11 registros de movimiento del terreno por cada espectro objetivo. La selección de los movimientos se debe basar en eventos dentro del mismo régimen tectónico, con magnitudes y distancias de falla compatibles con las que influyen en el espectro objetivo y, con ello asegurando una forma espectral similar.

Por otro lado, para lograr una compatibilidad entre el espectro de la normativa local y la internacional, el espectro objetivo se debe determinar en función de los siguientes parámetros: coeficientes sísmicos, fuerzas sísmicas de diseño y principalmente el uso de la edificación o niveles de desempeño.

Los niveles de desempeño evalúan daños en elementos estructurales y no estructurales, riesgos para los ocupantes y la funcionalidad de la edificación, determinando si esta continúa de forma operativa ante un evento telúrico (Medina y Music, 2018).

La **Figura 2.14** muestra los objetivos de diseño comparados con una categorización del nivel de movimiento del suelo para así determinar el uso de una estructura.

**Figura 2.14.** Niveles de Desempeño



Fuente: ASCE/SEI 7-22

La construcción del Espectro Elástico de diseño de la NEC-15 (espectro objetivo) es el resultado del estudio de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (NEC-SE-DS, 2015). Esto se entiende que el sismo de diseño para las estructuras es de nivel 3 o también denominado sismo raro o severo según los niveles de amenaza sísmica establecidos en la normativa ecuatoriana y dependiendo del nivel de desempeño son los factores que influyen en la compatibilidad del espectro local con el propuesto en la normativa ASCE/SEI- 7 22.

Para la selección de los registros sísmicos la normativa ASCE/SEI 7-22 establece que se deben utilizar los siguientes criterios:

- Mecanismo Fuente
- Magnitud
- Condiciones de sitio
- Rango de frecuencias
- Tasa de muestreo
- Distancia del sitio a la fuente

- Forma espectral
- Escalado
- Movimientos máximos de un solo evento

Todos estos factores, el PEER Ground Motion Database los toma en consideración y permite al usuario modificarlos en caso de que sea necesario. Para ello se muestra en la **Figura 2.15.** la interfaz del PGMD, donde se ingresan algunos de los valores anteriormente mencionados.

**Figura 2.15.** Interfaz de búsqueda

Fuente: PEER NGA (2010)

La **Tabla 2.13.** explica los valores correspondientes que se deben ingresar en la interfaz para proceder con la búsqueda de registros sísmicos. Adicionalmente, el PGMD permite la selección del Espectro Modelo entre tres opciones: PEER-NGA Spectrum, User defined Spectrum y ASCE Code Spectrum. Para el presente estudio se emplea el espectro definido por el usuario y se ingresará el establecido en el apartado **2.5.1.**

**Tabla 2.13.** *Parámetros del motor de búsqueda*

<b>Data Field</b>	<b>Explanations</b>
<b>Magnitude</b>	Restrict range of moment magnitude, input in the formato of [min, max] or leave as blank for no restriction.
<b>Fault Type</b>	Types of fault mechanism. Options are: (1) All types of faults; (2) Strike Slip; (3) Normal or Normal Oblique; (4) Reverse or Reverse Oblique; (5) Combination of (2,3); (6) Combination of (2,4); (7) Combination of (3,4).
<b>D5-95(sec)</b>	Restrict range of the significant duration of the records, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction. The duration is defined as the time needed to build up between 5 and 95 percent of the total Arias intensity.
<b>R_JB (km)</b>	Restrict range of Joyner-Boore distance, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction.
<b>R_rup (km)</b>	Restrict range of closest distance to rupture plane, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction.
<b>Vs30 (m/s)</b>	Average shear wave velocity of top 30 meters of the site.
<b>Pulse</b>	Restrict the pulse characteristics of the searched record. Options are: (1) Any record; (2) Only pulse-like record; (3) No pulse-like record.

*Fuente:* PEER NGA (2010)

Según lo mencionado en la **Tabla 2.13.** para el desarrollo del presente trabajo se establecen los valores de los parámetros mencionados de acuerdo a investigaciones correspondientes.

En el estudio *Seismic vulnerability analysis of a two-story family dwelling in confined masonry in Cuenca, Ecuador* desarrollado por García y Degrande (2017), se menciona que la ciudad de Cuenca posee una peligrosidad sísmica media y esta ha presentado un historial sísmico con magnitudes que oscilan los 4 Mw y 4.9 Mw. Por otro lado, Jiménez *et al.* (2018) explican: La Red Sísmica del Austro (RSA) en el proyecto *Amenaza sísmica en el Austro, vulnerabilidad sísmica y riesgo sísmico en la ciudad de Cuenca*, debido a la falla geológica de girón, el potencial sísmico aproximado es de 7.1 Mw. Con estos

valores, se restringe las magnitudes mínima y máxima necesarias para ingresar en el PGMD.

Según mencionan Quinde y Reinoso (2016) en su proyecto de investigación *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca*:

Una parte del territorio ecuatoriano está dentro de la microplaca “Bloque Andino” e interactúa con las placas de Nazca, Cocos y Caribe y en el sur del país, se presenta una interacción más simple entre la Placa Sudamericana y la de Nazca [...] esta compleja tectónica junto con la subducción de la región costera son las fallas responsables de la actividad sísmica.

De acuerdo a lo explicado en el apartado 1.1. y lo mencionado por Quinde y Reinoso (2016) los sismos de subducción (interplaca e intraplaca) generan fallas inversas-inversas oblicuas y los sismos corticales presentan fallas normales-normales oblicuas. Por esta razón, la opción más adecuada en el PGMD es la combinación (3,4).

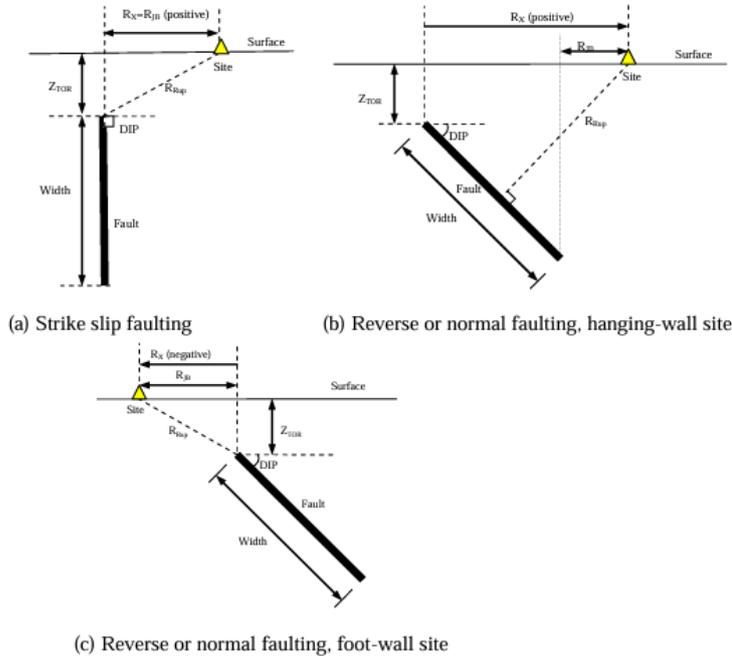
La duración de un movimiento sísmico es una tarea compleja de estimar, puesto que los sismos son eventos difíciles de predecir. Sin embargo, se han desarrollado metodologías que emplean criterios ingenieriles como lo son frecuencias, aceleraciones, energías, entre otras para el cálculo estimado de duración de evento telúrico. Para ello, González y Verdugo (2016) en su estudio *Estimación de la duración de registros sísmicos* y lo mencionado por Rosakis (2016) en su artículo para la Universidad de Yachay Tech *Lo que podemos aprender del terremoto del 16 de abril del 2016* comentan:

Para la medición de la duración de un registro sísmico es conveniente emplear la metodología de *Significant Duration* definida por Trifunac y Brady, la cual es el resultado del intervalo de tiempo entre 5 y 95% de la intensidad de Arias, lo cual se entiende como la duración más significativa de un sismo [...] el sismo de magnitud de 7.8 ocurrido el 16 de abril de 2016 en la costa ecuatoriana debido a la subducción de las placas de Nazca y Sudamericana, ocasionaron un evento telúrico de aproximadamente 60 a 70 segundos.

El PGMD emplea esta metodología, por lo que, para la presente investigación se establece los valores de 10 segundos como valor mínimo y 70 segundos como valor máximo de tiempo para los registros sísmicos.

El rango de valores máximo y mínimo de una falla se establecen según dos criterios, por medio de la geometría de la falla y el segundo con respecto a la distancia de la falla (PEER NGA, 2010). La **Figura 2.16.** muestra los tipos de falla con su geometría correspondiente y con ello se establecen los parámetros de distancia requeridos por el PGMD.

**Figura 2.16.** Definición de geometría y distancia de fallas



Fuente: PEER NGA (2010)

Donde los parámetros son los siguientes:

- Dip (deg): ángulo de inclinación del plano de ruptura.
- Width (km): ancho del plano de ruptura en dirección descendente.
- $Z_{TOR}$  (km): profundidad hasta la parte superior del plano de ruptura.
- $R_{JB}$  (km): distancia Joyner-Boore al plano de ruptura.
- $R_{Rup}$  (km): distancia más cercana al plano de ruptura.
- $R_X$  (km): coordenadas del sitio respecto a la cima de la ruptura.

Los parámetros mencionados se presentan en la **Tabla 2.14.** estableciendo un rango de valores aproximados de acuerdo a registros históricos de sismos en Ecuador:

**Tabla 2.14.** Valores de parámetros del PGMD para la selección de sismos

Tipo de sismo	Valor
<b>Subducción Interplaca</b>	Dip (deg): 10° - 30 °
	Width (km): 100 – 200 km
	Z <sub>TOR</sub> (km): 0 – 20 km
	R <sub>JB</sub> (km): 0 – 200 km
	R <sub>Rup</sub> (km): 0 – 200 km
	R <sub>X</sub> (km): depende de la geometría
<b>Subducción Intraplaca</b>	Dip (deg): 40° - 60 °
	Width (km): 50 – 150 km
	Z <sub>TOR</sub> (km): 50 – 100 km
	R <sub>JB</sub> (km): 0 – 150 km
	R <sub>Rup</sub> (km): 0 – 150 km
	R <sub>X</sub> (km): depende de la proyección
<b>Cortical Superficial</b>	Dip (deg): 30° - 70 °
	Width (km): 10 – 50 km
	Z <sub>TOR</sub> (km): 0 – 10 km
	R <sub>JB</sub> (km): 0 – 50 km
	R <sub>Rup</sub> (km): 0 – 50 km
	R <sub>X</sub> (km): depende de la localización

*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

Este rango de valores serán los que se ingresen el PGMD de acuerdo a la cantidad de sismos mínimos que menciona el ASCE-22 en su capítulo 16 con respecto a los análisis dinámicos no lineales.

La normativa ecuatoriana establece los perfiles de suelos para el diseño sísmico, tomando una cuenta el tipo de suelo y la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) correspondiente como se muestra en la **Tabla 2.15**.

**Tabla 2. 15.** Tipo de perfiles de suelos con su respectiva velocidad de onda de corte

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca completamente.	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media.	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
<b>E</b>	Perfil que cumplan el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

De acuerdo al tipo de suelo que se emplee para los análisis, se escogerá el valor correspondiente de la velocidad de onda de corte y será ingresado en el PGMD.

### 2.5.5. Escalamiento de registros

Uvidia (2016) explica en su estudio *Métodos de Escalamiento de Registros Sísmicos para Diseño de Estructuras con Aislación. Evaluación y Propuesta* que:

Existen varias metodologías de escalado de registros sísmicos en el tiempo y dependiendo de cuál sea el objetivo de análisis hace que un método sea más eficaz que otro [...] los métodos de escalamiento son los siguientes: Método del FEMA 450/ASCE 7, Método al Periodo Objetivo, Método Iterativo de Escalamiento – MIE y Método de Normalización de Espectro.

Para el desarrollo del presente trabajo, el método empleado es el de Periodo Objetivo. Sin embargo, Uvidia (2016) recomienda que se tomen en cuenta las recomendaciones establecidas por el FEMA 450.

- Para cada registro sísmico se debe construir el espectro de respuesta para una fracción de amortiguamiento del 5% y emplear el método SRSS.
- Se deben seleccionar registros sísmicos que presenten una consistencia entre factores como magnitud, mecanismo y distancia de falla.
- El factor de escala debe ser aplicado a las dos componentes horizontales de cada registro sísmico (Sentido x y Sentido y).

Uvidia (2016) explica el procedimiento para obtener el factor de escala según el Método al Periodo Objetivo en los siguientes pasos y en la **Figura 2.17.**:

1. Seleccionar las componentes horizontales de un registro sísmico.
2. Emplear la combinación SRSS y construir el espectro de respuesta correspondiente.
3. Construir el espectro objetivo según la normativa local, empleando una compatibilidad con el espectro propuesto por el ASCE 7-22.
4. Definir el periodo objetivo de análisis (para el presente proyecto este periodo corresponde al primer modo de vibración correspondiente a cada caso de estudio).
5. Se determina la ordenada correspondiente del periodo objetivo para cada espectro, tanto el de diseño como el de respuesta por medio de una interpolación.
6. El factor de escala se determina de la siguiente manera:

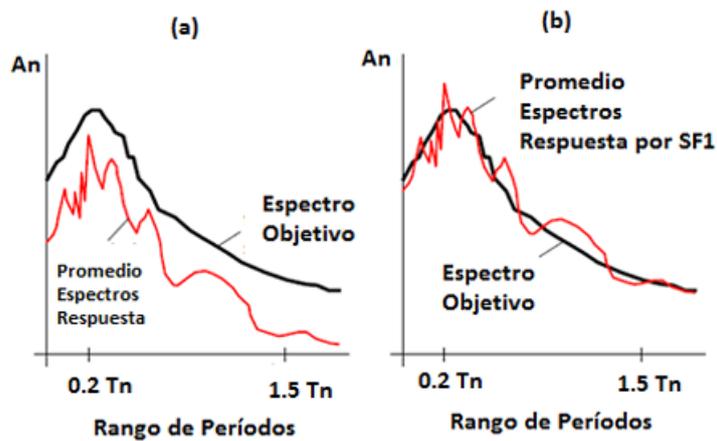
$$F_s = \frac{Ord\_Sa_{objetivo}}{Ord\_Sa_{respuesta}} \quad \text{Ecuación (6)}$$

Siendo:

- $F_s$ : factor de escala.
  - $Ord\_Sa_{objetivo}$ : ordenada de pseudo aceleración correspondiente al espectro objetivo para un periodo objetivo.
  - $Ord\_Sa_{respuesta}$ : ordenada de pseudo aceleración correspondiente al espectro de respuesta para un periodo objetivo.
7. Finalmente, el espectro escalado se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$Sa_{escalado} = F_s * Sa_{respuesta} \quad \text{Ecuación (7)}$$

Figura 2.17. Método al Periodo Objetivo para escalamiento de sismos



Fuente: Aguiar et al. (2014)

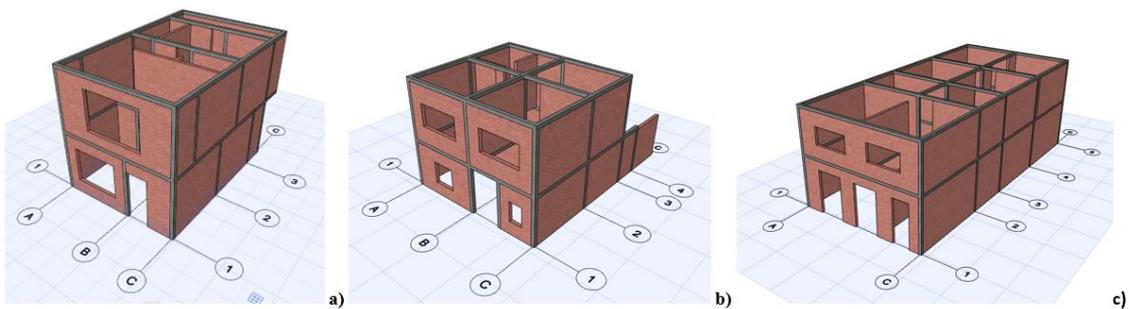
Con la información recopilada durante este capítulo, se estableció los casos de estudio más representativos de la ciudad de Cuenca, tomando en cuenta la vulnerabilidad sísmica que esta presenta y también aspectos como condiciones mecánicas y geométricas. Además, se definió la metodología a utilizar para determinar la demanda sísmica, lo que abarca espectros de diseño, fuentes sísmicas y escalamiento. Por lo consiguiente, se procede con el modelamiento correspondiente a cada caso; los planos de los casos de estudio se modelan en AutoCAD o Archicad y son exportados al software STKO para la asignación de propiedades mecánicas y con ello proceder con los siguientes procedimientos: Análisis Modal, Análisis Estático No Lineal y finalmente el Análisis Dinámico No Lineal.

### 3. Capítulo 3: Modelamiento y Análisis Sísmico

#### 3.1. Lineamientos generales de la modelización

Empleando la información obtenida en el apartado 2.4. se obtuvo las características arquitectónicas, geométricas y mecánicas de los casos de estudio. Por lo que, con ayuda del software Archicad se modela la geometría de cada uno de los casos, creando modelos tridimensionales de los elementos de interés (muros de mampostería) y los elementos de confinamiento (vigas y columnas) como se puede ver en la **Figura 3.1.**

Figura 3.1. Modelos tridimensionales en Archicad



- a) Huayna Cápac – Tipología 1 b) Vivienda Representativa CHC c) Edificación Típica de ladrillo en el CHC – Tipología 1

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Para cada uno de los casos de estudio, se consideraron las siguientes dimensiones de acuerdo a lo mostrado en la **Tabla 3.1.**

Tabla 3.1. Dimensiones Estructurales

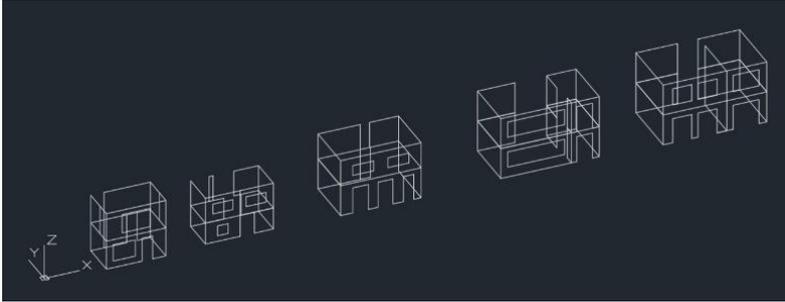
Elemento Estructural	Dimensiones	
Muro Mampostería	Espesor	15 cm
	Peralte	15 cm
Viga Confinamiento	Ancho	15 cm
	Peralte	15 cm
Columna Confinamiento	Ancho	15 cm

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Sin embargo, no todo muro correspondiente a cada caso cumple una función estructural, por esta razón, para la exportación al software STKO se debe definir qué elementos de cada muro serán analizados siempre y cuando cumplan con la función anteriormente establecida. Para ello, se selecciona que fachada de muro es la adecuada y con ayuda del

software AutoCAD se crea la geometría de cada elemento como se visualiza en la **Figura 3.2.**

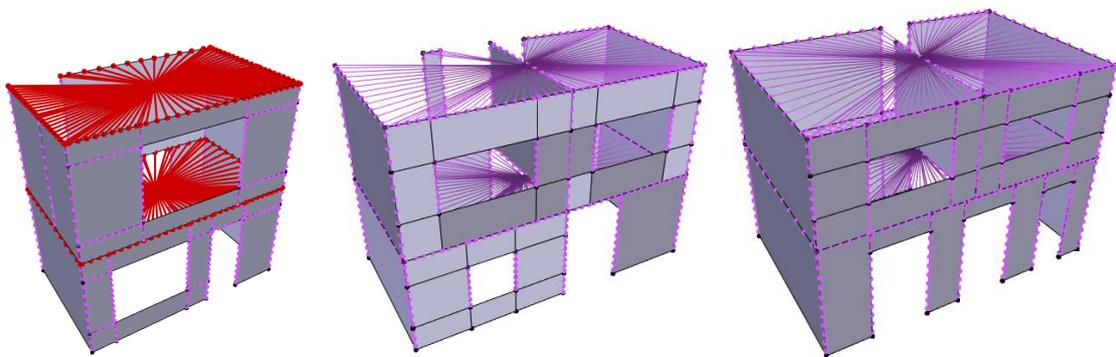
**Figura 3.2.** Modelos geométricos en AutoCAD



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

Es necesario mencionar, que las vigas y las losas de entrepiso no son necesarias para el modelamiento en STKO. Sin embargo, su aporte de rigidez si se toma en consideración debido a que estos proporcionan el efecto de diafragma rígido, además las cargas de servicio (vivas y muertas) se transmiten por medio de losa a las vigas y éstas a las columnas para posteriormente ser transmitidas a la cimentación. Esta interacción en los muros en modelamiento se debe considerar para lograr un efecto equivalente del modelo tridimensional completo con el modelo geométrico y esto se logra por medio de nodos rígidos y la asignación de diafragmas rígidos. Esta interacción se representa en la **Figura 3.3.** resaltada de color rojo una vez exportada la geometría del AutoCAD al software STKO.

**Figura 3.3.** Modelos en STKO



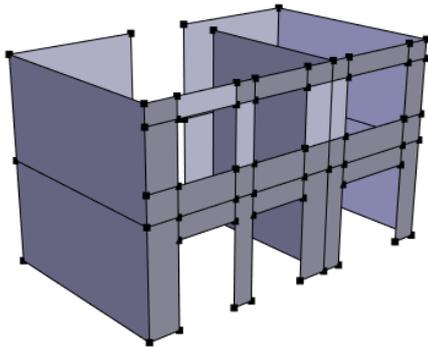
a) Huayna Cápac – Tipología 1 b) Vivienda Representativa CHC c) Edificación Típica de ladrillo en el CHC – Tipología 1

*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

### 3.1.1. Modelamiento de los casos de estudio en STKO

Una vez culminado con la determinación de los modelos geométricos de cada caso de estudio en AutoCAD, se importó desde un archivo “igs” las geometrías al sistema operativo STKO (desde la pestaña Geometry). Se consideró que los modelos importados tienen sus caras adyacentes que no están conectadas topológicamente; y también para evitar que no se dupliquen elementos como ejes, líneas o caras, se utilizó el comando “Sew Faces” para unir caras que estén separadas; formando distintas superficies continuas.

**Figura 3.4.** Geometría importada al programa STKO



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

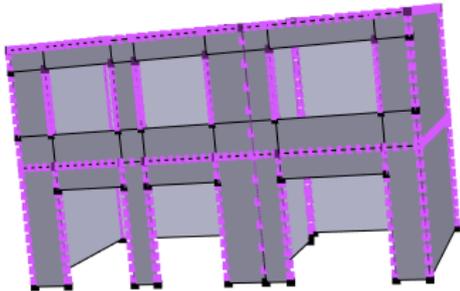
El próximo proceso que se realizó fue el “Selection Sets” donde se asignó y clasificó todos los nodos de la estructura, también se estableció dos nodos como centro de masa en cada piso. La categorización de los nodos se lo hizo en base a su aporte para los análisis estáticos y dinámicos, quedando como:

- a) Master Nodes
- b) Control Node
- c) Top Nodes
- d) Bottom Nodes
- e) Nodes

Continuando con el modelado, se utilizó el comando “Edge Seed” con el propósito de dividir todas las aristas de las estructuras en 10 elementos más pequeños. Para poder asignar los diafragmas rígidos (rigid diaphragm), enlaces rígidos (rigid link) y el

mallado (mesh) correspondientes a cada elemento y con ello garantizar un correcto análisis por elementos finitos (MEF).

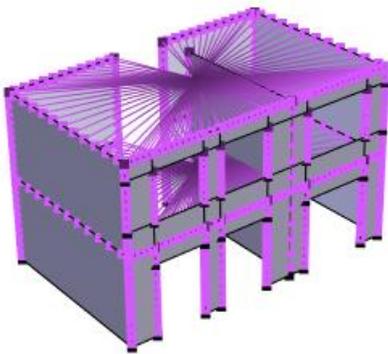
**Figura 3.5.** *Discretización de aristas en elementos más pequeños*



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

Seguidamente se procedió con la asignación de interacciones con el comando “Interaction”, donde definen nodos “master” y los nodos o líneas “slave”. Para la creación de diafragmas rígidos que representan la losa de entrepiso y la cubierta, además de enlaces rígidos para las columnas.

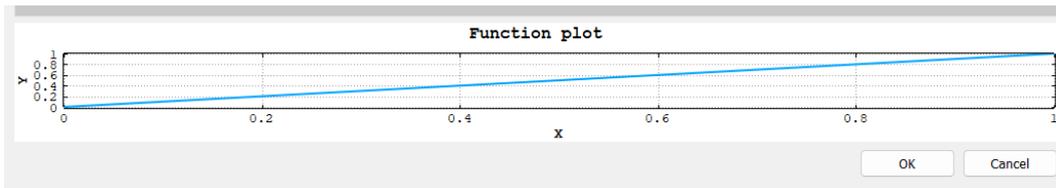
**Figura 3.6.** *Asignación de diafragmas y enlaces rígidos*



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

Por consiguiente, se estableció los “Definition” como tipo “Ramp”. Esto hace referencia a cómo las cargas varían en el tiempo y la gráfica de la función se visualiza en la **Figura 3.7.**

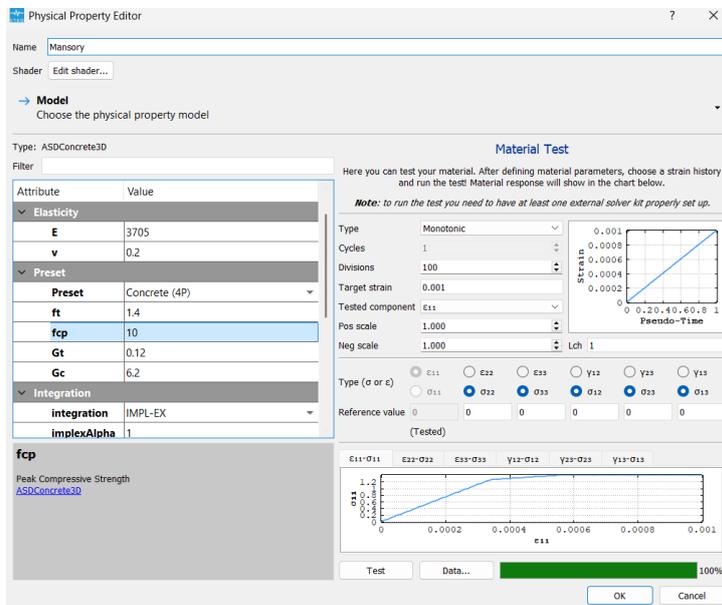
Figura 3.7. Función de las cargas en el tiempo



Fuente: Elaboración Propia (2025)

Se procedió con el ingreso de las propiedades físicas de los materiales, en el apartado “Physical Properties”, que se emplearán para los análisis respectivos. Para el caso de la mampostería sus propiedades fueron definidas en la **Tabla 2.4**. Estos valores mecánicos se ingresaron al programa STKO empleando el “ASDConcrete 3D” para un análisis monótonico.

Figura 3.8. Propiedades físicas de la mampostería

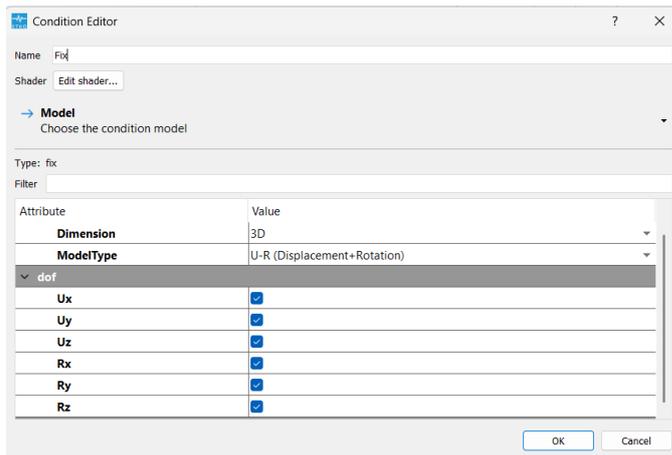


Fuente: Elaboración Propia (2025)

Para emplear el MEF se declaró el tipo de modelamiento como “Shell” en la sección “Element Properties”. Previamente se asignaron las propiedades de los materiales, así como su espesor (150 mm) para todos los casos.

Para la incorporación de las condiciones de borde o “Constraints” se empleó el comando “fix” para asignar las restricciones de empotramientos e interacción muro-columna.

**Figura 3.9.** Restricciones en la base de la estructura



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

También se restringió los desplazamientos en la dirección “Z” y las rotaciones en “X” y “Y” para los “Master Nodes” establecidos anteriormente. Además, se ingresó todas las masas de los muros de las estructuras con su valor correspondiente de 0.0029 MPa por medio del comando “Face Mass”. Recalcando que para aginar la masa se debe considerar el eje perpendicular con respecto a los muros para establecer los valores. Para ingresar los valores de cargas muertas y vivas distribuidos por medio de áreas tributarias se empleó el comando “Edge Load”, con el fin de transmitir las cargas gravitatorias.

Para obtener todos los resultados calculados por el programa, se realizó la declaración de los “Analysis Steps”. Esta sección es donde se asignan todos los pasos anteriores en un orden correspondiente para que el solver “OpenSees” pueda ejecutarse de manera correcta y se definen de la siguiente forma:

### ***Recorder***

Este comando sirve para definir qué resultados se desea calcular por parte del solver OpenSees y ser mostrado por medio de una interfaz gráfica del STKO programada en Python. A fin de obtener resultados de interés para el presente estudio, se definieron los siguientes resultados en nodos, elementos, materiales y secciones.

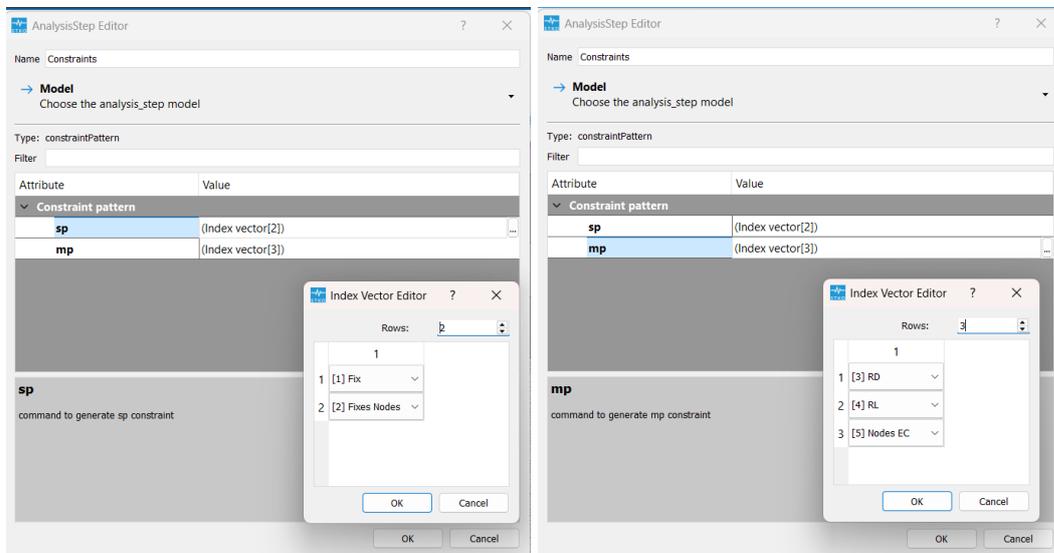
- Desplazamientos
- Rotaciones
- Reacciones (Fuerzas y Momentos)
- Modos de vibración
- Deformaciones en elementos

- Fuerzas locales
- Daño en elementos
- Agrietamiento en los elementos
- Deformaciones en las secciones
- Daños en el material
- Agrietamientos en el material

### ***Constraints***

Las restricciones funcionan para imponer las condiciones de borde entre distintas partes del modelo, controlando cómo se mueven o interactúan entre sí. Esto el solver OpenSees lo manera de vectores previamente definidos en los “Conditions”.

**Figura 3.10.** *Constraints en STKO – Simple Point (sp) - Multi Point (mp)*

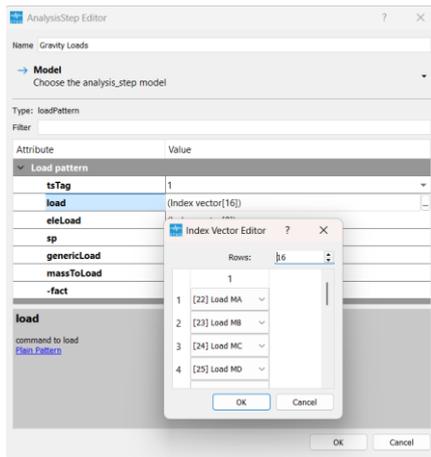


*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

### ***Gravity Loads***

Esta sección permite establecer en el análisis las cargas definidas anteriormente. En este caso hace referencia a todos los pesos que se asignaron a cada uno de los muros.

Figura 3.11. Cargas ingresadas al STKO

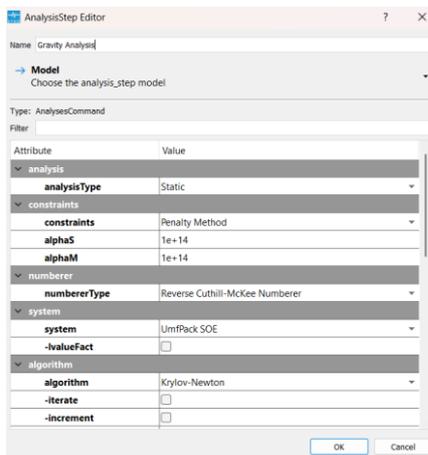


Fuente: Elaboración Propia (2025)

### Gravity Analysis

En este apartado se hace la selección de los “Analyses Command” y es donde se seleccionan los algoritmos, la cantidad de iteraciones, tolerancias, tipos de solver, etc.

Figura 3.12. Analyses Command



Fuente: Elaboración Propia (2025)

Los siguientes pasos a considerar dependen del tipo de análisis dinámico que se pretenda realizar, sean estos: análisis modal, análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal, etc. Para ello, se explicarán posteriormente los pasos correspondientes a cada análisis.

### 3.2. Cargas de diseño

Los casos de estudio seleccionados se encuentran sometidos a la acción de cargas gravitacionales permanentes y no permanentes. Para el cálculo de las mismas se consideró la presencia de cargas muertas y vivas.

### 3.2.1. Cargas Muertas

También consideras cargas permanentes; hacen alusión al efecto de peso causado por la permanencia de elementos estructurales en una edificación. Los mismos que pueden ser paredes, vigas, losas, columnas, instalaciones eléctricas como sanitarias, etc. Los cuales constituyen de forma permanente la estructura. (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Cargas (No Sísmicas) [NEC-SE-CG], 2015).

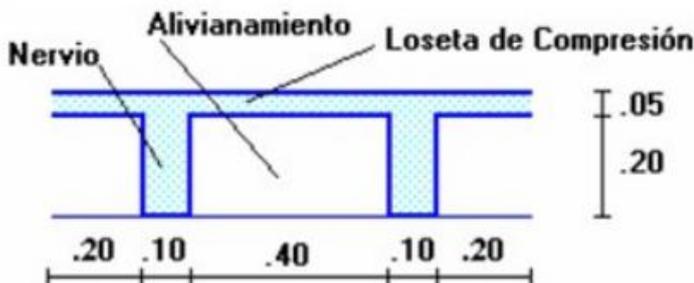
Para el cálculo de las cargas de diseño que se transmitirán a los muros de mampostería, se valoró el aporte de la losa, contrapiso, cielo raso, instalaciones y cubierta presentes en los casos de estudio. Como primer punto de partida; se calculó el peso de la losa por m<sup>2</sup>, considerando la losa tipo nervada o alivianada, mediante la siguiente expresión.

$$W_{\text{losa}} = \frac{\gamma_{\text{H.A.}} \cdot (A_{\text{losa}} \cdot (h_{\text{cas}} + \text{los}_c) - \text{Total}_{\text{cas}} \cdot (b_{\text{cas}} \cdot h_{\text{cas}} \cdot a_{\text{cas}}))}{A_{\text{losa}}} \quad \text{Ecuación (8)}$$

Donde:

- $\gamma_{\text{H.A.}}$ : Peso específico del hormigón armado.
- $A_{\text{losa}}$ : Área de la losa.
- $h_{\text{cas}}$ : Altura del casetón.
- $\text{los}_c$ : Loseta a compresión.
- $\text{Total}_{\text{cas}}$ : Total de los casetones.
- $b_{\text{cas}}$ : Base del casetón.
- $a_{\text{cas}}$ : Ancho del casetón.

Figura 3.13. Esquema empleado para el cálculo del peso de la losa nervada



Fuente: Romo (2008)

El peso específico del hormigón utilizado es de  $24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ , dato extraído de la NEC-SE-CG (2015). Las áreas de las losas fueron calculadas en base a los planos arquitectónicos de cada caso de estudio y los datos de dimensiones de casetones se basó en la **Figura 3.13**.

Para el número de casetones utilizados por metro cuadrado se usó un total de 2.5. Mediante el valor mencionado se calculó el total de casetones por medio de la expresión:

$$\text{Total}_{\text{cas}} = \text{Número}_{\text{casetones}} * A_{\text{losa}} \quad \text{Ecuación (9)}$$

Los valores de los pesos de las losas se resumen en la **Tabla 3.2**.

**Tabla 3.2.** Valores de pesos de losas

Caso de estudio	Peso planta baja (MPa)	Peso planta alta (MPa)
1	0.005	0.005
2	0.005	0.005
3	0.004	0.004
4	0.004	0.004
5	0.004	0.004

Fuente: Elaboración Propia (2025).

Se procedió con el cálculo del peso por  $\text{m}^2$  de elementos de estructurales, como lo son contrapisos, tabiquerías, cielos rasos e instalaciones. Se consideró el peso específico del hormigón de  $20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ , dato extraído de la NEC-SE-CG (2015). Para hallar el peso del contrapiso se usó la expresión:

$$W_{\text{contrapiso}} = \gamma_{\text{Hormigón}} * e_{\text{contrapiso}} \quad \text{Ecuación (10)}$$

Donde:

- $\gamma_{\text{Hormigón}}$ : Peso específico del hormigón.
- $e_{\text{contrapiso}}$ : Espesor del contrapiso.

El espesor de contrapiso se obtuvo en las medidas de los planos de caso. Para el cálculo de pesos de instalaciones y cielos rasos se tomó datos de la NEC-SE-CG (2015) siendo  $20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$  y  $10 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$  respectivamente.

Finalmente, se obtuvo el total de cargas de la losa de entrapiso mediante:

$$W_{\text{entrepiso}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{contrapiso}} + W_{\text{cielo raso}} + W_{\text{instalaciones}} \quad \text{Ecuación (11)}$$

Para la losa del segundo piso, también se consideró el efecto de cubierta presente en las viviendas; siendo estas de teja. El peso específico de la teja es de  $0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ , dato extraído de la NEC-SE-CG (2015). Además, se consideró un espesor de 12 mm y a partir de los datos, se calculó el peso de cubierta con tejas por m<sup>2</sup>, utilizando:

$$W_{\text{teja}} = \gamma_{\text{teja}} * e_{\text{teja}} \quad \text{Ecuación (12)}$$

Donde:

- $\gamma_{\text{teja}}$ : Peso específico de la teja.
- $e_{\text{teja}}$ : Espesor de la teja.

Una vez con todos los datos obtenidos, se calculó el total de las cargas que se transmiten desde la cubierta hacia la losa del segundo piso mediante:

$$W_{\text{cubierta}} = W_{\text{teja}} + W_{\text{cielo raso}} + W_{\text{instalaciones}} \quad \text{Ecuación (13)}$$

La **Tabla 3.3.** muestra los valores obtenidos de cargas muertas que se transmiten a las respectivas losas de los casos de estudio.

**Tabla 3.3.** Valores de cargas muertas que se transmiten a las losas

Caso de estudio	Peso planta baja (MPa)	Peso planta alta (MPa)
1	0.005	0.0053002
2	0.005	0.0053002
3	0.004	0.0043002
4	0.004	0.0043002
5	0.004	0.0043002

Fuente: Elaboración Propia (2025).

### 3.2.2. Cargas Vivas

También consideradas como sobrecargas de uso, hacen referencia a la ocupación de la infraestructura. Este tipo de cargas a diferencia de las muertas son variables, es decir: tienen efecto temporal como lo es el peso de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles, entre otros (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Cargas (No Sísmicas) [NEC-SE-CG], 2015).

La ocupación que tienen los casos seleccionados es de tipo vivienda en las plantas superiores y de comercio en las inferiores. Además, se consideró el efecto de la cubierta.

Según la NEC-SE-CG (2015) los valores a emplear son de  $200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$  y  $70 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$  respectivamente.

La **Tabla 3.4.** muestra los valores obtenidos de cargas vivas que se transmitirán a las respectivas losas de los casos de estudio.

**Tabla 3.4.** Valores de cargas vivas que se transmiten a las losas

Caso de estudio	Peso planta baja (MPa)	Peso planta alta (MPa)
<b>1</b>	0.002	0.0006865
<b>2</b>	0.002	0.0006865
<b>3</b>	0.002	0.0006865
<b>4</b>	0.002	0.0006865
<b>5</b>	0.002	0.0006865

*Fuente:* Elaboración Propia (2025).

Como menciona la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente [NEC-SE-DS] 2015:

Para la obtención de la masa sísmica es necesario la carga sísmica reactiva, la cual hace referencia a la parte de la carga total de una estructura que es transformada en masa activa en el transcurso de un sismo, en otras palabras, es la masa que participa en la respuesta dinámica del sistema. Para ello, se estableció que durante el sismo actúa el 100% de la masa muerta y un 30% de la masa viva.

### 3.3. Áreas Tributarias

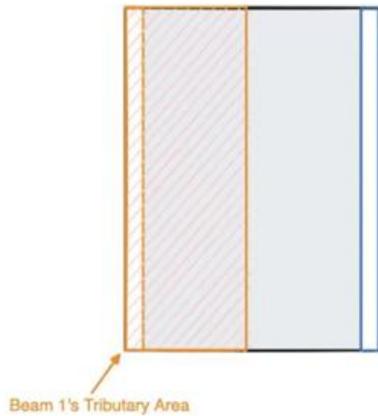
Para la transmisión de cargas actuantes de la losa a los demás elementos y componentes estructurales se emplea el método de las áreas tributarias. Las superficies planas como: paredes, pisos o techos que están sujetos por un marco estructural, deben analizarse de manera que las cargas se transmitan de estas superficies hacia los destinos elementos estructurales que sean utilizados para su soporte (Hibbeler, 2012). Para ello se empleó el uso del software Archicad para el trazado de áreas y considerando la relación “largo/ancho” para saber si las losas son bidireccionales o unidireccionales.

#### 3.3.1. Losa en una dirección

Es una losa o cubierta que se encuentra sujeta, de una forma en que haya una transferencia de carga hacia los elementos, mediante una acción en un solo sentido. De acuerdo con el

American Concrete Institute - ACI 318-25 (2025), si  $L2 > L1$  y la relación del claro  $(L2/L1) \geq 2$ , losa se comportará en una dirección como se puede ver en la **Figura 3.14**.

**Figura 3.14.** Distribución de cargas en losas unidireccionales

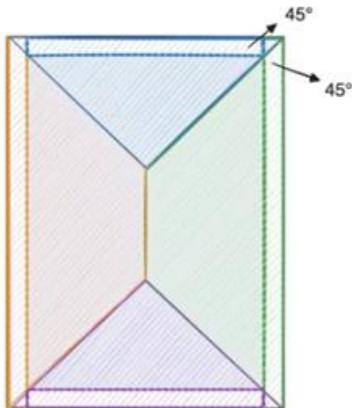


Fuente: SkyCiv (2023)

### 3.3.2. Losa en dos direcciones

De acuerdo con el American Concrete Institute - ACI 318-25 (2025), si la relación del claro  $(L2/L1) < 2$ , losa se comportará en dos direcciones. Cuando sea el caso, se debe construir líneas diagonales a  $45^\circ$  como se ilustra en la **Figura 3.15**.

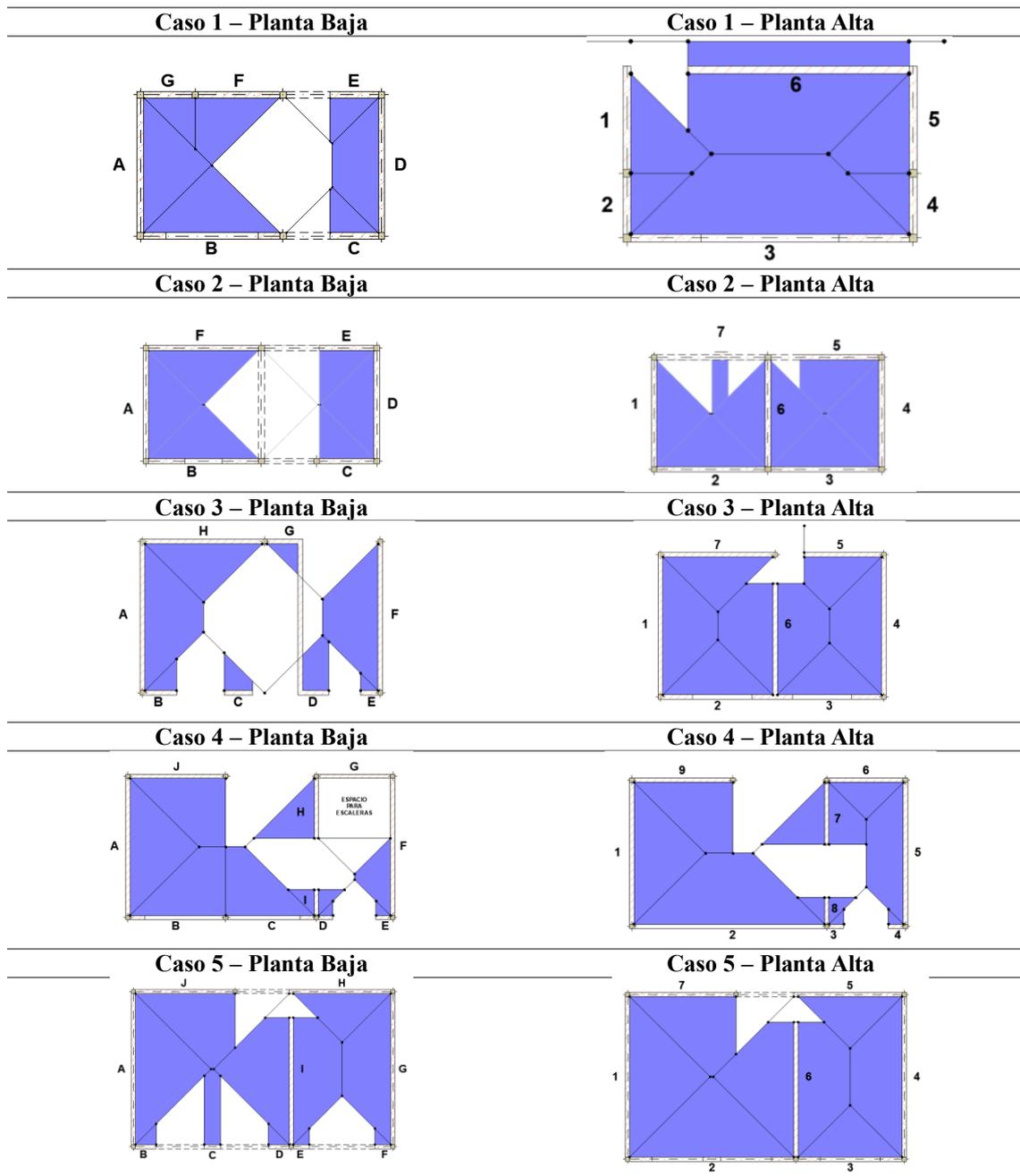
**Figura 3.15.** Distribución de cargas en losas bidireccionales



Fuente: SkyCiv (2023)

Para los casos de estudio, se analizó las áreas tributarias que permitan la transmisión de cargas de las losas hacia los muros de mampostería confinada. La distribución se expone en la **Tabla 3.5**, mientras que los valores correspondientes en la **Tabla 3.6**.

**Tabla 3.5.** Distribución de áreas tributarias en los casos de estudio



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Tabla 3.6.** Valores de áreas tributarias en los casos de estudio

Caso de estudio	Área tributaria m <sup>2</sup>
1	30.6
2	29.42
3	56.98
4	69.88
5	104.64

Fuente: Elaboración Propia (2025)

### **3.4. Breve reseña de modelamiento de mampostería no reforzada**

En el estudio *Modelo para el análisis estructural del comportamiento de mampostería mediante técnicas de homogenización* propuesto por Quinteros *et al.* (2014) mencionan:

La mampostería posee un particular comportamiento mecánico debido a que esta posee una falta de homogeneidad y anisotropía. Los métodos tradicionales de análisis no lograban abordar fenómenos complejos como lo son apertura de grietas, fallas por compresión y deslizamientos de juntas por cortante. Por esta razón, las herramientas numéricas computacionales resultan eficaces para evaluar el comportamiento estructural de este sistema. Dependiendo del grado de exactitud del análisis y la capacidad computacional que se posea es posible utilizar micro modelos y macro modelos.

#### **3.4.1. Modelamiento mediante elementos finitos**

Jiménez (2016) en su análisis de evaluación sísmica de edificios de mampostería explica:

La mampostería se compone por unidades de ladrillo y juntas de mortero, siendo éstas últimas las responsables del comportamiento no lineal de la mampostería. La modelización numérica por elementos finitos tiene dos tipos de aproximaciones, la micro-modelización o aproximación más realista de la mampostería como un material heterogéneo y la macro-modelización como un material homogéneo.

- Micro-modelados (Quinteros *et al.*, 2014): describen y analizan la mampostería por medio de un sistema discontinuo de ladrillos conectados por juntas de mortero, obteniendo así el comportamiento real no lineal de este sistema, pero empleando una alta capacidad computacional.
- Macro-modelados (Jiménez, 2016): demanda una capacidad computacional más baja puesto que su discretización no describe la estructura interna de la mampostería. Sin embargo, su uso es justificado en casos donde interesa la aparición de grietas o identificación de zonas críticas.

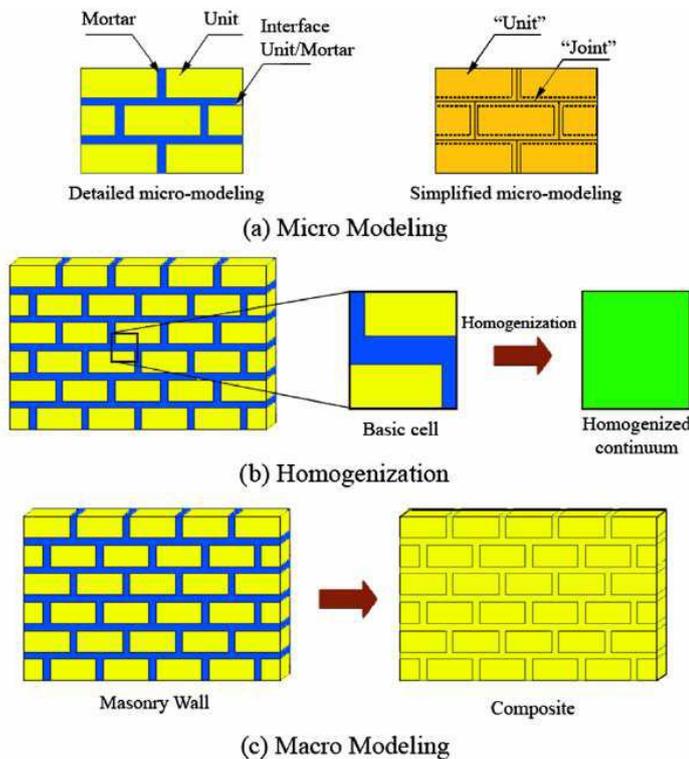
#### **3.4.2. Modelamiento mediante técnicas de homogenización**

Una alternativa al uso del micro-modelamiento son las técnicas de homogenización. Jiménez (2016) explica que a partir de la geometría junto con las propiedades de los

componentes (ladrillos y mortero) y considerando esfuerzos como deformaciones, es posible definir leyes constitutivas de la mampostería como un material homogenizado. Este enfoque de homogenización reemplaza la compleja geometría por una más sencilla obteniendo una solución real del comportamiento mecánico de la mampostería. (Quinteros *et al.*, 2014).

Estas diversas técnicas de modelamiento de mampostería se resumen en la **Figura 3.16.** correspondientemente:

**Figura 3.16.** Técnicas de modelamiento de mampostería



Fuente: Quinteros *et al.* (2014)

Para el presente proyecto se opta de un macro modelamiento para el análisis sísmico con el fin de determinar la respuesta estructural de los casos de estudio frente diferentes escenarios de cargas dinámicas. Además, que este tipo de modelado emplea una capacidad computacional relativamente menor con respecto al micro modelamiento. Una vez definido todos los parámetros necesarios, se procede con los respectivos análisis correspondientes: el modal, el estático no lineal y finalmente el dinámico no lineal.

### 3.5. Análisis Modal

Como aluden Quinde y Salinas (2019) en su estudio *Análisis y Propuesta Arquitectónica Sismo-resistente de Viviendas Adosadas con Muros de Mampostería en Cuenca:*

Un análisis modal consta de resolver la ecuación del movimiento, con el fin de suponer una forma de respuesta de un sistema; imponiendo que se cumpla la ecuación de movimiento que gobierna dicho sistema, lo que conlleva a la resolución de un problema de eigenvalores y eigenvectores. El cálculo de las matrices de masa, rigidez y las condiciones de borde de los sistemas son vitales para predecir el movimiento de las estructuras de mampostería.

El análisis modal permite obtener modales o eigenvectores lo que brinda una optimización en el análisis mediante la simulación de la respuesta de las estructuras.

La normativa NEC-SE-DS (2015) menciona:

Se debe considerar todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Por medio de varios periodos de vibración, además se debe involucrar la participación de al menos el 90% de la masa total de la estructura en las direcciones analizadas.

### 3.5.1. Metodología del análisis modal

Chopra (2014) en su libro *Dynamic of Structures* explica el procedimiento del análisis modal para estructuras sometidas a un movimiento sísmico inducido por el terreno. El cual consiste en la solución del conjunto de ecuaciones diferenciales regidas por la ecuación (14).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \text{Ecuación (14)}$$

Cada estructura se compone de múltiples grados de libertad (MDOF), por esa razón la solución de ecuación (14) consiste en un conjunto de soluciones de N ecuaciones diferenciales. Donde la masa, amortiguamiento y rigidez de cada sistema se representa como matrices de tamaño NxN, como se puede ver en la **Figura 3.17**.

**Figura 3.17.** Matrices de Masa, Amortiguamiento y Rigidez de sistemas MDOF

$$\begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1j} & \dots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2j} & \dots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \dots & m_{Nj} & \dots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1j} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2j} & \dots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \dots & c_{Nj} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1j} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2j} & \dots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \dots & k_{Nj} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix}$$

Fuente: Chopra (2014)

El vector de desplazamiento ( $u$ ) se puede reescribir en términos de contribuciones modales según la ecuación (15):

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i q_i(t) = \Phi q(t) \quad \text{Ecuación (15)}$$

Entonces, reemplazado la ecuación (14) en la ecuación (15) se obtiene:

$$\sum_{i=1}^N \mathbf{m} \phi_i \ddot{q}_i(t) + \sum_{i=1}^N \mathbf{c} \phi_i \dot{q}_i(t) + \sum_{i=1}^N \mathbf{k} \phi_i q_i(t) = p(t) \quad \text{Ecuación (16)}$$

Multiplicando la ecuación (16) por la matriz modal transpuesta se obtiene:

$$\sum_{i=1}^N \phi_i^T \mathbf{m} \phi_i \ddot{q}_i(t) + \sum_{i=1}^N \phi_i^T \mathbf{c} \phi_i \dot{q}_i(t) + \sum_{i=1}^N \phi_i^T \mathbf{k} \phi_i q_i(t) = \phi_i^T p(t) \quad \text{Ecuación (17)}$$

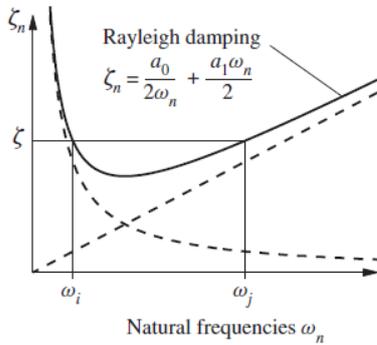
Rescribiendo la ecuación por n-ésimo modo de vibración:

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = P_n(t) \quad \text{Ecuación (18)}$$

La Matriz de amortiguamiento ( $C_n$ ) para sistemas MDOF se puede obtener mediante la ecuación (13) o también denominado Rayleigh damping para lograr una compatibilidad con datos experimentales. Por otro lado, la fracción de amortiguamiento ( $\zeta_n$ ) es obtenida mediante datos experimentales en estructuras similares a la que se pretenda analizar (Chopra, 2014).

$$C_n = 2\zeta_n \omega_n \mathbf{M} + \frac{2\zeta_n}{\omega_n} \mathbf{K} \quad \text{Ecuación (19)}$$

**Figura 3.18.** Rayleigh damping

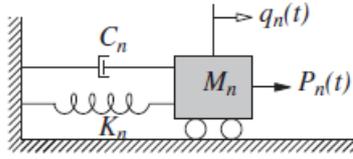


Fuente: Chopra (2014)

Dividiendo la ecuación (18) por la matriz de masa normalizada y trabajando con amortiguamiento clásico para sistemas de SDOF se obtiene la ecuación (20) y se representa en la **Figura 3.19.**:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad \text{Ecuación (20)}$$

Figura 3. 19. Sistema generalizado para SDOF



Fuente: Chopra (2014)

Realizando la expansión modal del vector de excitación, es necesario establecer la distribución espacial ( $s$ ) de la excitación. Es decir, en qué grado de libertad actuará la demanda sísmica.

$$P_n(t) = sP_n(t) = s\phi_n^T p(t) \quad \text{Ecuación (21)}$$

Sustituyendo la ecuación (21) en la (20) correspondientemente obtenemos:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2q_n = \frac{s\phi_n^T p(t)}{M_n} \quad \text{Ecuación (22)}$$

Obteniéndose así el factor de participación modal:  $\Gamma_n = \frac{\phi_n^T s}{M_n}$ .

Aplicando las siguientes sustituciones:  $p(t) = -\mathbf{m}\ddot{u}_g(t)$  y  $\mathbf{m}u = s = \Gamma_n M_n \phi_n$  en la ecuación (22) obtenemos la ecuación del movimiento necesaria para el análisis modal cuando la demanda sísmica es ocasionada por el movimiento del terreno.

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2q_n = -\Gamma_n\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ecuación (23)}$$

La solución de la ecuación (23) para sistemas MDOF se obtiene encontrando la solución, por métodos numéricos, de la ecuación del movimiento para un sistema SDOF ante cargas sísmicas y multiplicando por el factor de participación.

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad \text{Ecuación (24)}$$

Para la aplicación de la metodología propuesta por Chopra es necesario obtener las matrices de rigidez, masa y amortiguamiento previamente. El autor propone varios métodos clásicos para obtener el ensamblaje de estas matrices, pero para el presente trabajo estos métodos tradicionales no consideran factores como interacción muro-columna, aporte inercial de elementos de entrepiso o pisos superiores, etc. Para solucionar este inconveniente se emplea la metodología denominada Penalty Method (Método de Penalidad),

Como menciona Maury (2009) en el estudio *Numerical Analysis of Finite Element/Volume Penalty Method*:

El Método de Penalidad tiene como objetivos: el incorporar penalizaciones a las restricciones; lo cual facilita la resolución de los sistemas sin infringir las condiciones impuestas, y generar que los grados de libertad permitan que las ecuaciones de las interacciones sean lo más aproximado posible. Amplificando las magnitudes de la matriz de rigidez y las fuerzas restauradoras.

Para el modelamiento en el programa computacional STKO, los primeros pasos que se realizan es definir las propiedades como lo son: ejes locales y globales, geometría, secciones y materiales de los elementos pertenecientes a los casos de estudio seleccionados en el apartado 2.4. y las restricciones tales como: diafragmas rígidos, interacción muro-columna y los nodos de control para los aportes inerciales de losas de entrepiso y cubierta. Posterior a ello, se establece las cargas y los denominados “recorders”; haciendo énfasis e a la lista de los resultados nodales y de los elementos establecidos.

Mediante el comando “solver” genBanArpack se obtiene el análisis modal de los casos de estudio, obteniendo propiedades como: factor lambda ( $\lambda$  o  $\omega^2$ ), velocidad angular ( $\omega$ ), periodo de vibración ( $T_n$ ) y frecuencia cíclica ( $f_n$ ).

### **3.5.2. Resultados del análisis modal**

En esta sección se presentan los resultados del análisis modal, aplicando la metodología vista en 3.5.1., realizado a los modelos representativos en STKO de los muros de mampostería confinada correspondientes a cada caso de estudio. El análisis permitió identificar las principales propiedades dinámicas de cada modelo, las mismas que son fundamentales para comprender el comportamiento dinámico de los muros y sirven como base para posteriores análisis no lineales. A continuación, se presentan las tablas correspondientes a cada caso con sus resultados obtenidos.

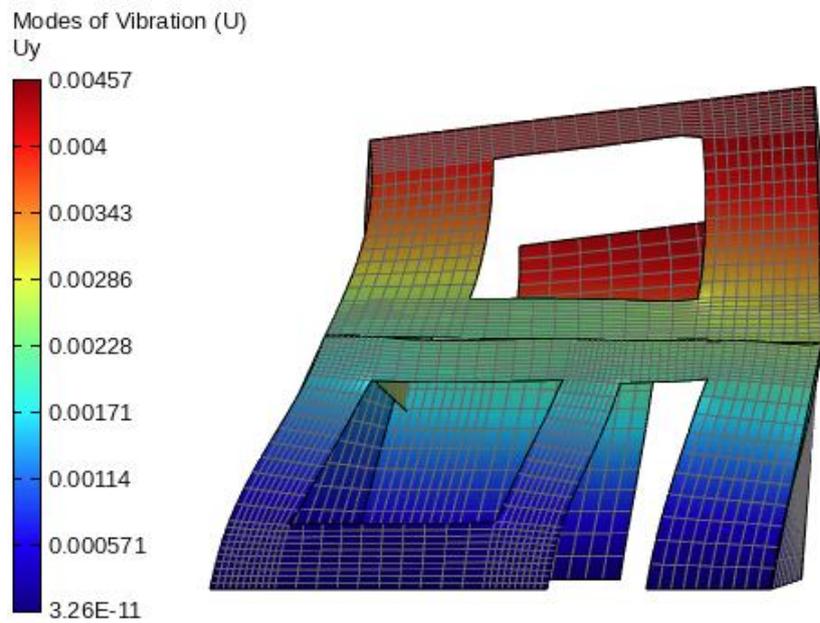
• **Huayna Cápac Tipología 1**

**Tabla 3.7.** Resultados Análisis Modal - Caso 1

Modo	$\lambda \sigma \omega^2$	$\omega$	$f_n$	$T_n$
	rad/s <sup>2</sup>	rad/s	Hz	Seg
1	94.0633	9.69862	1.54358	0.647843
2	124.341	11.1509	1.77471	0.563471
3	331.613	18.2102	2.89825	0.345036
4	609.443	24.6869	3.92904	0.254515
5	645.595	25.4086	4.0439	0.247286
6	859.084	29.3101	4.66485	0.214369
7	971.43	31.1678	4.9605	0.201592
8	1066.47	32.6568	5.19749	0.1924

Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.20.** Modo Fundamental de Vibración – Caso 1



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Tabla 3.8.** Factor de participación modal de masa – Caso 1

MODO	% MX	MODO	% MY
1	76.7278	2	74.1178
7	2.48478	4	2.60192
8	5.31628	5	9.14323

Fuente: Elaboración Propia (2025)

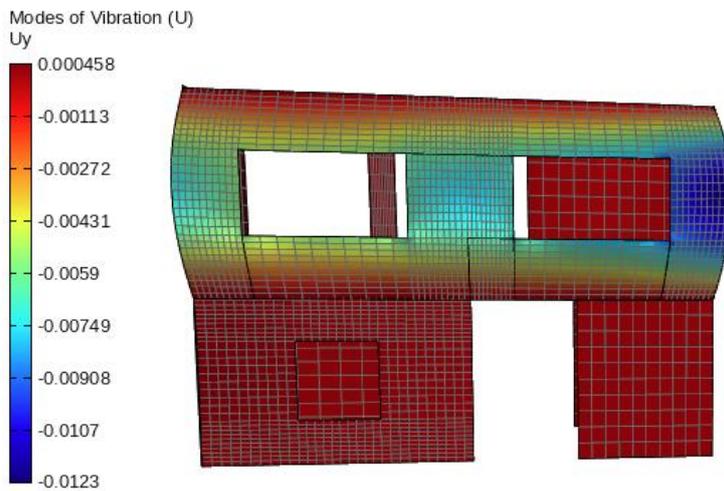
- **Vivienda Representativa CHC**

**Tabla 3.9.** Resultados Análisis Modal Caso 2

Modo	$\lambda \sigma \omega^2$	$\omega$	$f_n$	$T_n$
	rad/s <sup>2</sup>	rad/s	Hz	Seg
1	294.582	17.1634	2.73164	0.366081
2	1026.56	32.0399	5.09931	0.196105
3	1027	32.0469	5.10042	0.196062
4	1049.9	32.4022	5.15696	0.193913
5	1168.67	34.1858	5.44084	0.183795
6	1274.36	35.6982	5.68154	0.176009
7	1319.86	36.3299	5.78209	0.172948
8	1340.43	36.6118	5.82696	0.171616
9	1501.85	38.7537	6.16784	0.162131
10	2025.42	45.0047	7.16272	0.139612
11	2176.99	46.6582	7.42589	0.134664
12	2231.95	47.2435	7.51904	0.132996
13	2241.82	47.3479	7.53564	0.132703
14	2467.56	49.6745	7.90595	0.126487
15	2613.12	51.1187	8.1358	0.122914
16	2787.05	52.7925	8.40218	0.119017
17	3095.13	55.6339	8.8544	0.112938
18	3163.82	56.2478	8.95212	0.111705
19	3225.17	56.7906	9.03851	0.110638
20	3234.3	56.8709	9.05139	0.110481

Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.21.** Modo fundamental de vibración – Caso 2



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Tabla 3.10.** Factor de participación modal de masa – Caso 2

<b>MODO</b>	<b>% MX</b>	<b>MODO</b>	<b>% MY</b>
<b>1</b>	21.6713	<b>2</b>	23.0749
<b>4</b>	0.123085	<b>3</b>	1.71156
<b>5</b>	0.148191	<b>6</b>	6.45712
<b>7</b>	18.2205	<b>9</b>	0.187865
<b>8</b>	7.63557	<b>11</b>	3.76808
<b>10</b>	16.5647	<b>12</b>	0.413337
<b>12</b>	14.0144	<b>13</b>	23.6624
<b>13</b>	0.185284	<b>16</b>	9.06027
<b>14</b>	0.102557	<b>17</b>	0.471584
<b>15</b>	0.750039	<b>18</b>	4.81562

Fuente: Elaboración Propia (2025)

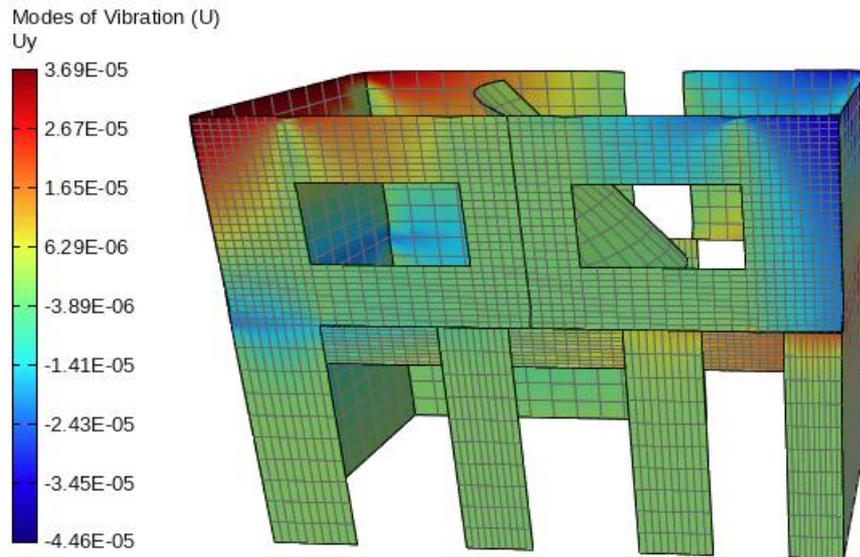
- **Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 1**

**Tabla 3.11.** Resultados Análisis Modal – Caso 3

<b>Modo</b>	$\lambda o \omega^2$	$\omega$	$f_n$	$T_n$
	rad/s <sup>2</sup>	rad/s	Hz	Seg
<b>1</b>	208.501	14.4396	2.29813	0.435137
<b>2</b>	1354.47	36.8031	5.8574	0.170724
<b>3</b>	1788.23	42.2875	6.73026	0.148583
<b>4</b>	2827.06	53.1701	8.46228	0.118171
<b>5</b>	2900.09	53.8525	8.57089	0.116674
<b>6</b>	3403.61	58.3405	9.28517	0.107699
<b>7</b>	3605.53	60.046	9.55662	0.104639
<b>8</b>	3682.29	60.6819	9.65782	0.103543
<b>9</b>	3896.04	62.4183	9.93418	0.100663
<b>10</b>	4233.35	65.0642	10.3553	0.096569
<b>11</b>	4675.49	68.3775	10.8826	0.0918896
<b>12</b>	4938.03	70.2711	11.184	0.0894135
<b>13</b>	4965.85	70.4688	11.2155	0.0891626
<b>14</b>	5103.24	71.4369	11.3695	0.0879543
<b>15</b>	5340.43	73.0782	11.6308	0.0859789

Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.22.** Modo fundamental de vibración – Caso 3



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Tabla 3.12.** Factor de participación modal de masa – Caso 3

MODO	% MX	MODO	% MY
1	12.9177	6	16.8138
3	1.87615	9	27.5481
4	17.9762	10	1.18818
5	11.5503	12	0.073081
7	19.1301	13	0.199087
8	11.9487	14	0.599406

Fuente: Elaboración Propia (2025)

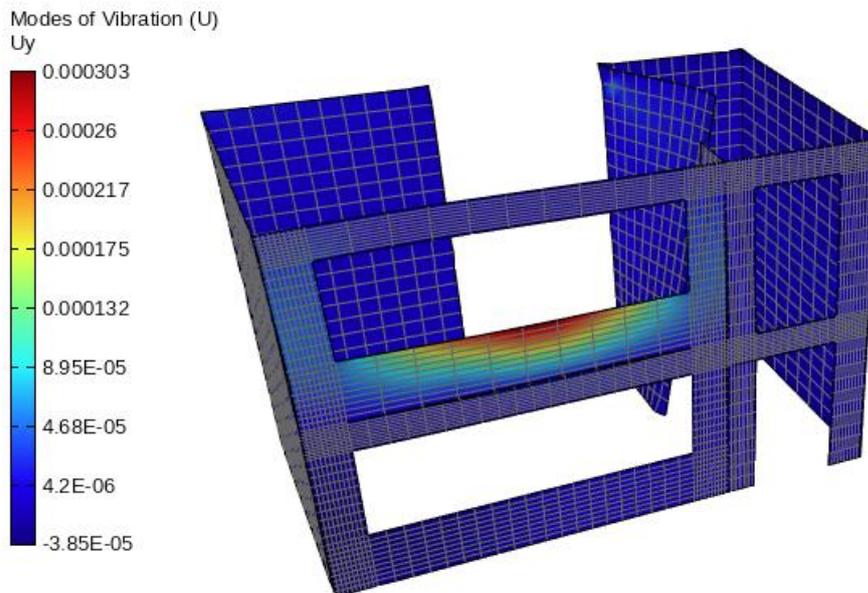
- Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 2

Tabla 3. 13. Resultados Análisis Modal – Caso 4

Modo	$\lambda o \omega^2$	$\omega$	$f_n$	$T_n$
	rad/s <sup>2</sup>	rad/s	Hz	Seg
1	150.839	12.2817	1.95469	0.511591
2	272.763	16.5156	2.62853	0.380441
3	393.532	19.8376	3.15726	0.31673
4	418.02	20.4455	3.25401	0.307313
5	493.714	22.2197	3.53637	0.282776
6	557.87	23.6193	3.75913	0.266019
7	659.935	25.6892	4.08856	0.244585
8	697.961	26.4189	4.20471	0.237829
9	784.902	28.0161	4.4589	0.22427
10	801.517	28.3111	4.50585	0.221934
11	829.386	28.7991	4.58351	0.218173
12	903.962	30.066	4.78515	0.20898
13	934.478	30.5692	4.86524	0.20554
14	980.017	31.3052	4.98238	0.200707
15	1149.65	33.9065	5.39639	0.185309

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.23. Modo fundamental de vibración – Caso 4



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Tabla 3.14.** Factor de participación modal de masa – Caso 4

<b>MODO</b>	<b>% MX</b>	<b>MODO</b>	<b>% MY</b>
<b>2</b>	17.2113	<b>1</b>	5.10574
<b>3</b>	0.40822	<b>3</b>	0.597074
<b>4</b>	0.202045	<b>4</b>	26.1517
<b>5</b>	41.9953	<b>5</b>	0.223039
<b>6</b>	23.9862	<b>7</b>	1.6427
<b>7</b>	0.144191	<b>8</b>	0.187125
<b>8</b>	0.232224	<b>9</b>	3.58871
<b>11</b>	1.29244	<b>12</b>	0.959571
<b>12</b>	0.555583	<b>14</b>	40.385

Fuente: Elaboración Propia (2025)

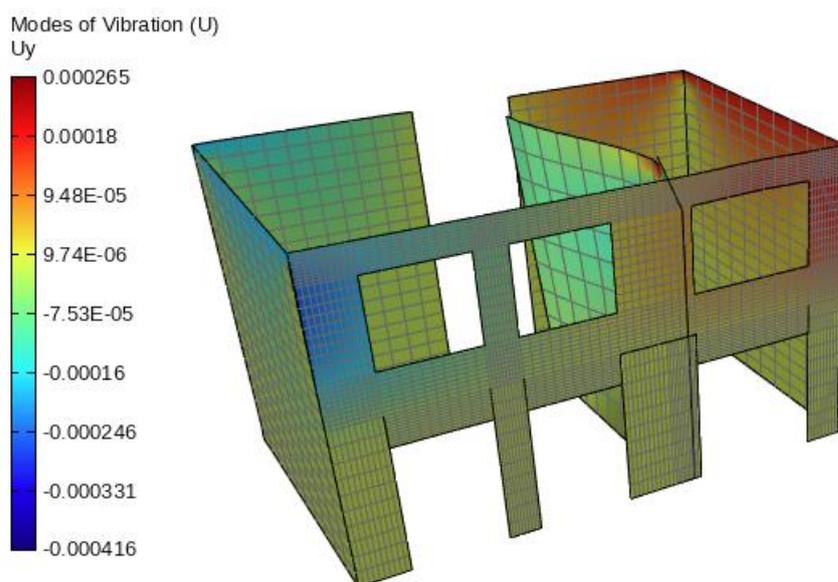
- **Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 3**

**Tabla 3.15.** Resultados Análisis Modal – Caso 5

<b>Modo</b>	$\lambda o \omega^2$	$\omega$	$f_n$	$T_n$
	rad/s <sup>2</sup>	rad/s	Hz	Seg
<b>1</b>	168.953	12.9982	2.06873	0.483389
<b>2</b>	790.575	28.1172	4.47499	0.223464
<b>3</b>	1140.86	33.7767	5.37573	0.186021
<b>4</b>	1856.74	43.0899	6.85797	0.145816
<b>5</b>	2021.98	44.9664	7.15663	0.139731
<b>6</b>	2040.41	45.1709	7.18918	0.139098
<b>7</b>	2087.68	45.6912	7.27198	0.137514
<b>8</b>	2098.43	45.8086	7.29067	0.137162
<b>9</b>	2353.28	48.5106	7.7207	0.129522
<b>10</b>	2488.6	49.8858	7.93958	0.125951
<b>11</b>	2539.83	50.3967	8.02088	0.124675
<b>12</b>	2564.71	50.643	8.06008	0.124068
<b>13</b>	2638.96	51.3708	8.17592	0.12231
<b>14</b>	2645.97	51.439	8.18678	0.122148
<b>15</b>	2860.4	53.4827	8.51204	0.117481

Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.24.** Modo fundamental de vibración – Caso 5



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Tabla 3.16.** Factor de participación modal de masa – Caso 5

MODO	% MX	MODO	% MY
1	20.9801	4	1.13642
2	3.47285	9	3.07404
3	2.01776	10	25.6353
5	3.35799	11	7.44672
7	38.7299	13	9.93314
8	8.21489	14	3.17358

Fuente: Elaboración Propia (2025)

### 3.6. Análisis Estático No Lineal

Para evaluar la respuesta estructural frente a la demanda sísmica, se somete una estructura a una carga monotónica en función de las respuestas modales obtenidas en el análisis modal. Para ello, Mora *et al.* (2006) explican que el Análisis Pushover Modal (MPA) se describe en el estudio *A modal Pushover procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation* publicado Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel en el año 2001:

Esta metodología integra dos enfoques: el análisis dinámico cronológico no lineal y el análisis estático no lineal. En primera instancia, se realiza un análisis Pushover para estimar la capacidad modal de la estructura. Luego, el sistema estructural de múltiples grados de libertad (MDOF) se transforma en varios sistemas de un solo

grado de libertad (SDOF), los cuales se analizan individualmente bajo la acción sísmica. Finalmente, se combinan las respuestas modales para obtener una estimación global de la respuesta estructural. Este enfoque busca superar las limitaciones del análisis Pushover tradicional, el cual emplea una única distribución de cargas laterales y no considera adecuadamente la participación de todos los modos de vibración.

Para el presente proyecto se emplea la metodología del Análisis Pushover Modal, de modo que con los resultados obtenidos del apartado 3.5.2. con respecto al análisis modal y el procedimiento MPA, se ofrezca una visión más integral y representativa del comportamiento sísmico de estructuras.

### 3.6.1. Metodología del análisis estático no lineal

Chopra y Goel (2001) explican que previo al análisis Pushover modal, se necesita comprender los procedimientos de análisis dinámicos de estructuras elásticas e inelásticas. La respuesta modal de sistemas elásticos frente a cargas sísmicas se describió en el apartado 3.5.1. y recordando que la ecuación del movimiento para sistemas SDOF frente a movimiento del terreno es:

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{D}_n + \omega_n^2D_n = -\ddot{u}_g \quad \text{Ecuación (25)}$$

La respuesta de desplazamientos de piso para sistemas MDOF, se describe mediante:

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad \text{Ecuación (26)}$$

Aplicando la sustitución de la ecuación (24) en la ecuación (26), se obtiene los desplazamientos de piso en función de la participación modal, clave para un posterior análisis:

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad \text{Ecuación (27)}$$

Recordando que cualquier cantidad de respuesta como derivas de piso, fuerzas internas, etc., se puede expresar en función de la respuesta modal estática, en este caso:

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad \text{Ecuación (28)}$$

*Además, los espectros de respuesta de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento se relacionan como:*

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad \text{Ecuación (29)}$$

Por lo tanto, la respuesta de sistemas MDOF ante una carga efectiva en el tiempo (sismos), se definen por las ecuaciones (30) y (31) para el n-ésimo modo:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad \text{Ecuación (30)}$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad \text{Ecuación (31)}$$

El valor pico del n-ésimo modo de contribución de respuesta se expresa como:

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad \text{Ecuación (32)}$$

Donde  $A_n$  es la ordenada  $A(T_n, \xi_n)$  del espectro de respuesta de pseudoaceleración o espectro de diseño para un sistema SDOF, y  $T_n = 2\pi/\omega_n$  del n-esimo periodo de vibración natural de un sistema MDOF.

Finalmente, se realiza una combinación modal por el método CQC o SRSS para obtener la respuesta modal pico, para el presente se emplea SRSS:

$$r_{no} \approx \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2} \quad \text{Ecuación (33)}$$

Para desarrollar el método MPA, el patrón de carga lateral se expresa mediante la ecuación (34):

$$f_{no} = \Gamma_n m \phi_n A_n \quad \text{Ecuación (34)}$$

Mediante un análisis estático se puede obtener este valor pico del n-ésimo modo de respuesta, debido a la distribución lateral de fuerzas sobre la altura del edificio. Por ello, el desplazamiento de piso del n-ésimo modo es:

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_n D_n \quad \text{Ecuación (35)}$$

Recordando que los valores de  $D_n = A_n/\omega_n^2$  se obtienen para el presente estudio del espectro de diseño establecido en el apartado **2.5.2**.

Las estructuras de mampostería confinada experimentan deformaciones permanentes posterior al accionar sísmico. Por lo tanto, la presencia de agrietamiento hace que este sistema se comporte de una forma no lineal. Transformándose de un sistema elástico en su etapa inicial a un sistema inelástico, disipando energía mediante deformación y daño. Para ello, Chopra y Goel (2001) desarrollaron el MPA también para sistemas inelásticos y se describe a continuación:

La relación entre las fuerzas laterales en los niveles de piso y los desplazamientos laterales depende de la historia de los desplazamientos:

$$f_s = f_s(u, \text{sign } \dot{u}) \quad \text{Ecuación (36)}$$

Por lo tanto, la ecuación del movimiento se debe generalizar para sistemas inelásticos:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + f_s(u, \text{sign } \dot{u}) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad \text{Ecuación (37)}$$

Esta solución de ecuaciones diferenciales acopladas conlleva un análisis modal desacoplado de la historia de respuesta (UMRHA). Expandiendo la respuesta de desplazamientos de un sistema inelástico en términos de modos de vibración de un sistema lineal, se obtiene:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad \text{Ecuación (38)}$$

Sustituyendo la ecuación (38) en la (37) y aplicando la ortogonalidad de la masa y amortiguamiento clásico se muestra la ecuación del movimiento para sistemas inelásticos:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad \text{Ecuación (39)}$$

Donde:  $F_{sn} = F_{sn}(q, \text{sign } \dot{q}) = \phi_n^T f_s(u, \text{sign } \dot{u})$

Sin embargo, aproximando la respuesta ante una excitación sísmica, las fuerzas laterales se pueden reescribir en términos de una sola coordenada modal.

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) = \phi_n^T f_s(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) \quad \text{Ecuación (40)}$$

Entonces, la solución de la ecuación (39) puede expresarse por la ecuación (24) y recordando que:

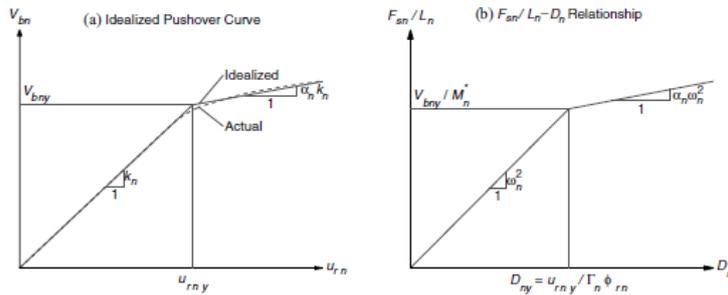
$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g \quad \text{Ecuación (41)}$$

Donde:  $F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) = \phi_n^T f_s(D_n, \text{sign } \dot{D}_n)$

La solución de la ecuación (41) se puede realizar por medio de un software, debido a que es la misma ecuación para un sistema SDOF. Además, sus cantidades de respuesta como desplazamiento de piso, derivas de piso, etc. también pueden ser obtenidas como se describió anteriormente.

La **Figura 3.25.** muestra esquemáticamente como la metodología MPA puede construir la Curva Pushover debido la contribución del n-ésimo modo para sistemas inelásticos.

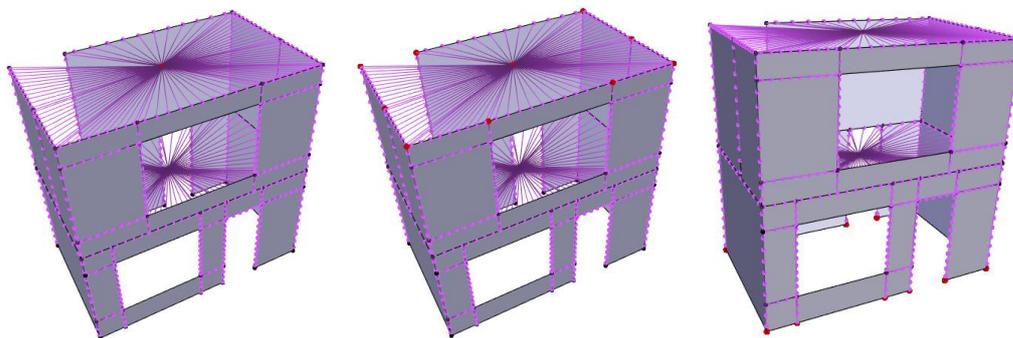
**Figura 3.25.** Propiedades del *n*-ésimo modo en la Curva Pushover



Fuente: Chopra y Goel (2001)

Para emplear esta metodología en el software STKO se establecieron unos “selection sets”, los cuales contienen un nodo de control, nodos superiores y nodos de la base como se puede ver en la **Figura 3.26.** El primero de ellos representa el punto de análisis, mismo que es clave para la construcción de la curva Pushover, puesto que su desplazamiento fuera del plano será restringido por un máximo desplazamiento esperado. Los nodos superiores representaran la deformación que sufre el sistema a medida que actúa la carga lateral definida por el método MPA. Finalmente, los nodos de la base son lo que obtendrán la suma de las reacciones en la base o también denominado cortante basal.

**Figura 3.26.** Selection Sets



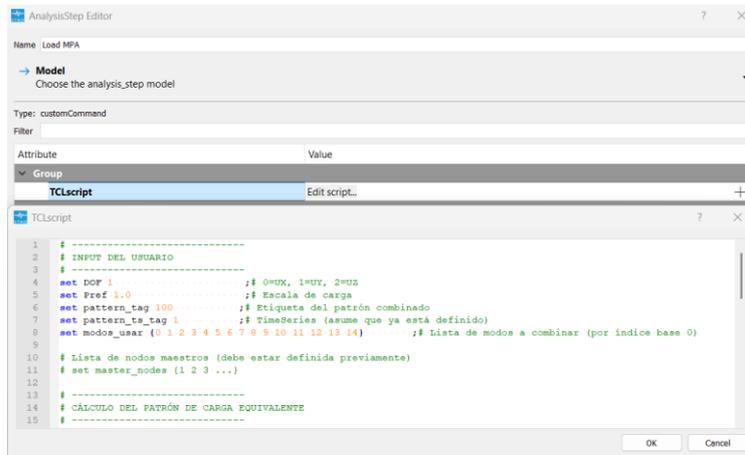
a) Nodo de control b) Nodos superiores c) Nodos inferiores

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Con estos parámetros, existen varias formas para construir la carga lateral en STKO las cuales son las siguientes: distribución constante, distribución triangular, distribución proporcional modal y distribución proporcional de masa. Para poder aplicar el MPA, se decidió emplear la distribución proporcional modal, en ese contexto se desarrolló un

código en TCL compatible con el STKO, el mismo que permite obtener una distribución de fuerzas laterales tomando en cuenta los modos de vibración que proporcionen un 80% de participación modal. El código completo se adjunta en anexos y su aplicación se puede visualizar en la **Figura 3.27**.

**Figura 3.27.** Código de distribución de fuerza lateral - MPA



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

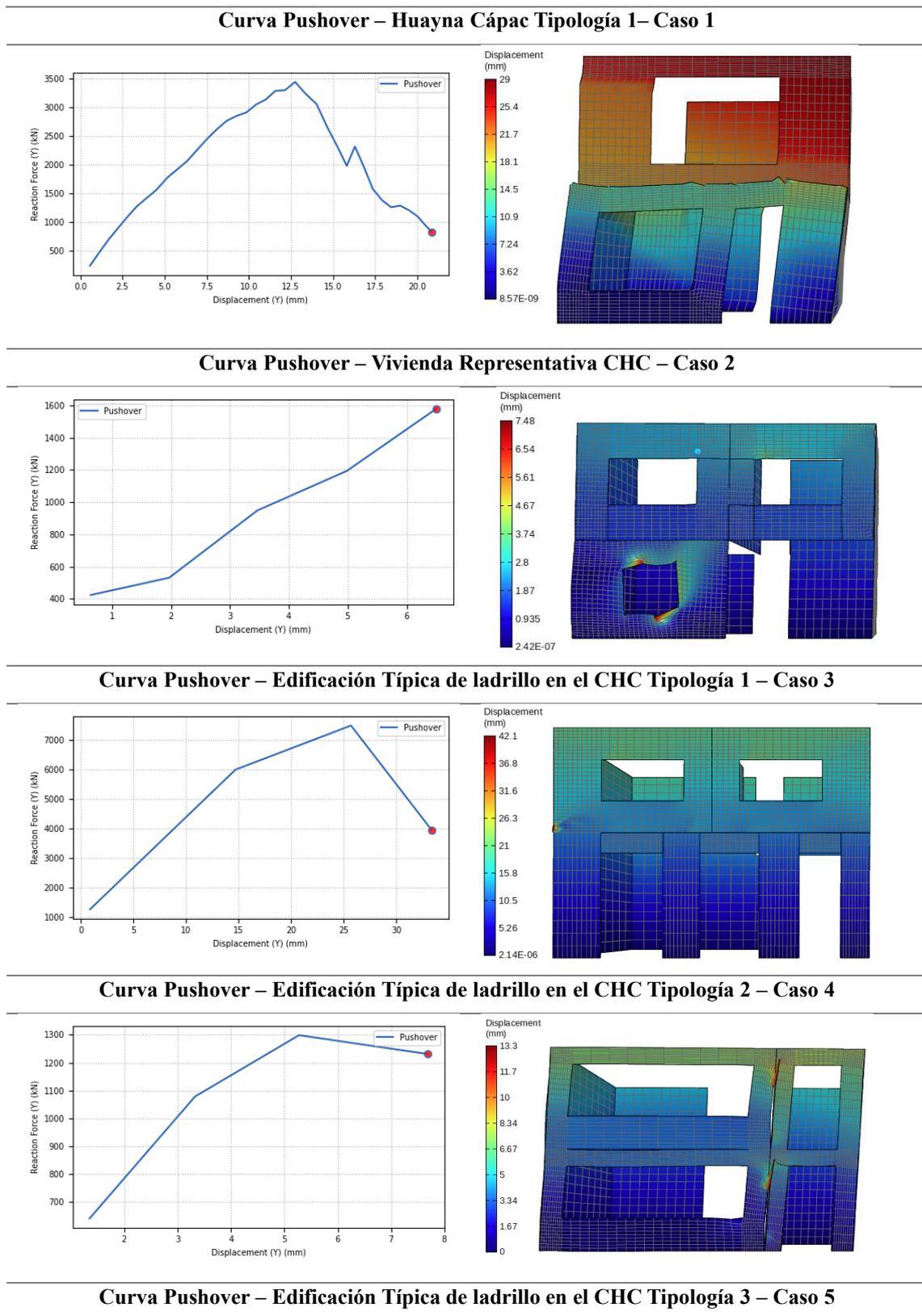
Como los casos de estudio seleccionados son estructuras adosadas, su principal deformación o falla es fuera del plano. Por esta razón, los máximos desplazamientos en los nodos superiores son los que se producen en el eje global Y. Igualmente, se considera la suma de las reacciones producidas en los nodos de la base en el mismo eje global.

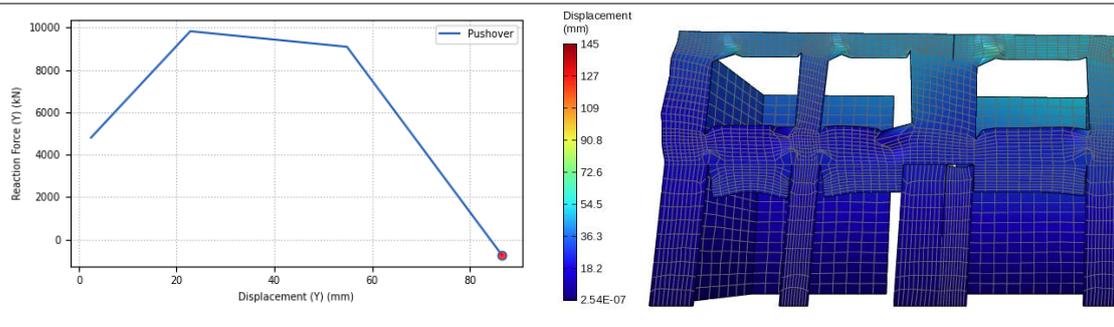
Con ayuda del comando “monitor” se grafican las Curvas Pushover, previamente se establece el “Penalty Method” para los “Constraints” y se emplea el algoritmo “Krilov-Newton” para la solución del problema. Además, se fija una tolerancia de 0.0001 mm y un control de desplazamiento con su “Target Displacement” de 20 cm en el nodo de control en el grado de libertad uno (DOF = 1 = Y).

### 3.6.2. Resultados del análisis estático no lineal

Con la información previamente descrita en el apartado 3.6.1. se obtienen las curvas Pushover correspondientes a cada caso de estudio, como se pueden visualizar en la **Tabla 3.17**. Con este procedimiento se permite evaluar la respuesta sísmica de las estructuras que se conforman de mampostería confinada, llevándolas al colapso o un comportamiento inelástico objetivo (daño o disipación de energía). Estas curvas proporcionan aspectos como ductilidad, rigidez, capacidad de deformación, claves para poder entender el desempeño estructural de este sistema constructivo.

**Tabla 3.17.** Curvas Pushover correspondientes a los casos de estudio





Fuente: Elaboración Propia (2025)

### 3.7. Análisis Dinámico No Lineal

Un análisis dinámico incremental permite la realización de varios análisis dinámico no lineales, en los que incrementando la intensidad del movimiento sísmico se identifica el punto en que la estructura alcanza su capacidad global de colapso (García y Calderón, 2018).

En el estudio *Incremental Dynamic Analysis* elaborado por Vamvatsikos y Cornell (2001), explican que para obtener la respuesta inelástica certera de estructuras se aplica un IDA, el mismo que es definido de la siguiente manera:

El análisis dinámico Incremental (IDA) es una técnica de análisis paramétrico que ha ido evolucionando en diversas variantes con el objetivo de estimar de forma exacta el comportamiento sísmico de estructuras. Este método implica aplicar uno o varios registros de movimiento telúrico a un modelo estructural, incrementando gradualmente su intensidad, lo que permite la elaboración de una o varias curvas que relacionan un parámetro de respuesta obtenida con un nivel de intensidad aplicado.

El Análisis dinámico incremental es una herramienta efectiva para obtener la respuesta lineal en el rango elástico por medio de la fluencia y la no lineal en el rango inelástico llegando a la inestabilidad global o colapso (FEMA P-58-1, 2018). Permitiendo así, la medición del grado de daño que sufre una estructura a medida que el sismo actúa en niveles altos y bajos de intensidad (PGA).

Para poder comparar los resultados obtenidos en el apartado **3.6.2.** con respecto a los análisis Pushover Peralta (2012) explica que se pueden relacionar los métodos Pushover e IDA, debido a que ambos aplican cargas incrementales y miden la respuesta en una variable de control (desplazamientos de piso, derivas, etc.). Además, los autores Vamvatsikos y Cornell (2001) fundamentan que cuando un análisis IDA emplea una sola

señal sísmica, se está realizando un *Análisis Pushover Dinámico*, puesto que solo se aplica un solo patrón de cargas.

Para la presente investigación, se aplica la metodología IDA desarrollada por Vamvatsikos y Cornell en su investigación *Incremental Dynamic Analysis* publicada en el año 2001. Para ello, previamente se obtienen registros de acelerogramas compatibles con el Espectro de Diseño de Cuenca, para un nivel de PGA = 0.25. Posteriormente, se aplicarán procesos de escalado para la aplicación del IDA.

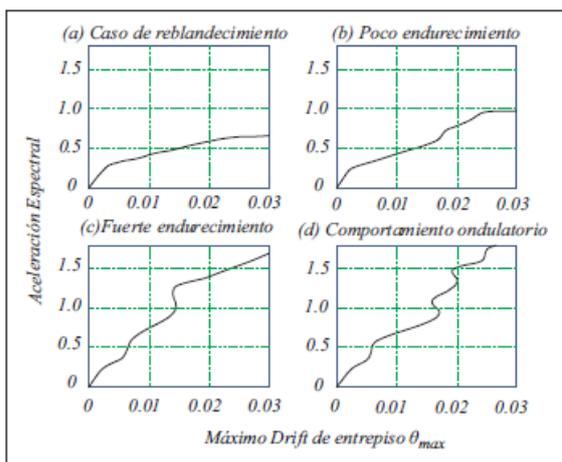
### 3.7.1. Metodología del análisis dinámico no lineal

Los autores Vamvatsikos y Cornell (2001) describen los fundamentos IDA cuando se aplica un solo registro sísmico:

- El factor de escala ( $\lambda = SF$ ) es un escalar no negativo ( $\in [0, +\infty]$ ), de modo que, al multiplicarlo por un acelerograma, este puede amplificarse ( $\lambda > 1$ ) o reducirse ( $\lambda < 1$ ).
- La medida de intensidad (IM) es un escalar no negativo ( $\in [0, +\infty]$ ), que pertenece a una función ( $IM = f_{a_1}(\lambda)$ ), de modo que, depende de un acelerograma sin escalar ( $a_1$ ) y que es monotónicamente amplificado por un factor de escala ( $\lambda$ ).
- La medida de daño (DM) es un escalar no negativo ( $\in [0, +\infty]$ ) que representa la respuesta estructural ante el accionar de una demanda sísmica. La selección del DM depende del objetivo de análisis, por ejemplo, para medir el daño en elementos estructurales, los desplazamientos de piso serían los más apropiados.
- Un análisis IDA de un solo registro es un estudio dinámico de un modelo estructural parametrizado por el nivel de movimiento del suelo. Cuyo objetivo es registrar el daño del modelo (DM) en cada nivel de intensidad (IM) del movimiento telúrico escalado.
- La curva IDA es la representación gráfica de la medida de daño (DM) versus varios niveles de intensidad (IM). Puede ser presentada en varios formatos dependiendo de que parámetros se escojan para DM e IM.

Vale mencionar que cada Curva IDA varía dependiendo del registro sísmico empleado y su predicción de respuesta se vuelve cada vez más compleja. Para ello, se ilustra en la **Figura 3.28**. algunas variaciones de las Curvas IDA, las cuales muestran casos como: reblandecimiento, poco endurecimiento, fuerte endurecimiento y comportamiento ondulatorio.

Figura 3.28. Casos de Curvas IDA



Fuente: García y Calderón (2018)

Según mencionan García y Calderón (2018) en su estudio *Evaluación y Aplicación de la Metodología del Análisis Dinámico Incremental*:

Estos casos reflejan los diferentes comportamientos estructurales que pueden presentar las estructuras. Por ejemplo, en el caso (a) y (b) se presentan mayores índices de daño (DM) sin que incrementen significativamente los niveles de intensidad (IM). Para los casos (c) y (d) oscilan aceleraciones de acumulamientos de daño y otras desaceleraciones que detienen la acumulación del daño.

Sin embargo, para lograr entender el comportamiento no lineal de las estructuras de mampostería confinada, la selección de un solo registro sísmico no es suficiente para examinar su respuesta estructural ante eventos telúricos futuros. Para ello, la metodología IDA para un solo registro se puede extender a varios eventos sísmicos y según Vamvatsikos y Cornell (2001) explican que:

Es necesario analizar las estructuras ante diferentes sismos escogidos para cubrir todas las posibles respuestas estructurales [...] por esta razón, el IDA para múltiples registros es un conjunto de análisis IDA de un solo registro. Es decir, se realizan diferentes IDA variando los sismos elegidos, luego se realiza un conjunto de curvas IDA obteniéndose todo el posible rango de respuestas elásticas e inelásticas.

## Registros a utilizar

Para efectos del análisis dinámico no lineal tipo *dinámico incremental* y siguiendo la metodología empleada en el apartado 2.5.4. se hizo la selección de 11 registros sísmicos compatibles con la demanda sísmica local como nacional y con respecto al Espectro de Diseño establecido en 2.5.1. Las características de los eventos telúricos se describen en la **Tabla 3.18**.

**Tabla 3.18.** Características de registros de aceleración considerados

Epicentro	Año	Mw	Estación	Componente	Identificación	PGA(g)
<b>Kern Country</b>	1952	7.36	Taft Lincoln	H1	KERN_TAF021.AT2	0.41276
			School	H2	KERN_TAF111.AT2	0.6913
<b>Parkfield</b>	1966	6.19	Shandon	H1	PARKF_C12050.AT2	0.47852
			Array #12	H2	PARKF_C12320.AT2	0.3483
<b>San Fernando</b>	1971	6.61	Castaic –	H1	SFERN_ORR021.AT2	3.1337
			Old Ridge Route	H2	SFERN_ORR0291.AT2	2.6914
<b>Iwate, Japón</b>	2008	6.9	Kurihara	H1	IWATE_48A61NS.AT2	0.0032676
				H2	IWATE_48A61EW.AT2	0.0013086
<b>Southern California</b>	1952	6.0	San Luis	H1	SCALIF_SLO234.AT2	0.35323
			Obispo	H2	SCALIF_SLO324.AT2	0.48671
<b>Helena, Montana</b>	1935	6	Carroll College	H1	HELENA.A_A-HCM180.AT2	1.5524
				H2	HELENA.A_A-HCM270.AT2	1.5217
<b>Humbolt Bay</b>	1937	5.8	Ferndale	H1	HUMBOLT_FRN225.AT2	0.10108
			City Hall	H2	HUMBOLT_FRN315.AT2	0.082219
<b>Borrego</b>	1942	6.5	El Centro	H1	BORREGO_B-ELC000.AT2	0.65446
			Array	H2	BORREGO_B-ELC090.AT2	0.41761
<b>Friuli, Italia</b>	1976	6.5	Codroipo	H1	FRIULI.A_A-COD000.AT2	0.12105
				H2	FRIULI.A_A-COD270.AT2	0.13732
<b>Imperial Valley</b>	1979	6.53	El centro	H1	IMPVALL.H_H-E11140.AT2	0.14501
			Array	H2	IMPVALL.H_H-E11230.AT2	0.15249
<b>Coyote Lake</b>	1979	5.74	Coyote	H1	COYOTELK_CYC160.AT2	1.1198
			Lake Dam Southwest Aboutment	H2	COYOTELK_CYC250.AT2	2.2709

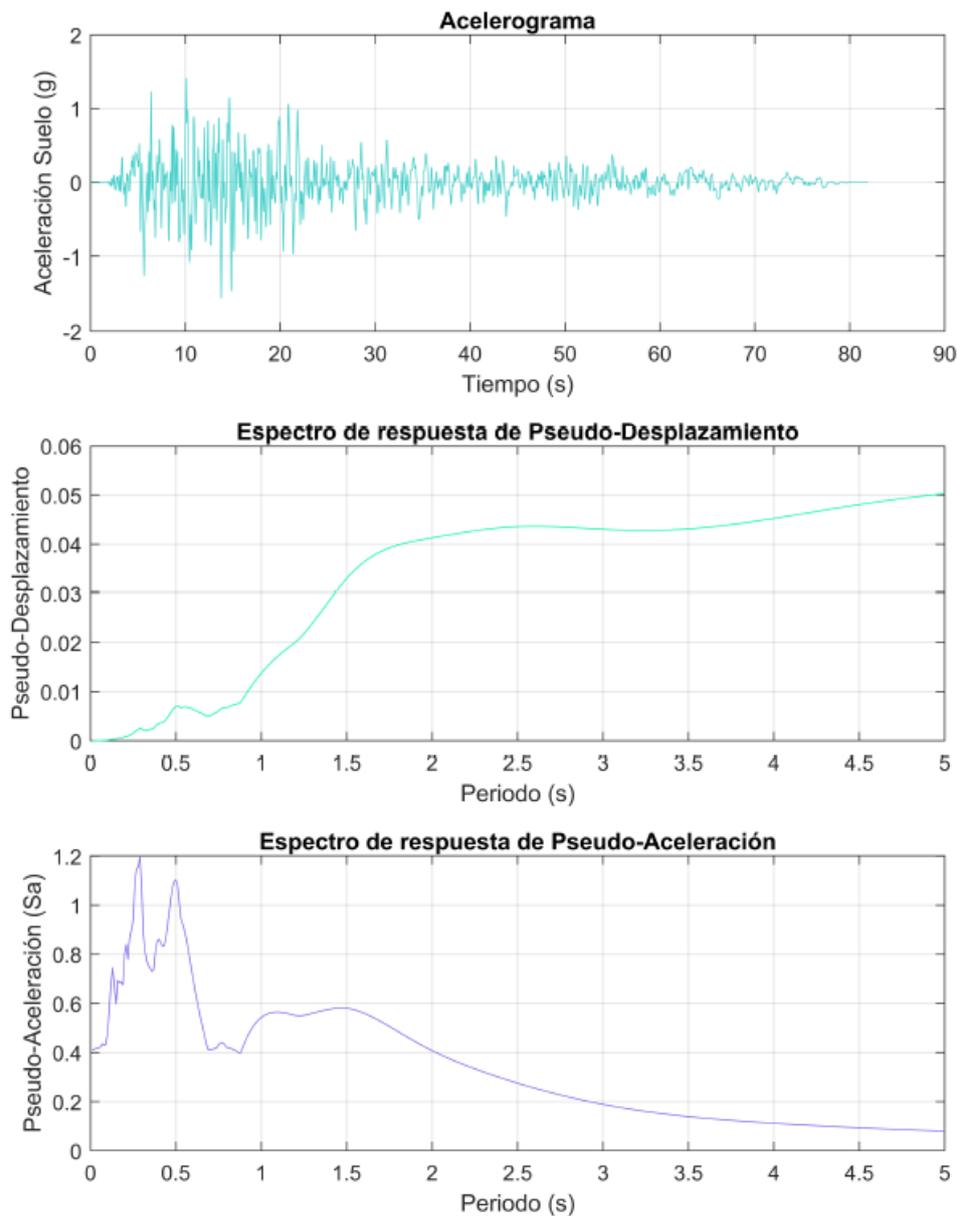
Fuente: Elaboración Propia (2025)

Una vez elegidos los sismos a emplearse, se procede con la etapa de escalamiento. Para ello, se desarrolló un código en Matlab que permite construir el Espectro Elástico de la

NEC para la ciudad de Cuenca, los espectros de respuesta de pseudo-desplazamiento y pseudo-aceleración para el sismo escogido y el proceso de escalamiento de acuerdo a la normativa ASCE 7-22. Los códigos correspondientes se adjuntan en anexos y los resultados se reflejan a continuación.

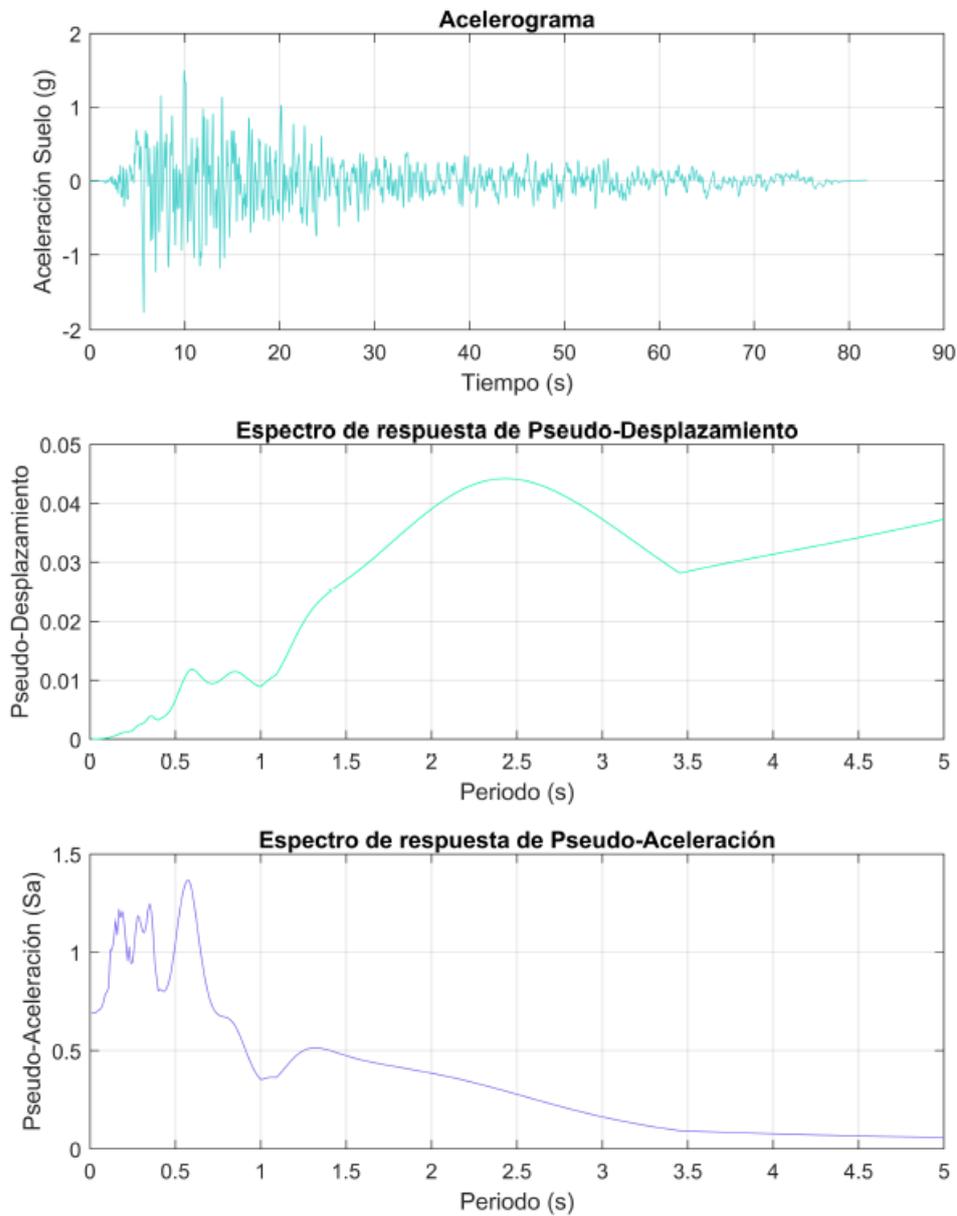
- **Sismo de Kern Country**

**Figura 3.29.** Espectros de Respuesta Sismo Kern Country – Componente HI



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.30.** Espectros de Respuesta Sismo Kern Country – Componente H2

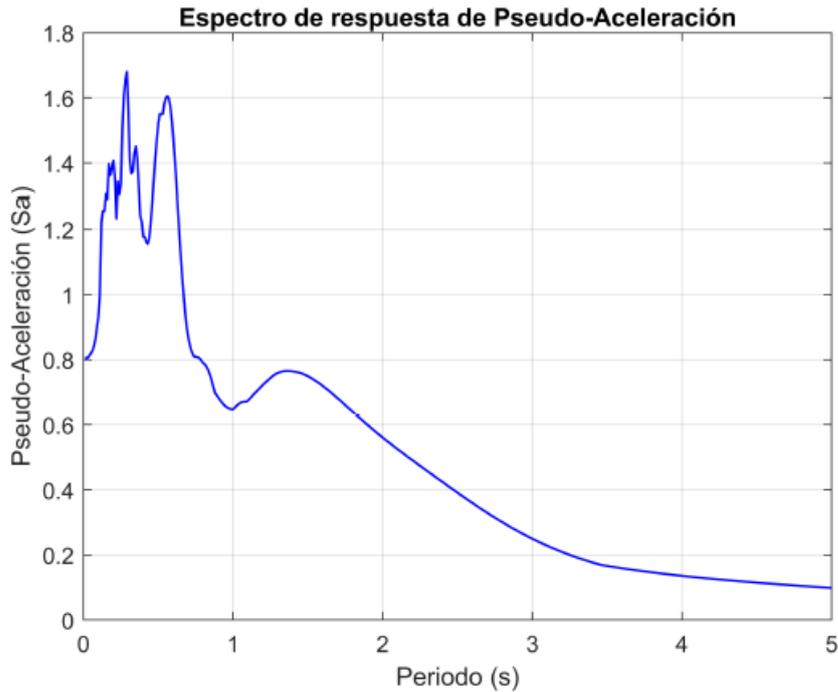


Fuente: Elaboración Propia (2025)

La **Tabla 3.18.** muestra que por cada registro sísmico escogido se tienen dos componentes horizontales. Por esta razón, se procede a realizar una combinación SRSS, como se visualiza en la ecuación (42), con los espectros de respuesta de pseudo-aceleración de cada componente. Obteniéndose así un espectro promedio de ambas direcciones indicado en la **Figura 3.31.**

$$S_a = \sqrt{S_{a_{H1}}^2 + S_{a_{H2}}^2} \quad \text{Ecuación (42)}$$

Figura 3.31. Espectro de Respuesta de Pseudo-Aceleración - Sismo Kern Country



Fuente: Elaboración Propia (2025)

El procedimiento de escalado se hace en torno a un periodo objetivo (periodo fundamental de vibración) y dentro de un rango de análisis. Aguiar *et al.* (2014) en su artículo *Comentarios al escalamiento de sismos del ASCE 2010* argumenta que el procedimiento de escalado es fundamentado en la solución de un problema de minimización para cada movimiento sísmico y una máxima diferencia normalizada entre el espectro objetivo y el espectro de respuesta. Por lo que, la metodología anterior descrita en 2.5.5. debe extenderse a la solución del problema mencionado y el cálculo de un factor épsilon. De modo que se obtengan los factores de escalado que, multiplicándolos entre sí, se obtenga el factor de escala correspondiente al espectro objetivo, el espectro de respuesta y el rango de periodos establecido.

Para el cálculo del factor de escalamiento  $SF_1$  se realiza la solución del siguiente problema de minimización:

$$\min_{SF_1} \left\| \log (S_{a_{target}}) - \log (SF_1 \times S_{a_{response}}) \right\| \rightarrow SF_1 \quad \text{Ecuación (43)}$$

Por otro lado, para obtener la máxima diferencia normalizada entre el espectro objetivo y el espectro de respuesta escalado ( $SF_1 \times S_{a_{response}}$ ) en un rango de periodos de  $0.2T_n$  a  $1.5T_n$ , se debe calcular un factor épsilon de la siguiente forma:

$$\varepsilon_{ASCE} = \text{MAX}_{0.2T_n \leq T_i \leq 1.5T_n} \left( \frac{S_{a_{target}_i} - SF_1 \times S_{a_{response}_i}}{S_{a_{target}_i}} \right) \quad \text{Ecuación (44)}$$

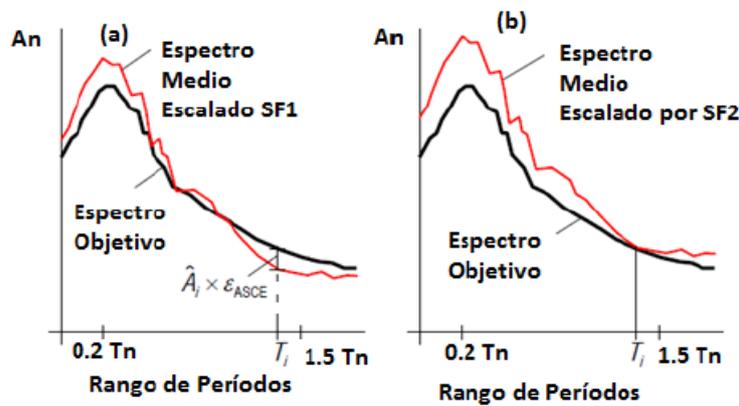
Obteniendo así, el segundo factor de escala  $SF_2$  que se expresa de la siguiente forma:

$$SF_2 = (1 - \varepsilon_{ASCE})^{-1} \quad \text{Ecuación (45)}$$

Finalmente, el factor de escala final SF se obtiene de la multiplicación de ambos factores y la **Figura 3.32.** resume gráficamente el proceso anteriormente descrito

$$SF = SF_1 \times SF_2 \quad \text{Ecuación (46)}$$

**Figura 3.32.** Metodología de escalamiento sísmico según el ASCE 2010



Fuente: Aguiar *et al.* (2014)

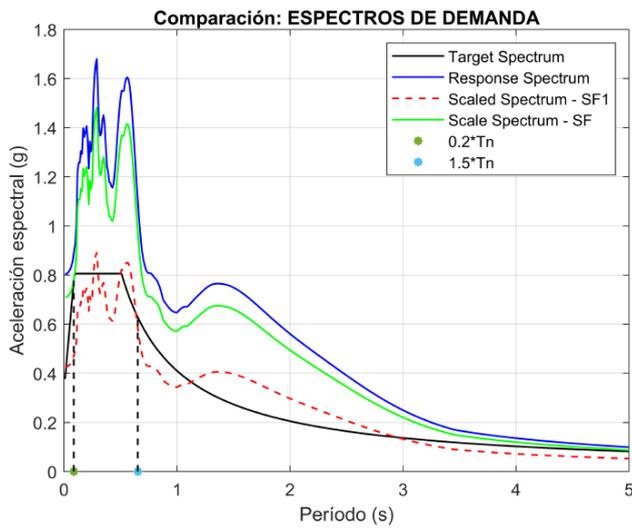
Desarrollando un código en Matlab con la metodología anteriormente descrita, se obtiene el procedimiento de escalado para cualquier registro sísmico. Además, se realiza una gráfica comparativa entre el Espectro Elástico de diseño, el espectro de respuesta de pseudo-aceleración 1 sismo de análisis y los espectros escalados por los factores anteriormente descritos.

**Tabla 3.19.** Factores de escalamiento – Sismo Kern Country

SISMO	SF1	SF2	SF
Kern Country	0.53028	1.66322	0.88197

Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.33.** Escalamiento Sismo Kern Country



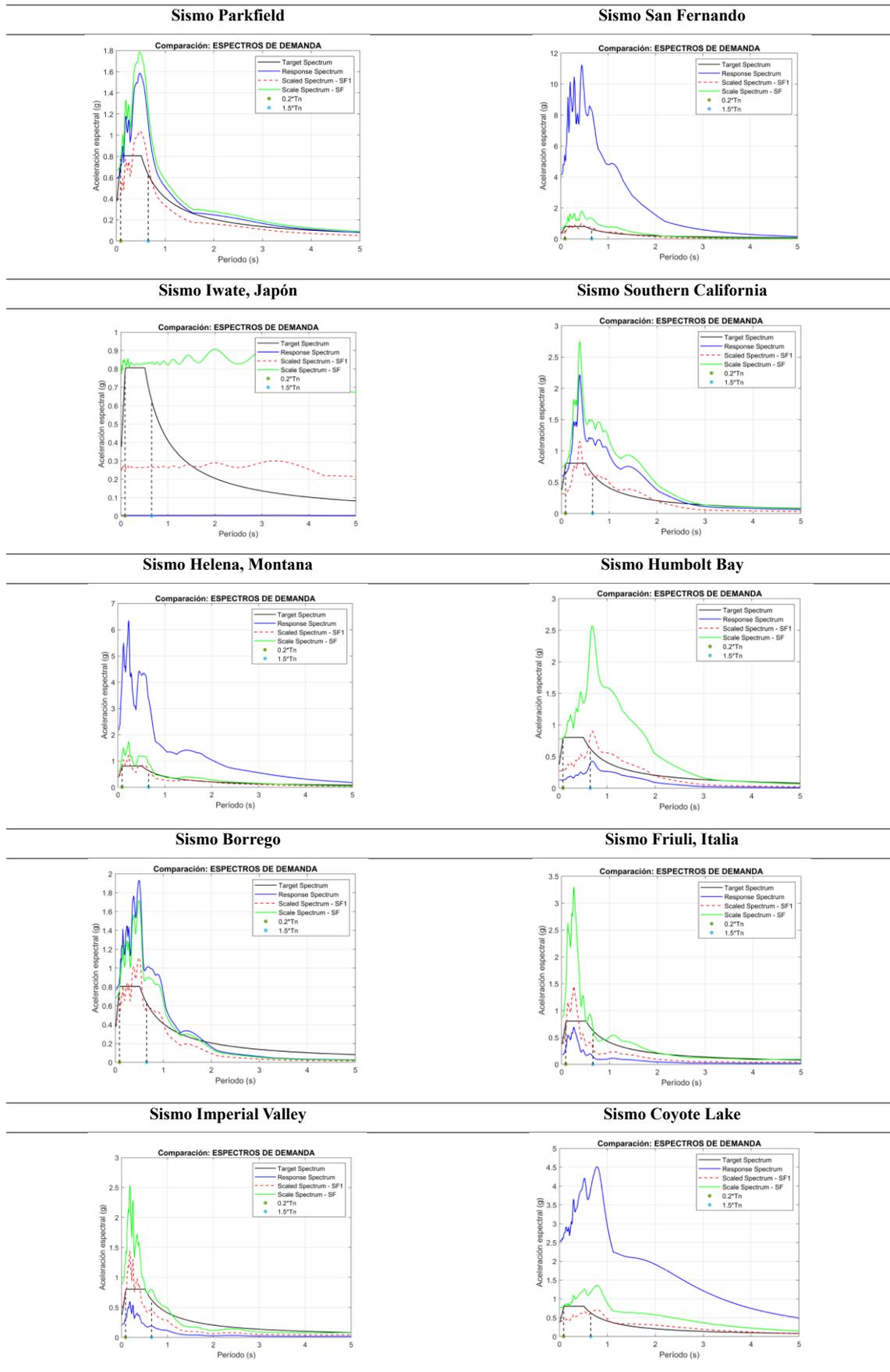
Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Tabla 3.20.** Factores de escala de registros sísmicos

SISMO	SF1	SF2	SF
Kern Country	0.53028	1.66322	0.88197
Parkfield	0.65609	1.71714	1.1266
San Fernando	0.090643	1.7664	0.16011
Iwate, Japón	70.1204	3.1287	219.3837
Southern California	0.51845	2.3896	1.2389
Helena, Montana	0.19181	1.4257	0.27346
Humbolt Bay	2.1037	2.8484	5.9921
Borrego	0.57561	1.54492	0.88927
Friuli, Italia	2.104	2.2692	4.7745
Imperial Valley	2.4108	1.7590	4.2407
Coyote Lake	0.15831	1.8993	0.30068

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Tabla 3.21. Escalamiento de registros sísmicos

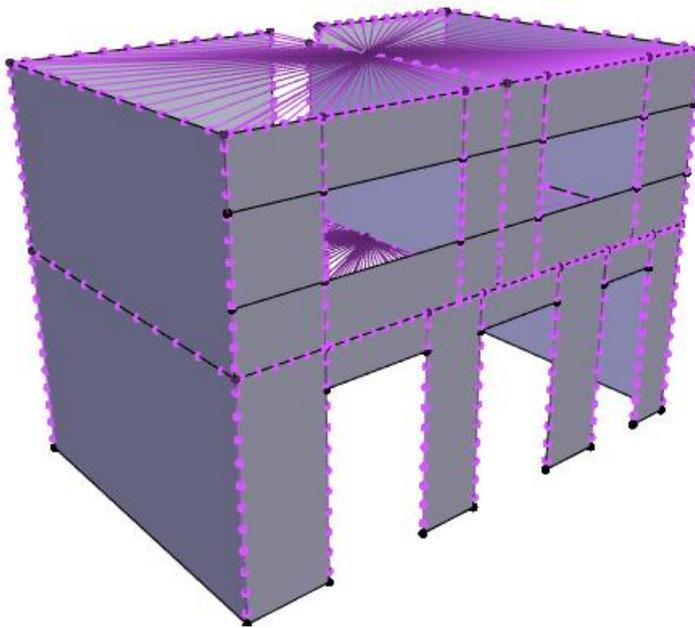


Fuente: Elaboración Propia (2025)

Dado el elevado costo computacional que implica la metodología del análisis dinámico incremental (IDA), así como la gran cantidad de simulaciones requeridas para su adecuada implementación, se ha decidido aplicarlo únicamente al caso de estudio más representativo dentro del conjunto analizado: la Edificación Típica de Ladrillo en el CHC – Tipología 1. Esta elección busca optimizar los recursos computacionales disponibles sin disminuir la profundidad del análisis, respetando así el alcance de esta investigación.

A través de este caso representativo, se pretende demostrar la importancia y pertinencia del análisis dinámico no lineal para la comprensión del comportamiento estructural de edificaciones de mampostería confinada bajo solicitaciones sísmicas. Esta metodología permite evidenciar de forma más realista los efectos no lineales, las degradaciones de rigidez y resistencia y los posibles mecanismos de colapso que no se pueden visualizar mediante análisis estáticos o simplificados.

**Figura 3.34.** Modelación de la Edificación Típica de ladrillo en el CHC en STKO



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

EL modelo visto en la **Figura 3.34.** es el mismo que se obtuvo para los análisis previos modal y estático no lineal. La diferencia radica en que esta estructura será sometida a los 11 registros sísmicos, pero variando sus niveles de intensidad. Esto se lo realizará multiplicando los acelerogramas por factores  $<1$  para reducir y  $>1$  para aumentar los niveles de PGA correspondientemente. El PGA de cada registro escalado (acelerograma) se lo obtendrá de los espectros de respuesta, es decir, como cada sismo tiene dos

componentes se obtendrán dos niveles de PGA. Posteriormente, se calculará el PGA del espectro de respuesta promedio por medio de una combinación SRSS de los espectros de respuesta previamente escalados. Para ello, se presentan las siguientes tablas con los diferentes valores de PGA calculados al multiplicar los sismos por diferentes factores de escala.

- **Sismo de Kern Country**

**Tabla 3.22.** Valores de PGA del sismo Kern Country para análisis IDA

<b>Kern Country</b>		<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>								
<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>	<b>2</b>
<b>PGA H1</b>	0.082552	0.1651	0.24766	0.33021	0.41276	0.49531	0.57787	0.66042	0.74297	0.82552
<b>PGA H2</b>	0.13826	0.27652	0.41478	0.55304	0.6913	0.82955	0.96781	1.1061	1.2443	1.3826
<b>PGA SRSS</b>	0.161	0.3221	0.4831	0.6441	0.8051	0.9662	1.1272	1.2882	1.4493	1.6103

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de Parkfield**

**Tabla 3.23.** Valores de PGA del sismo de Parkfield para análisis IDA

<b>Parkfield</b>		<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>								
<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>	<b>2</b>
<b>PGA H1</b>	0.095704	0.19141	0.28711	0.38282	0.47852	0.57422	0.66993	0.76563	0.86134	0.95704
<b>PGA H2</b>	0.069659	0.13932	0.20898	0.27864	0.3483	0.41795	0.48761	0.55727	0.62693	0.69659
<b>PGA SRSS</b>	0.1184	0.2367	0.3551	0.4735	0.5919	0.7102	0.8286	0.947	1.0653	1.1837

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de San Fernando**

**Tabla 3.24.** Valores de PGA del sismo de San Fernando para análisis IDA

<b>San Fernando</b>		<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>								
<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>	<b>2</b>
<b>PGA H1</b>	0.62673	1.2535	1.8802	2.5069	3.1337	3.7604	4.3871	5.0138	5.6406	6.2673
<b>PGA H2</b>	0.53828	1.0766	1.6148	2.1531	2.6914	3.2297	3.7679	4.3062	4.8445	5.3828
<b>PGA SRSS</b>	0.8262	1.6523	2.4785	3.3046	4.1308	4.9569	5.7831	6.6093	7.4354	8.2616

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de Iwate, Japón**

**Tabla 3.25.** Valores de PGA del sismo de Iwate, Japón para análisis IDA

Iwate, Japón	FACTORES DE ESCALA - FS									
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8
<b>PGA H1</b>	6.54E-4	1.31E-3	1.96E-3	2.61E-3	3.27E-3	3.92E-3	4.57E-3	5.23E-3	5.88E-3	6.54E-3
<b>PGA H2</b>	2.62E-4	5.23E-4	7.85E-4	1.05E-3	1.31E-3	1.57E-3	1.83E-3	2.09E-3	2.36E-3	2.62E-3
<b>PGA SRSS</b>	7.04E-4	1.40E-3	2.10E-3	2.80E-3	3.50E-3	4.20E-3	4.90E-3	5.60E-3	6.30E-3	7.00E-3

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de Southern California**

**Tabla 3.26.** Valores de PGA del sismo de Southern California para análisis IDA

Southern California	FACTORES DE ESCALA - FS									
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8
<b>PGA H1</b>	0.070647	0.14129	0.21194	0.28259	0.35323	0.42388	0.49453	0.56518	0.63582	0.7064
<b>PGA H2</b>	0.097342	0.19468	0.29203	0.38937	0.48671	0.58405	0.68139	0.77874	0.87608	0.9734
<b>PGA SRSS</b>	0.1203	0.2406	0.3608	0.4811	0.6014	0.7217	0.8419	0.9622	1.0825	1.2028

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de Helena, Montana**

**Tabla 3.27.** Valores de PGA del sismo de Helena, Montana para análisis IDA

Helena, Montana	FACTORES DE ESCALA - FS									
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8
<b>PGA H1</b>	0.31048	0.62097	0.93145	1.2419	1.5524	1.8629	2.1734	2.4839	2.7944	3.1048
<b>PGA H2</b>	0.30433	0.60866	0.913	1.2173	1.5217	1.826	2.1303	2.4337	2.739	3.0433
<b>PGA SRSS</b>	0.4348	0.8695	1.3043	1.739	2.1738	2.6086	3.0433	3.4781	3.9129	4.3476

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de Humbolt Bay**

**Tabla 3.28.** Valores de PGA del sismo Humbolt Bay para análisis IDA

<b>Humbolt Bay</b>	<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>									
	<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>
<b>PGA H1</b>	2.02E-2	4.04E-2	6.06E-2	8.09E-2	0.10108	0.12129	0.14151	0.16172	0.18194	0.20215
<b>PGA H2</b>	1.64E-2	3.29E-2	4.93E-2	6.58E-2	8.22E-2	9.87E-2	0.11511	0.13155	0.14799	0.16444
<b>PGA SRSS</b>	2.61E-2	5.21E-2	7.82E-2	0.1042	0.1303	0.1564	0.1824	0.2085	0.2345	0.2606

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de Borrego**

**Tabla 3.29.** Valores de PGA del sismo de Borrego para análisis IDA

<b>Borrego</b>	<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>									
	<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>
<b>PGA H1</b>	0.12811	0.25823	0.39734	0.51645	0.64556	0.77468	0.90379	1.0329	1.162	1.2911
<b>PGA H2</b>	0.083523	0.16705	0.25057	0.33409	0.41761	0.50114	0.58466	0.6618	0.7517	0.83523
<b>PGA SRSS</b>	0.1538	0.3075	0.4613	0.6151	0.7689	0.9226	1.0764	1.2302	1.384	1.5377

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de Friuli, Italia**

**Tabla 3.30.** Valores de PGA del sismo de Friuli, Italia para análisis IDA

<b>Friuli, Italia</b>	<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>									
	<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>
<b>PGA H1</b>	2.42E-2	4.84E-2	7.26E-2	9.68E-2	0.12105	0.14526	0.16947	0.19368	0.21789	0.2421
<b>PGA H2</b>	2.75E-2	5.49E-2	8.24E-2	0.10985	0.13732	0.16478	0.19225	0.21971	0.24717	0.27464
<b>PGA SRSS</b>	3.66E-2	7.32E-2	0.1098	0.1464	0.1831	0.2197	0.2563	0.2929	0.3295	0.3661

Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Sismo de Imperial Valley**

Tabla 3.31. Valores de PGA del sismo de Imperial Valley para análisis IDA

Imperial Valley	FACTORES DE ESCALA - FS										
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
PGA H1	2.90E-2	5.80E-2	8.70E-2	0.116	0.14501	0.17401	0.20301	0.23201	0.26101	0.29001	
PGA H2	3.05E-2	6.10E-2	9.15E-2	0.12199	0.15249	0.18299	0.21349	0.24399	0.27449	0.30499	
PGA SRSS	4.21E-2	8.42E-2	0.1263	0.1683	0.2104	0.2525	0.2946	0.3367	0.3788	0.4209	

Fuente: Elaboración Propia (2025)

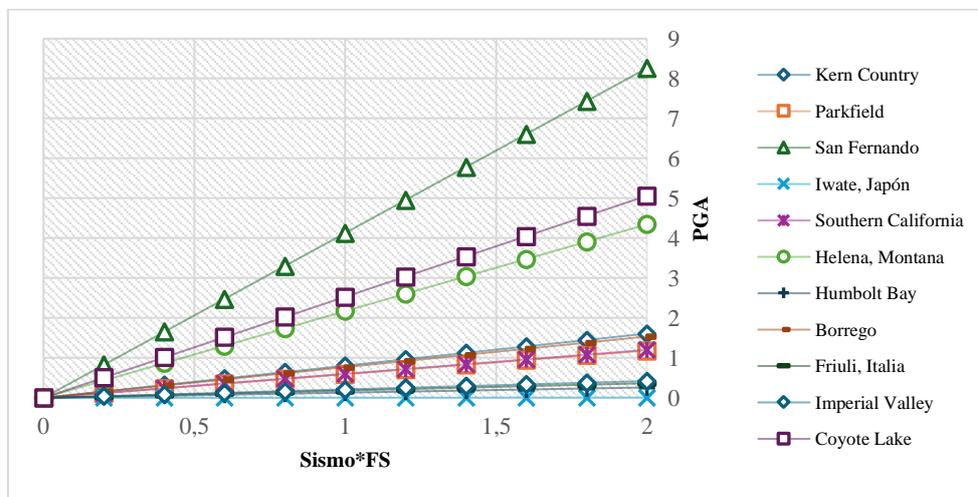
- **Sismo de Coyote Lake**

Coyote Lake	FACTORES DE ESCALA - FS										
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
PGA H1	0.22397	0.44793	0.6719	0.89587	1.1198	1.3438	1.5678	1.7917	2.0157	2.2397	
PGA H2	0.45418	0.90837	1.3625	1.8167	2.2709	2.7251	3.1793	3.6335	4.0876	4.5418	
PGA SRSS	0.5064	1.0128	1.5192	2.0256	2.0256	3.0384	3.5448	4.0512	4.5576	5.064	

Fuente: Elaboración Propia (2025)

La variación de los factores de escala permite someter la estructura a diferentes valores de movimiento sísmico, desde niveles bajos, intermedios y altos de intensidad. Esto se refleja gráficamente en la **Figura 3.35**.

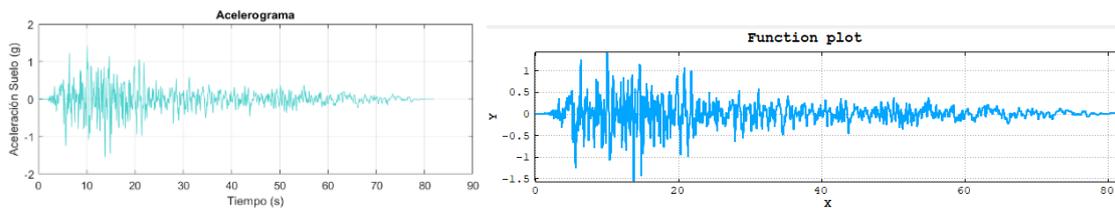
Figura 3.35. Niveles de PGA vs Factores de escalamiento sísmico



Fuente: Elaboración Propia (2025)

Cada sismo se procesó en Matlab para su posterior exportación al programa STKO. Para poder lograr una compatibilidad de unidades la constante de la gravedad se trabajó en  $\text{mm/s}^2$ , para evitar errores de cálculo debido a que el software no posee un sistema de unidades. Para el ingreso de los sismos, se define como “Path” donde se digita el vector correspondiente a los valores del acelerograma (sin escalar), esto porque el mismo STKO permite multiplicar al registro por un factor de escala. Posteriormente, se trabaja como “constant” porque se conoce el valor de paso de tiempo (dt). La **Figura 3.36.** muestra el registro “Kern Country” procesado en Matlab e ingresado al programa STKO, recordando que cada registro posee dos componentes (H1 y H2).

**Figura 3.36.** Ingreso de registro sísmico – Kern Country Componente H1



Fuente: Elaboración Propia (2025)

Como se mencionó anteriormente, los casos de estudio son estructuras adosadas, por esta razón la dirección de análisis del registro es fuera del plano y se lo coloca en STKO como “dy”. Posteriormente, se agrega cada registro a los “Analysis Steps” para su respectivo análisis. Para la solución se escogió un tipo de análisis “Transient” debido a que el sismo no es una carga estática. El cálculo de los “Constraints” se eligió nuevamente el “Penalty Method”, se trabajó con el algoritmo de “Krilov Newton” y se estableció una tolerancia de desplazamiento de 0.0001 mm. El integrador empleado es el “Newmark Method”, debido a que es el más usado para análisis dinámicos no lineales. El tiempo empleado para análisis está en función del número de incrementos y la duración del registro; para el cálculo de incrementos se realiza una división de la duración del sismo para el paso de tiempo establecido. Es decir, si el sismo duró 80 segundos y el paso de tiempo es de 0.01 se obtienen 8000 incrementos. Sin embargo, este es un cálculo aproximado porque si se tiene un número alto de incrementos se necesita una alta capacidad computacional y el análisis puede tomar un tiempo bastante considerable.

Para obtener una respuesta de la estructura a medida que actúa el sismo, se estableció un “Monitor”, lo que permite la visualización de la variación del desplazamiento fuera del plano (Y) de los nodos superiores en el tiempo. Para ello, se define de igual forma a cómo

se lo realizó para la construcción de la curva Pushover, pero en este caso no hay un desplazamiento objetivo. Esta decisión, se fundamenta en que se desea conocer el valor exacto de desplazamiento que ocasione el colapso estructural.

### 3.7.2. Resultados del análisis dinámico no lineal

Con la metodología descrita en el apartado 3.7.1. se obtuvieron las curvas IDA correspondientes a cada registro. Este procedimiento se lo realizó obteniendo el máximo desplazamiento que se haya producido cuando el sismo fue escalado por los diferentes factores de escala. Seguidamente se procesaron los datos en Excel y se obtuvieron los siguientes análisis IDA de un solo registro.

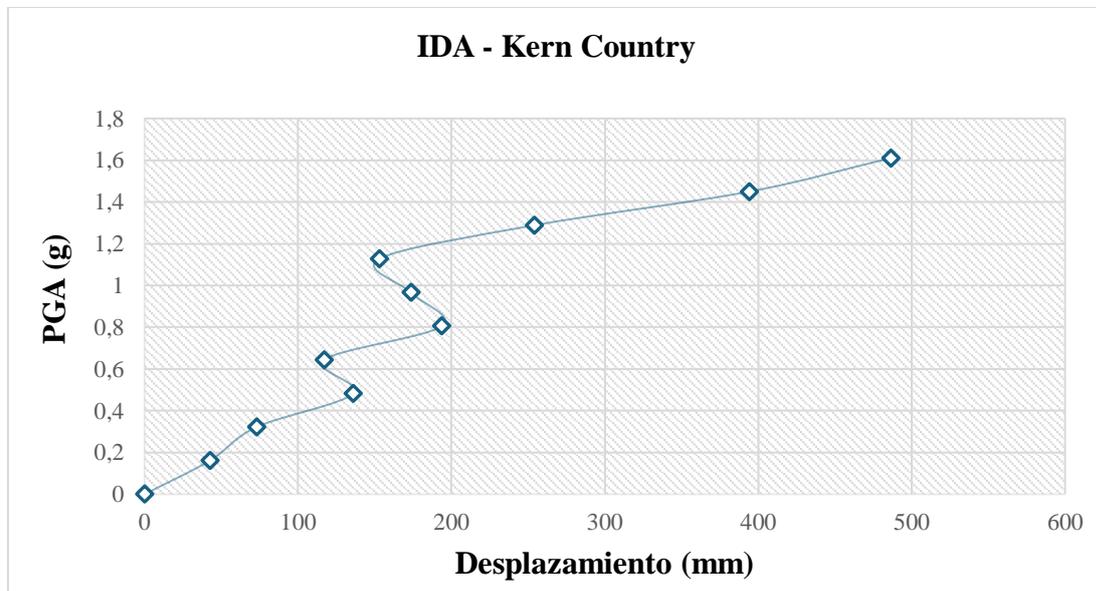
- **Sismo de Kern Country**

Tabla 3.32. Análisis IDA – Sismo Kern Country

Kern Country	FACTORES DE ESCALA - FS										
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
PGA SRSS	0.161	0.3221	0.4831	0.6441	0.8051	0.9662	1.1272	1.2882	1.4493	1.6103	
Max Uy – H1 (mm)	72	112	155	10	226	200	172	197	365	578	
Max Uy – H2 (mm)	13	34	117	224	161	147	134	311	423	395	
Promedio Uy (mm)	42.5	73	136	117	193.5	173.5	173.5	254	394	486.5	

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.37. Curva IDA – Sismo Kern Country



Fuente: Elaboración Propia (2025)

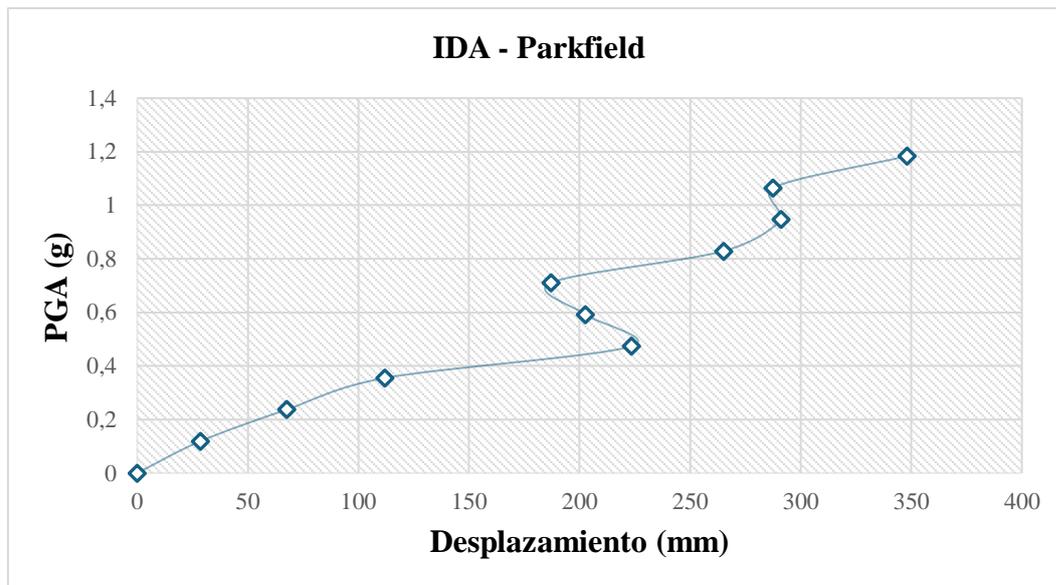
- **Sismo de Parkfield**

**Tabla 3.33.** Análisis IDA – Sismo Parkfield

<b>Parkfield</b>	<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>									
<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>	<b>2</b>
<b>PGA SRSS</b>	0.1184	0.2367	0.3551	0.4735	0.5919	0.7102	0.8286	0.947	1.0653	1.1837
<b>Max Uy – H1 (mm)</b>	23	59	135	213	196	318	34	428	82	237
<b>Max Uy – H2 (mm)</b>	34	76	89	234	209	56	496	154	493	459
<b>Promedio Uy (mm)</b>	28.5	67.5	112	223.5	202.5	187	265	291	287.5	348

Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.38.** Curva IDA – Sismo Parkfield



Fuente: Elaboración Propia (2025)

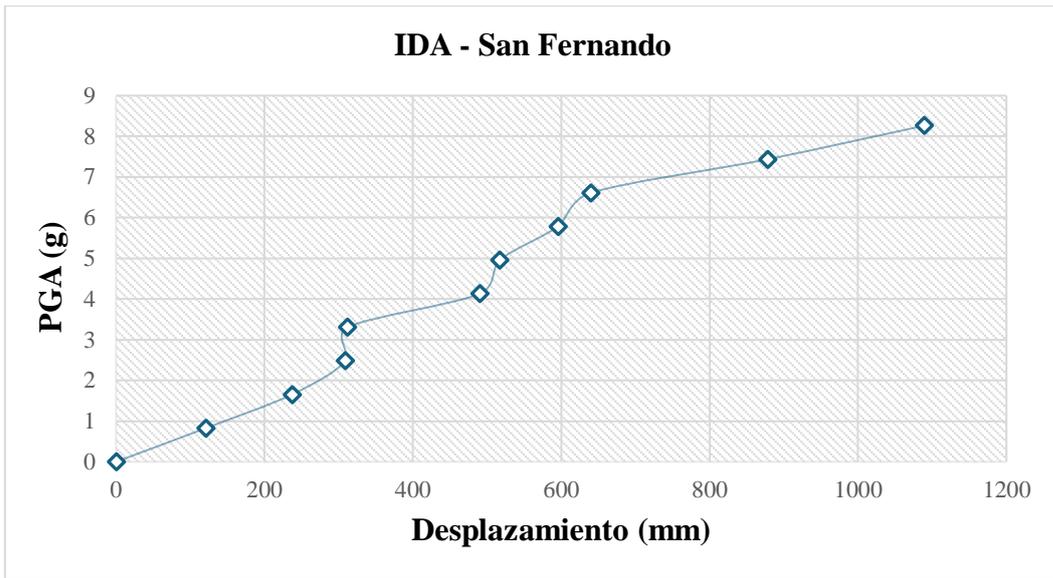
- **Sismo de San Fernando**

**Tabla 3.34.** Análisis IDA – Sismo San Fernando

<b>San Fernando</b>	<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>									
<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>	<b>2</b>
<b>PGA SRSS</b>	0.8262	1.6523	2.4785	3.3046	4.1308	4.9569	5.7831	6.6093	7.4354	8.2616
<b>Max Uy – H1 (mm)</b>	113	144	197	256	424	613	568	613	813	1256
<b>Max Uy – H2 (mm)</b>	129	330	421	368	556	421	623	667	943	923
<b>Promedio Uy (mm)</b>	121	237	309	312	490	517	595.5	640	878	1090

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.39. Curva IDA – Sismo San Fernando



Fuente: Elaboración Propia (2025)

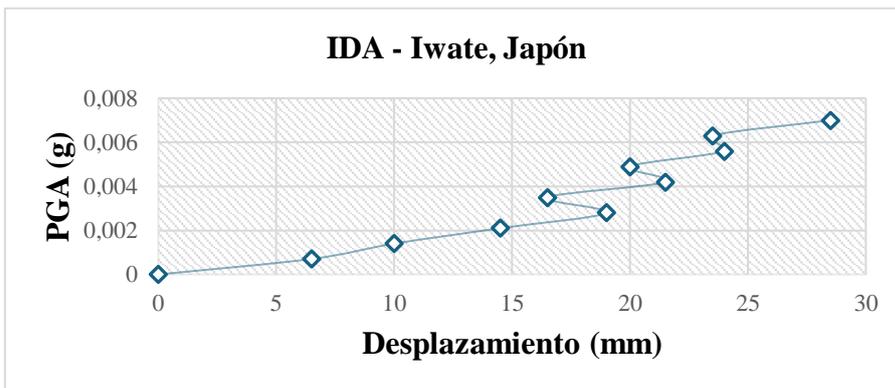
• Sismo de Iwate, Japón

Tabla 3.35. Análisis IDA – Sismo Iwate, Japón

Iwate, Japón	FACTORES DE ESCALA - FS										
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
PGA SRSS	7.0E-4	1.40E-3	2.10E-3	2.80E-3	3.50E-3	4.20E-3	4.90E-3	5.60E-3	6.30E-3	7.00E-3	
Max Uy – H1 (mm)	6	12	23	20	18	23	23	25	22	27	
Max Uy – H2 (mm)	7	8	6	18	15	17	17	23	25	30	
Promedio Uy (mm)	6.5	10	14.5	19	16.5	21.5	20	24	23.5	28.5	

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.40. Curva IDA – Sismo Iwate, Japón



Fuente: Elaboración Propia (2025)

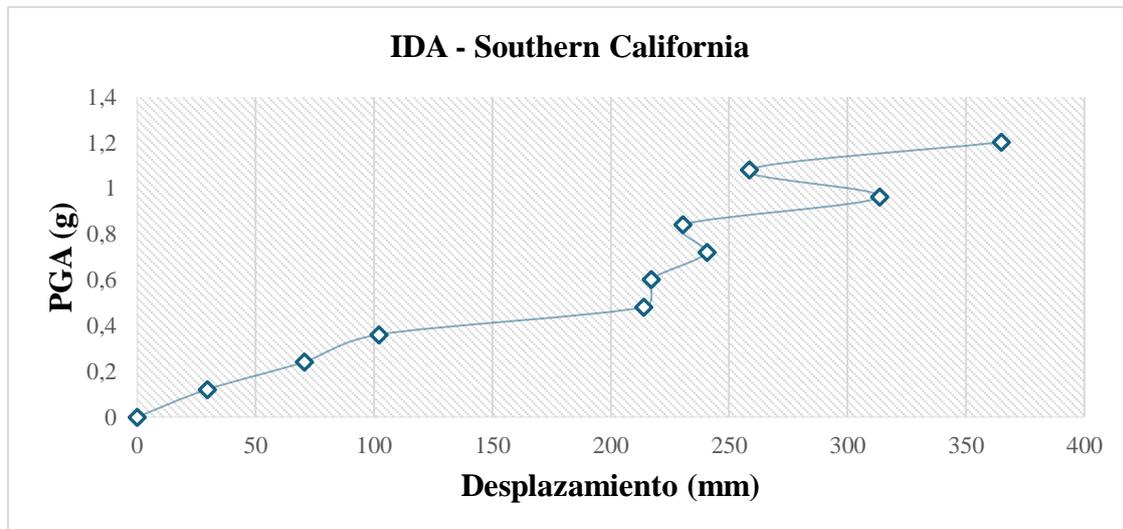
- **Sismo de Southern California**

**Tabla 3.36.** Análisis IDA – Sismo Southern California

Southern California	FACTORES DE ESCALA - FS									
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8
PGA SRSS	0.1203	0.2406	0.3608	0.4811	0.6014	0.7217	0.8419	0.9622	1.0825	1.2028
Max Uy – H1 (mm)	28	69	141	265	245	367	124	465	94	156
Max Uy – H2 (mm)	31	72	63	163	189	114	337	162	423	574
Promedio Uy (mm)	29.5	70.5	102	214	217	240.5	230.5	313.5	258.5	365

Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.41.** Curva IDA – Sismo Southern California



Fuente: Elaboración Propia (2025)

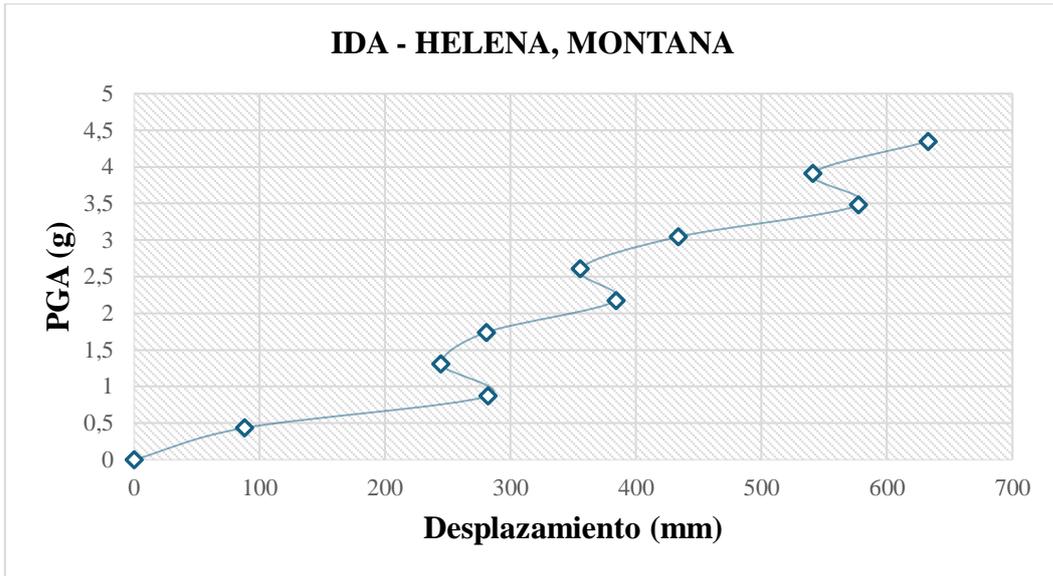
- **Sismo de Helena, Montana**

**Tabla 3.37.** Análisis IDA – Sismo Helena, Montana

Helena, Montana	FACTORES DE ESCALA - FS									
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8
PGA SRSS	0.4348	0.8695	1.3043	1.739	2.1738	2.6086	3.0433	3.4781	3.9129	4.3476
Max Uy – H1 (mm)	218	254	111	243	356	534	506	626	523	663
Max Uy – H2 (mm)	113	310	378	318	412	177	361	528	559	602
Promedio Uy (mm)	165.5	282	244.5	280.5	384	355.5	433.5	577	541	632.5

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.42. Curva IDA – Sismo Helena, Montana



Fuente: Elaboración Propia (2025)

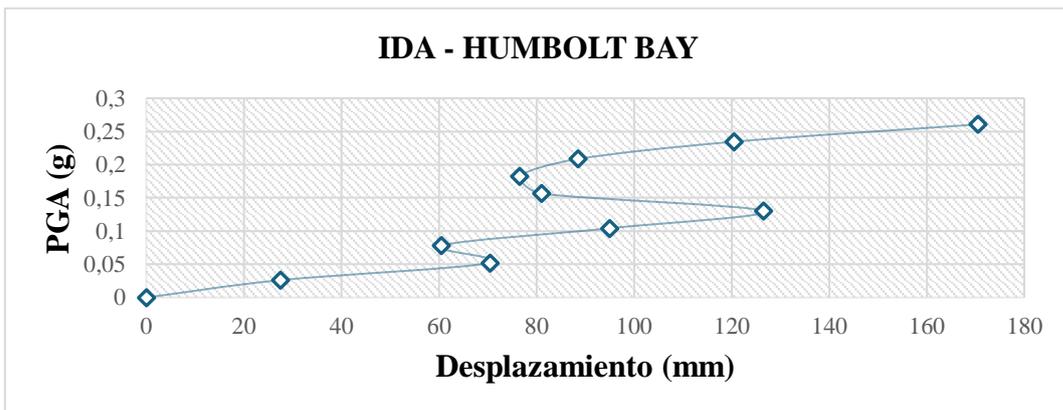
• Sismo de Humbolt Bay

Tabla 3.38. Análisis IDA – Sismo Humbolt Bay

Humbolt Bay	FACTORES DE ESCALA - FS									
Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
PGA SRSS	2.6E-2	5.21E-2	7.82E-2	0.1042	0.1303	0.1564	0.1824	0.2085	0.2345	0.2606
Max Uy – H1 (mm)	21	63	67	97	181	119	45	101	153	198
Max Uy – H2 (mm)	34	78	54	93	72	43	108	76	88	143
Promedio Uy (mm)	27.5	70.5	60.5	95	126.5	81	76.5	88.5	120.5	170.5

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.43. Curva IDA – Sismo Humbolt Bay



Fuente: Elaboración Propia (2025)

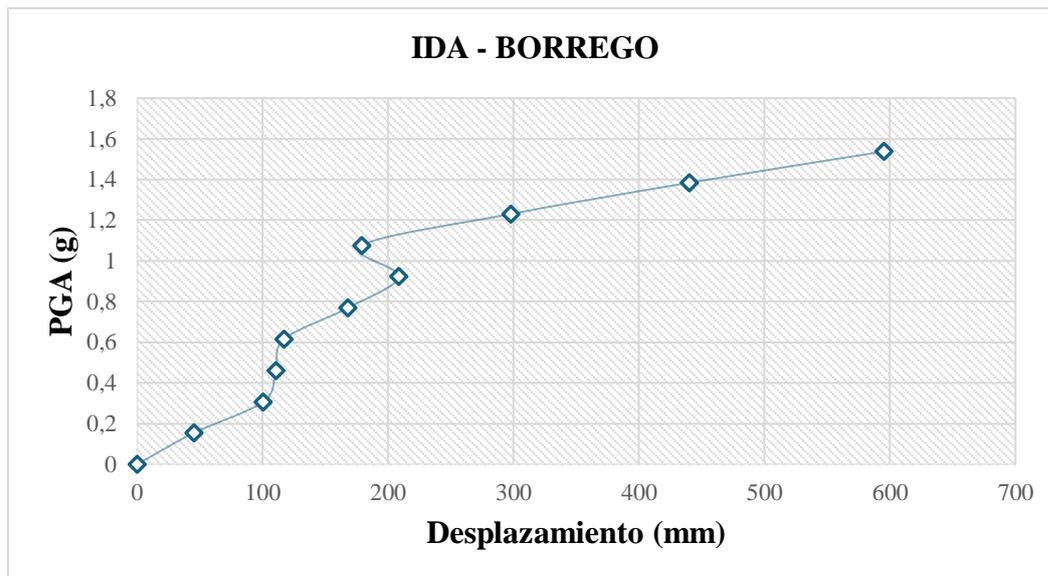
- **Sismo de Borrego**

Tabla 3.39. Análisis IDA – Sismo Borrego

<b>Borrego</b>		<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>								
<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>	<b>2</b>
<b>PGA SRSS</b>	0.1538	0.3075	0.4613	0.6151	0.7689	0.9226	1.0764	1.2302	1.384	1.5377
<b>Max Uy – H1 (mm)</b>	12	23	154	35	113	178	145	234	412	578
<b>Max Uy – H2 (mm)</b>	78	178	67	199	223	239	213	361	468	612
<b>Promedio Uy (mm)</b>	45	100.5	110.5	117	168	208.5	179	297.5	440	595

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.44. Curva IDA – Sismo Borrego



Fuente: Elaboración Propia (2025)

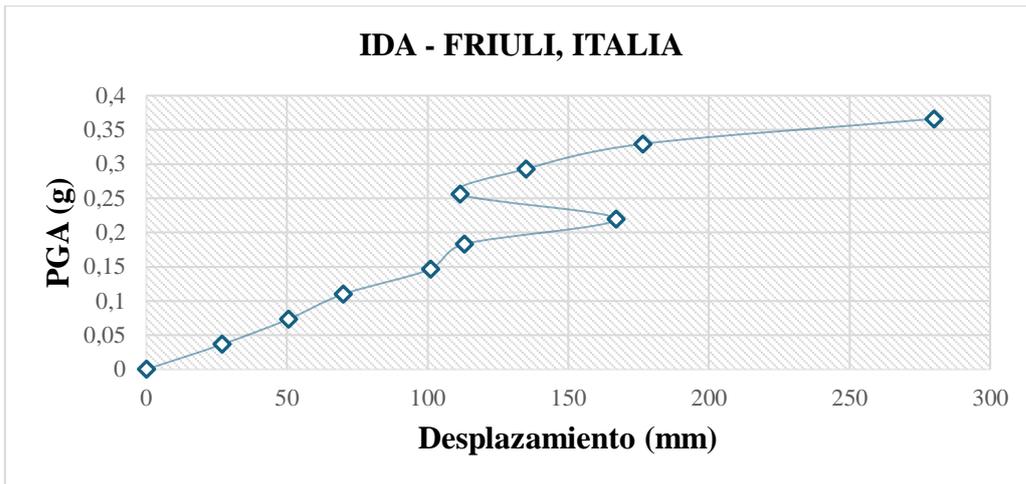
- **Sismo de Friuli, Italia**

Tabla 3.40. Análisis IDA – Sismo Friuli, Italia

<b>Friuli, Italia</b>		<b>FACTORES DE ESCALA - FS</b>								
<b>Sismo*FS</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.8</b>	<b>2</b>
<b>PGA SRSS</b>	3.6E-2	7.32E-2	0.1098	0.1464	0.1831	0.2197	0.2563	0.2929	0.3295	0.3661
<b>Max Uy – H1 (mm)</b>	31	34	53	103	126	178	115	101	164	215
<b>Max Uy – H2 (mm)</b>	23	67	87	99	100	156	108	169	189	345
<b>Promedio Uy (mm)</b>	27	50.5	70	101	113	167	111.5	135	176.5	280

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.45. Curva IDA – Sismo Friuli, Italia



Fuente: Elaboración Propia (2025)

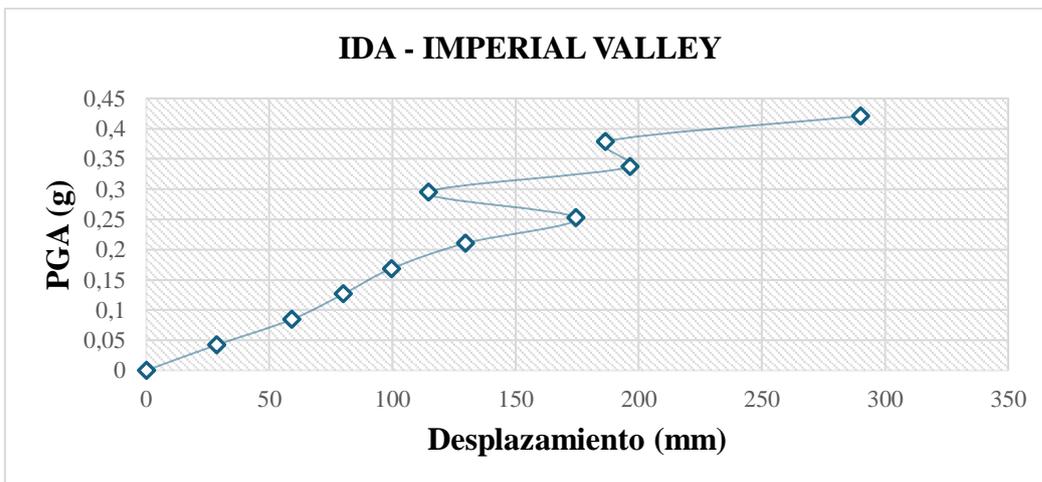
- Sismo de Imperial Valley

Tabla 3.41. Análisis IDA – Sismo Imperial Valley

Imperial Valley	FACTORES DE ESCALA - FS										
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
PGA SRSS	4.2E-2	8.42E-2	0.1263	0.1683	0.2104	0.2525	0.2946	0.3367	0.3788	0.4209	
Max Uy – H1 (mm)	22	41	62	114	158	199	135	214	206	268	
Max Uy – H2 (mm)	35	77	98	85	101	150	94	179	167	312	
Promedio Uy (mm)	28.5	59	80	99.5	129.5	174.5	114.5	196.5	186.5	290	

Fuente: Elaboración Propia (2025)

Figura 3.46. Curva IDA – Sismo Imperial Valley



Fuente: Elaboración Propia (2025)

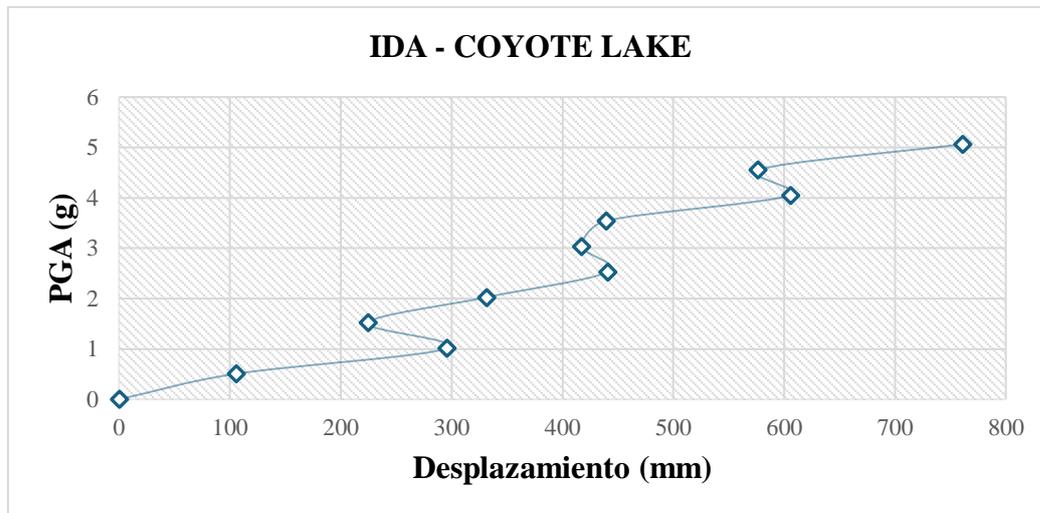
• **Sismo de Coyote Lake**

**Tabla 3.42.** Análisis IDA – Sismo Coyote Lake

Coyote Lake	FACTORES DE ESCALA - FS									
	Sismo*FS	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8
PGA SRSS	0.5064	1.0128	1.5192	2.0256	2.0256	3.0384	3.5448	4.0512	4.5576	5.064
Max Uy – H1 (mm)	99	267	148	274	409	578	590	689	592	729
Max Uy – H2 (mm)	112	325	301	389	473	256	289	523	561	793
Promedio Uy (mm)	105.5	296	224.5	331.5	441	417	439.5	606	576.5	761

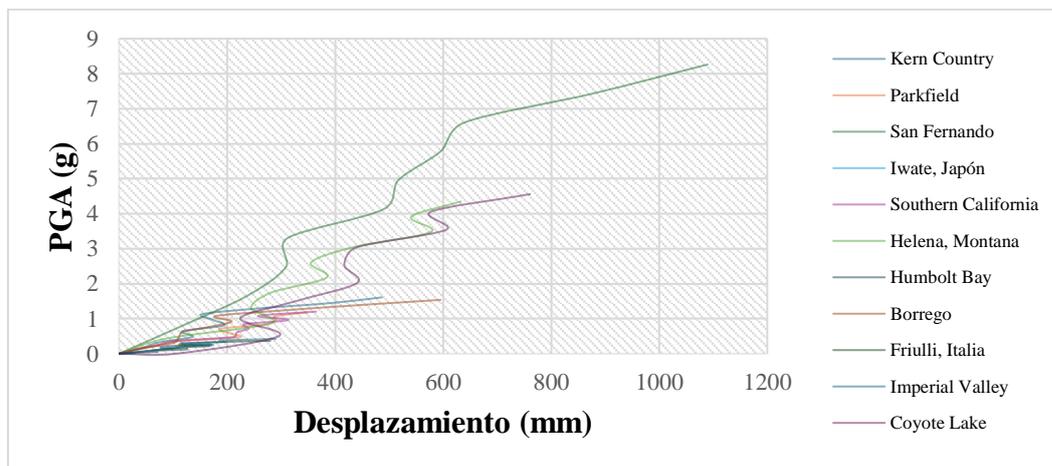
Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.47.** Curva IDA – Sismo Coyote Lake



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 3.48.** Curva IDA Multirregistro



Fuente: Elaboración Propia (2025)

## 4. Capítulo 4: Estimación de Daño

### 4.1. Modelización de estructuras de mampostería

Los muros de mampostería son una herramienta eficaz, idónea y antigua que ha sido implementada alrededor de todo el mundo. Son sistemas con materiales heterogéneos debido a la composición de ladrillos con o sin morteros y poseen una gran variedad en geometría, naturaleza, características de los morteros y la disposición en unidades.

Petracca (2015) en su estudio *Computational Multiscale Analysis of Masonry Structures* menciona que:

Los sistemas de mampostería tienen un enfoque a base de prueba y error y algunos reglamentos generales; debido al bajo entendimiento del comportamiento mecánico de los sistemas compuestos. Además; las propiedades elásticas e inelásticas y la complejidad de la microestructura de los muros de mampostería, conllevan a distintos mecanismos de fallo como el denominado “Efecto de tamaño” que surge cuando las propiedades del material no suelen ser iguales ante dos estructuras geoméricamente similares. Lo que genera respuestas complejas que son muy difíciles de capturar con precisión con modelos constitutivos homogéneos.

Petracca (2015) explica que para el modelamiento de estructuras de mampostería:

Los métodos numéricos avanzados como los micro y macro modelos, son muy eficientes para entender y predecir el comportamiento de los sistemas. La macro-modelización considera a los sistemas como un continuo ortotrópico homogéneo ficticio, es decir; que sus propiedades mecánicas son únicas e independientes en tres direcciones perpendiculares entre sí (X, Y, Z). Aunque en la realidad no es así, ya que los muros de mampostería tienen materiales anisotrópicos donde sus propiedades son diferentes en distintas direcciones generando que no haya una homogeneidad completa del sistema.

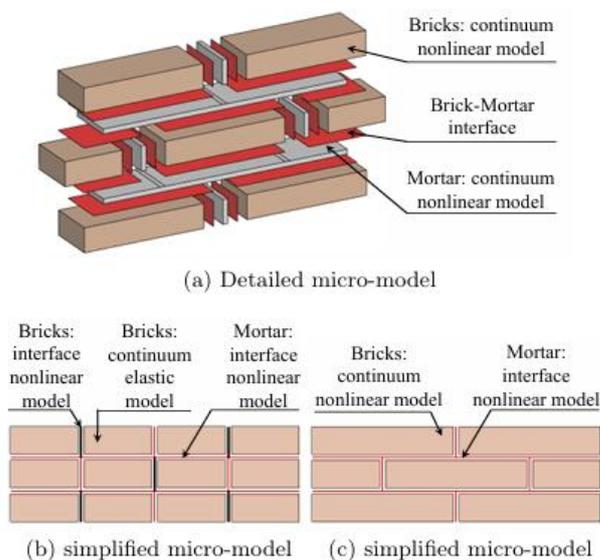
### 4.1.1. Micro Modelización

Petracca (2015) expone que la micro modelización en el ámbito de la mampostería:

Es un análisis detallado de cada uno de los componentes estructurales, donde se considera la compleja interacción entre los miembros de la mampostería, discretizándola de manera tridimensional completa tanto al ladrillo como a las juntas de mortero. El fin de este modelo es entender el comportamiento local de los miembros estructurales, aunque este suponga demasiada capacidad computacional y el uso de un gran periodo de tiempo.

La **Figura 4.1.** explica gráficamente cómo se otorgan las propiedades no lineales a los materiales (ladrillo y mortero) para su posterior micromodelamiento y estimación de su respuesta estructural.

**Figura 4.1.** Micromodelamiento típico de mampostería



Fuente: Petracca (2015).

En el estudio *Computational Multiscale Analysis of Masonry Structures* expuesta por Petracca en el año 2015, se implementó el uso de distintos autores para fundamentar el modelamiento no lineal de las estructuras de mampostería. A fin de indagar las hipótesis planteadas, se presentan las investigaciones correspondientes empleadas por Petracca y que serán el sustento teórico del modelamiento de los casos de estudio seleccionados en el apartado 2.4.

Page (1983) en su investigación *The strength of brick masonry under biaxial tension-compression* utilizó:

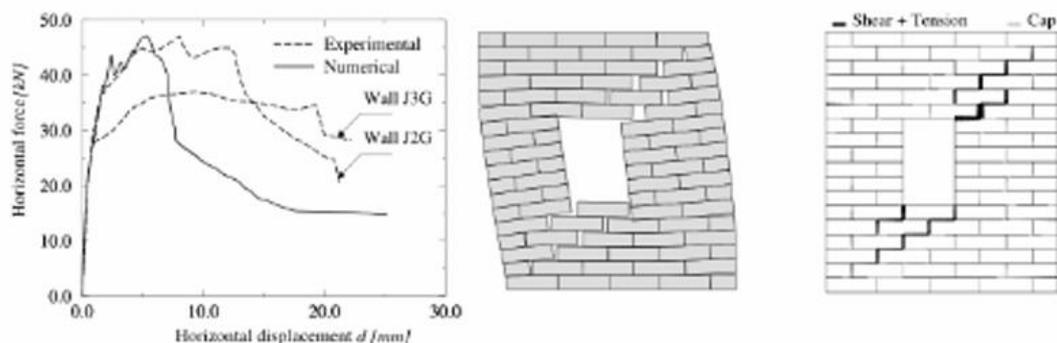
Elementos mediante una interfaz no lineal con el fin de representar las juntas de mortero, puesto que; suelen actuar como planos débiles. Para dicho análisis se considera la alta resistencia a la compresión, la baja resistencia a la tracción y la limitada resistencia al corte; dependiendo del nivel de compresión y la fuerza de unión del material compuesto. Para los ladrillos se utilizó elementos finitos de continuo lineal-elástico. Es decir, un análisis de la respuesta de un sólido continuo a fuerzas externas, asumiendo un comportamiento elástico lineal.

Lourenço y Rots (1997) en el estudio *Multisurface interface model for analysis of Masonry Structures* implementaron:

Un modelo constitutivo para la interfaz, el cual propone en términos de plasticidad multisuperficie, la capacidad del sistema para deformarse y adaptarse a una variedad de condiciones como:

- El corte de tracción para simular la falla por tracción de las juntas de mortero.
- La ley de fricción de Coulomb para la respuesta al cortante de las juntas del mortero.
- Una tapa elíptica con el fin de simular el aplastamiento por compresión de toda la mampostería.
- La falla combinada de cortante-compresión de las juntas y para las individuales debido al cortante bajo altos esfuerzos de compresión.
- Todas las unidades son modeladas como un modelo continuo elástico.

Figura 4.2. Micromodelamiento propuesto por Lourenco y Rots (1997)



Fuente: Lourenço y Rots (1997)

Petracca *et al.* (2022), en su estudio *Efficient Constitutive Model for Continuous Micro-Modeling of Masonry Structures* expone algunas ventajas y desventajas del micro modelamiento las cuales se explican a continuación:

El micro modelamiento permite capturar la capacidad de todos los mecanismos de fallo complejos que aparecen a nivel microestructural. Además de estimar la anisotropía inducida por el daño como la interacción entre los componentes microestructurales. Sin embargo, requiere la construcción de mallas extremadamente finas, lo cual genera un análisis costoso y el requerimiento de una gran capacidad computacional. También, al momento que la resistencia se degrada debido al crecimiento del daño, induce a una mala convergencia y se necesitan emplear algoritmos robustos de solución para el método constitutivo.

#### **4.1.2. Macro modelización**

Petracca (2015) explica que el macro modelamiento se define como:

La interacción de micro estructuras es complejo, en particular cuando las deformaciones en las micro estructuras, conducen a mecanismos complicados en la disipación de energía de la estructura. Por ende; la implementación de la simulación numérica directa “DNS” es de utilidad, debido que utiliza un modelo de elemento finito clásico de escala 1 y toda la información sobre la microestructura se modela explícitamente. Dicha influencia permite tener una mejor precisión en el análisis de los sistemas de muros de mampostería.

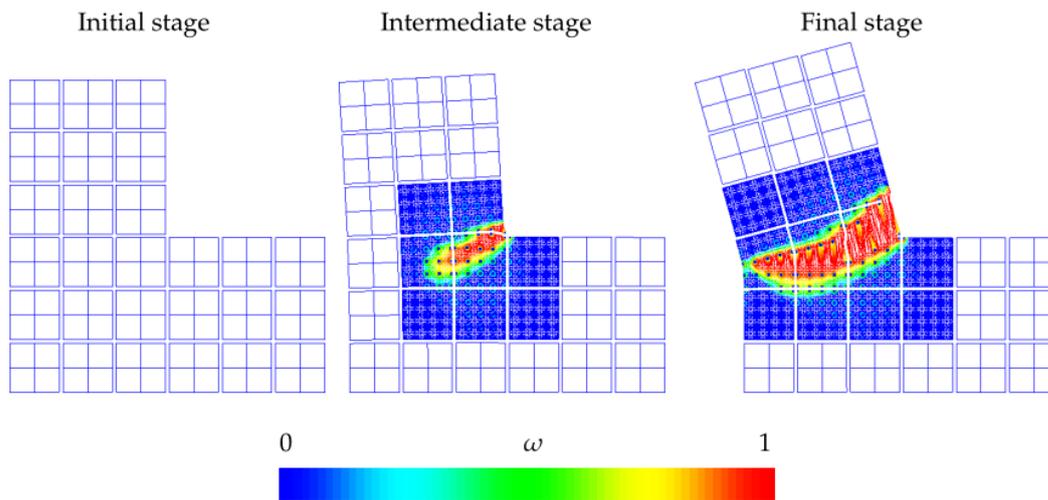
Los métodos multiescala tomaron una gran influencia en la simulación de materiales propios de muros de mampostería con un comportamiento complejo. Dichos métodos tienen un enfoque intermedio entre el macro modelado estándar y el micro modelado (Petracca, 2015).

A continuación, se explican las dos clases de métodos multiescala para el macro modelamiento de estructuras de mampostería.

##### ***Método multiescala concurrente “MMC”***

Este método emplea el estudio de múltiples escalas de longitud e integra la micro estructura en el modelo estructural, generando un fuerte acoplamiento entre las escalas macro y micro mediante el intercambio de información entre ellas (Petracca, 2015).

Figura 4.3. Método Multiescala Concurrente



Fuente: Lloberas-Valls (2013)

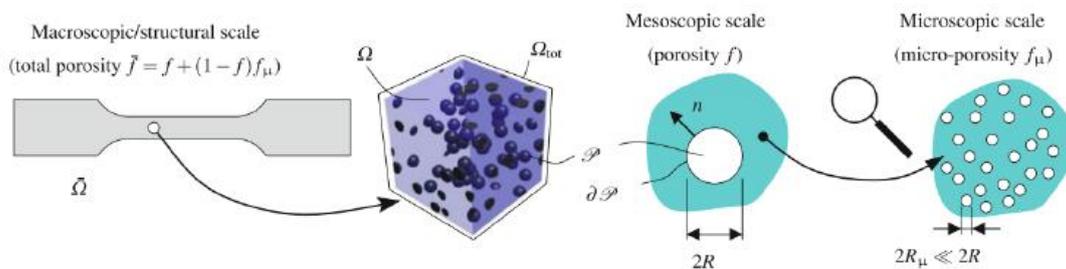
### Método de homogenización computacional “CHM”

Petracca (2015) explica que el método CHM utiliza un modelado multiescala donde la información se obtiene a partir de escalas de longitud múltiples, pero:

Supone que las escalas se encuentran separadas generando un acoplamiento débil entre ellas. Además, se modela un elemento de volumen representativo “RVE” el cual emula un medio homogéneo equivalente, que se asocia a cada punto de integración de la malla macroscópica. El CHM a diferencia del MMC no ingresa físicamente las características microestructurales.

Debido a su flexibilidad, esta técnica ha sido de gran implementación para modelar una gran clase de materiales caracterizados por microestructuras complicadas con comportamientos lineales y no lineales.

Figura 4.4. Método de Homogenización Computacional

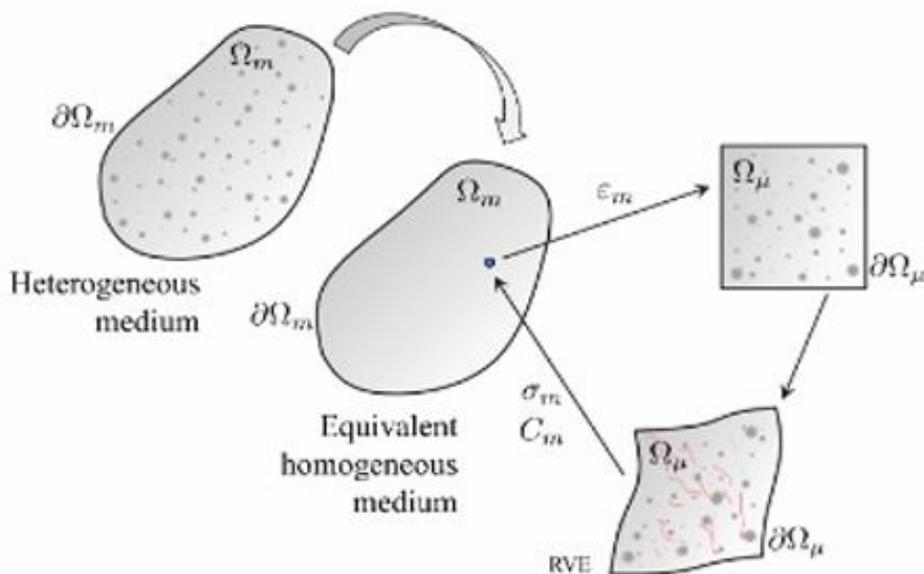


Fuente: Fritzen et al. (2013)

Petracca (2015) explica que el método de homogenización computacional se ejecuta con los siguientes pasos:

Reducir la escala, para que la deformación macroscópica se transfiera a la microescala en cualquier punto de la malla macroscópica. Con el fin de aplicar condiciones de contorno en la malla RVE. Seguidamente se debe solucionar el problema del valor límite “BVP” a microescala, a través de cualquier método numérico. Por último, se escala ascendientemente para que el tensor de tensión a macroescala y el operador tangente se obtengan mediante procesos de homogenización.

Figura 4.5. Flujo de trabajo de la homogenización computacional



Fuente: Petracca (2015).

Para el presente proyecto en el ámbito de estimación de daño, se opta de un micro modelamiento. Con el fin de, analizar detalladamente el grado de daño de los componentes principales de los muros de mampostería confinada (ladrillos y mortero). Para ello, se debe escoger un modelo de daño que se adapte a un análisis micro y con los resultados obtenidos del análisis sísmico identificar los posibles planos y mecanismos de falla que presentan los casos analizados frente a cargas dinámicas.

## 4.2. Modelo de daño

El modelo de daño que implementa para el análisis micro y su posterior uso en software STKO se denomina “Modelo de Daño Plástico”, el cual simula el comportamiento no lineal de materiales bajo cargas cíclicas mediante el método de los elementos finitos. Este modelo relaciona la teoría de daño con la plasticidad, permitiendo estimar la degradación progresiva de la rigidez de los materiales ante la acción de cargas (Petracca *et al.*, 2022). Es decir, el modelo de daño plástico muestra como un material pierde rigidez y resistencia debido a la acumulación de micro daños.

Petracca *et al.* (2022) detalla minuciosamente el modelo de daño plástico en la investigación “Efficient Constitutive Model for Continuous Micro-Modeling of Masonry Structures” exponiendo:

Un mejoramiento de la respuesta cíclica de los sistemas de muros de mampostería, en donde se añadió la plasticidad (rango constante de deformación) para estimar el daño mediante la implementación simplificada de reglas elastoplásticas estándar, permitiendo un cálculo explícito del tensor de estrés a partir del tensor de deformación. Esto genera que no sea necesario la implementación de un bucle iterativo a nivel del material. Además, de implementar el algoritmo denominado “IM-PLEX”, que tiene por objeto reducir los problemas numéricos relacionados con el ablandamiento por deformación, mejorando así la estabilidad de la solución.

### 4.2.1. Modelo Constitutivo

En base al trabajo desarrollado por Petracca *et al.* (2017) el cual expone una continuidad de Cervera *et al.* (1995) y Wu *et al.* (2006) se define al tensor de esfuerzo nominal como se expresa en la ecuación (47):

$$\sigma = (1 - d^+) \sigma^+ + (1 - d^-) \sigma^- \quad \text{Ecuación (47)}$$

Donde los signos  $\sigma^+$  y  $\sigma^-$  representan las partes positivas y negativas del tensor de tensión efectivo.

El tensor de esfuerzo efectivo se define como:

$$\sigma = \sigma^+ + \sigma^- \quad \text{Ecuación (48)}$$

$$\sigma^\pm = (1 - d_{pl}^\pm) * \sigma^\pm \quad \text{Ecuación (49)}$$

Las variables  $d^+$  y  $d^-$  representan los índices de daño por tracción y compresión, y afectan directamente a las variables  $\sigma^+$  y  $\sigma^-$  del tensor de tensión efectiva. Los índices de daño son variables escalares que van desde 0 (material intacto) a 1 (material completamente dañado).

El tensor de esfuerzo efectivo de prueba se define como:

$$\sigma = \sigma_n + C_o : (\varepsilon - \varepsilon_n) \quad \text{Ecuación (50)}$$

$$\sigma^+ = \sum_{i=1}^3 \langle \sigma_i \rangle p_i \otimes p_i \quad \text{Ecuación (51)}$$

$$\sigma^- = \sigma - \sigma^+ \quad \text{Ecuación (52)}$$

Donde

- $\sigma_n$ : Esfuerzo efectivo “solo incluyendo plasticidad”.
- $C_o : (\varepsilon - \varepsilon_n)$ : Incremento de esfuerzo de prueba elástico.

#### 4.2.2. Criterios de falla

Petracca (2022) en su estudio “Efficient Constitutive Model for Continuous Micro-Modeling of Masonry Structures” expone que:

En el criterio de falla se introduce dos medidas escalares; que son conocidas como tensiones equivalentes  $\tau^+$  y  $\tau^-$ , con el propósito de identificar distintos casos de “carga”, “descarga” o “recarga” para un estado general de tensión. La tensión equivalente propone controlar el efecto de la superficie compresiva sobre el comportamiento dilatante del modelo y la misma se calcula como:

$$\tau^- = H(-\sigma_{min}) \left[ \frac{1}{1-\alpha} (\alpha I_1 + \sqrt{3j_2} + k_1 \beta \langle \sigma_{max} \rangle) \right] \quad \text{Ecuación (53)}$$

$$\tau^+ = H(-\sigma_{max}) \left[ \frac{1}{1-\alpha} (\alpha I_1 + \sqrt{3j_2} + \beta \langle \sigma_{max} \rangle) \frac{f_t}{f_{cp}} \right] \quad \text{Ecuación (54)}$$

$$\alpha = \frac{k_b - 1}{2k_b - 1} \quad \text{Ecuación (55)}$$

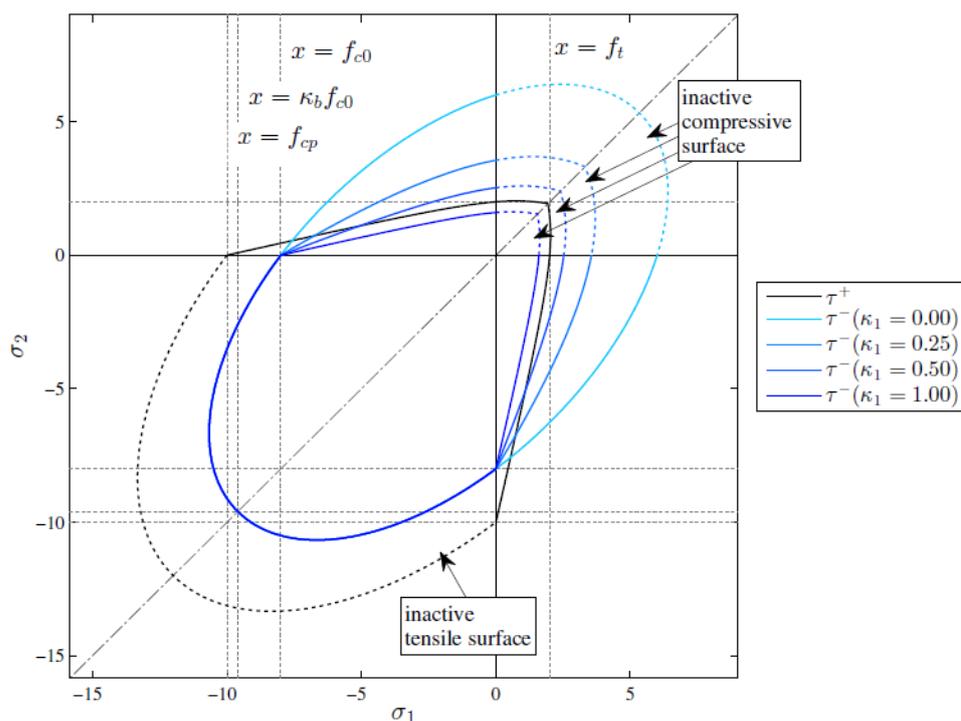
$$\beta = \frac{f_{cp}}{f_t} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad \text{Ecuación (56)}$$

Donde:

- $I_1$ : Primer invariante del tensor de tensión efectiva.
- $j_2$ : Segunda invariante del tensor de tensión efectiva.

- $\sigma_{max}$ : Tensor principal efectiva máxima.
- $f_{cp}$ : Tensor máximo de compresión.
- $f_t$ : Resistencia a la tracción.
- $k_b$ : Relación entre las resistencias de compresión biaxial y uniaxial.
- $k_1$ : Controla la influencia del criterio de compresión.
- $H(\sigma_{min,max})$ : Asegura que la superficie de compresión esté activa solo si hay al menos un valor propio negativo, evitando así el incremento del daño por tracción bajo estados de tensión.

Figura 4.6. Superficie de daño en el espacio de tensiones principales



Fuente: Petracca *et al.*, (2022)

#### 4.2.3. Variables de daño plástico y agrietamiento

Petracca *et al.* (2022) concluyo que en el micro modelamiento de estructuras de mampostería:

Para obligar que el proceso de daño no sea reversible, se introdujo umbrales de daño  $r^+$  y  $r^-$ , que son dos variables escalares que expresan los máximos valores que las tensiones equivalentes alcanzan, siendo representadas por:

$$r^+(t) = \max(\max \tau^+(s); f_t) \quad \text{Ecuación (57)}$$

$$r^-(t) = \max(\max \tau^-(s); f_{c0}) \quad \text{Ecuación (58)}$$

Donde  $f_t$  y  $f_{c0}$ , son los límites elásticos de tensión y compresión respectivamente.

Las variables de daño plástico positivo y negativo se pueden hallar con:

$$d_{pl}^\pm = 1 - \frac{q_{pl}^\pm}{r^\pm} \quad \text{Ecuación (59)}$$

$$r^\pm = E(\varepsilon_{tot}^\pm - \lambda^\pm) \quad \text{Ecuación (60)}$$

$$q_{pl}^\pm = q^\pm + (1 - w^\pm)(r^\pm - q^\pm) \quad \text{Ecuación (61)}$$

Donde:

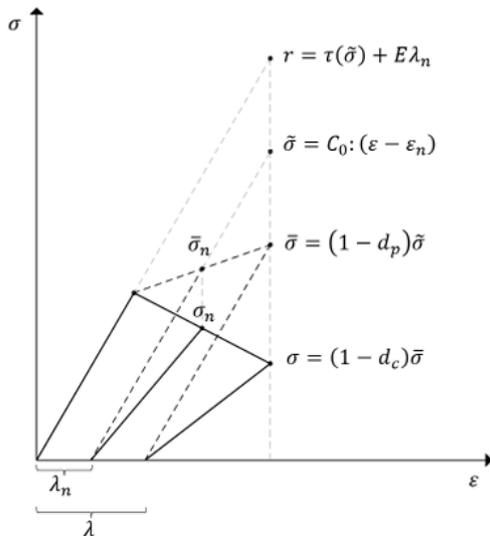
- **r**: Son los umbrales de daño positivo y negativo vinculado al tensor de esfuerzo efectivo de prueba.
- **q<sub>pl</sub>**: Son las variables de endurecimiento efectivos.
- **W**: Son los factores de daño plástico de tracción y compresión que son usadas para calibrar la cantidad de plasticidad.

El daño de agrietamiento se puede calcular con la expresión (62):

$$d_{pl}^\pm = 1 - \frac{q_{pl}^\pm}{q^\pm} \quad \text{Ecuación (62)}$$

La **Figura 4.7.** ilustra esquemáticamente el modelo de daño a implementarse en STKO.

**Figura 4.7.** Modelo de daño plástico



Fuente: Petracca et al. (2022)

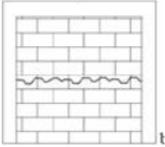
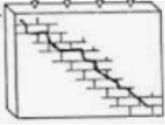
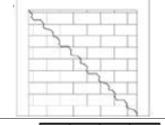
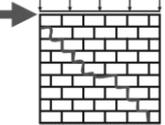
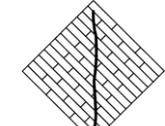
#### 4.2.4. Tipos de daño en mampostería

Para exponer todos los tipos de daño que se dan en los sistemas de muros de mampostería se basó en el estudio “Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Mansory Infills” perteneciente al autor Crisafulli (1997), el cual expone:

Las fallas en los sistemas de muros de mampostería; se producen a causa de la separación de las juntas del mortero, aplastamiento o por la acción de los dos. Los agrietamientos en edificaciones son respuestas naturales ante fuerzas externas; que causan pequeñas fisuras e inclusive daño en la estructura más severa.

La **Tabla 4.1.** ilustra todos los tipos de daño que se pueden presentar en mampostería:

**Tabla 4.1.** Representación esquemática de los tipos de daño en mampostería

Tipo	Descripción	Ilustración
<b>Agrietamiento por corte</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En la falla más común causada por la ruptura de las juntas de mortero.</li> <li>• Genera grietas diagonales.</li> <li>• No produce colapso inmediato.</li> <li>• Depende de la resistencia al corte del mortero, a la resistencia a tracción de los ladrillos y la relación entre tensiones normales y cortantes.</li> </ul>	
<b>Agrietamiento por tensión diagonal</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Es causado debido que la mampostería es sometida a esfuerzos laterales, donde sus unidades son más débiles que las juntas del mortero.</li> <li>• Inicia en el centro del panel donde los esfuerzos de tracción son máximos.</li> </ul>	
<b>Agrietamiento en las juntas de mortero</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fragilidad en las juntas del mortero, donde se dan los agrietamientos.</li> </ul>	
<b>Agrietamiento escalonado</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Las tensiones perpendiculares generan grietas en zigzag.</li> <li>• Causada por la baja resistencia de la tracción del mortero con las unidades de mampostería.</li> </ul>	
<b>Falla de corte deslizante</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Causado por la debilidad de las juntas de mortero y la predominancia de esfuerzos cortantes.</li> <li>• Las grietas inician en la esquina superior y se propagan diagonalmente</li> </ul>	
<b>Falla a compresión</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se da por diferentes estados de estrés.</li> <li>• Ocurren en las esquinas.</li> </ul>	
<b>Falla a compresión diagonal</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La falla se genera por efecto puntual, donde las esquinas se separan de los elementos confinantes, creando un efecto que crea prismas comprimidos, el cual aumenta los desplazamientos horizontales.</li> <li>• Esto genera que las grietas crezcan, produciendo falla en la mampostería.</li> </ul>	
<b>Aplastamiento en las esquinas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Creadas por cargas laterales, que genera un estado de compresión biaxial.</li> </ul>	
<b>Agrietamiento por flexión</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La mampostería se dobla.</li> <li>• Genera tensiones en una cara y compresión en la otra.</li> </ul>	

Fuente: Crisafulli (1997)

#### 4.2.5. Filosofía de daño en base la Normativa Ecuatoriana de la Construcción – NEC

En base a los casos de estudios seleccionados, se consideró que todas las estructuras son de ocupación normal, en lo cual la NEC-SE-DS (2015) menciona que deben cumplir los siguientes parámetros y filosofías de diseño con los objetos de:

- Prevenir daños en los elementos estructurales y no estructurales ante sismos frecuentes y con bajas magnitudes, que pueden presentarse durante la vida útil de las estructuras.
- Evitar los colapsos ante sismos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de las estructuras, con el fin de amparar la seguridad y vida de los ocupantes.
- Tener la capacidad de resistir las fuerzas propuestas por la normativa.
- Poder disipar la energía de deformación inelástica, mediante el uso de las técnicas de diseño por capacidad.

En la **Tabla 4.2.** se ilustra los niveles de desempeños estructurales y el tipo de daño que se espera para los elementos estructurales y no estructurales:

**Tabla 4.2.** Filosofía de diseño según la NEC-15

Nivel de desempeño estructural (Prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales
Servicio	Ningún daño	Ningún daño
Daño	Ningún daño	Daños
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables

Fuente: NEC (2015)

Según esta filosofía y con los resultados de daño que se obtengan en el software STKO se puede determinar el nivel de desempeño estructural que tienen los casos de estudio seleccionados a fin de evaluar la vulnerabilidad que tienen frente al accionar de cargas dinámicas (monotónicas y sísmicas). Para ello, se emplea el modelamiento de las zonas críticas de cada caso para su posterior análisis de daño y con ello determinar si el Centro Histórico de Cuenca - CHC posee una baja, media o alta vulnerabilidad.

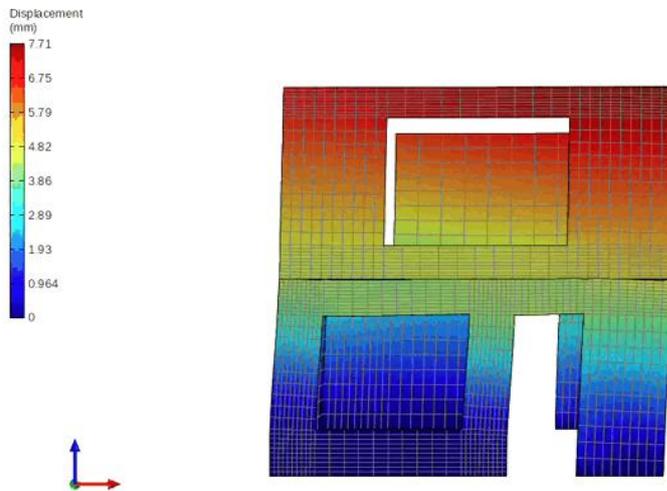
#### 4.3. Metodología de daño en STKO

Previamente el modelo constitutivo descrito anteriormente fue empleado en el apartado **3.1.1.** a través del comando “ASDConcrete3D”. Con el fin de determinar los planos de falla que presentan los casos de estudio cuando se emplearon los siguientes análisis: modal, estático no lineal y dinámico no lineal y a su vez para asignar las propiedades físicas de la mampostería. Vale recalcar que los parámetros necesarios para emplear este modelo constitutivo fueron definidos en la **Tabla 2.4.** y los parámetros de daño fueron calibrándose de acuerdo a estudios experimentales.

Con la información obtenida, se procede con el modelamiento de las fachadas frontales de cada caso, identificadas como los planos críticos de falla, como se puede visualizar a continuación:

- **Huayna Cápac Tipología 1**

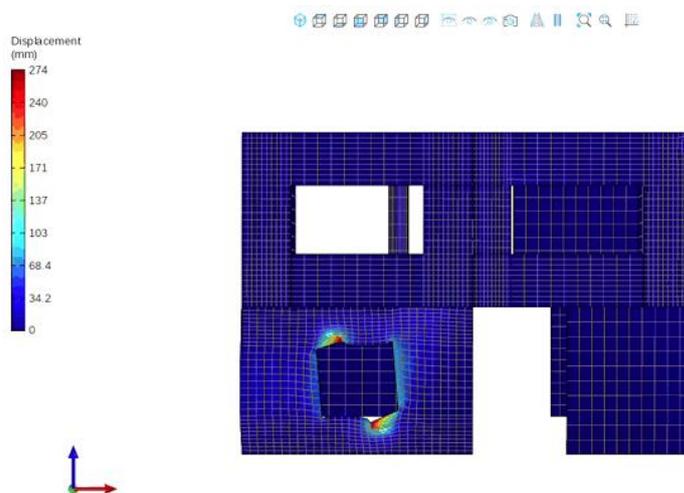
**Figura 4.8.** Plano Crítico de Falla - Caso 1



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

- **Vivienda Representativa CHC**

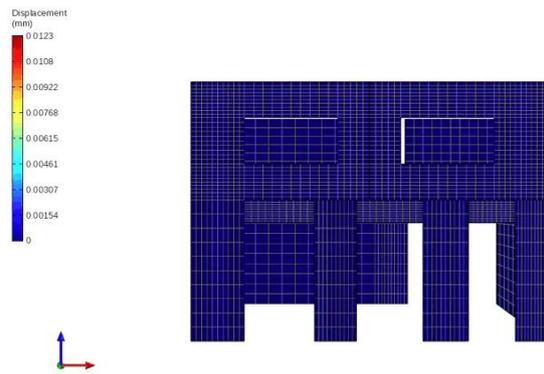
**Figura 4.9.** Plano Crítico de Falla – Caso 2



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

- Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 1

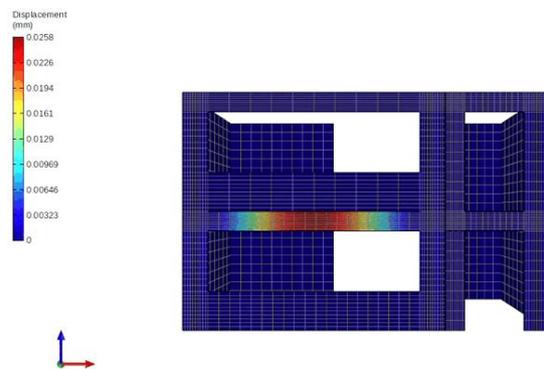
**Figura 4.10.** Plano Crítico de Falla – Caso 3



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

- Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 2

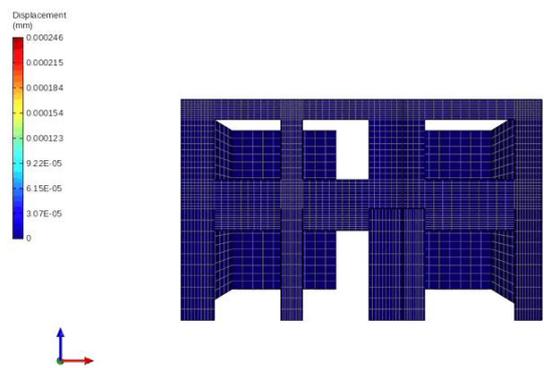
**Figura 4.11.** Plano Crítico de Falla – Caso 4



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

- Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 3

**Figura 4.12.** Plano Crítico de Falla – Caso 5

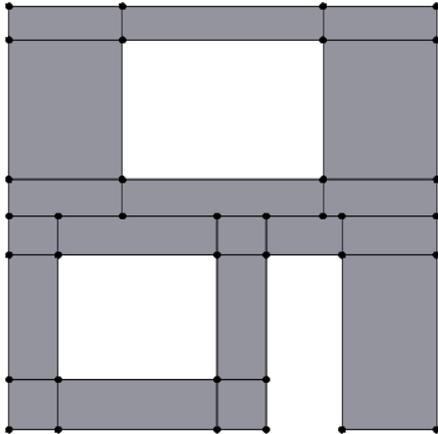


*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

### 4.3.1. Modelado de fachadas frontales en STKO

Para el modelamiento de las fachadas frontales de cada caso de estudio, se inició con la importación de la geometría desde un archivo “igs” al sistema operativo STKO (desde la pestaña “Geometry”).

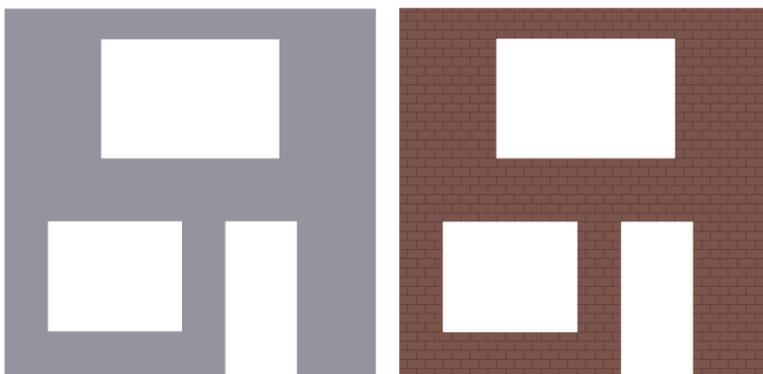
**Figura 4.13.** *Importación de las fachadas frontales de los casos de estudio*



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

Posteriormente, se procedió con el trazado de los sólidos mediante el comando “Faces 3/4” para la representación de los ladrillos y el mortero en las juntas; respetando la geometría de cada vivienda. Recalcar que se empleó un micro modelamiento correspondiente a cada fachada frontal de casa caso de estudio, además se realizó el trazado de líneas conectando los bordes laterales de las juntas, debido que el programa utiliza el método de los elementos finitos; el cual funciona con elementos cuadrangulares “elementos con 4 nodos” y también para evitar errores de mallado o convergencia.

**Figura 4.14.** *Trazado de ladrillos y morteros en las juntas*



a) Macro Modelamiento b) Micro Modelamiento

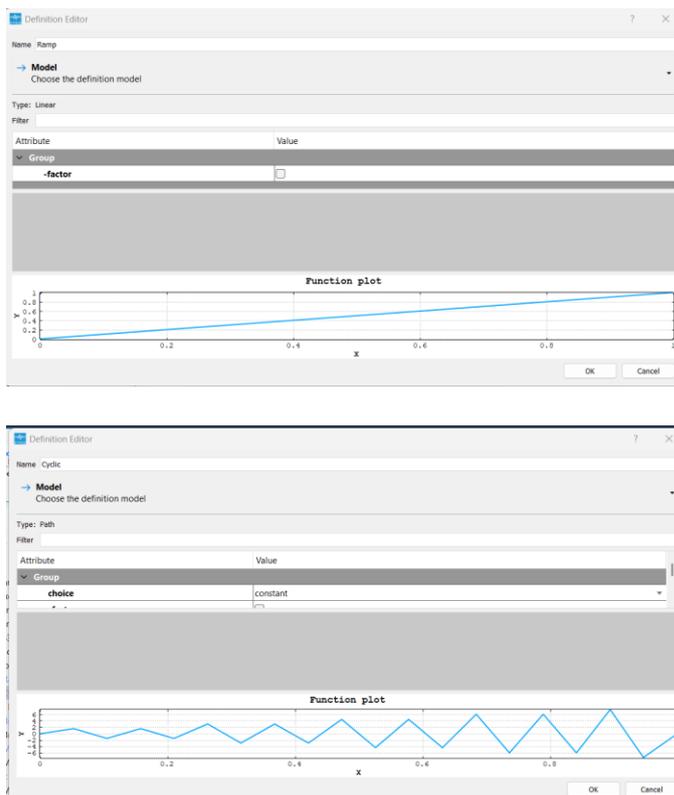
*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

## Comando *Definition*

Sirve para establecer cómo las cargas gravitatoria y dinámicas actuaran en función del tiempo. Para el cual se incorporó:

- **Ramp:** Demuestra como varía la carga en el tiempo, la cual inicia en el segundo cero y va incrementando hasta alcanzar el 100% en el primer segundo.
- **Cyclic:** Hace referencia a que la carga actuante entra en un bucle, es decir; se vuelve a repetir durante todo el análisis. Aquí se ingresó un vector de desplazamiento en base a la curva dinámica para el caso Pushover y los sismos del Análisis IDA.

Figura 4.15. Asignación de las cargas dinámicas

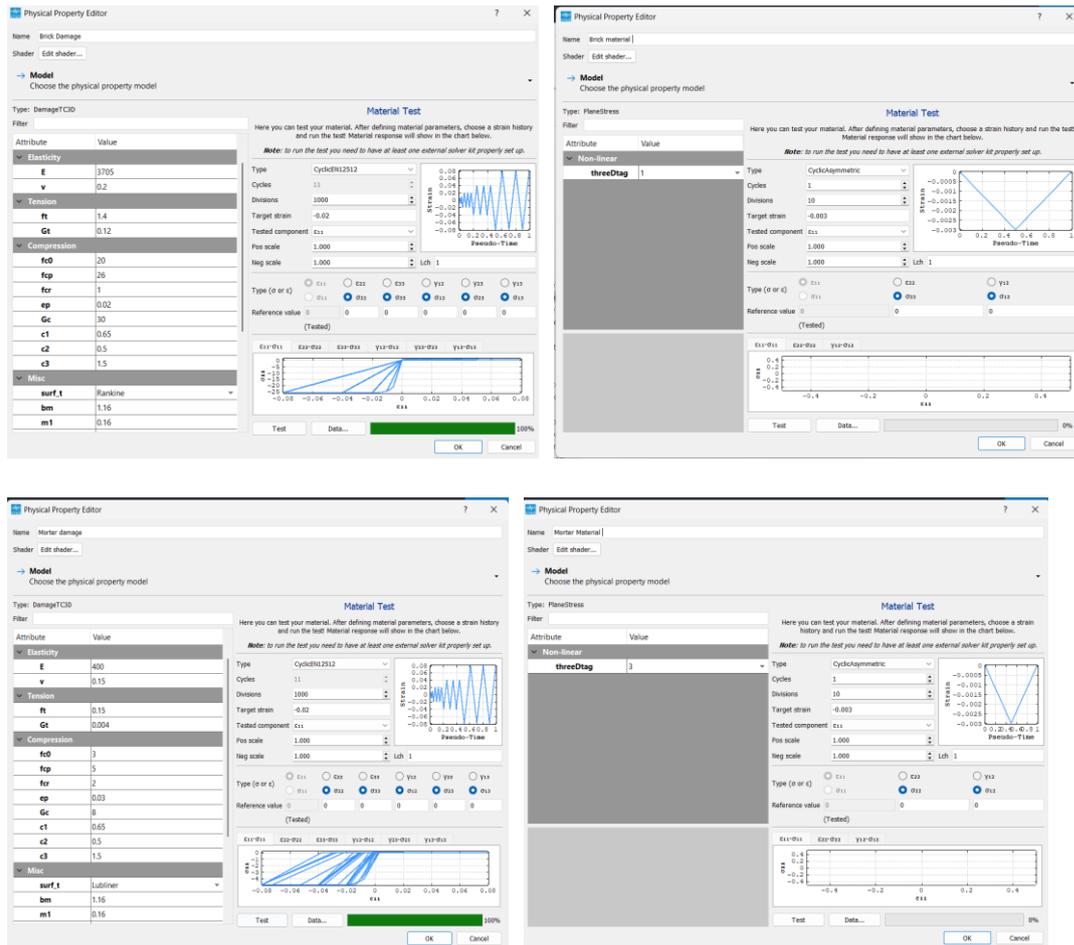


Fuente: Elaboración Propia (2025)

## Comando *Physical Properties*

En este apartado se asignaron las propiedades no lineales, a fin de determinar el daño, tanto para los elementos de ladrillo y las juntas de mortero por medio del comando “Damage TC3D”. Además, esto permite aplicar el modelo de daño descrito en el apartado 4.2. para un micro modelamiento de estructuras de mampostería, asignando cada material no lineal a cada elemento modelado por medio del comando “PlaneStress”.

Figura 4.16. Modelos de daño para ladrillo y mortero

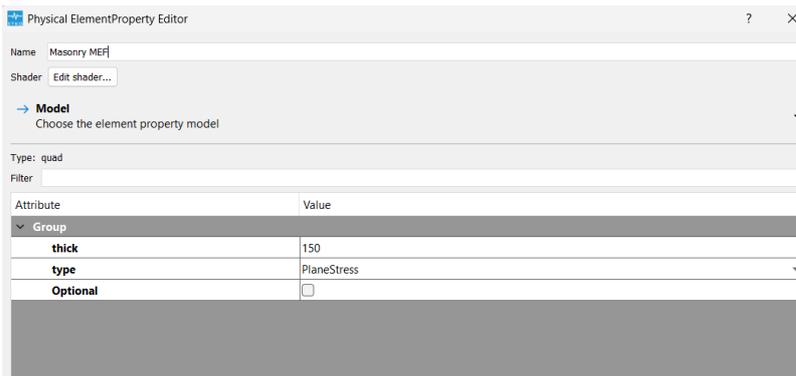


Fuente: Elaboración Propia (2025)

## Comando *Element Properties*

Sirven para simular y optimizar el modelamiento estructural de los elementos. Es donde se estableció el tipo de elemento finito que se utilizará en los cálculos de los modelos, siendo el mismo “quad”. Además, se define el espesor del muro (150 mm).

Figura 4.17. Tipo de elemento finito escogido



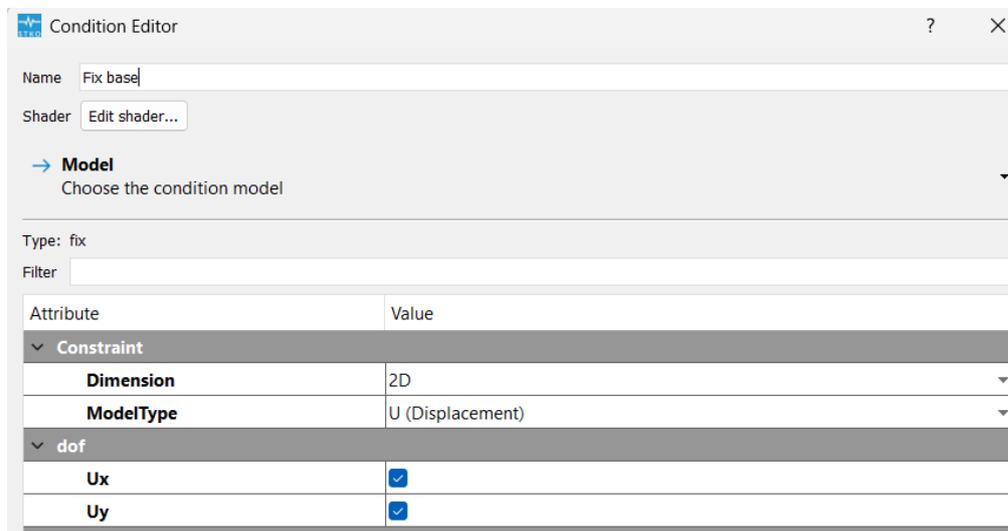
Fuente: Elaboración Propia (2025)

## Comando *Conditions*

Hacen referencia a los parámetros de las condiciones de borde del modelo. En el cual se estableció:

- **Fix Base:** Se restringió el movimiento  $U_x$  y  $U_y$  de todas las bases.

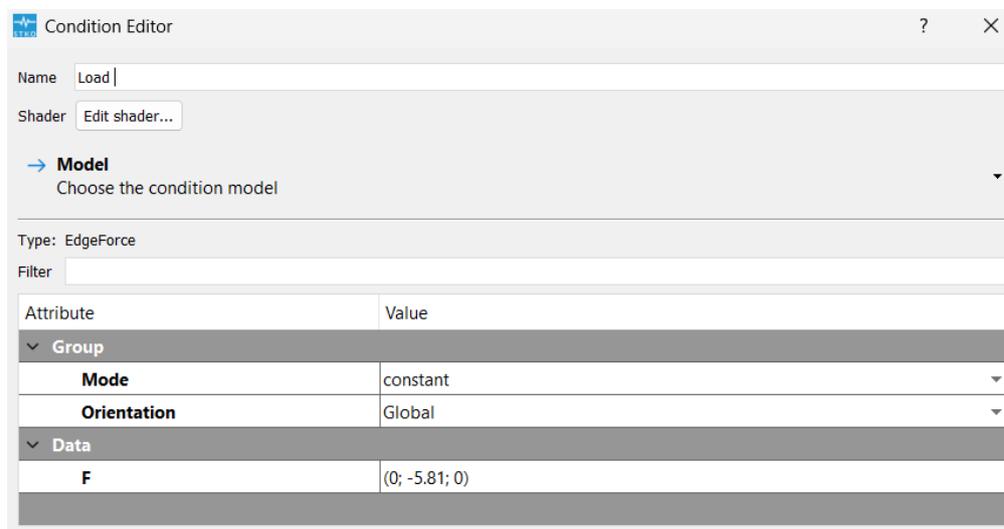
Figura 4.18. Asignación de la restricción del movimiento en la base



Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Load:** Es la carga actuante que se asignó a la parte superior de la fachada.

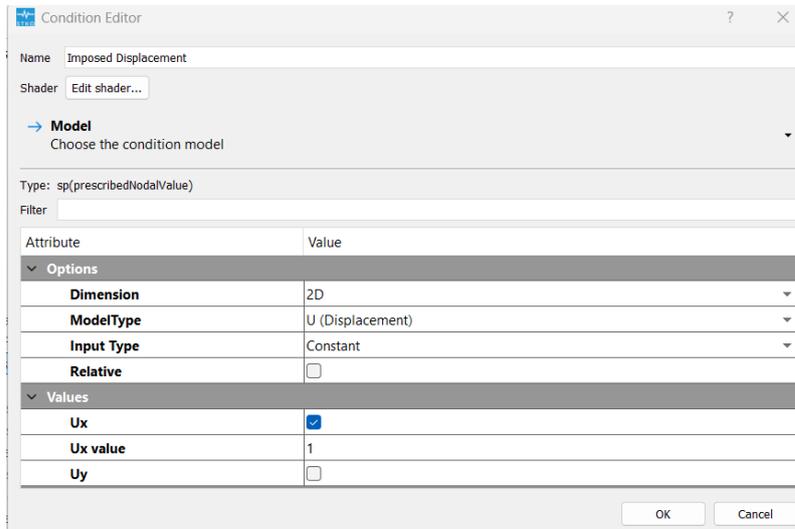
Figura 4.19. Asignación de la carga gravitatoria



Fuente: Elaboración Propia (2025)

- **Imposed Displacement:** Hace referencia en donde va a actuar la carga dinámica, siendo asignado en el nodo superior izquierdo de la fachada.

**Figura 4.20.** *Asignación de la carga dinámica*



*Fuente:* Elaboración Propia (2025)

## Comando *Analysis Steps*

Asigna todos los pasos anteriores en un orden correspondiente para que el solver “OpenSees” pueda ejecutarse de manera correcta y se definen de la siguiente forma:

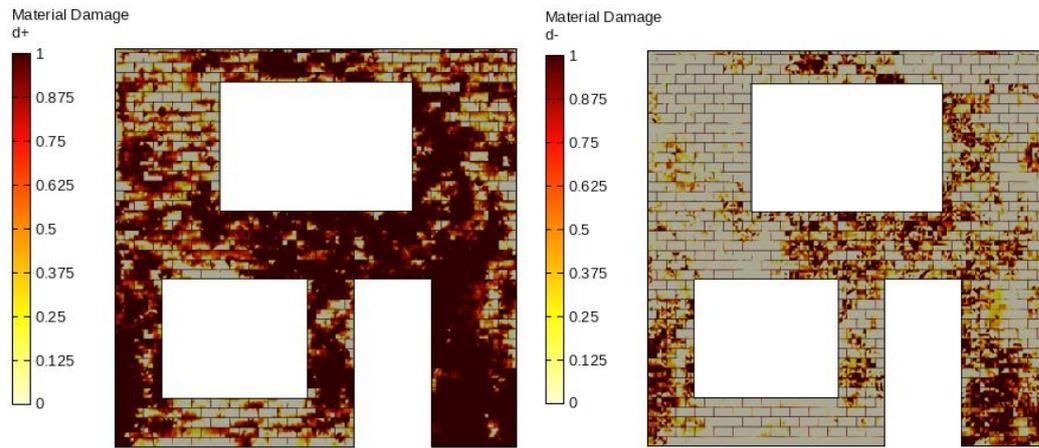
- **Constraints:** es donde se asignan las condiciones de borde.
- **Gravity Loads:** es la asignación de las cargas de gravedad al modelo y su respectivo análisis.
- **Gravity Analysis:** se define de igual forma como describió en apartado anteriores. Empelando el Método de Penalidad
- **Horizontal Load:** aquí se define la participación de las cargas dinámicas (monotónicas y sismos) al análisis.
- **Recorder:** se seleccionan los resultados de interés tales como: desplazamiento, fuerzas de reacción, deformación, agrietamiento (CW), material stress, material damage, material CW y material equivalent stress.
- **Horizontal Analysis:** de igual forma se emplea el Método de Penalidad junto con el algoritmo de Krilov-Newton para la solución del problema numérico.

#### 4.4. Resultados de la estimación de daño

A partir de los resultados de respuesta estructural de los casos de estudio frente a cargas dinámicas expuesto en los apartados 3.6.2. y 3.7.2. con respecto al análisis estático no lineal y el dinámico incremental respectivamente. Se determinó los posibles planos de falla que los casos analizados presentaron cuando las cargas monotónica incremental y sísmica escalada fueron actuando en cada sistema. Con los resultados obtenidos se determinó el índice de daño que presentan estas durante el accionar sísmico y el ancho de fisuras o agrietamiento como resultado del daño.

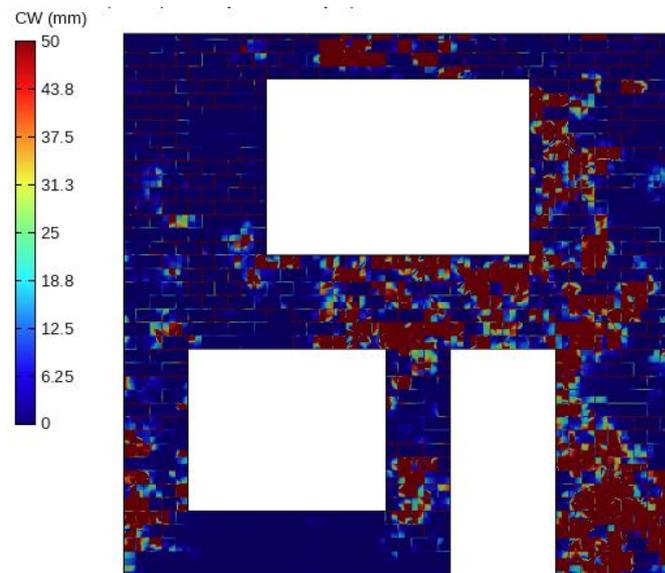
- **Huayna Cápac Tipología 1**

Figura 4.21. Índices de daño a tensión y compresión – Caso 1



Fuente: Elaboración Propia (2025)

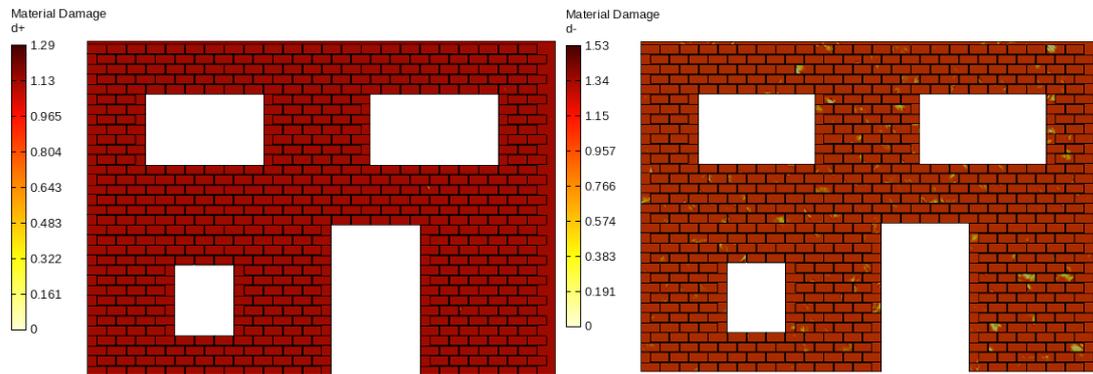
Figura 4.22. Agrietamiento – Caso 1



Fuente: Elaboración Propia (2025)

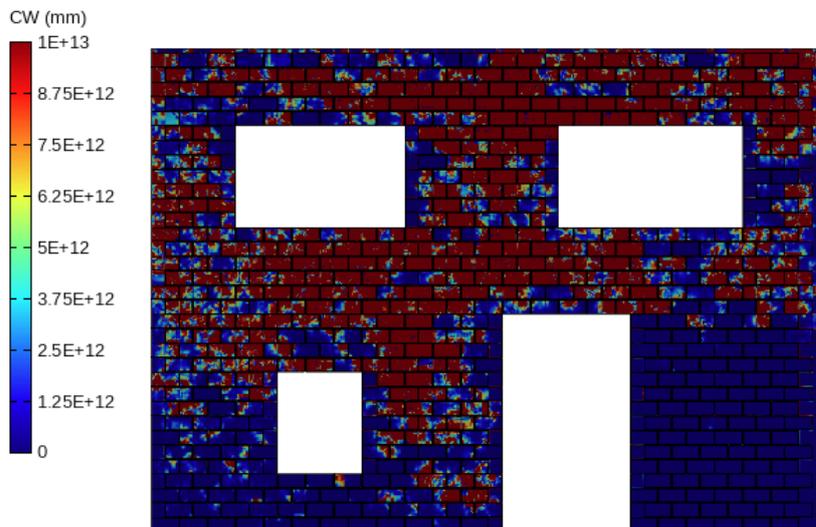
- **Vivienda Representativa CHC**

**Figura 4.23.** Índices de daño a tensión y compresión – Caso 2



Fuente: Elaboración Propia (2025)

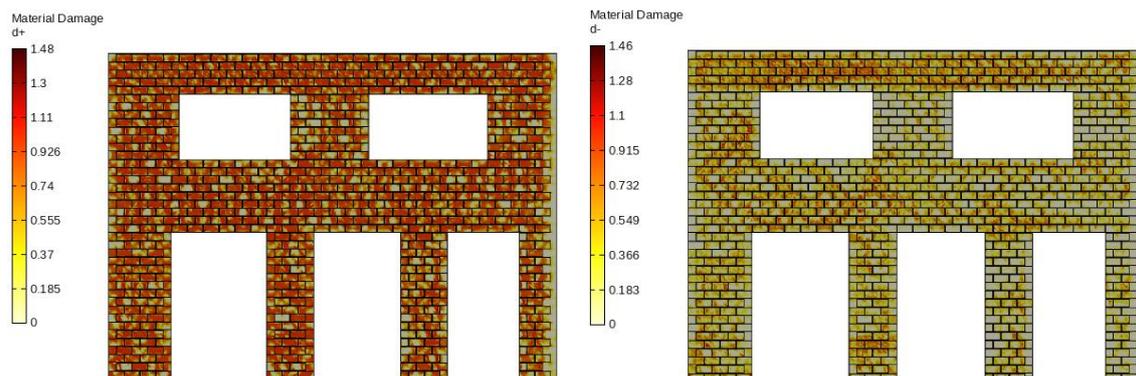
**Figura 4.24.** Agrietamiento – Caso 2



Fuente: Elaboración Propia (2025)

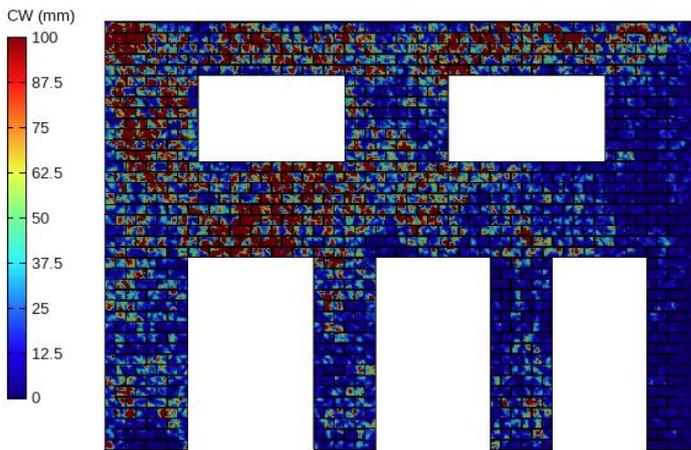
- **Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 1**

**Figura 4.25.** Índice de daño a tensión y compresión – Caso 3



Fuente: Elaboración Propia (2025)

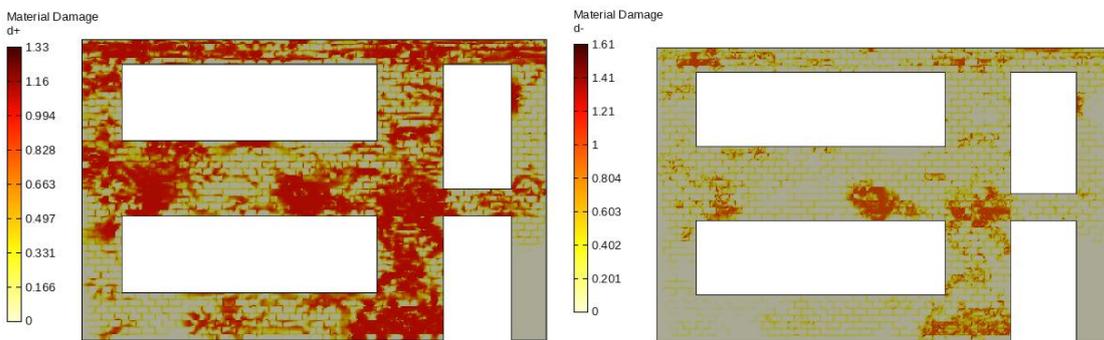
**Figura 4.26.** Agrietamiento – Caso 3



Fuente: Elaboración Propia (2025)

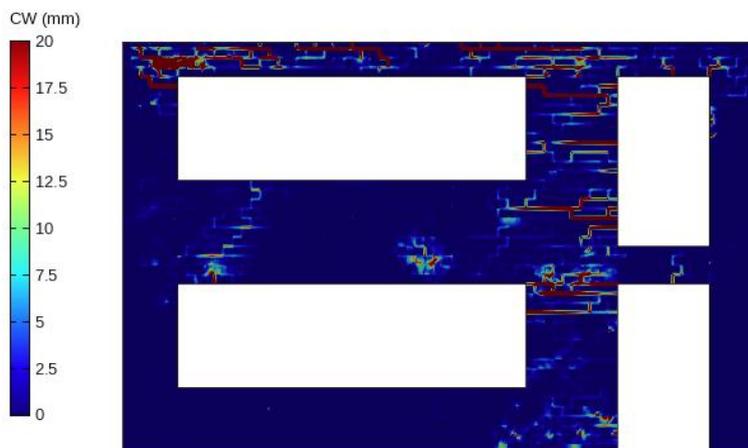
- **Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 2**

**Figura 4. 27.** Índice de daño a tensión y compresión – Caso 4



Fuente: Elaboración Propia (2025)

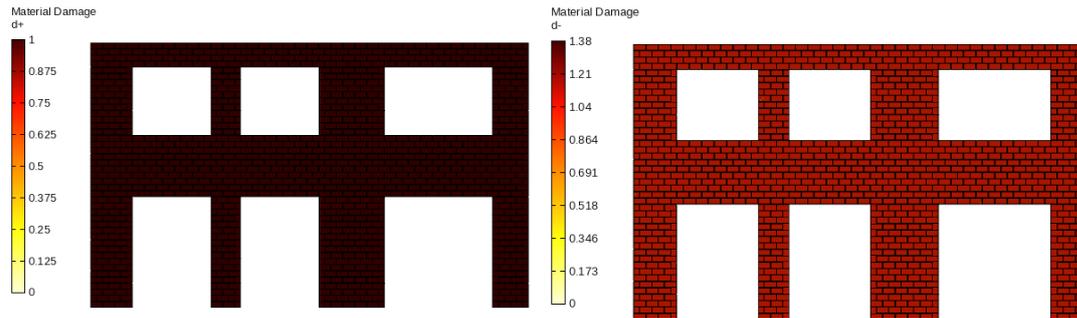
**Figura 4.28.** Agrietamiento – Caso 4



Fuente: Elaboración Propia (2025)

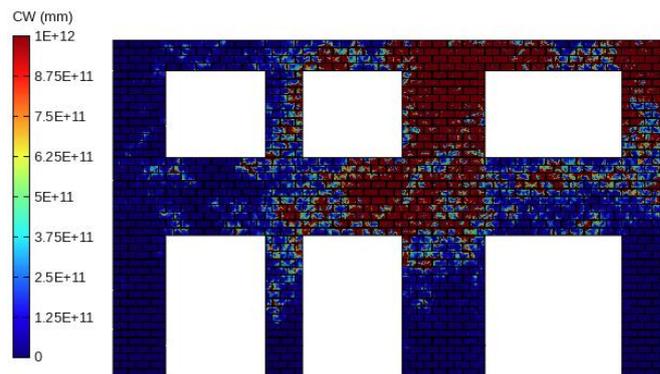
- **Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 3**

**Figura 4.29.** Índice de daño a tensión y compresión – Caso 5



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Figura 4.30.** Agrietamiento – Caso 5



Fuente: Elaboración Propia (2025)

**Tabla 4. 3.** Niveles de desempeño correspondientes a cada caso

Caso	Daño Estructural	Daño No Estructural	Nivel de Desempeño
<b>Huayna Cápac Tipología 1</b>	Cierto grado de daño	Daños	Daño
<b>Vivienda Representativa CHC</b>	Daños considerables	Daños Considerables	Colapso
<b>Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 1</b>	Cierto grado de daño	Daños	Daño
<b>Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 2</b>	Cierto grado de daño	Daños	Daño
<b>Edificación Típica de ladrillo en el CHC Tipología 3</b>	Daños considerables	Daños Considerables	Colapso

Fuente: Elaboración Propia (2025)

## 5. Discusión de resultados

La estimación del daño en estructuras de mampostería confinada como consecuencia del accionar de cargas dinámicas propias de la demanda sísmica de la zona de estudio (Cuenca), ha demostrado cómo la construcción informal y la falta de criterios sísmos resistentes en la concepción y construcción de infraestructuras del centro histórico de la ciudad han generado la necesidad de evaluar la capacidad estructural de las mismas. Esto abarca una serie de análisis fuera del rango elástico, es decir; someter a las estructuras a comportamientos no lineales.

Para ello, el presente estudio se enfocó en identificar los casos más representativos de la ciudad de Cuenca, con el fin de evaluar su respuesta dinámica sometiéndolas a distintos análisis. Como punto de partida, se evaluó el comportamiento modal de cada caso descrito en el apartado 3.5., donde se identificó los modos fundamentales de vibración, así como sus propiedades dinámicas, periodos y formas modales. Se observó que el modo de vibración que rige el sistema corresponde a una traslación fuera del plano, lo que concuerda con el comportamiento esperado al ser estructuras adosadas.

El 100% de los casos seleccionados tuvo este comportamiento, lo que conllevó a plantearse que el posible escenario de falla de estos sistemas se da fuera del plano, lo cual se puede considerar como una amenaza constante para los habitantes del sector y quienes circulen por la zona.

Para evaluar la máxima capacidad de las estructuras de mampostería se empleó un método que combine los resultados del análisis modal junto con una carga monotónica creciente. Por esta razón, el análisis Pushover Modal jugó un rol fundamental para determinar la capacidad última de los casos de estudio, identificando sus comportamientos elásticos, plásticos y el posible colapso de los mismos. Según lo reflejado en la **Tabla 3.17.** con respecto a las Curvas Pushover obtenidas, se visualiza que 80% de los casos posee una curva estable, es decir; se observa el rango elástico, el rango plástico, capacidad de deformación y resistencia última antes del colapso.

Sin embargo, para el Caso de la Vivienda Representativa del Centro Histórico de Cuenca – Caso 2, se obtuvo un comportamiento desigual. Esto puede deberse a diferentes factores como lo son: la geometría, la distribución arquitectónica, irregularidades en planta y elevación, entre otros propios de la estructura. En base a un minucioso análisis, el motivo principal del comportamiento de este caso frente a una carga monotónica incremental, es

que se ha generado daño en algunas zonas y en otras no. Esto conlleva, que los muros restantes siguen proporcionando resistencia, aunque otros hayan o no colapsado. Pero, esta respuesta estructural no es del todo cierta porque el MPA sigue siendo un análisis estático, es decir, como la carga no varía en el tiempo no se puede predecir el comportamiento real de este sistema.

Por otro lado, el análisis Pushover permitió identificar los planos de falla o zonas críticas de daño. Para el 100% de los casos, la fachada frontal fue la zona que sufrió la mayor deformación en medida que la carga monotónica fue actuando.

Para abarcar el análisis no lineal de una manera exacta, se implementó el análisis dinámico incremental. Dicha metodología permite someter a las estructuras a diferentes niveles de intensidad variando los sismos escogidos. El apartado **3.7.2.** muestra los resultados de las Curvas IDA para el caso más representativo del centro histórico de Cuenca sometido a 11 registros telúricos. Cada curva proporcionó información de la respuesta estructural del sistema en el tiempo, permitiendo así conocer la máxima capacidad de deformación fuera del plano. Los sismos escogidos fueron escalados por factores de disminución y amplificación de intensidad, y a su vez que sean compatibles con el espectro de diseño elástico.

Esto permitió identificar qué nivel de intensidad genera un daño irremediable como lo es el colapso global. Para ello, la **Figura 3.35.** expone los niveles de PGA obtenidos a medida que los registros sísmicos fueron escalados, dando como resultado que el Sismo de San Fernando de magnitud 6.61Mw genera un desplazamiento fuera del plano de 1090 mm, considerado como colapso estructural. Esto aplicado al potencial sísmico de Cuenca, es muy probable que la mayor parte de edificaciones de mediana altura del CHC se vean afectas por magnitudes relativamente iguales aumentando la probabilidad de una catástrofe, como lo es la destrucción del centro histórico de la ciudad.

Recordando que cada caso de estudio fue representado y analizado por medio de un macro modelo, se planteó la interrogante sobre qué sucede a nivel micro, es decir, cómo están interactuando los ladrillos y las juntas de mortero de manera individual. Por esta razón, para la estimación del daño se optó de un micro modelamiento de la fachada frontal de cada caso de estudio, identificada como plano crítico de falla y se visualizan en el apartado **4.3.**

El motivo por el cual la fachada frontal de cada caso de estudio es considerada como el plano crítico de falla, es debido a la distribución arquitectónica. Donde se presentan ventanas y puertas de distintas dimensiones, lo que cual genera una disminución de masa y como consecuencia de rigidez.

Para determinar el índice de daño se basó en un modelo de daño plástico desarrollado por el investigador Massimo Petracca e implementado en el software STKO. El cual consta de combinar la teoría de plasticidad, con el fin de obtener un modelo constitutivo mediante elementos finitos, que permita estimar los índices de daño en esfuerzos de tensión y compresión frente a cargas cíclicas, donde el valor de 0 representa daño nulo y un valor mayor o igual a 1 un daño total del sistema.

Además, como consecuencia del daño producido se generaron las denominadas fisuras o agrietamientos en los muros de mampostería analizados. Concordando con los daños expuestos en la **Tabla 4.1**. con respecto a los tipos de daño que tienen las estructuras de mampostería. Según los resultados obtenidos, se demostró que los casos de estudio 2 y 5 presentan un índice de daño total o mayor a 1, lo cual se considera como un fracaso global del sistema. Por ende, sus valores de agrietamiento son exageradamente elevados. Sin embargo, la Curva Pushover para el Caso 2 demostró lo contrario, por lo que queda evidenciado que para entender la respuesta no lineal de las estructuras de mampostería sometidas a cargas dinámicas un análisis estático sobre estima dicho comportamiento.

Finalmente, para evaluar la vulnerabilidad del centro histórico de Cuenca, se empleó la filosofía de diseño descrita por la normativa ecuatoriana de la construcción. Esta relaciona el nivel de desempeño en función del grado de daño que sufren los elementos estructurales y no estructurales. Demostrando que el 60% de los casos empleados en los análisis posee un nivel de desempeño denominado “Daño”, mientras que el 40% restante posee “Colapso”.

Adicionalmente, el uso del software STKO y su interfaz de preprocesamiento y posprocesamiento y su solver OpenSees fueron las herramientas clave para la obtención de los resultados presentados en este estudio. Debido a que los mismo son instrumentos muy eficaces para emplear análisis no lineales que conlleven el uso de registros sísmicos y con ello evaluar o estimar el daño que tienen las estructuras de mampostería confinada.

## 6. Conclusiones

En consecuencia, de todos los análisis empleados en este proyecto como lo son: el análisis modal, el estático no lineal o Análisis Pushover, el dinámico no lineal o Dinámico Incremental y la estimación de daño para cada uno de los casos de estudio demostró que viviendas del centro histórico de Cuenca tienen una alta probabilidad de presentar daños mayores o inclusive al colapso global ante la acción de cargas dinámicas. Lo cual puede llevar a resultados caóticos como lo son pérdidas humanas y económicas.

En la primera etapa de la investigación se enfocó en la extracción de viviendas representativas de la ciudad de Cuenca, las cuales constan de estructuras de mampostería confinada. Con el fin de, de obtener la configuración arquitectónica y estructural en aspectos como geometría, materiales, tipo de confinamiento y propiedades mecánicas. Además, se estableció las cargas de diseño y la demanda sísmica, las mismas que se sub dividen en muertas y vivas en base la normativa ecuatoriana de la construcción. Mientras que los registros sísmicos escogidos fueron resultado de una depuración del catálogo sísmico disponible en el PEER-NGA y su vez que posean compatibles con el espectro de diseño mediante un proceso de escalamiento.

Se obtuvo la respuesta del análisis modal utilizando un macro modelo tridimensional empleando el software operativo STKO. Obteniendo los resultados dinámicos propios de cada caso de estudio. Para su uso posterior en la construcción de la carga monotónica incremental en el análisis Pushover.

Se determinó la capacidad estructural de los casos seleccionados por medio del análisis estático no lineal, empleando la metodología MPA. Gracias a los resultados obtenidos, se construyeron las curvas Pushover correspondientes a cada caso y con ello se evaluaron parámetros como punto de fluencia, rigidez inicial, ductilidad y degradación de resistencia post-pico.

Se logró emplear un análisis dinámico incremental para evaluar la respuesta del caso más representativo ante registros sísmicos reales escalados progresivamente. Se seleccionaron no menos de 11 registros de movimiento telúrico, para su posterior procesamiento y escalado al espectro de diseño para Cuenca con un nivel de PGA igual a 0.25g. Se fue variando los niveles de intensidad para construir las curvas IDA correspondientes a cada sismo, lo cual permitió obtener el umbral de colapso dinámico. Las Curvas IDA mostraron un comportamiento no lineal progresivo con una transición entre el rango

elástico, la degradación de rigidez y la inestabilidad dinámica. El daño estructural reflejado en el desplazamiento de piso se incrementó significativamente a partir de niveles de intensidad superiores a 1,0764g, donde los desplazamientos de piso activaron mecanismos de colapso local como global.

Se pudo estimar del daño estructural que presentan los casos de estudio por medio de micro modelamiento bidimensional, cuando estos se someten cargas dinámicas. Los resultados indicaron que el daño se concentra principalmente en las fachadas frontales acumulándose en las zonas débiles, alcanzando niveles de daño severo, lo cual compromete la estabilidad global de la estructura.

A través del daño generado, se logró una clasificación del nivel de desempeño de las estructuras analizadas. Esta evaluación permite concluir que las estructuras de mampostería confinada aumentan su vulnerabilidad considerablemente cuando, por consecuencia de las cargas dinámicas, el daño aumenta. Esto fleja, que no solo se cuantificó el daño, sino también se estableció criterios técnicos para priorizar intervenciones estructurales en edificaciones existentes en la ciudad de Cuenca.

Finalmente, la presente investigación cumplió satisfactoriamente con todos los objetivos planteados, desde la selección, el macro y micro modelamiento y los análisis no lineales hasta la estimación del daño estructural de los casos de estudio seleccionados. Se demostró la utilidad de herramientas avanzadas como el software STKO y el solver OpenSees para el procesamiento de análisis no lineales de estructuras de mampostería confinada. Los resultados obtenidos ofrecen una contribución valiosa al conocimiento local sobre la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería confinada para futuras estrategias de mitigación de riesgos, actualización de normativa nacional y propuestas de reforzamiento estructural.

## 7. Recomendaciones

- Se recomienda ampliar el número de casos de estudio mediante el levantamiento de información de todas las zonas de la ciudad de Cuenca, considerando variaciones constructivas, antigüedad, número de pisos y materiales. Con el fin de obtener un estudio más representativo de la ciudad.
- Se propone realizar ensayos cíclicos experimentales para estructuras de mampostería, a fin de validar los modelos numéricos y afinar los parámetros empleados en este estudio.
- Se sugiere emplear un micro modelamiento completo de los casos seleccionados y someterlo a la demanda sísmica. A fin de, obtener una respuesta más detallada del comportamiento y daño que tienen las estructuras de mampostería confinada.
- En base a los resultados obtenidos, se recomienda desarrollar mapas de vulnerabilidad a nivel urbano y rural de la ciudad. Para poder identificar los sectores con mayor concentración de edificaciones vulnerables al daño sísmico y con ello zonificar la ciudad.
- Finalmente, se propone analizar el daño desde un punto de vista económico, es decir, por medio del análisis dinámico incremental, evaluar las pérdidas económicas que con llevaría los valores de los índices daños superiores a uno.

## 8. Referencias

- ACI 318-25. (2025). *Building Code for Structural Concrete—Code Requirements and Commentary*.
- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Quito: CEINCI ESPE.
- Aguiar, R. (2014). *ANÁLISIS MATRICIAL DE ESTRUCTURAS CON CEINCI-LAB*. Quito: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar, R. (2017). Peligrosidad sísmica de la costa norte de Ecuador y el terremoto de Pedernales de 2016. *Revista Geofísica*(67).
- Aguiar, R., Villalba, P., & García, H. (2014). Comentarios al escalamiento de sismos del ASCE 2010. *Revista CIENCIA*, 16(1), 59-72.
- Andrade, J. (2019). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE UN EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA EN FUNCION DE LAS DERIVAS INELÁSTICAS*. <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/2004>
- Arequipa. (2024). *Pasos para realizar un empalme por traslape del refuerzo longitudinal en vigas y columnas*. <https://www.construyendoseguro.com/>
- Arteaga, P. (2016). *Estudio de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y evaluación del índice de daño de una edificación perteneciente al patrimonio central edificado en la ciudad de Cuenca-Ecuador*. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/26547>
- ASCE/SEI 7-22. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- ASDEA. (2024). *About STKO*. <https://asdea.eu/software/about-stko/>
- Beltrán, J. (22 de Marzo de 2023). *35 edificios patrimoniales de Cuenca sufrieron daños en el terremoto*. <https://www.primicias.ec/noticias/sociedad/bienes-patrimoniales-cuenca-terremoto/>
- Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency. (2004). *SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURE DESIGN REQUIREMENTS. En NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS*

*FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (FEMA 450).*

Washington, D.C.

Cabezas, A. (2016). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015).*

<http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/7026>

Cajamarca, D., Calle, C., & Morocho, M. (2024). Definition of the characteristic masonry house for seismic vulnerability assessment in the Historic Centre of Cuenca, Ecuador. *Advances in Building Education*, 8(1), 32-45.

doi:10.20868/abe.2024.1.5232

Calcina, R. (2017). *EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE ONCE PISOS UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO-LINEAL*. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/499>

Celigüeta, J. (2022). *CURSO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL*. España: Universidad de Navarra.

Cervera, M., Oliver, J., & Faria, R. (1995). Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 24(9), 1225-1245. doi:10.1002/eqe.4290240905

Chamik, P., & Pulla, V. (2020). *Comparación del diseño por capacidad entre el enfoque global y el enfoque local de una estructura de acero formado por pórticos especiales resistentes a momento*.

<http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/34927>

Chopra, A. (2014). *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*. California: Pearson.

Chopra, A., & Goel, R. (2001). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31. doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.144>

Chumpitaz, J. (2021). *Evaluación de métodos de estimación de análisis dinámico incremental a partir de análisis estático no-lineal*.

<http://hdl.handle.net/2117/358555>

- Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*.
- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55-64.
- Estrada, K., & Vivanco, N. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño del reforzamiento de una vivienda de tres pisos ubicada en el norte de Quito - Ecuador*. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20314>
- Fajfar, P., & Gašperšič. (1996). The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(1), 31-46.
- FEMA 450. (2004). *RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (FEMA 450)*. Washington, D.C.: BSSC Program on Improved Seismic Safety Provisions.
- FEMA P-58-1. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 – Methodology Second Edition*. Washington, D.C.
- Fritzen, F., Forest, S., Kondo, D., & Böhlke, T. (2013). Computational homogenization of porous materials of Green type. *Computational Mechanics*, 52(1). doi:10.1007/s00466-012-0801-z
- Gallegos, H., & Casabone, C. (2005). *Albañilería Estructural*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- García, H., & Degrande, G. (2017). Seismic vulnerability analysis of a two-story family dwelling in confined masonry in Cuenca, Ecuador. *MASKANA*, 8(2), 99-114. doi:<https://doi.org/10.18537/mskn.08.02.08>
- García, H., Jiménez, J., & Ulloa, J. (2024). Effective properties of masonry structures and macro-model analysis with experimental verification. *Results in Engineering*, 23. doi:<https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.102546>
- García, L., & Calderón, J. (2018). *Evaluación y Aplicación de la Metodología del Análisis Dinámico Incremental*. <https://repositorio.unsa.edu.pe/items/5551810b-997d-4399-b01d-46f50cfe6caf>

- González, J., & Verdugo, R. (2016). *Estimación de la duración de registros sísmicos*. <http://www.cmgi.cl/publicaciones-web/gonzalez/estimacion-de-la-duracion-de-registros-sismicos.pdf>
- González, S., & Ludeña, J. (2023). *Influencia de diferentes tipos de mortero en la resistencia y desarrollo de deformaciones elastoplásticas de las mamposterías*. <https://dspace.ucacue.edu.ec/items/c421f2d9-e584-442e-b5d1-a0f8cd58e2f8>
- Hermida, M., Cabrera, N., & Molina, L. (2019). *Casas y Conjuntos Vivienda social en Cuenca entre 1973 y 2014*. <https://editorial.ucuenca.edu.ec/omp/index.php/ucp/catalog/book/46>
- Herrera, R., & Soberón, M. (2008). Efectos de la irregularidad en planta por forma arquitectónica. *Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, 1-20.
- Hibbeler, R. (2012). *Análisis Estructural Octava Edición*. México: Pearson.
- Jiménez, J. (2016). *Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad*. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/tesis?codigo=156166>
- Jiménez, J., Cabrera, J., Sánchez, J., & Avilés, F. (2018). Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca. *MASKANA*, 9(1), 59-78.
- Lizárraga, J., & Pérez, G. (2015). MODELACIÓN NO LINEAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA EMPLEANDO ELEMENTOS DE CONTACTO. *Revista de Ingeniería Sísmica*(93), 41-59.
- Lloberas, O. (2023). Multiscale domain decomposition analysis of quasi-brittle materials. *International Journal For Numerical Methods in Engineering*, 89(11), 1337-1366. doi:10.1002/nme.3286
- Lourenço, P., & Rots, J. (1997). Multisurface interface model for analysis of Masonry Structures. *Journal of engineering mechanics*, 123(7), 660-668.
- Maury, B. (2009). Numerical analysis of a finite element/volume penalty method. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 47. doi:<https://doi.org/10.1137/080712799>

- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23, 63-77.
- Mora, M., Villalba, J., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las Metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-74.
- Moscoso, A., & Díaz, J. (2024). *Determinación de la taxonomía, vulnerabilidad estructural y su aplicación al riesgo sísmico para Cuenca, Ecuador*. <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/14596>
- Nangullasmu, H. (2023). *ANÁLISIS NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA*. <https://www.midasoft.com/latinoamerica/learning/hub/analisis-no-lineal-de-mamposteria>
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente parte 1*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC-SE-VIVIENDA. (2015). *NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m parte 1*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Numerical Analysis of a Finite Element/Volume Penalty Method. (2009). *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 47. doi:<https://doi.org/10.1137/080712799>
- OpenSees. (2024). *What Is OpenSees*. <https://opensees.berkeley.edu/>
- Orellana. (2016). *PANELON ARTESANAL SUSUDEL*. . <https://www.fabricaorellana.com/productos/PAREDES/LADRILLO+ARTESANAL/PANELON+ARTESANAL+SUSUDEL#prettyPhoto>
- Ortega, A. (2020). *Vulnerabilidad y Capacidad Sísmica de Edificaciones Tipo de Mampostería Confinada de la Ciudad de Cuenca*. <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10199>
- Ortiz, L., & Pinto, D. (2016). *Construcción sísmo resistente sostenible adaptada al cambio climático*.

- Páez, D., Parra, S., & Montaña, C. (2009). Alternativa estructural de refuerzo horizontal en muros de mampostería. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 8(14), 51-69.
- Page, A. (1983). The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. *International Journal of Masonry Construction*, 3(1), 26-31.
- Pando, W., & Cañizares, F. (2022). Vulnerabilidad sísmica de una edificación sujeta a los efectos de la falla geológica de Girón. *Mayo Especial*, 8(2), 53-69. doi:<http://dx.doi.org/10.23857/dc.v8i2.2738>
- PEER NGA. (2010). *Users Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application*. [https://ngawest2.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database\\_users\\_manual.pdf](https://ngawest2.berkeley.edu/peer_ground_motion_database_users_manual.pdf)
- PEER NGA. (2025). *PEER Ground Motion Database*. <https://ngawest2.berkeley.edu/>
- Peralta, M. (2012). *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL DE VIELHA*. [https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/17872/Tesina\\_Maximo.pdf](https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/17872/Tesina_Maximo.pdf)
- Pereiro, O. (2006). Aprendiendo sobre el Método de los Elementos Finitos. *Ingeniería Mecánica*, 9(3), 7-13.
- Petracca, M. (2015). *Computational Multiscale Analysis of Masonry Structures*. <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/96337/TMP1de1.pdf>
- Petracca, M., Camata, G., Spacone, E., & Pelà, L. (2022). Efficient Constitutive Model for Continuous Micro-Modeling of Masonry Structures. *International Journal of Architectural Heritage*, 17(1), 1-13. doi:10.1080/15583058.2022.2124133
- Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Zaghi, S., Camata, G., & Spacone, E. (2017). Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls. *Construction and Building Materials*, 296-314. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.130>
- Quezada, R., Jiménez, J., & García, H. (2021). Caracterización del Patrimonio Edificado del Cenrto Histórico de Cuenca-Ecuador. *CienciAmérica*, 10(3).

- Quinde, A., & Salinas, M. (2019). *Análisis y propuesta arquitectónica sismo-resistente de viviendas adosadas con muros de mampostería en Cuenca*.  
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/33708>
- Quinde, J., Jiménez, J., & Ortega, E. (2023). Revisión de Normas de Diseño para Mampostería Confinada en Latinoamérica: Propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción. *Revista Politécnica*, 51(1).  
 doi:<https://doi.org/10.33333/rp.vol51n1.07>
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería sísmica*(94), 1-26.  
[http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es).
- Quinteros, R., Bellomo, F., Nallim, L., & Oller, S. (2014). MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERÍA MEDIANTE TÉCNICAS DE HOMOGENEIZACIÓN. *Mecánica Computacional*, 33, 1253-1269.
- Red Sísmica del Austro. (2002). Informe Final a FUNDACYT - Proyecto P-BID 400: Amenaza Sísmica en el Austro, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico en la Ciudad de Cuenca, Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Romo, M. (2008). *TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito: Escuela Politécnica del Ejército.
- Rosakis, A. (2016). *Lo que podemos aprender del terremoto del 16 de Abril de 2016*.  
<https://yachaytech.edu.ec/noticia/lo-que-podemos-aprender-del-terremoto-del-16-de-abril-de-2016/>
- Ruiz, J. (2009). Evaluación de la fragilidad basada en distorsión lateral para muros de mampostería confinada. *Ingeniería sísmica*(80), 63-83.  
 doi:[http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2009000100003&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2009000100003&lng=es&tlng=es).
- Salazar, A. (2020). *Interpretación de la rigidez lateral en escaleras para el balance torsional aproximado en configuraciones estructurales de edificaciones de concreto reforzado*. <http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/7209>

- SkyCiv. (2023). *Área tributaria y ancho tributario explicados – con ejemplos*.  
<https://skyciv.com/es/docs/tutorials/load-tutorials/tributary-area-explained/>
- Suárez, J. (2023). *SÍSMICA DE LA MAMPOSTERÍA NO CONFINADA*.
- Uvidia, M. (2016). *Métodos de escalamiento de registros sísmicos para diseño de estructuras con aislación. Evaluación y propuesta*.  
<http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/5382>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, A. (2001). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 491-514.  
 doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vega, C. (2015). *Comportamiento dinámico de muros de mampostería no estructural reforzados mediante polímeros reforzados con fibra de carbono, CFRP*. .  
<http://catalogo.escuelaing.edu.co/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=17651>
- Vielma, C., & Cando, A. (2016). Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 33, 3-4. doi:10.1016/j.rimni.2016.09.001
- Wu, J.-Y., Li, J., & Faria, R. (2005). An energy release rate-based plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 43(3).  
 doi:10.1016/j.ijsolstr.2005.05.038
- Yekrangnia, M., Bakhshi, A., & Ghannad, M. (2017). Force-displacement model for solid confined masonry walls with sheardominated failure mode. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. doi:DOI: 10.1002/eqe.2902

## 9. Anexos

### Anexo 1: Cargas de Diseño.

- Masas asignadas a los muros de mampostería

#### MASA MUROS DE MAMPOSTERÍA

ELEMENTOS	DENSIDAD [kg/m3]	ESPESOR [cm]	MASA /m2 [kg/m2]
Ladrillos Panelón	1700	15	255
Enlucido	1800	1	18
Empastado	1500	1	15
TOTAL			288

INSERTAR AL PROGRAMA STKO 0.00288 MPa

#### MASA LOSA DE ENTREPISO

ELEMENTOS	MASA [kg/m2]
Losa Nervada	336
Instalaciones	10
Contrapiso	30
Cielo Raso	20
Total	396

MASA VIVA ENTREPISO 200 kg/m2

#### MASA COLUMNAS HORMIGÓN ARMADO

ELEMENTOS	DENSIDAD [kg/m3]	ANCHO TRANSVER SAL [cm]	LARGO TRANSVER SAL [cm]	MASA /m [kg/m]
Concreto Armado	2400	15	15	54

INSERTAR AL PROGRAMA STKO 0.54 N/mm

#### MASA LOSA DE CUBIERTA

ELEMENTOS	MASA [kg/m2]
Losa Nervada	336
Teja	0.612
Instalaciones	10
Cielo Raso	20
Total	366.612

MASA VIVA CUBIERTA 70 kg/m2

### CASO 1

MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	1D+0,3L [ton]	MOMENTO DE INERCIA [ton*mm2]
A	2.4	950.4	480	1.0944	1.86E+08
B	2.4	950.4	480	1.0944	4.45E+08
C	0.6	237.6	120	0.2736	1.67E+09
D	2.15	851.4	430	0.9804	1.17E+09
E	1.2	475.2	240	0.5472	7.52E+08
F	2.54	1005.84	508	1.15824	5.35E+08
G	0.69	273.24	138	0.31464	1.05E+09
1	1.7	623.2404	119	0.6589404	1.54E+09
2	0.69	252.96228	48.3	0.26745228	2.64E+09
3	5.89	2159.34468	412.3	2.28303468	9.47E+08
4	0.69	252.96228	48.3	0.26745228	3.21E+09
5	1.71	626.90652	119.7	0.66281652	1.86E+09
6	7.94	2910.89928	555.8	3.07763928	8.20E+08

MASA DE ENTREPISO APLICADA AL MASTER NODE (N)	MASA 1	54628.8
MASA DE CUBIERTA APLICADA AL MASTER NODE (N)	MASA 2	72173.3544

<b>CASO 2</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARIA [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	1D+0,3L [ton]	MOMENTO DE INERCIA [ton*mm2]
A	2.18	863.28	436	0.99408	1.58E+09
B	2.25	891	450	1.026	1.39E+09
C	1.12	443.52	224	0.51072	2.02E+09
D	2.17	859.32	434	0.98952	1.96E+09
E	1.12	443.52	224	0.51072	1.89E+09
F	4.42	1750.32	884	2.01552	8.04E+08
1	2.18	799.21416	152.6	0.84499416	1.88E+09
2	2.25	824.877	157.5	0.872127	1.49E+09
3	2.25	824.877	157.5	0.872127	1.56E+09
4	2.18	799.21416	152.6	0.84499416	2.31E+09
5	1.93	707.56116	135.1	0.74809116	1.84E+09
6	4.36	1598.42832	305.2	1.68998832	1.17E+08
7	1.01	370.27812	70.7	0.39148812	4.59E+09

MASA DE ENTREPISO APLICADA AL MASTER NODE (t	MASA 1	6.04656
MASA DE CUBIERTA APLICADA AL MASTER NODE (tc	MASA 2	6.26380992

<b>CASO 3</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	1D+0,3L [ton]	MOMENTO DE INERCIA [ton*mm2]
A	5.18	2051.28	1036	2.36208	1.36E+09
B	0.5	198	100	0.228	4.05E+09
C	0.68	269.28	136	0.31008	2.63E+09
D	1.24	491.04	248	0.56544	1.33E+09
E	0.15	59.4	30	0.0684	1.03E+10
F	5.08	2011.68	1016	2.31648	1.79E+09
G	1.43	566.28	286	0.65208	1.15E+09
H	3.42	1354.32	684	1.55952	1.81E+09
1	5.18	1899.05016	362.6	2.00783016	1.14E+09
2	3.42	1253.81304	239.4	1.32563304	1.38E+09
3	3.06	1121.83272	214.2	1.18609272	1.72E+09
4	5.08	1862.38896	355.6	1.96906896	1.16E+09
5	5.49	2012.69988	384.3	2.12798988	7.46E+08
6	10	3666.12	700	3.87612	5.19E+08
7	7.07	2591.94684	494.9	2.74041684	7.19E+08

MASA DE ENTREPISO APLICADA AL MASTER NO	MASA 1	8.06208
MASA DE CUBIERTA APLICADA AL MASTER NOD	MASA 2	15.2331516

<b>CASO 4</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	1D+0,3L [ton]	MOMENTO DE INERCIA [ton*mm2]
A	5.76	2280.96	1152	2.62656	2.15E+09
B	5.1	2019.6	1020	2.3256	9.78E+08
C	4.5	1782	900	2.052	9.77E+08
D	0.13	51.48	26	0.05928	1.23E+10
E	0.13	51.48	26	0.05928	2.07E+10
F	1.81	716.76	362	0.82536	8.68E+09
G	3.25	1287	650	1.482	2.59E+09
H	2.21	875.16	442	1.00776	2.95E+09
I	0.95	376.2	190	0.4332	2.71E+09
J	7.74	3065.04	1548	3.52944	1.18E+09
1	5.85	2144.6802	409.5	2.2675302	2.12E+09
2	9.99	3662.4539	699.3	3.8722439	1.03E+09
3	0.13	47.65956	9.1	0.0503896	1.10E+10
4	0.13	47.65956	9.1	0.0503896	2.07E+10
5	4.44	1627.7573	310.8	1.7209973	3.54E+09
6	4.72	1730.4086	330.4	1.8295286	1.79E+09
7	4.36	1598.4283	305.2	1.6899883	1.49E+09
8	0.94	344.61528	65.8	0.3643553	2.74E+09
9	7.74	2837.5769	541.8	3.0001169	1.18E+09

MASA DE ENTREPISO APLICADA AL MASTER NODE (ton)	MASA 1	14.40048
MASA DE CUBIERTA APLICADA AL MASTER NODE (ton)	MASA 2	14.8455396

<b>CASO 5</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	1D+0,3L [ton]	MOMENTO DE INERCIA [ton*mm2]
A	7.98	3160.08	1596	3.63888	1.21E+09
B	0.31	122.76	62	0.14136	4.79E+09
C	1.63	645.48	326	0.74328	1.40E+09
D	0.3	118.8	60	0.1368	5.81E+09
E	0.18	71.28	36	0.08208	6.43E+09
F	0.18	71.28	36	0.08208	1.42E+10
G	6.98	2764.08	1396	3.18288	1.86E+09
H	3.33	1318.68	666	1.51848	2.51E+09
I	14.87	5888.52	2974	6.78072	6.18E+08
J	9.53	3773.88	1906	4.34568	7.37E+08
1	7.98	2925.5638	558.6	3.0931438	1.19E+09
2	8.26	3028.2151	578.2	3.2016751	8.88E+08
3	3.33	1220.818	233.1	1.290748	1.13E+09
4	6.98	2558.9518	488.6	2.7055318	1.83E+09
5	8.4	3079.5408	588	3.2559408	9.77E+08
6	14.87	5451.5204	1040.9	5.7637904	6.18E+08
7	9.53	3493.8124	667.1	3.6939424	7.25E+08

MASA DE ENTREPISO APLICADA AL MASTER NODE (ton)	MASA 1	20.65224
MASA DE CUBIERTA APLICADA AL MASTER NODE (ton)	MASA 2	23.004772

- Pesos sobre los muros de mampostería

<b>CASO 1</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	Longitud [m]	1D+0,3L [N/mm]
A	2.4	966.33	480	3.1	3.58170968
B	2.4	950.4	480	3.1	3.53032258
C	0.6	237.6	120	2.1	1.30285714
D	2.15	867.33	430	3.1	3.21396774
E	1.2	475.2	240	1.1	4.97454545
F	2.54	1005.84	508	1.85	6.26075676
G	0.69	273.24	138	1.1	2.86036364
1	1.7	623.2404	119	1.85	3.56184
2	0.69	252.96228	48.3	1.1	2.43138436
3	5.89	2159.34468	412.3	5.35	4.26735454
4	0.69	252.96228	48.3	1.1	2.43138436
5	1.71	626.90652	119.7	1.85	3.582792
6	7.94	2910.89928	555.8	4.25	7.24150419

<b>CASO 2</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	Longitud [m]	1D+0,3L [N/mm]
A	2.18	863.28	436	2.95	3.36976271
B	2.25	891	450	3	3.42
C	1.12	443.52	224	1.5	3.4048
D	2.17	859.32	434	2.95	3.35430508
E	1.12	443.52	224	1.5	3.4048
F	4.42	1750.32	884	3	6.7184
1	2.18	799.21416	152.6	2.95	2.86438698
2	2.25	824.877	157.5	3	2.90709
3	2.25	824.877	157.5	3	2.90709
4	2.18	799.21416	152.6	2.95	2.86438698
5	1.93	707.56116	135.1	2.2	3.40041436
6	4.36	1598.42832	305.2	2.95	5.72877397
7	1.01	370.27812	70.7	0.45	8.699736

<b>CASO 3</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	Longitud [m]	1D+0,3L [N/mm]
A	5.18	2051.28	1036	4.65	5.07974194
B	0.5	198	100	1	2.28
C	0.68	269.28	136	0.9	3.44533333
D	1.24	491.04	248	0.975	5.79938462
E	0.15	59.4	30	0.55	1.24363636
F	5.08	2011.68	1016	4.65	4.98167742
G	1.43	566.28	286	0.975	6.688
H	3.42	1354.32	684	3.7	4.21491892
1	5.18	1899.05016	362.6	4.65	4.31791432
2	3.42	1253.81304	239.4	3.7	3.582792
3	3.06	1121.83272	214.2	3.65	3.2495691
4	5.08	1862.38896	355.6	4.65	4.2345569
5	5.49	2012.69988	384.3	2.6	8.18457646
6	10	3666.12	700	3.75	10.33632
7	7.07	2591.94684	494.9	3.7	7.406532

<b>CASO 4</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m2]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	Longitud [m]	1D+0,3L [N/mm]
A	5.76	2280.96	1152	4.8	5.472
B	5.1	2019.6	1020	3.25	7.15569231
C	4.5	1782	900	3	6.84
D	0.13	51.48	26	0.5	1.1856
E	0.13	51.48	26	0.5	1.1856
F	1.81	716.76	362	2.7	3.05688889
G	3.25	1287	650	2.5	5.928
H	2.21	875.16	442	2.1	4.79885714
I	0.95	376.2	190	0.9	4.81333333
J	7.74	3065.04	1548	3.25	10.8598154
1	5.85	2144.6802	409.5	4.8	4.72402125
2	9.99	3662.45388	699.3	6.4	6.05038106
3	0.13	47.65956	9.1	0.5	1.0077912
4	0.13	47.65956	9.1	0.5	1.0077912
5	4.44	1627.75728	310.8	4.8	3.585411
6	4.72	1730.40864	330.4	2.5	7.31811456
7	4.36	1598.42832	305.2	2.1	8.04756343
8	0.94	344.61528	65.8	0.9	4.048392
9	7.74	2837.57688	541.8	3.25	9.23112886

<b>CASO 5</b>					
MURO	ÁREA TRIBUTARI A [m <sup>2</sup> ]	MASA MUERTA [Kg]	MASA VIVA [kg]	Longitud [m]	1D+0,3L [N/mm]
A	7.98	3160.08	1596	5.65	6.44049558
B	0.31	122.76	62	0.775	1.824
C	1.63	645.48	326	0.6	12.388
D	0.3	118.8	60	0.775	1.76516129
E	0.18	71.28	36	0.6	1.368
F	0.18	71.28	36	0.6	1.368
G	6.98	2764.08	1396	5.65	5.63341593
H	3.33	1318.68	666	3.8	3.996
I	14.87	5888.52	2974	4.75	14.2752
J	9.53	3773.88	1906	3.65	11.9059726
1	7.98	2925.56376	558.6	5.65	5.47459073
2	8.26	3028.21512	578.2	5.75	5.56813064
3	3.33	1220.81796	233.1	3.65	3.53629578
4	6.98	2558.95176	488.6	5.65	4.78855179
5	8.4	3079.5408	588	3.8	8.56826526
6	14.87	5451.52044	1040.9	4.75	12.1342957
7	9.53	3493.81236	667.1	3.65	10.12039

- Cargas de diseño para muros de mampostería

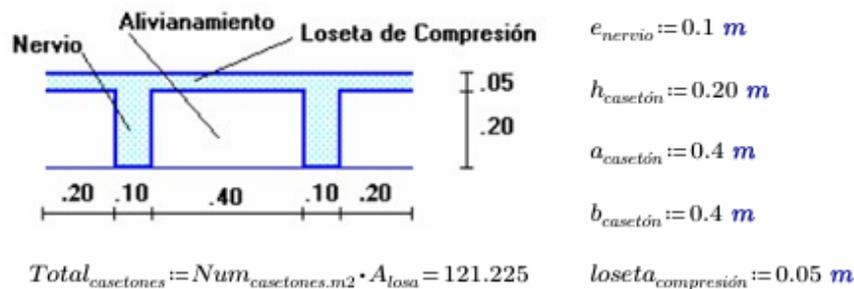
### CARGAS DE DISEÑO PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA

Cálculo de Cargas gravitacionales

Calculamos el peso de losa por m<sup>2</sup>, en este caso se eligió una losa tipo nervada

Área de losa  $A_{losa} := 48.49 \text{ m}^2$  Ancho unitario  $A := 1 \text{ m}$  Largo  $:= 1 \text{ m}$

Peso específico  $\gamma_{H.A.} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$  Número de casetones  $Num_{casetones.m2} := \frac{2.5}{\text{m}^2}$



$$W_{losa} := \frac{\gamma_{H.A.} \cdot (A_{losa} \cdot (h_{caseton} + loseta_{compresion}) - Total_{casetones} \cdot (b_{caseton} \cdot h_{caseton} \cdot a_{caseton}))}{A_{losa}}$$

El peso por m<sup>2</sup> de losa nervada es de  $W_{losa} = 0.004 \text{ MPa}$

No Estructurales (Contrapiso, Tabiquería, Cielo raso, Instalaciones)

Calculamos el peso de cargas permanentes por m<sup>2</sup>

Peso específico  $\gamma_{hormigón} := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$  Espesor  $e_{contrapiso} := 0.015 \text{ m}$

El peso por m<sup>2</sup> de contrapiso  $W_{contrapiso} := \gamma_{hormigón} \cdot e_{contrapiso} = 30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

El peso por m<sup>2</sup> de cielo raso e instalaciones  $W_{cieloraso} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$   $W_{insta} := 10 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Calculamos la masa de entrepiso

$$W_{entrepiso} := W_{losa} + W_{contrapiso} + W_{cieloraso} + W_{insta} = 0.005 \text{ MPa}$$

Calculamos la masa de cubierta

Peso específico  $\gamma_{teja} := 0.5 \frac{kN}{m^3}$       Espesor  $e_{teja} := 12 \text{ mm}$

El peso por m2 de cubierta con  
tejas  $W_{teja} := \gamma_{teja} \cdot e_{teja} = 0.612 \frac{kgf}{m^2}$

$$W_{cubierta} := W_{teja} + W_{cieloraso} + W_{insta} = (3.002 \cdot 10^{-4}) \text{ MPa}$$

Calculamos el peso m2 de la carga viva

Datos de la NEC-SE-CG 15  $W_{viva} := 200 \frac{kgf}{m^2} = 0.002 \text{ MPa}$

Datos de la NEC-SE-CG 15  $W_{cub_viva} := 70 \frac{kgf}{m^2} = (6.865 \cdot 10^{-4}) \text{ MPa}$

## Anexo 2: Código MPA.

```
# -----  
# INPUT DEL USUARIO  
# -----  
set DOF 0 ;# 0=UX, 1=UY, 2=UZ  
set Pref 1.0 ;# Escala de carga  
set pattern_tag 100 ;# Etiqueta del patrón combinado  
set pattern_ts_tag 1 ;# TimeSeries (asume que ya está definido)  
set modos_usar {0 1 2} ;# Lista de modos a combinar (por índice base 0)  
  
# Lista de nodos maestros (debe estar definida previamente)  
# set master_nodes {1 2 3 ...}  
  
# -----  
# CÁLCULO DEL PATRÓN DE CARGA EQUIVALENTE  
# -----  
pattern Plain $pattern_tag $pattern_ts_tag {  
  
  foreach node $master_nodes {  
    set Vsum {} ;# Para almacenar suma SRSS de cada DOF  
    set initialized 0  
  
    foreach mode $modos_usar {  
      set V [nodeEigenvector $node [expr {$mode + 1}]]  
      set ndf [llength $V]  
  
      if {(!$initialized)} {  
        set Vsum [lrepeat $ndf 0.0]  
        set initialized 1  
      }  
  
      # Cargar cada componente cuadrada y acumular  
      for {set i 0} {$i < $ndf} {incr i} {  
        set vi [lindex $V $i]  
        set vi2 [expr {$vi * $vi}]  
        set Vprev [lindex $Vsum $i]  
        lset Vsum $i [expr {$Vprev + $vi2}]  
      }  
    }  
  
    # Tomar raíz cuadrada componente a componente (SRSS final)  
    for {set i 0} {$i < $ndf} {incr i} {  
      set val [lindex $Vsum $i]  
      lset Vsum $i [expr {sqrt($val) * $Pref}]  
    }  
  
    # Aplicar carga al nodo  
    load $node {*}$Vsum  
  
    # Mostrar (opcional)  
    puts "Nodo: $node | Carga combinada (SRSS): $Vsum"  
  }  
}
```

## Anexo 3: Escalamiento Sísmico.

- Espectro de Diseño de Cuenca

### TARGET SPECTRUM - ESPECTRO NEC-15

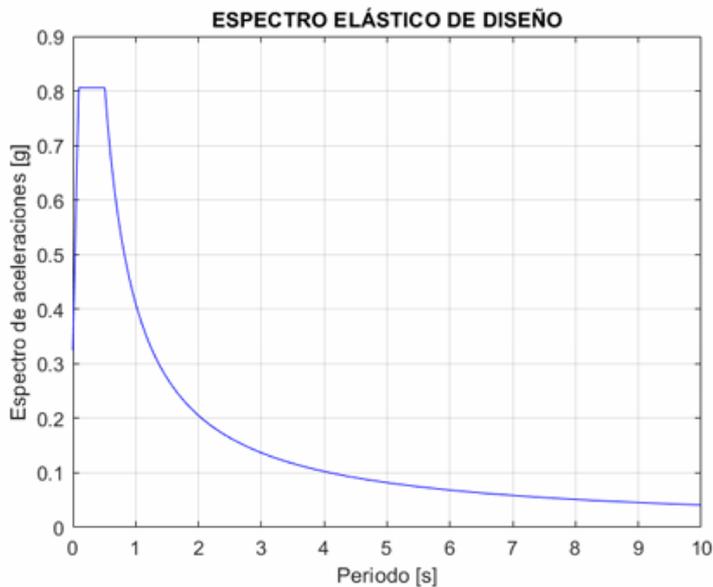
ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0:0.01:10; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3;        % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2;        % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2;        % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1;         % Factor de importancia
R = 3;            % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9;     % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9;     % Coeficiente por irregularidad en planta
```

Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot (T_dis,Sa_elas*f_imp,'b')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



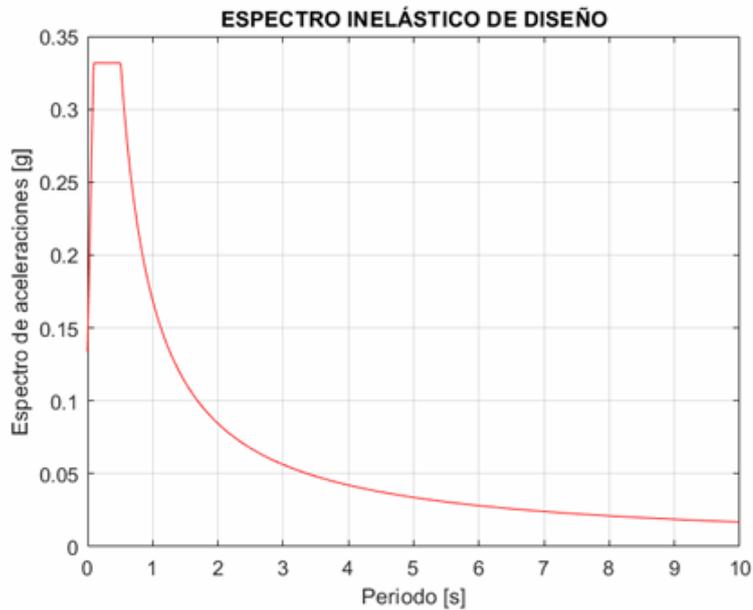
Cálculo del Espectro Inelástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
Sa_ines = (Sa_elas*f_imp)/(R*Coef_P*Coef_E);
```

```

figure
plot (T_dis,Sa_ines,'r')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel ('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO INELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on

```

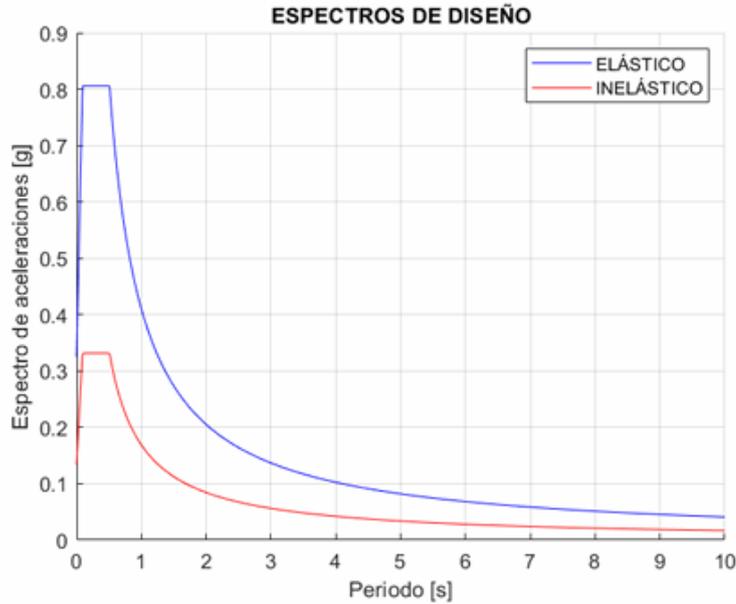


**Gráfica los espectros elástico e inelástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador**

```

figure
hold on
plot (T_dis,Sa_elas*f_imp,'b')
plot (T_dis,Sa_ines,'r')
hold off
xlabel('Periodo [s]')
ylabel ('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTROS DE DISEÑO')
grid on
legend('ELÁSTICO', 'INELÁSTICO')

```



```

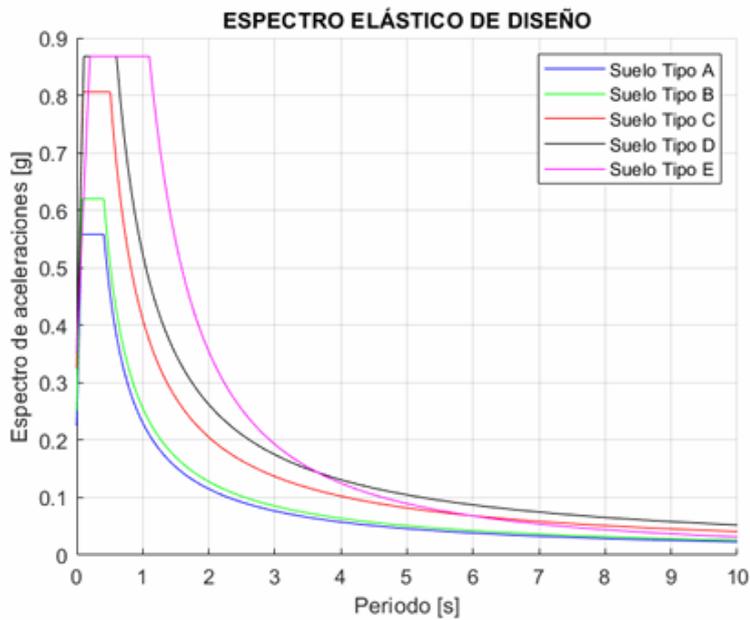
% TIPOS DE SUELO
Coef_s_A = 1;
Coef_s_B = 2;
Coef_s_C = 3;
Coef_s_D = 4;
Coef_s_E = 5;
% ESPECTROS ELÁSTICOS
Sa_A = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s_A,Coef_z,Coef_r);
Sa_B = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s_B,Coef_z,Coef_r);
Sa_C = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s_C,Coef_z,Coef_r);
Sa_D = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s_D,Coef_z,Coef_r);
Sa_E = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s_E,Coef_z,Coef_r);
% ESPECTROS INELÁSTICOS
Sa_ines_A = (Sa_A*f_imp)/(R*Coef_P*Coef_E);
Sa_ines_B = (Sa_B*f_imp)/(R*Coef_P*Coef_E);
Sa_ines_C = (Sa_C*f_imp)/(R*Coef_P*Coef_E);
Sa_ines_D = (Sa_D*f_imp)/(R*Coef_P*Coef_E);
Sa_ines_E = (Sa_E*f_imp)/(R*Coef_P*Coef_E);
% GRPAFICAS ESPECTROS ELÁSTICOS
figure
hold on
plot (T_dis,Sa_A*f_imp,'b')
plot (T_dis,Sa_B*f_imp,'g')
plot (T_dis,Sa_C*f_imp,'r')
plot (T_dis,Sa_D*f_imp,'k')
plot (T_dis,Sa_E*f_imp,'m')
hold off
xlabel('Periodo [s]')

```

```

ylabel ('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
legend('Suelo Tipo A','Suelo Tipo B','Suelo Tipo C','Suelo Tipo D','Suelo Tipo E')

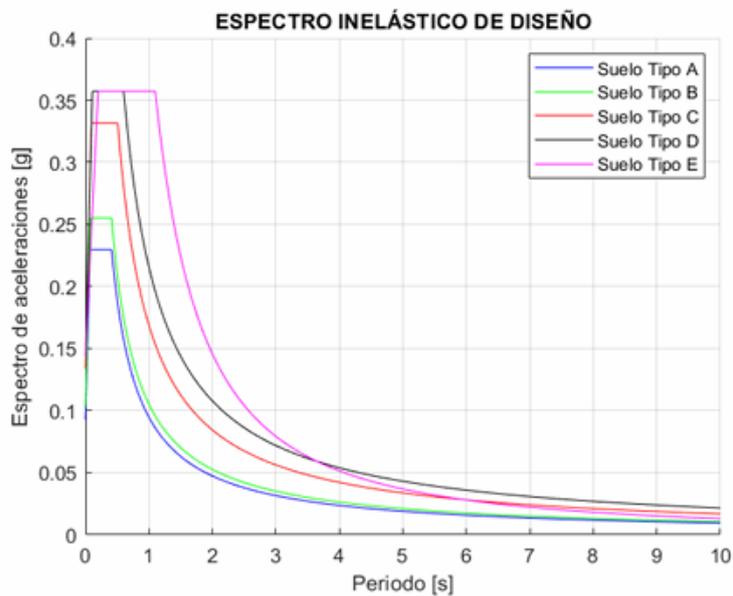
```



```

% GRPAFICAS ESPECTROS ELÁSTICOS
figure
hold on
plot (T_dis,Sa_ines_A,'b')
plot (T_dis,Sa_ines_B,'g')
plot (T_dis,Sa_ines_C,'r')
plot (T_dis,Sa_ines_D,'k')
plot (T_dis,Sa_ines_E,'m')
hold off
xlabel('Periodo [s]')
ylabel ('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO INELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
legend('Suelo Tipo A','Suelo Tipo B','Suelo Tipo C','Suelo Tipo D','Suelo Tipo E')

```



- **Friuli, Italia.**

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

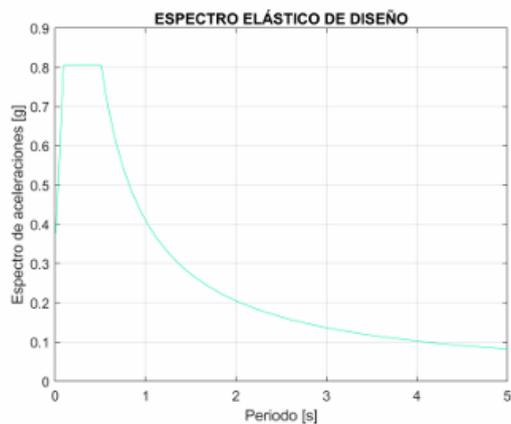
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot(T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color','00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



### DEMANDA SÍSMICA

```

FS = 1.00;
A1 = load('RSN122_FRIULI.A_A-COD000.AT2.txt')*FS;
A2 = load('RSN122_FRIULI.A_A-COD270.AT2.txt')*FS;

```

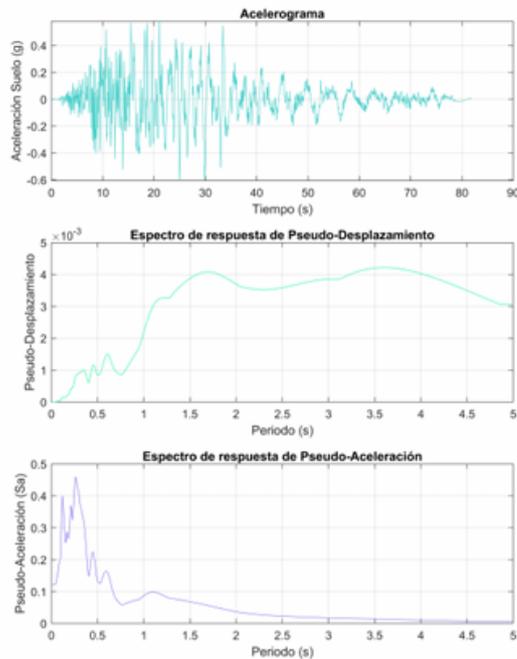
### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```

[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,theta,theta,A1); % Función que permite elaborar los espectros de resp

```

PGA es igual a: 0.12105



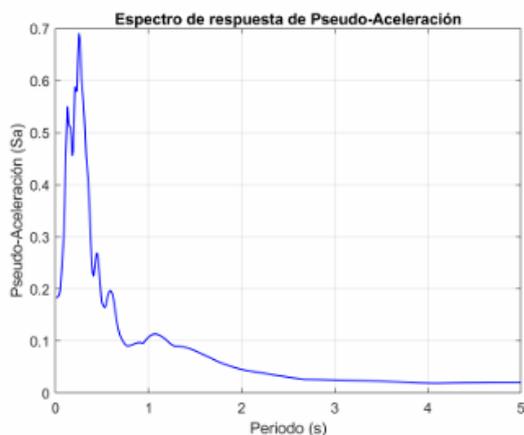
### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```

[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,theta,theta,A2); % Función que permite elaborar los espectros de resp

```

PGA es igual a: 0.13732



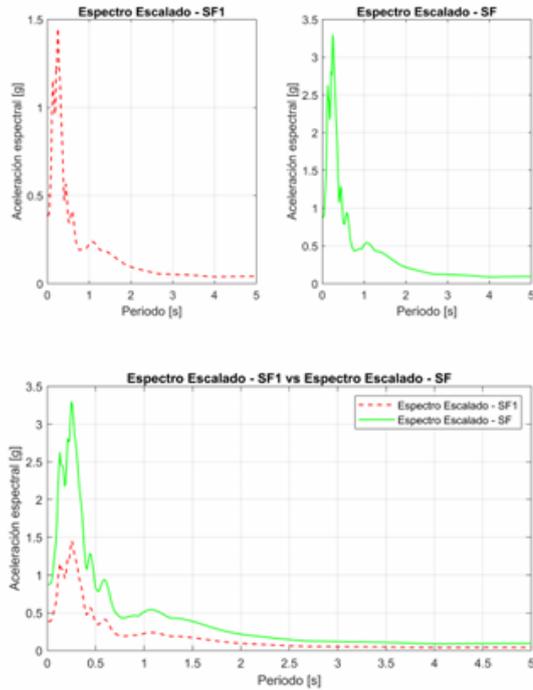
### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```

[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espect

```

El factor de escala óptimo es 2.104  
El factor de escala es 4.7745

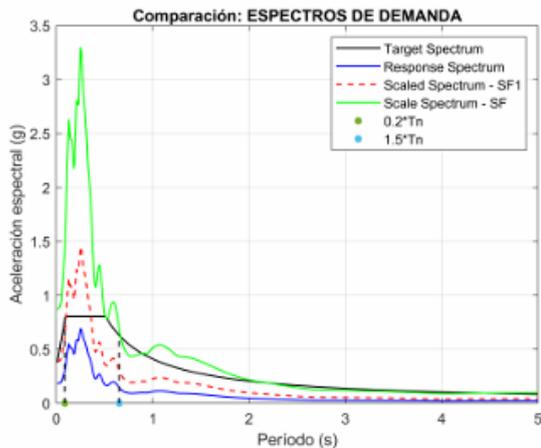


### GRÁFICA COMPARATIVA

```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum', 'Scaled Spectrum - SF1', 'Scale Spectrum - SF');
grid on;

```



- Iwate, Japón

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

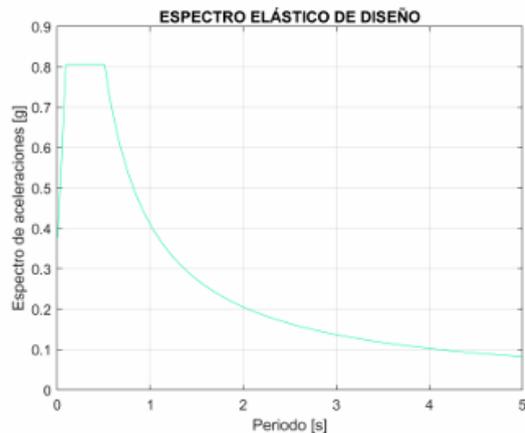
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot(T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color', '#00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



#### DEMANDA SÍSMICA

```

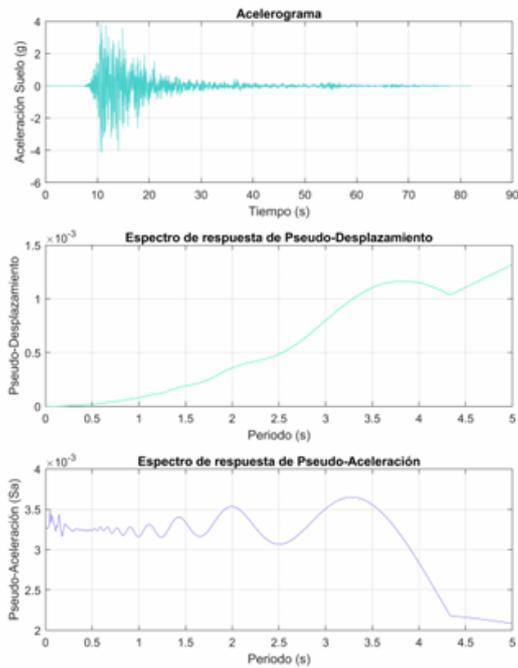
FS = 1.00;
A1 = load('RSN5818_IWATE_48A61NS.AT2.txt')*FS;
A2 = load('RSN5818_IWATE_48A61EW.AT2.txt')*FS;

```

### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```
[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de respu
```

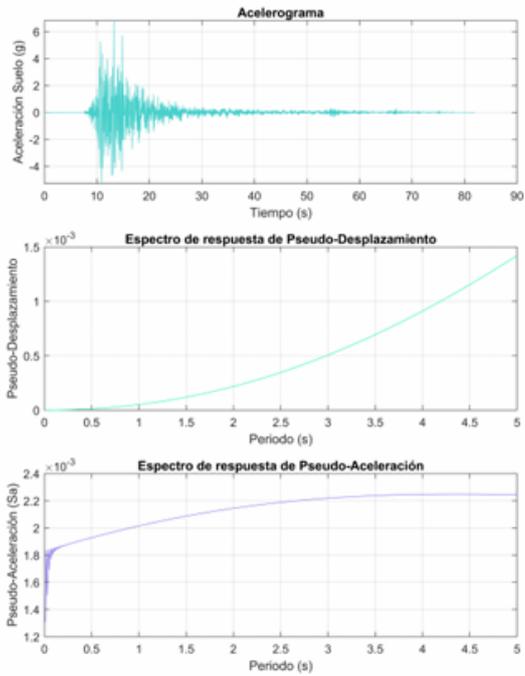
PGA es igual a: 0.0032676



### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```
[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A2); % Función que permite elaborar los espectros de respu
```

PGA es igual a: 0.0013086

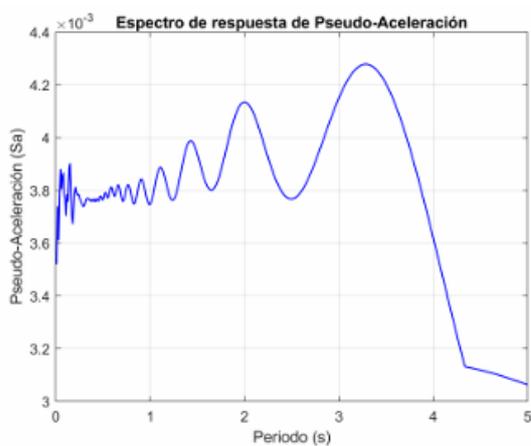


### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

```
PGA = 0.0035
```

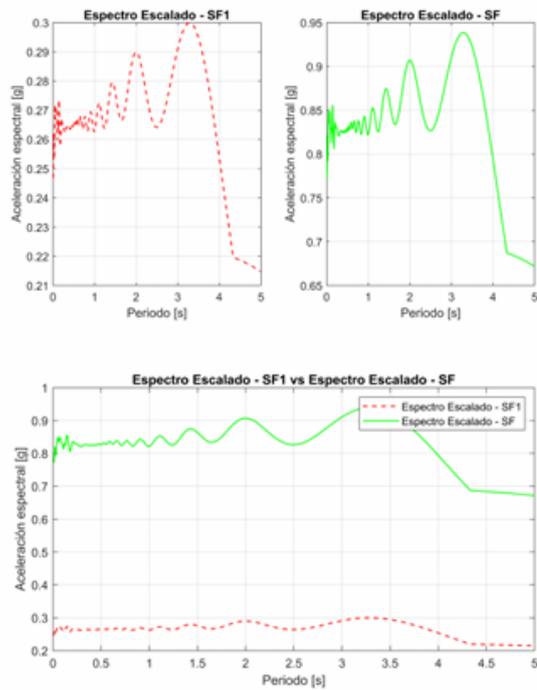
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espec:
```

```
El factor de escala óptimo es 70.1204
El factor de escala es 219.3837
```

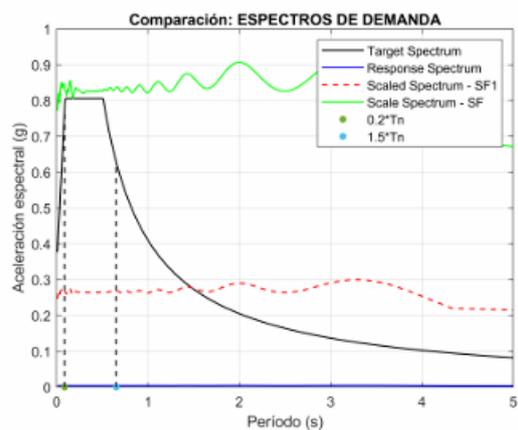


## GRÁFICA COMPARATIVA

```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF = Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis, Sa, 'b', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis, A_escalado_SF, 'g', 'LineWidth', 1);
plot(0.2*Tn, 0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn, 0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn], [0 interp1(T_dis, A_objetivo, 0.2*Tn)], 'k--', 'LineWidth', 1);
plot([1.5*Tn 1.5*Tn], [0 interp1(T_dis, A_objetivo, 1.5*Tn)], 'k--', 'LineWidth', 1);
xlabel('Período (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum', 'Scaled Spectrum - SF1', 'Scale Spectrum - SF');
grid on;

```



- Parkfield, EEUU.

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

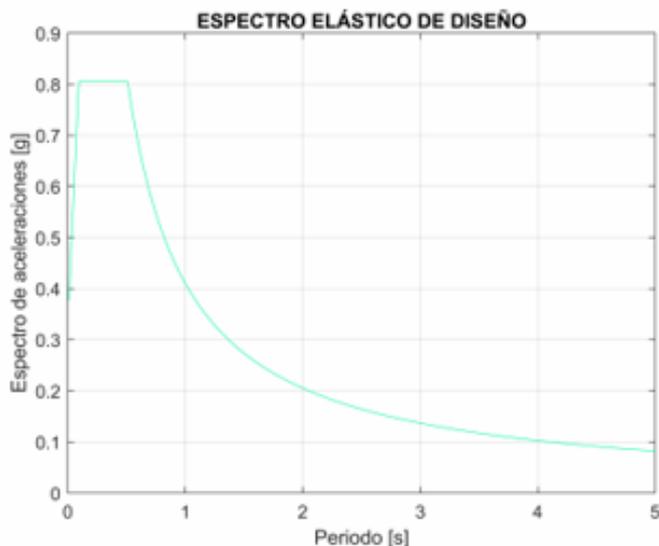
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot (T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color', '#00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



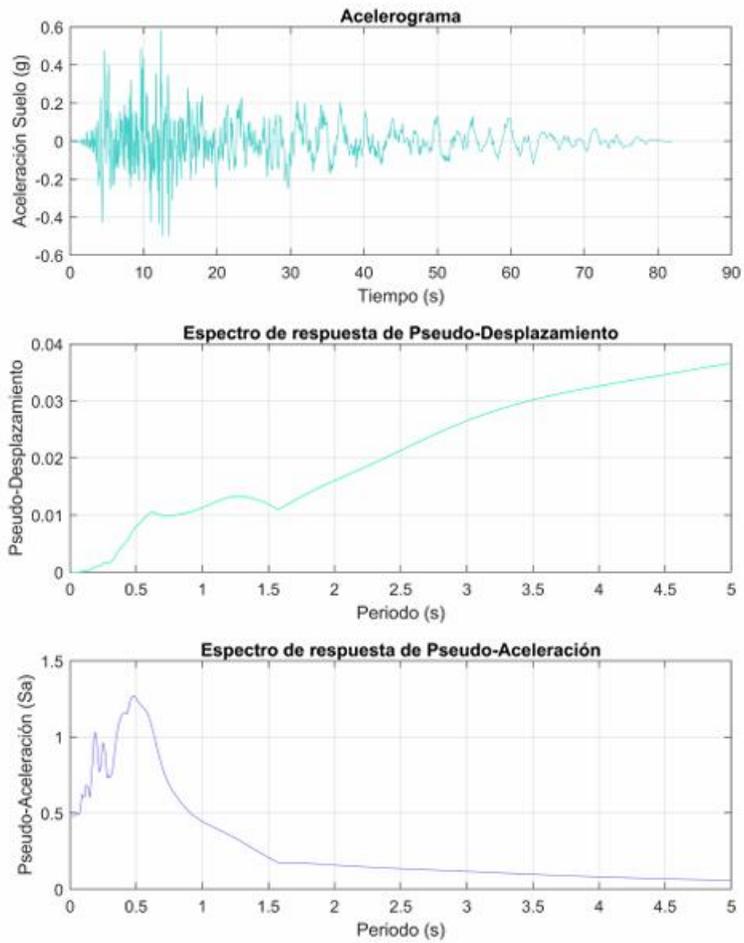
### DEMANDA SÍSMICA

```
FS = 1.00;
A1 = load('RSN28_PARKF_C12050.AT2.txt')*FS;
A2 = load('RSN28_PARKF_C12320.AT2.txt')*FS;
```

### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

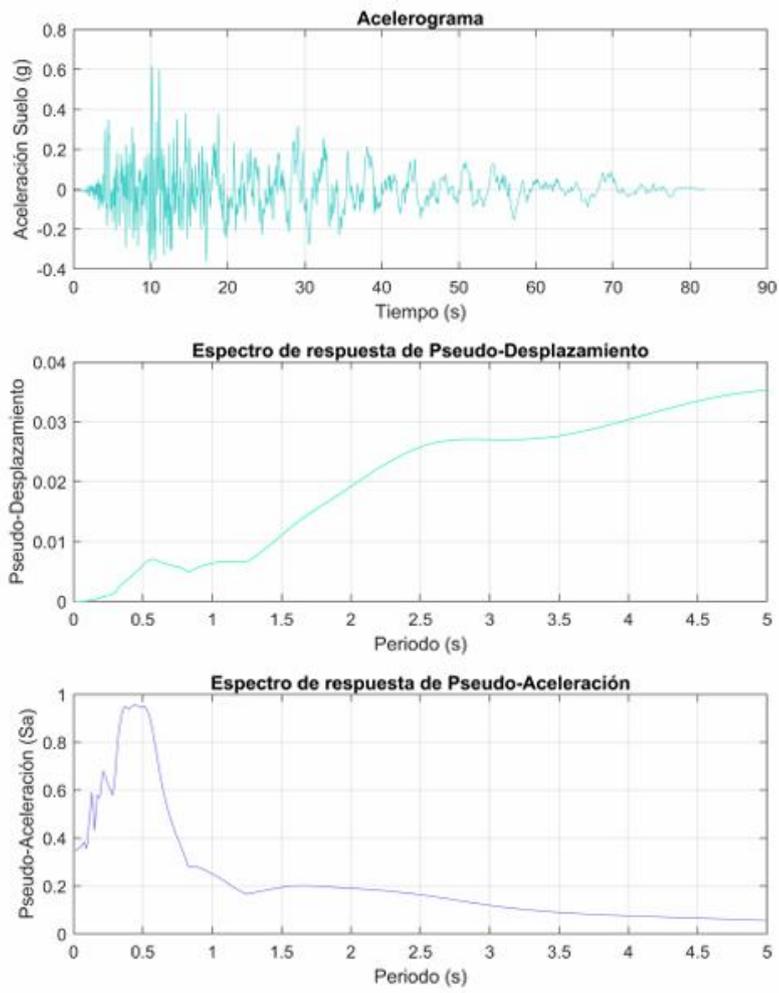
```
[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de respi
```

PGA es igual a: 0.47852



### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```
[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,theta,A2); % Función que permite elaborar los espectros de respi
PGA es igual a: 0.3483
```

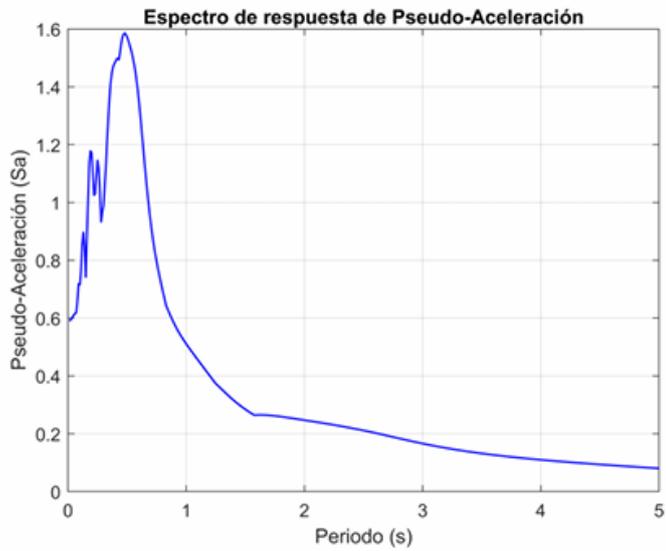


**COMBINACIÓN SRSS**

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 0.5919

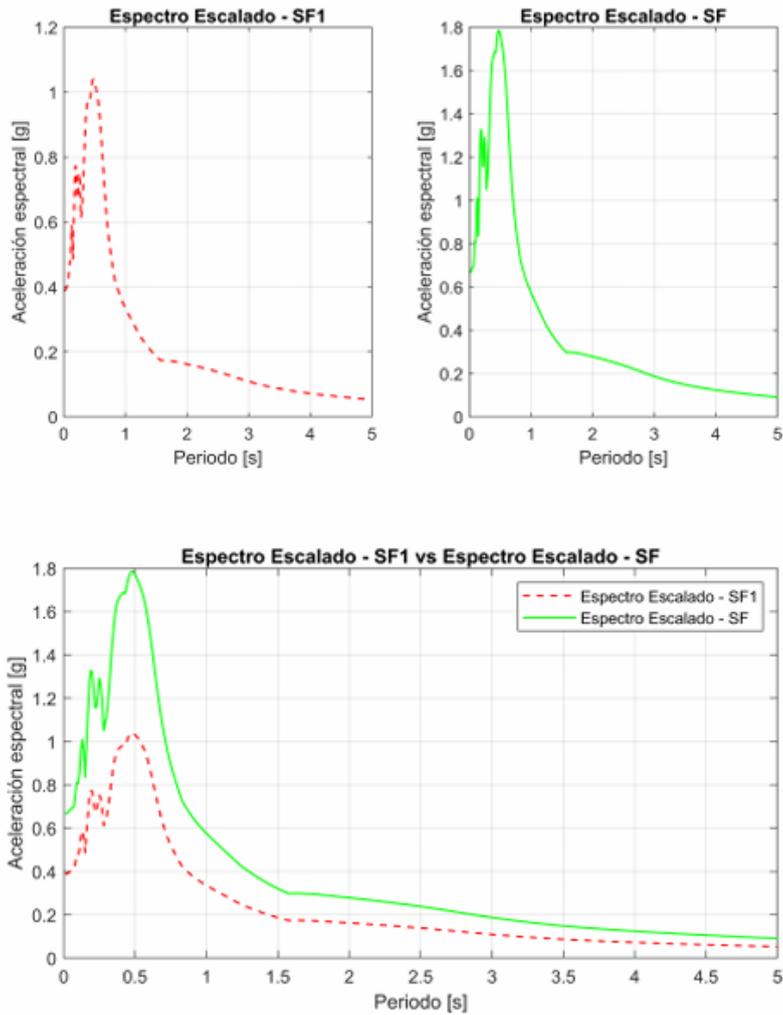
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



#### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espect
```

El factor de escala óptimo es 0.65609  
El factor de escala es 1.1266



**GRÁFICA COMPARATIVA**

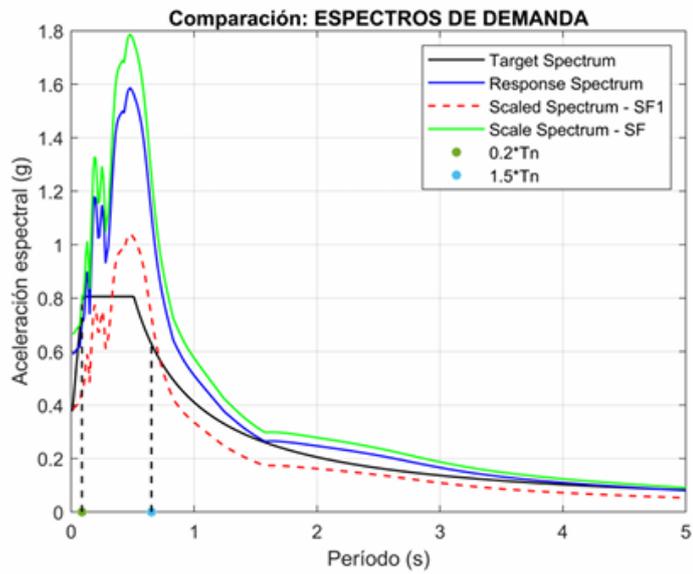
```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
  
```

```

plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Período (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum', 'Scaled Spectrum - SF1', 'Scale Spectrum - SF',
grid on;

```



- Imperial Valle, EEUU.

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

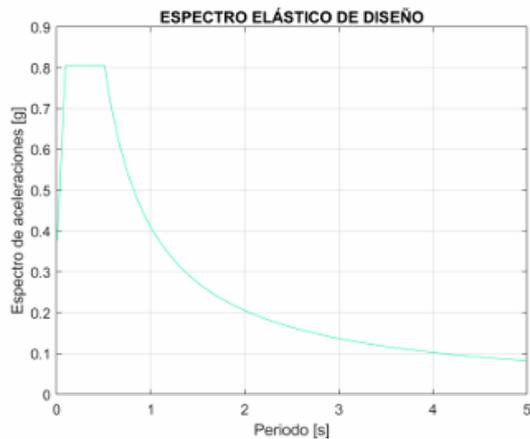
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot (T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color', '#00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



#### DEMANDA SÍSMICA

```

FS = 1.00;
A1 = load('RSN174_IMPVALL.H_H-E11140.AT2.txt')*FS;
A2 = load('RSN174_IMPVALL.H_H-E11230.AT2.txt')*FS;

```

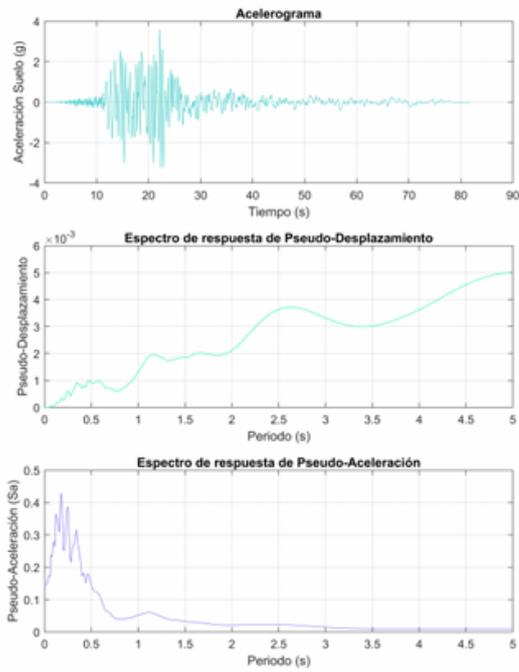
### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```

[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de respu

```

PGA es igual a: 0.14501



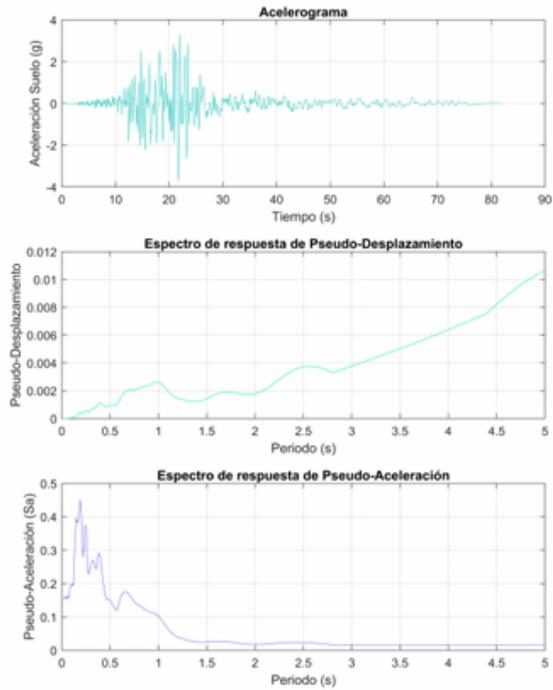
### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```

[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A2); % Función que permite elaborar los espectros de respu

```

PGA es igual a: 0.15249

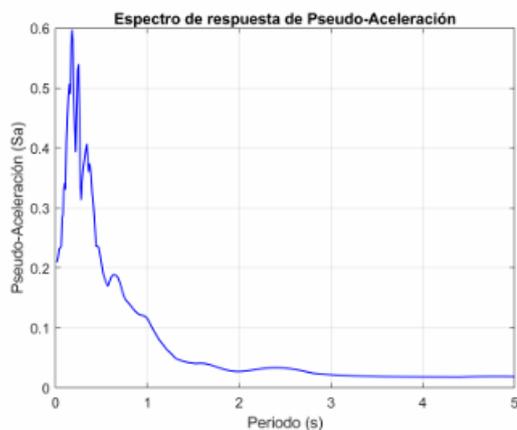


### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 0.2104

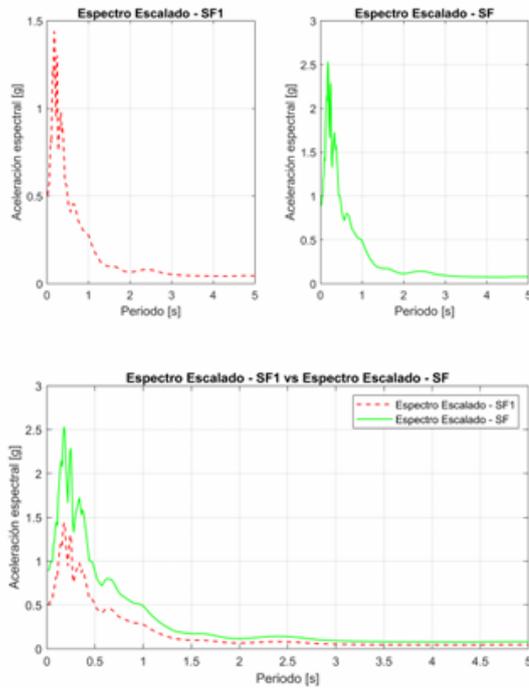
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espectros
```

El factor de escala óptimo es 2.4108  
El factor de escala es 4.2407

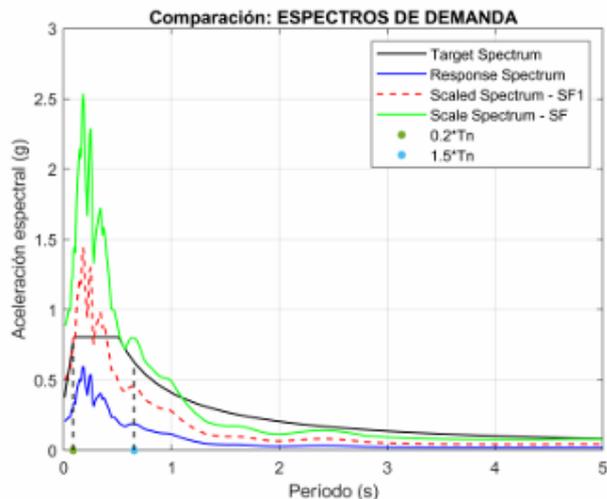


### GRÁFICA COMPARATIVA

```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum', 'Scaled Spectrum - SF1', 'Scale Spectrum - SF',
grid on;

```



- Borrego

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

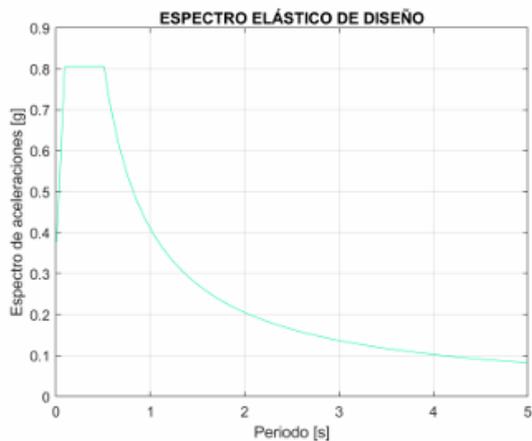
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot(T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color', '#00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



#### DEMANDA SÍSMICA

```

FS = 1.00;
A1 = load('RSN9_BORREGO_B-ELC000.AT2.txt')*FS;
A2 = load('RSN9_BORREGO_B-ELC090.AT2.txt')*FS;

```

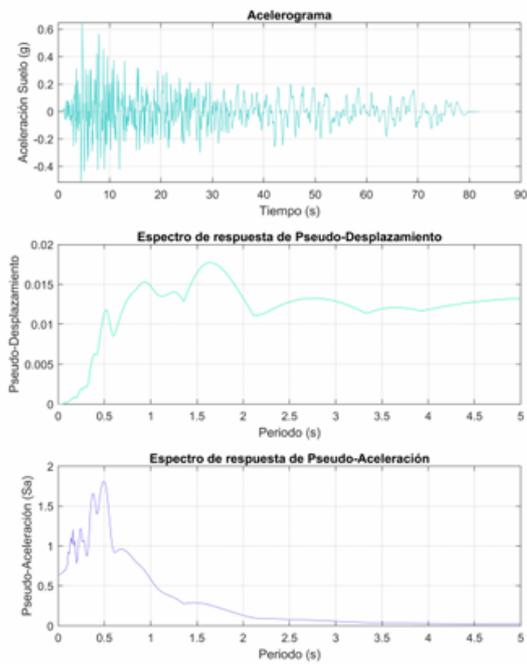
### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```

[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de resp

```

PGA es igual a: 0.64556



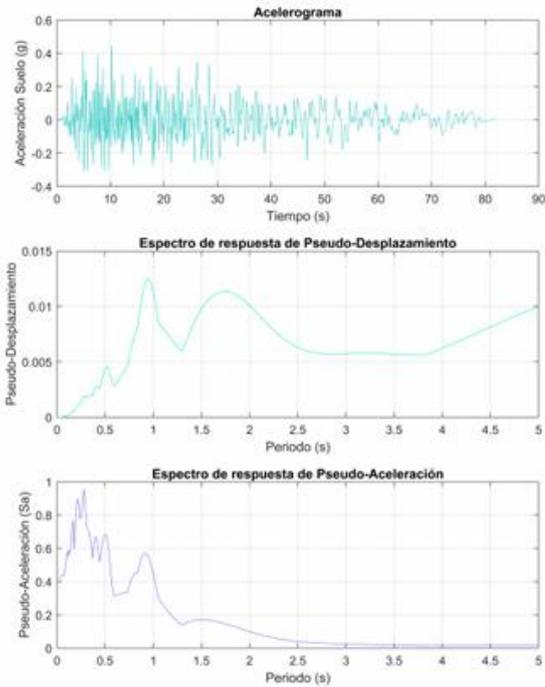
### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```

[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A2); % Función que permite elaborar los espectros de resp

```

PGA es igual a: 0.41761

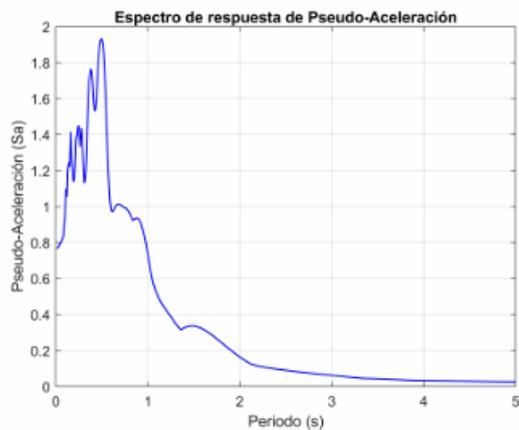


### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 0.7689

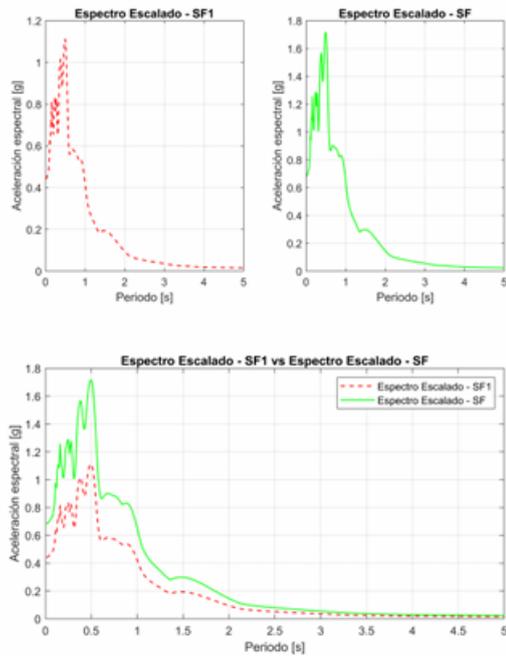
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espect
```

El factor de escala óptimo es 0.57561  
El factor de escala es 0.88927

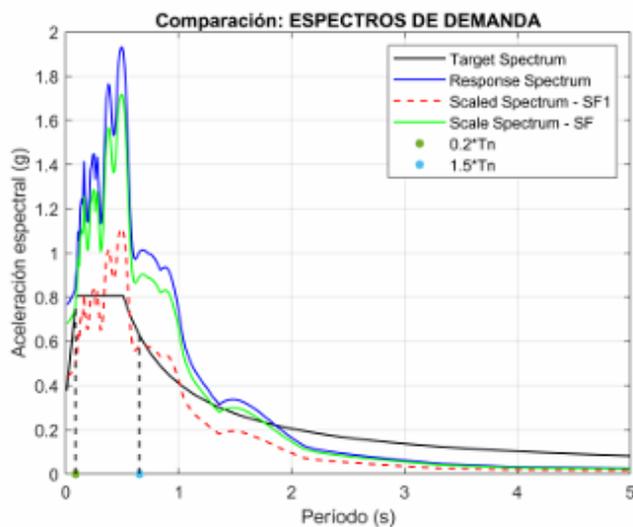


#### GRÁFICA COMPARATIVA

```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum','Scaled Spectrum - SF1','Scale Spectrum - SF',
grid on;

```



- Coyote Lake

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

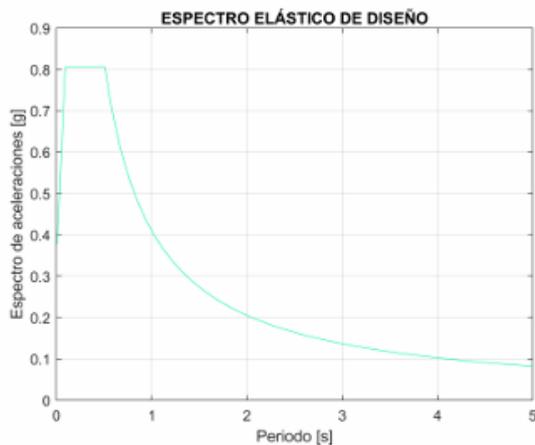
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot (T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color', '#00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel ('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



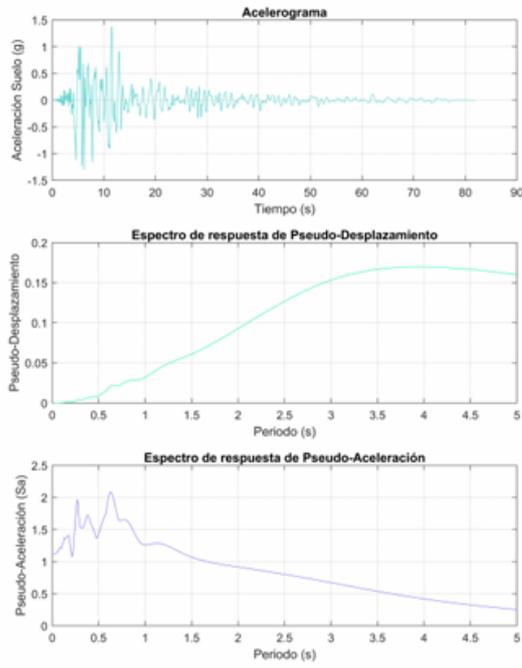
#### DEMANDA SÍSMICA

```
FS = 1.00;  
A1 = load('RSN145_COYOTELK_CYC160.AT2.txt')*FS;  
A2 = load('RSN145_COYOTELK_CYC250.AT2.txt')*FS;
```

### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```
[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de resp
```

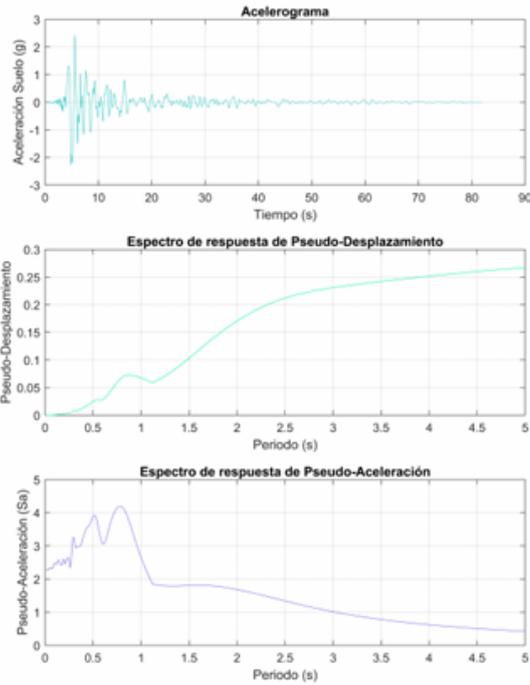
PGA es igual a: 1.1198



### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```
[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A2); % Función que permite elaborar los espectros de resp
```

PGA es igual a: 2.2709

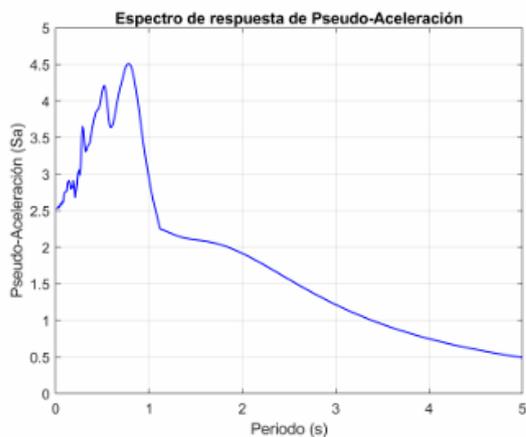


### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 2.5328

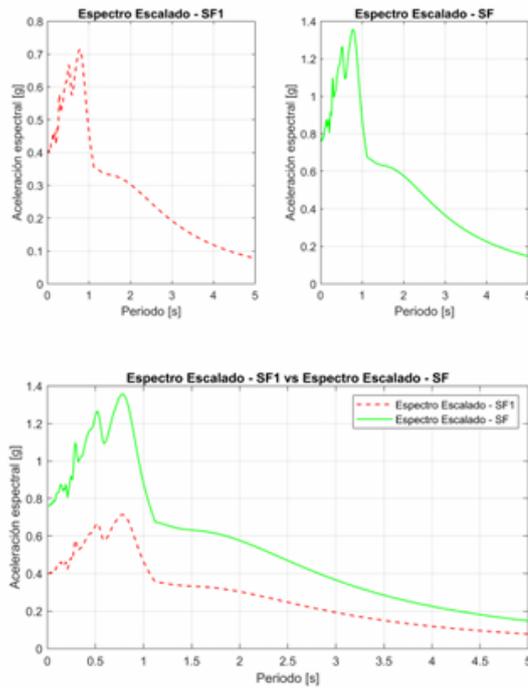
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espectros
```

El factor de escala óptimo es 0.15831  
El factor de escala es 0.30068

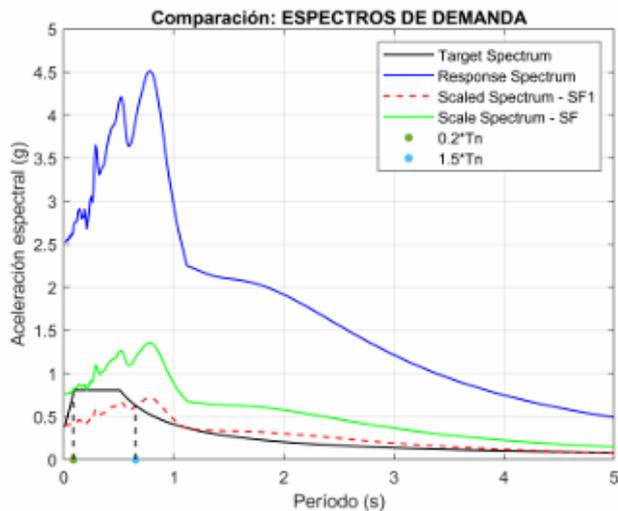


### GRÁFICA COMPARATIVA

```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum', 'Scaled Spectrum - SF1', 'Scale Spectrum - SF',
grid on;

```



- Helena, Montana

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

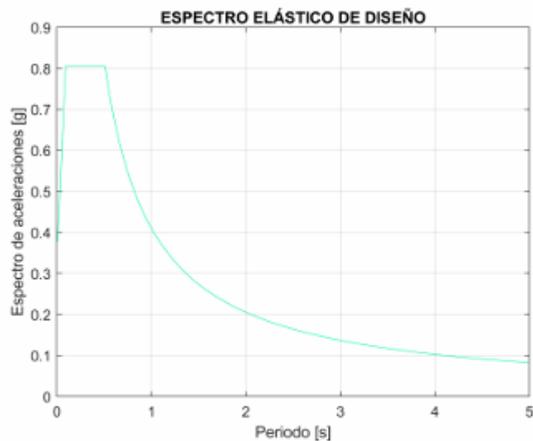
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot(T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color','00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



#### DEMANDA SÍSMICA

```

FS = 1.00;
A1 = load('RSN1_HELENA.A_A-HMC180.AT2.txt')*FS;
A2 = load('RSN1_HELENA.A_A-HMC270.AT2.txt')*FS;

```

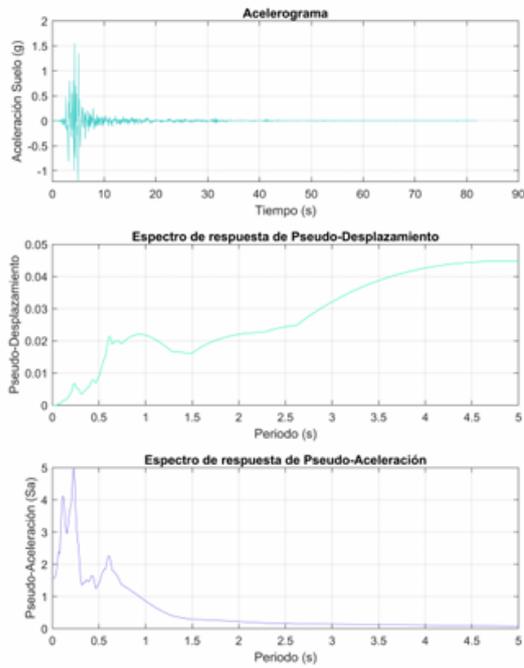
### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```

[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de respu

```

PGA es igual a: 1.5524



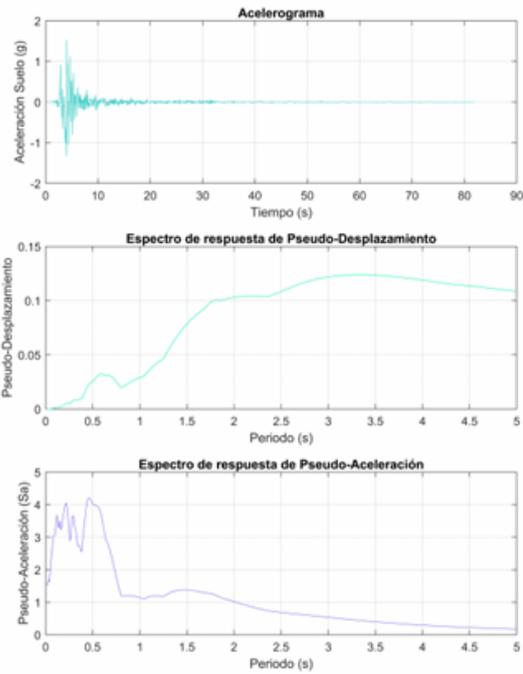
### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```

[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A2); % Función que permite elaborar los espectros de respu

```

PGA es igual a: 1.5217

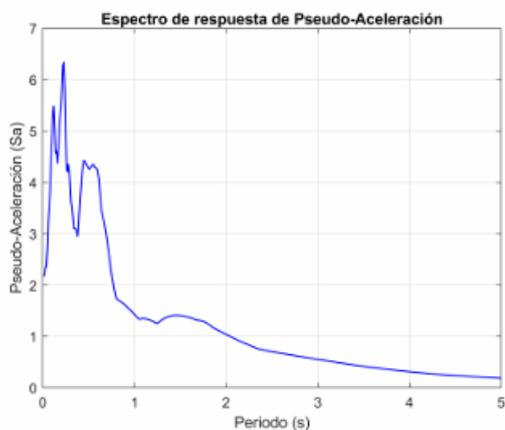


### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 2.1738

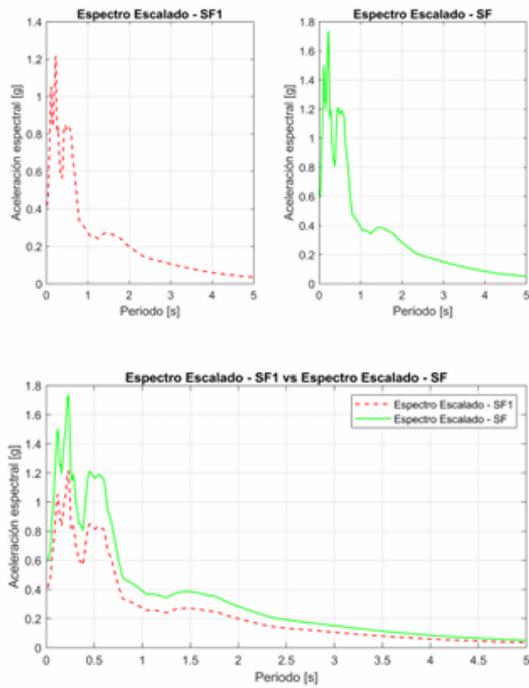
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espect
```

El factor de escala óptimo es 0.19181  
El factor de escala es 0.27346

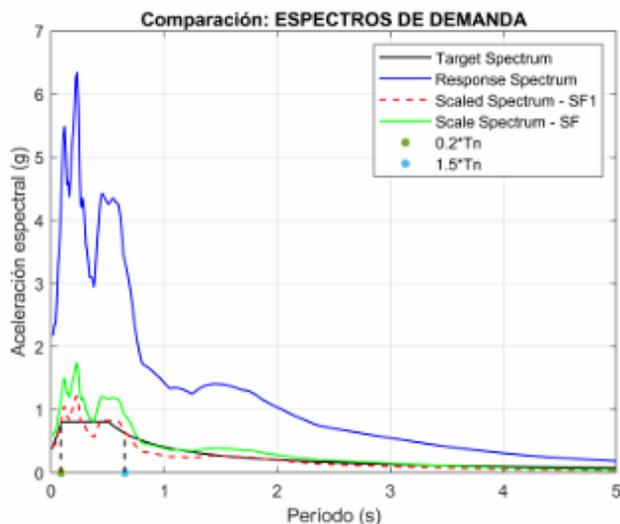


#### GRÁFICA COMPARATIVA

```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Período (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum','Scaled Spectrum - SF1','Scale Spectrum - SF');
grid on;

```



- **Humbolt**

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

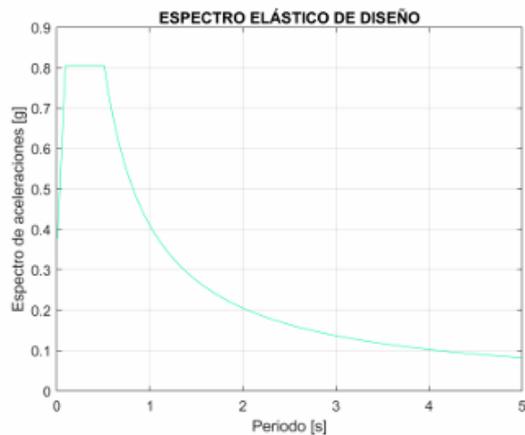
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot (T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color', '#00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



#### DEMANDA SÍSMICA

```

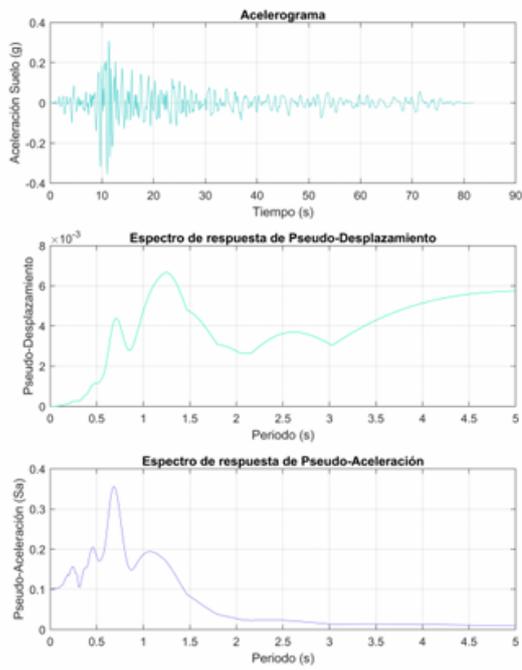
FS = 1.00;
A1 = load('RSN3_HUMBOLT_FRN225.AT2.txt')*FS;
A2 = load('RSN3_HUMBOLT_FRN315.AT2.txt')*FS;

```

### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```
[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de respu
```

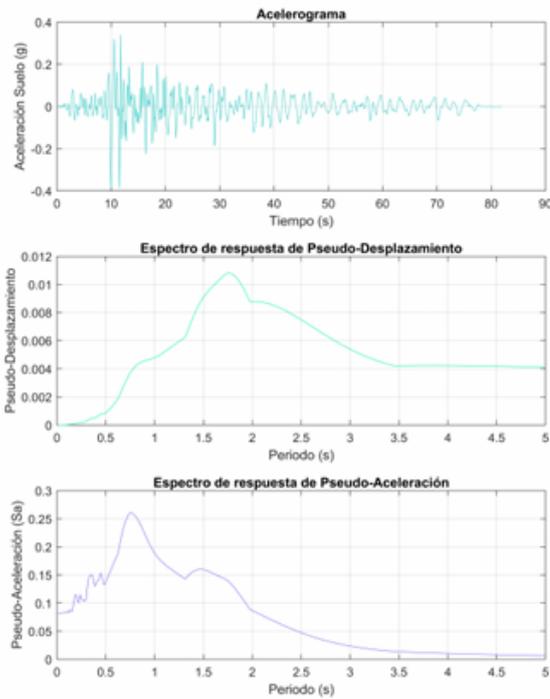
PGA es igual a: 0.10108



### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```
[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A2); % Función que permite elaborar los espectros de respu
```

PGA es igual a: 0.082219

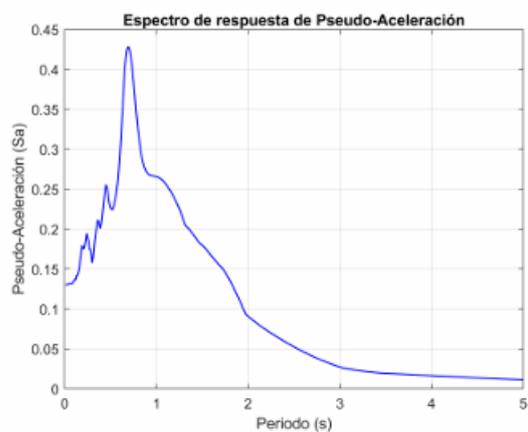


### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 0.1303

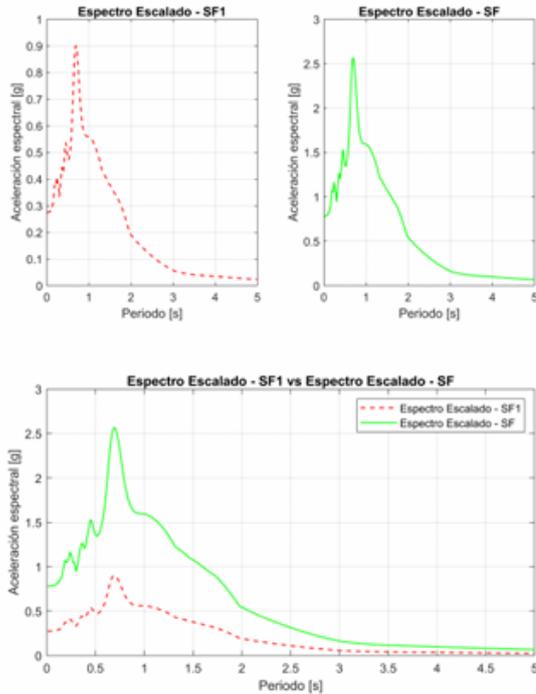
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espect
```

El factor de escala óptimo es 2.1037  
El factor de escala es 5.9921

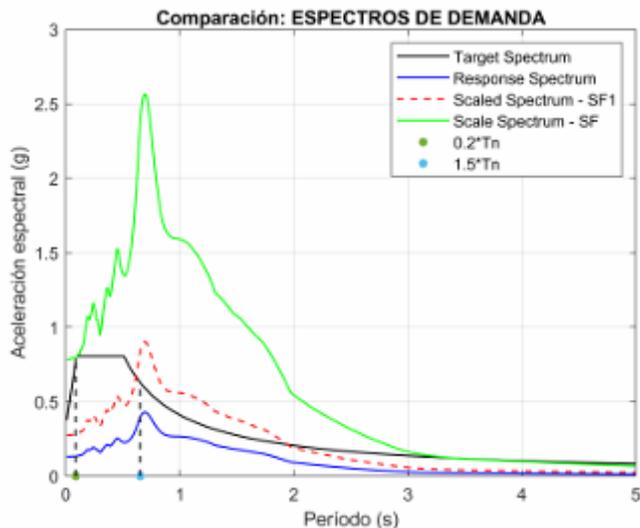


### GRÁFICA COMPARATIVA

```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum', 'Scaled Spectrum - SF1', 'Scale Spectrum - SF');
grid on;

```



- Kern Country

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

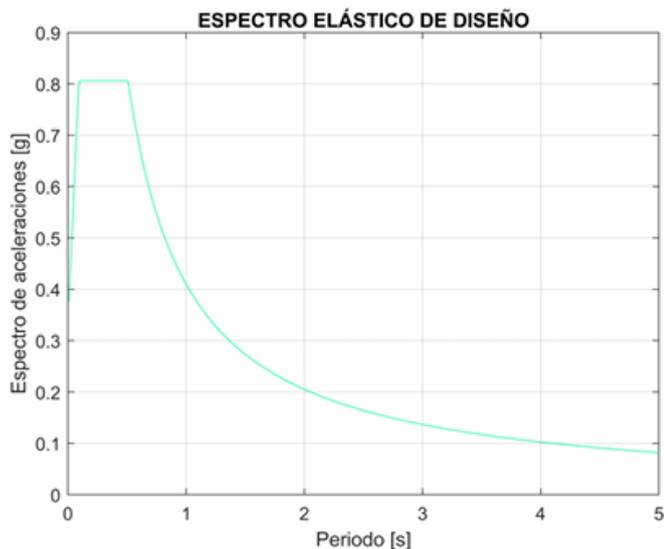
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot(T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color','00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



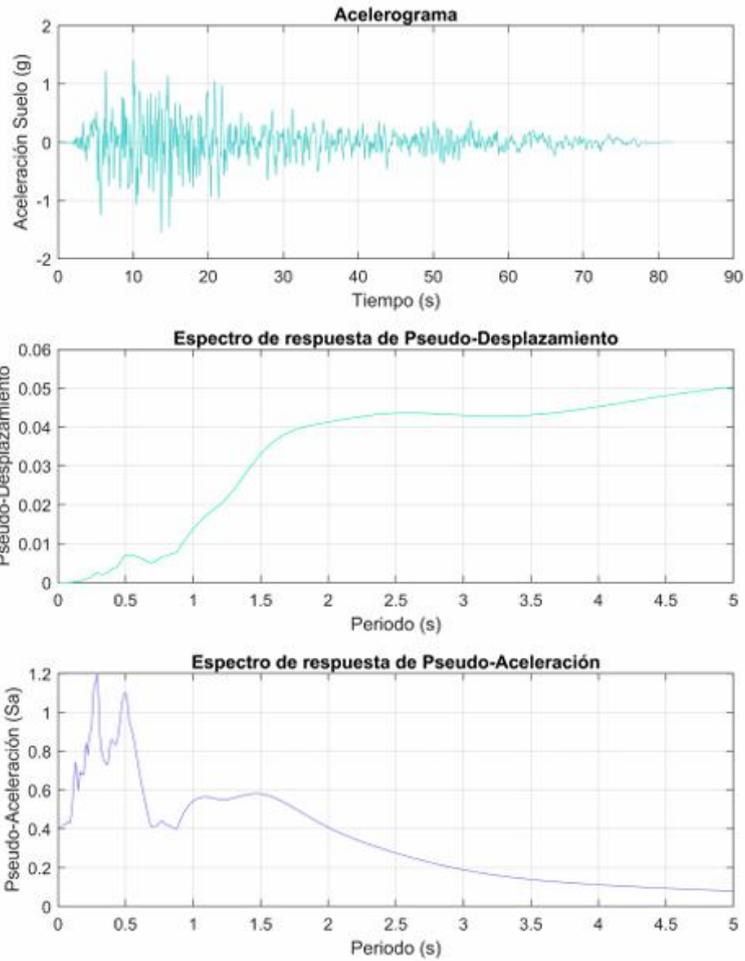
#### DEMANDA SÍSMICA

```
FS = 1.00;
A1 = load('RSN15_KERN_TAF021.AT2.txt')*FS;
A2 = load('RSN15_KERN_TAF111.AT2.txt')*FS;
```

#### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```
[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de respu
```

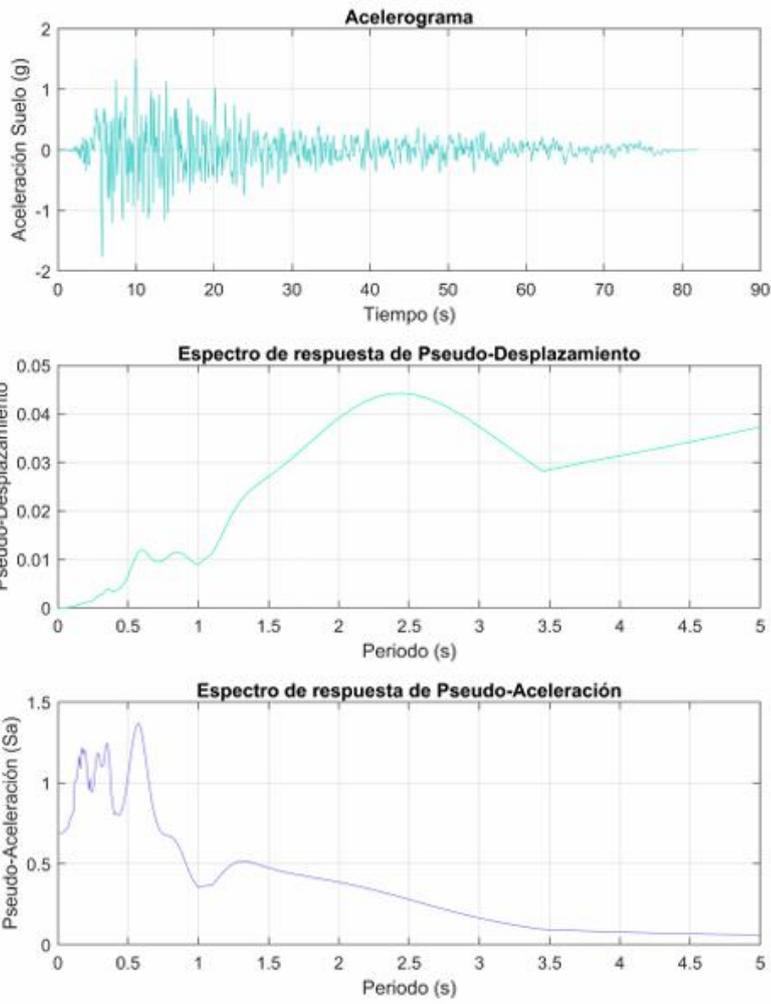
PGA es igual a: 0.41276



### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```
[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,θ,θ,A2); % Función que permite elaborar los espectros de respu
```

PGA es igual a: 0.6913

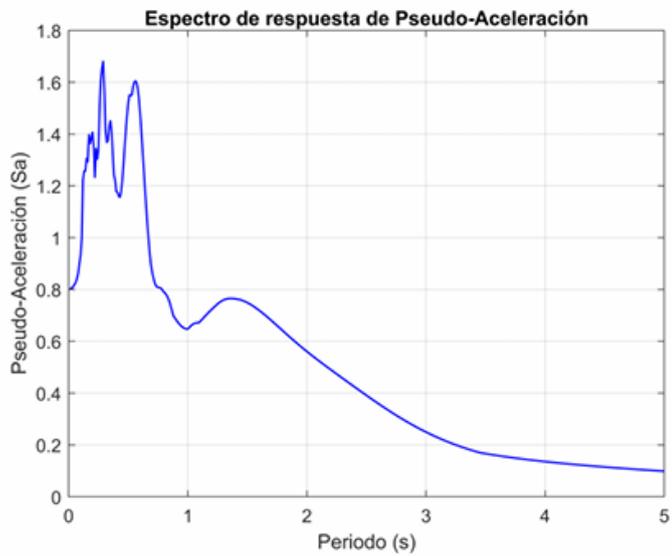


#### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 0.8051

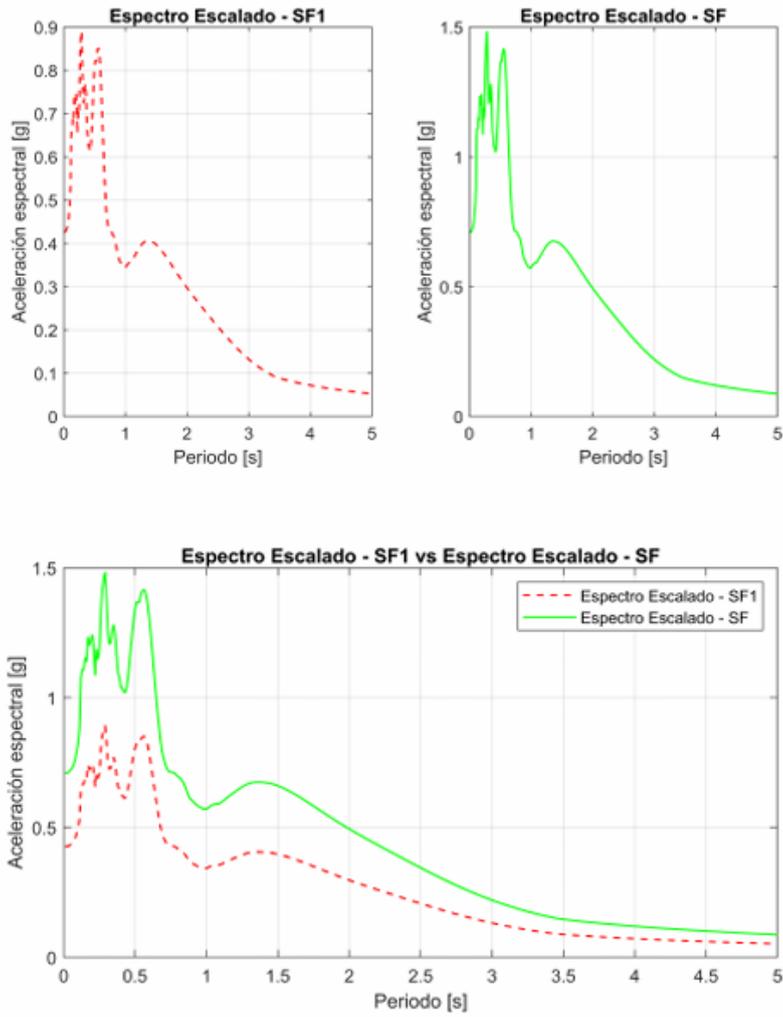
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



#### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espect
```

El factor de escala óptimo es 0.53028  
El factor de escala es 0.88197



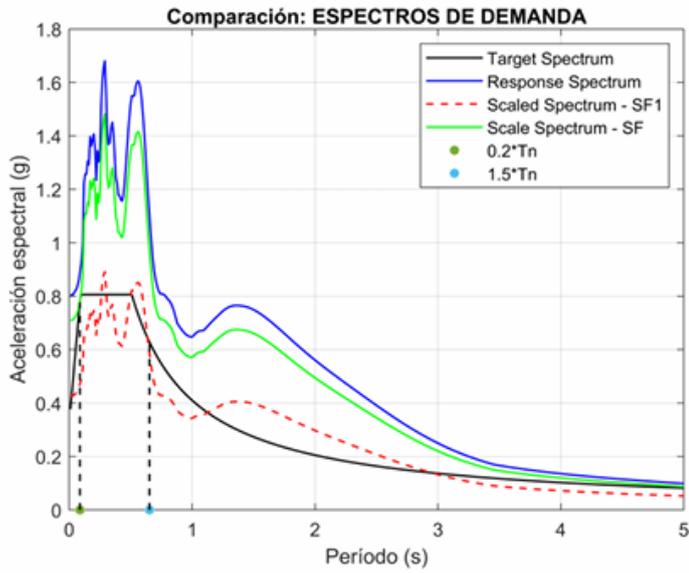
**GRÁFICA COMPARATIVA**

```
A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
```

```

plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Período (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum', 'Scaled Spectrum - SF1', 'Scale Spectrum - SF',
grid on;

```



- Southern, California

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

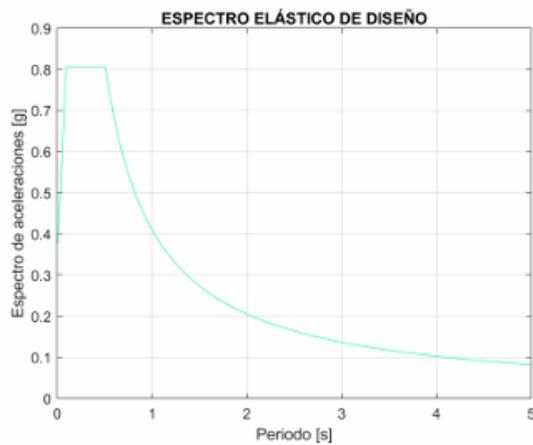
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot (T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color', '#00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



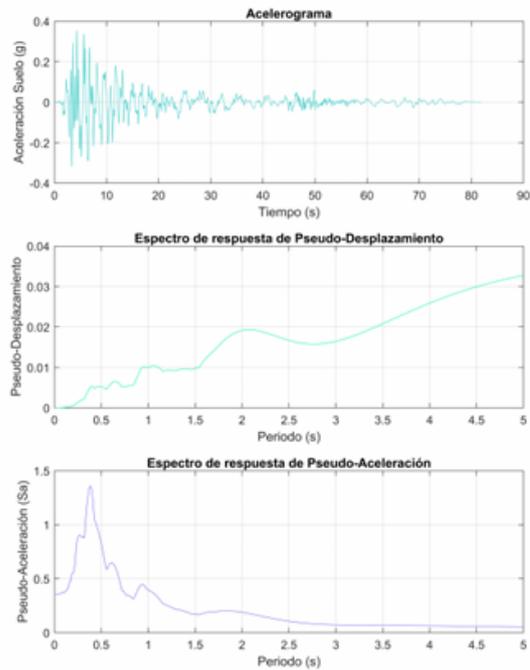
#### DEMANDA SÍSMICA

```
FS = 1.00;  
A1 = load('RSN17_SCALIF_SLO234.AT2.txt')*FS;  
A2 = load('RSN17_SCALIF_SLO324.AT2.txt')*FS;
```

### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```
[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de respu
```

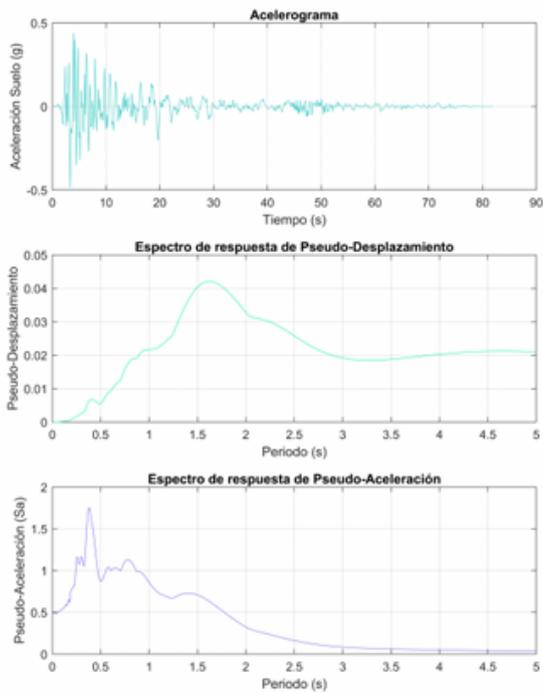
PGA es igual a: 0.35323



### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```
[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A2); % Función que permite elaborar los espectros de respu
```

PGA es igual a: 0.48671

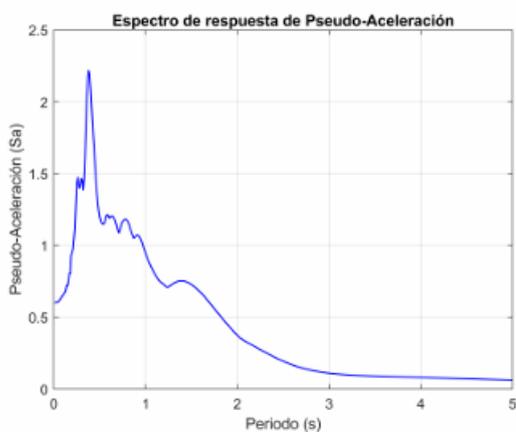


### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 0.6014

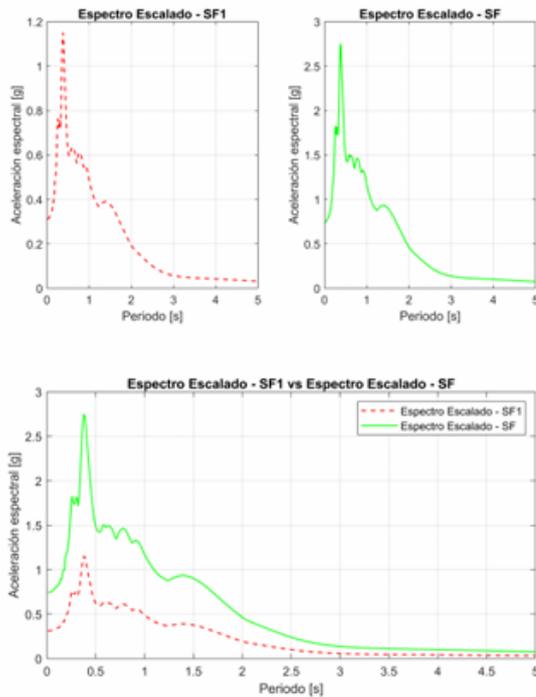
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espect
```

El factor de escala óptimo es 0.51845  
El factor de escala es 1.2389

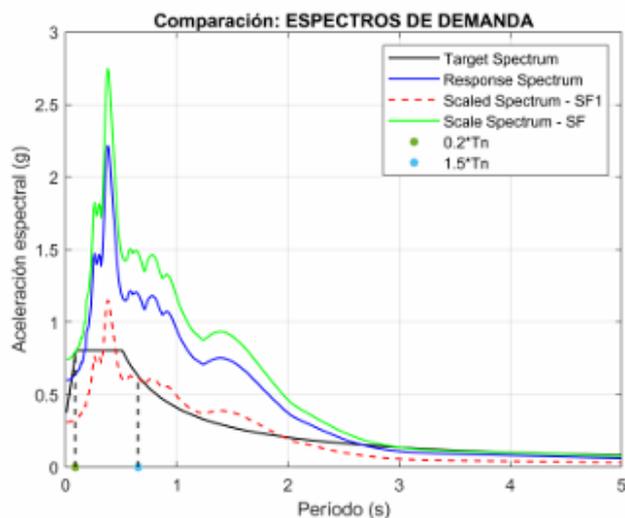


### GRÁFICA COMPARATIVA

```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Período (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum', 'Scaled Spectrum - SF1', 'Scale Spectrum - SF');
grid on;

```



- **San Fernando**

## ESCALAMIENTO SÍSMICO

### DATOS PRELIMINARES

```
Dt = 0.01; % Intervalo de paso [seg]
xi = 0.05; % Fracción de Amortiguamiento [adm]
Tn = 0.435137; % Periodo objetivo [seg]
```

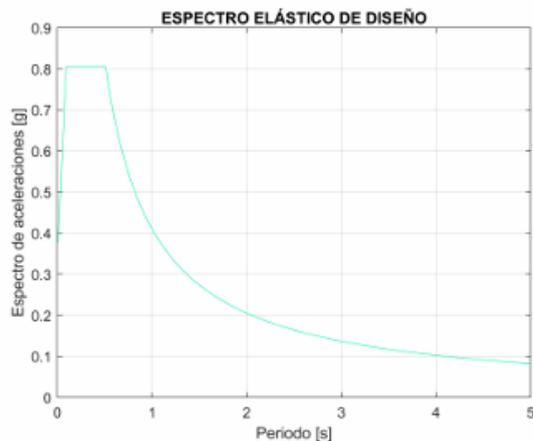
### ANÁLISIS SÍSMICO / CUENCA, AZUAY

#### DATOS DE ENTRADA

```
T_dis = 0.01:0.01:5; % Periodo de diseño [seg]
Coef_s = 3; % Perfil de suelo [1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E]
Coef_z = 2; % Zona sísmica [1=0.15 g, 2=0.25 g, 3=0.30 g, 4=0.35 g, 5=0.4 g, 6=0.5 g]
Coef_r = 2; % Región del país [1=Costa, 2=Sierra, 3=Oriente]
f_imp = 1; % Factor de importancia
R = 3; % Factor de reducción de resistencia sísmica
Coef_E = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en elevación
Coef_P = 0.9; % Coeficiente por irregularidad en planta
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
```

#### Cálculo del Espectro Elástico para la ciudad de Cuenca, Ecuador

```
[Sa_elas] = Espectro_NEC(T_dis,Coef_s,Coef_z,Coef_r);
figure
plot (T_dis,Sa_elas*f_imp,'Color', '#00FA9A')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel ('Espectro de aceleraciones [g]')
title('ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO')
grid on
```



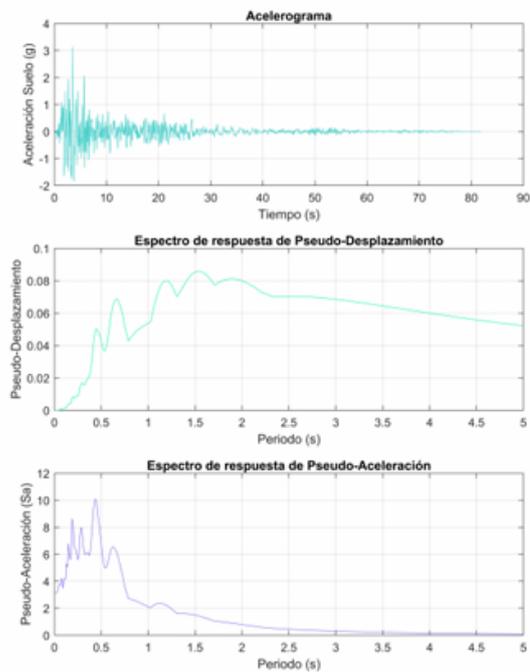
#### DEMANDA SÍSMICA

```
FS = 1.00;  
A1 = load('RSN57_SFERN_ORR021.AT2.txt')*FS;  
A2 = load('RSN57_SFERN_ORR291.AT2.txt')*FS;
```

### ESPECTRO DE RESPUESTA A1

```
[Sd1,Sa1] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A1); % Función que permite elaborar los espectros de resp
```

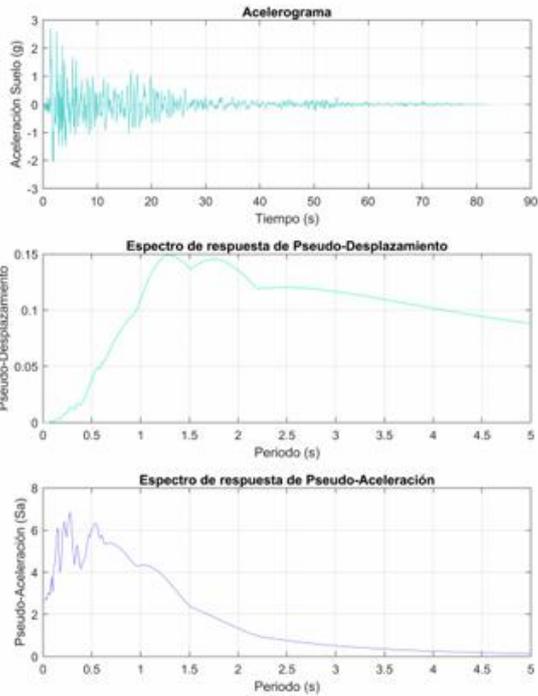
PGA es igual a: 3.1337



### ESPECTRO DE RESPUESTA A2

```
[Sd2,Sa2] = SPECTRAL(xi,T_dis,Dt,0,0,A2); % Función que permite elaborar los espectros de resp
```

PGA es igual a: 2.6914

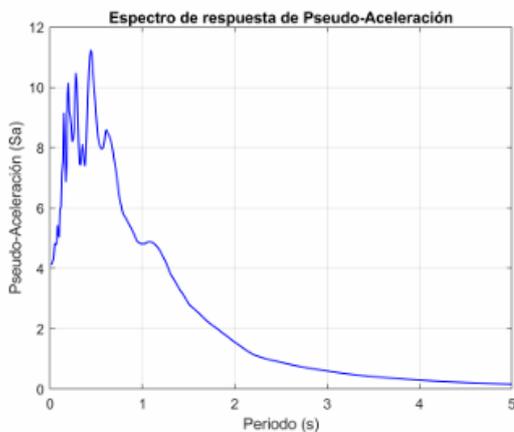


### COMBINACIÓN SRSS

```
Sa = sqrt(Sa1.^2+Sa2.^2);
PGA = Sa (1,1)
```

PGA = 4.1308

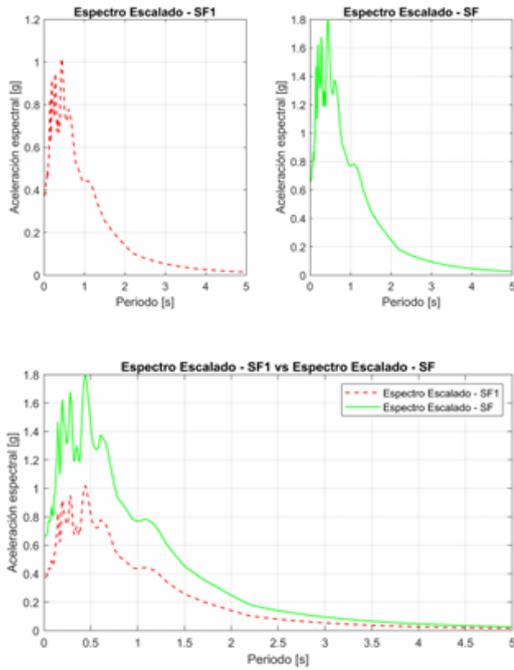
```
figure
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
grid on
```



### ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sa_SF,SF1,SF] = Seismic_scaling(T_dis,Sa_elas,Sa,Tn); % Función que permite escalar los espec
```

El factor de escala óptimo es 0.090643  
El factor de escala es 0.16011

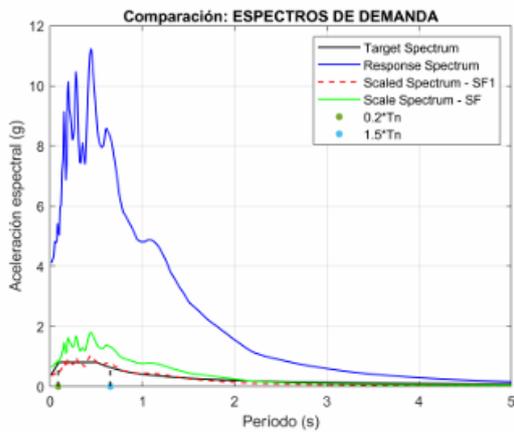


**GRÁFICA COMPARATIVA**

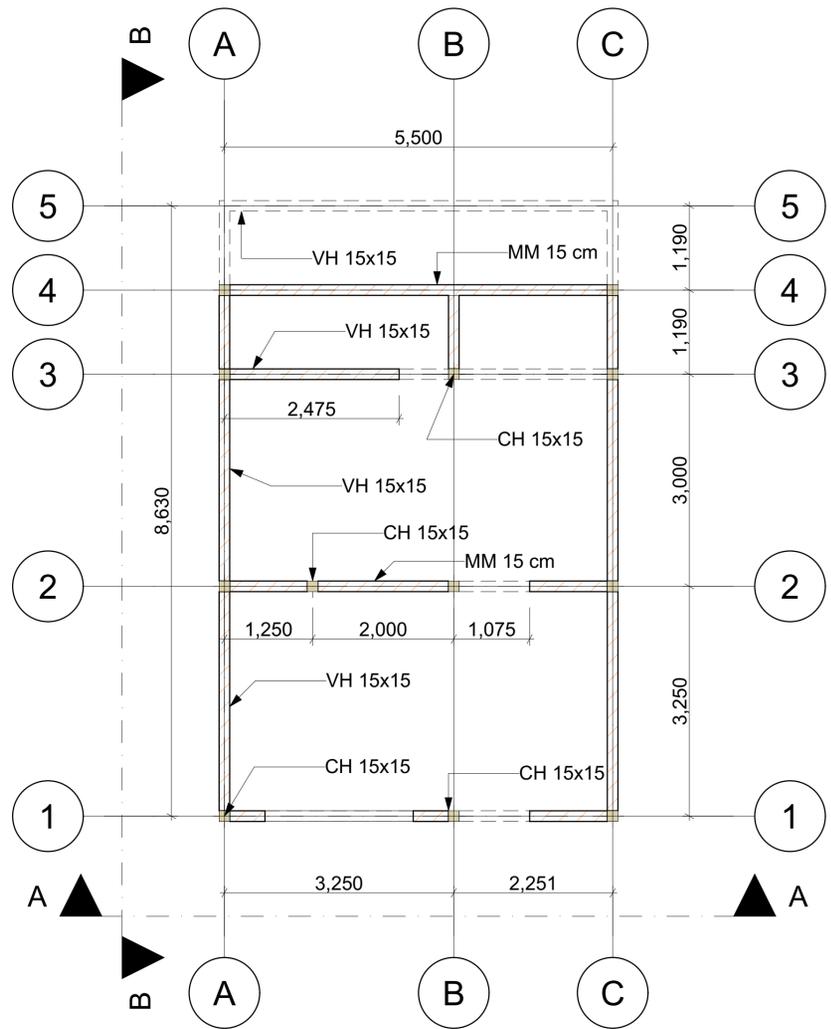
```

A_objetivo = Sa_elas*f_imp;
A_escalado_promedio = Sa*SF1;
A_escalado_SF =Sa*SF;
figure;
plot(T_dis, A_objetivo, 'k-', 'LineWidth', 1); hold on;
plot(T_dis,Sa,'b','LineWidth', 1)
plot(T_dis, A_escalado_promedio, 'r--', 'LineWidth', 1);
plot(T_dis,A_escalado_SF,'g','LineWidth', 1)
plot(0.2*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(1.5*Tn,0, '*', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot([0.2*Tn 0.2*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,0.2*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
plot([1.5*Tn 1.5*Tn],[0 interp1(T_dis,A_objetivo,1.5*Tn)],'k--', 'LineWidth', 1)
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Aceleración espectral (g)');
title('Comparación: ESPECTROS DE DEMANDA');
legend('Target Spectrum', 'Response Spectrum','Scaled Spectrum - SF1','Scale Spectrum - SF');
grid on;

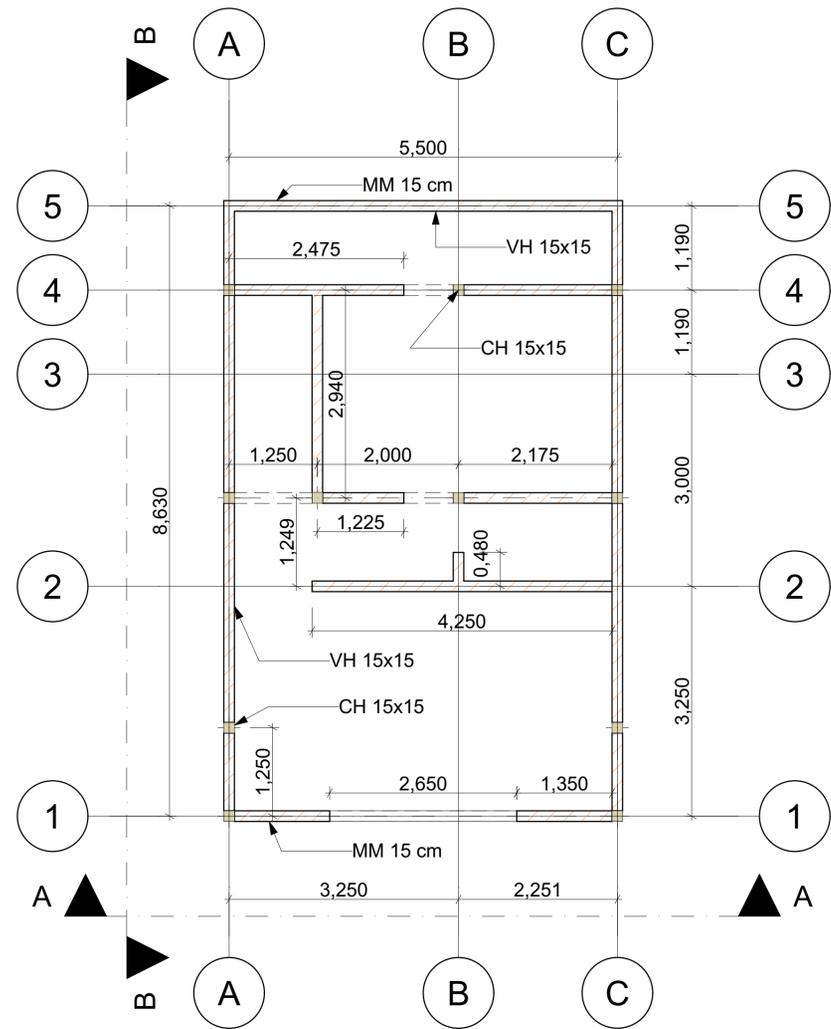
```



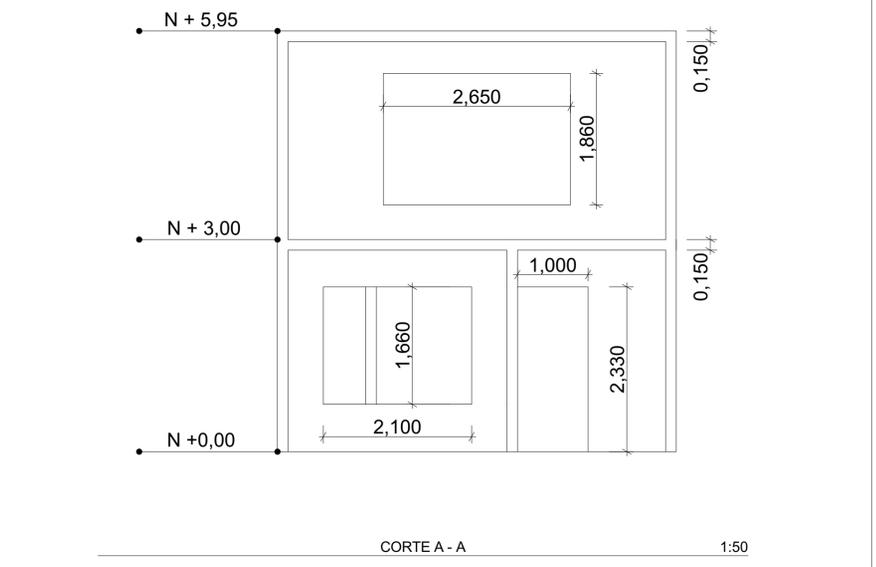
**Anexo 4: Planos de casos de estudio “Archicad”**



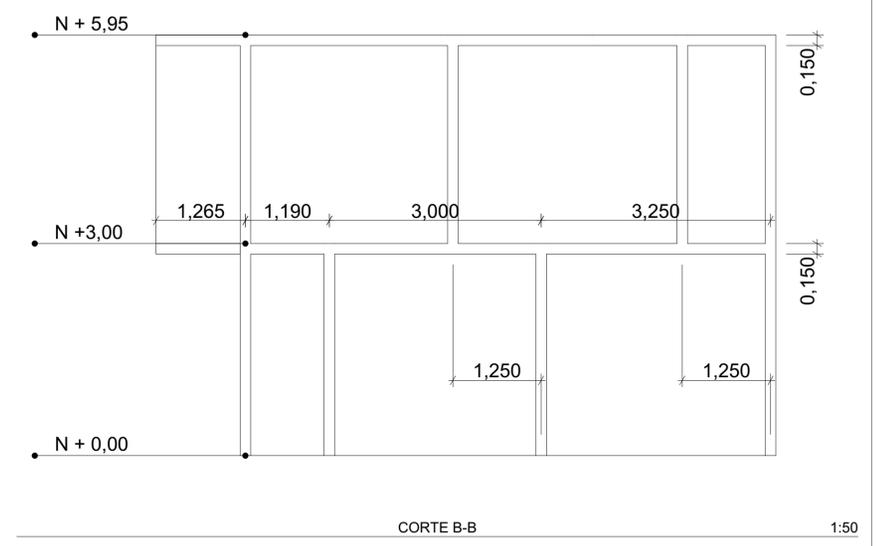
PLANTA BAJA 1:50



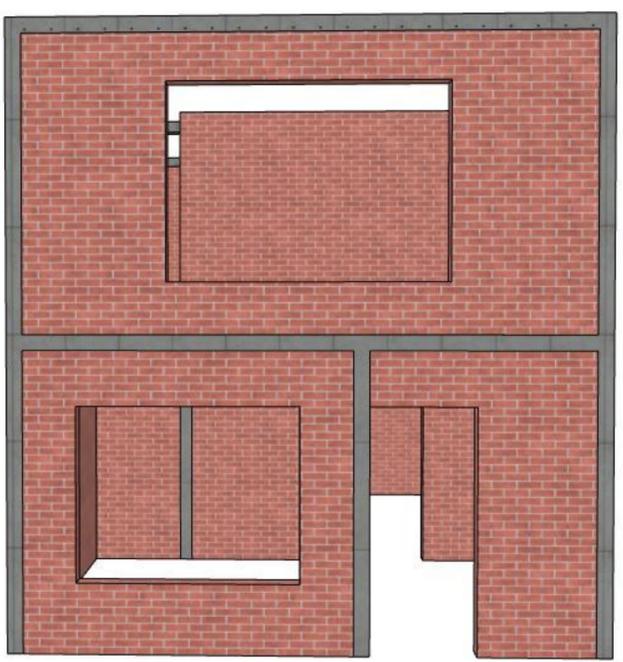
PLANTA ALTA 1:50



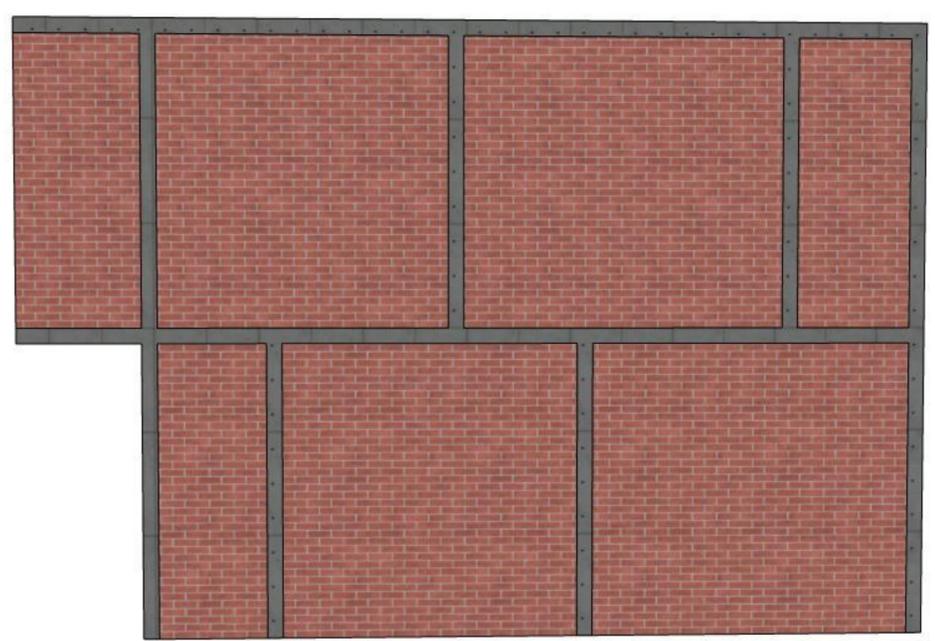
CORTE A - A 1:50



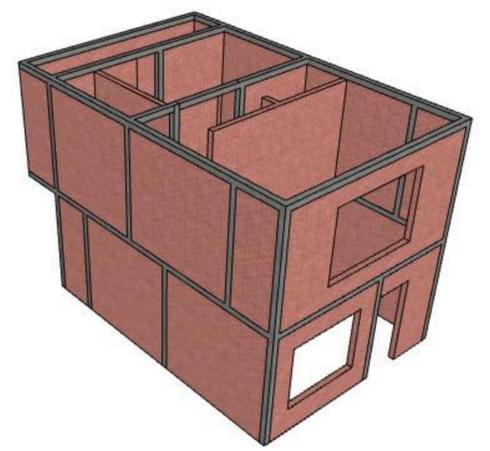
CORTE B - B 1:50



FACHADA FRONTAL 1:100

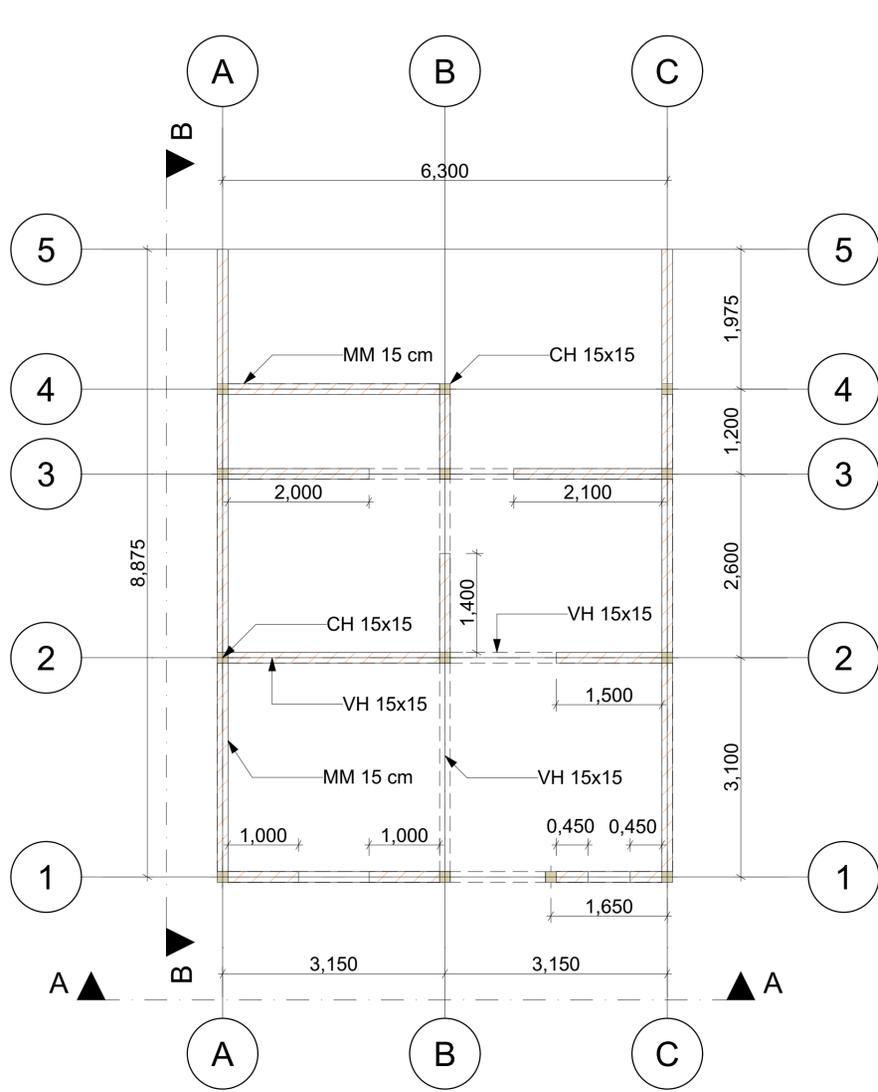


FACHADA LATERAL 1:100



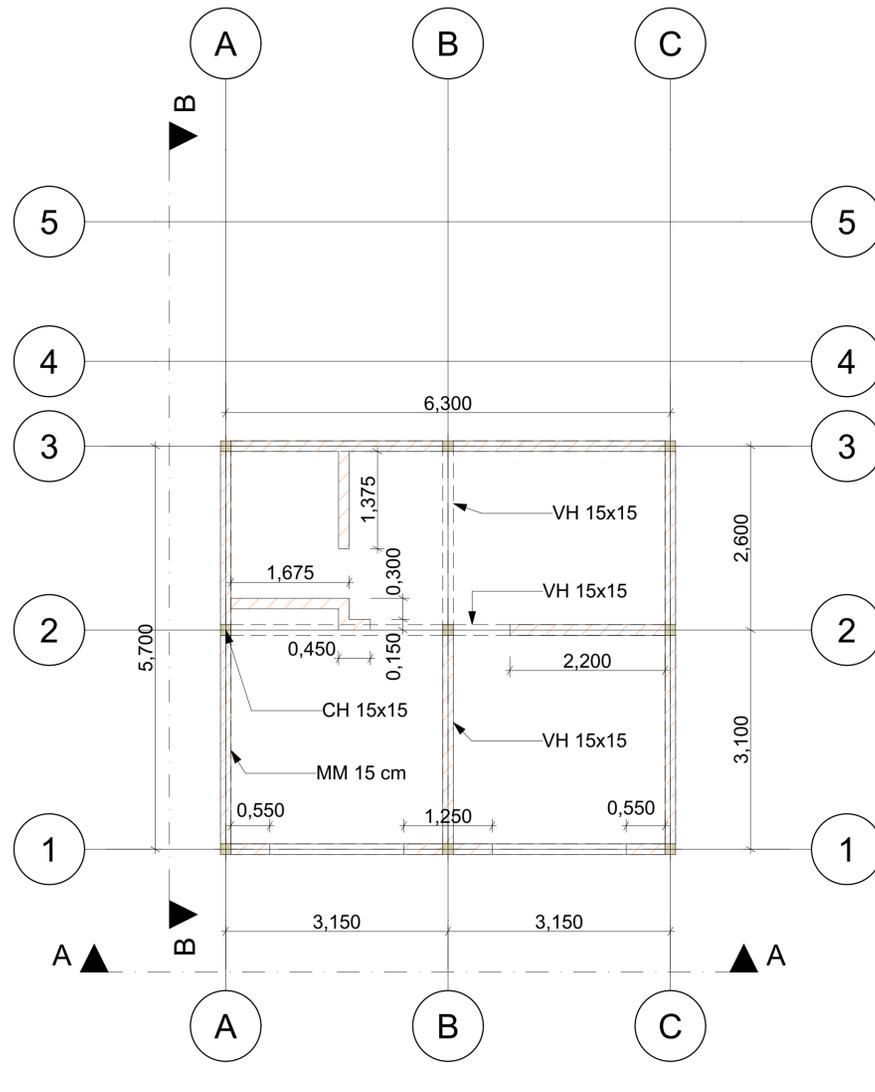
CASO 1 1:100

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		
<b>Proyecto:</b>		
Huayna Capac Tipología 1 - Caso 1		
<b>Diseñado por:</b>		
Steven David Rivera Jiménez Diego Alexander Muñoz Pinos		
<b>Aprobado por:</b>		
Ing. Hernán García		
<b>Contenido:</b>		
PLANTA BAJA , PLANTA ALTA, CORTE A - A, CORTE B-B, FACHADA LATERAL, FACHADA FRONTAL, CASO 1		
<b>ESCALA</b>	<b>FECHA</b>	
	11/5/2025	4



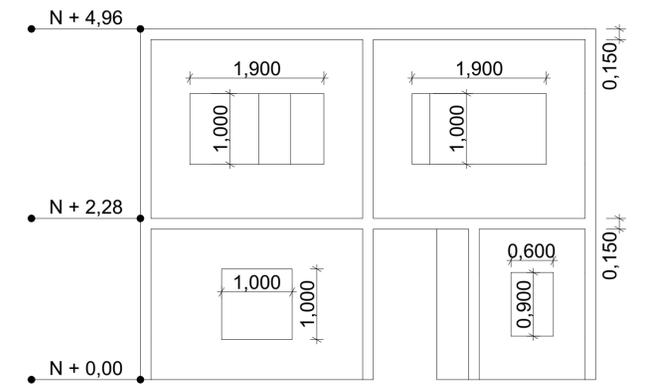
PLANTA BAJA

1:50 1.



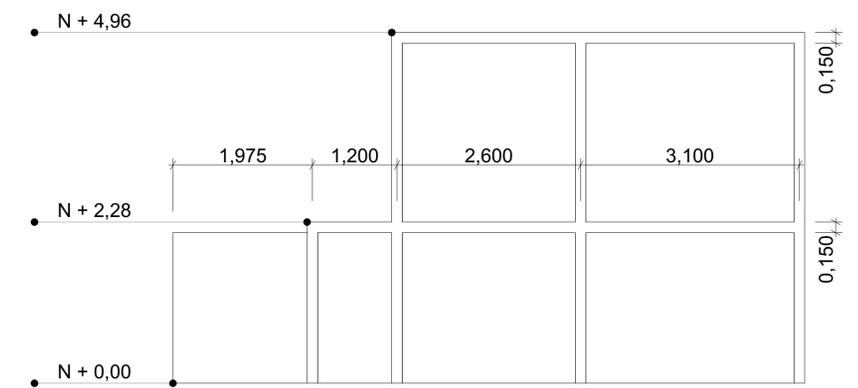
PLANTA ALTA

1:50



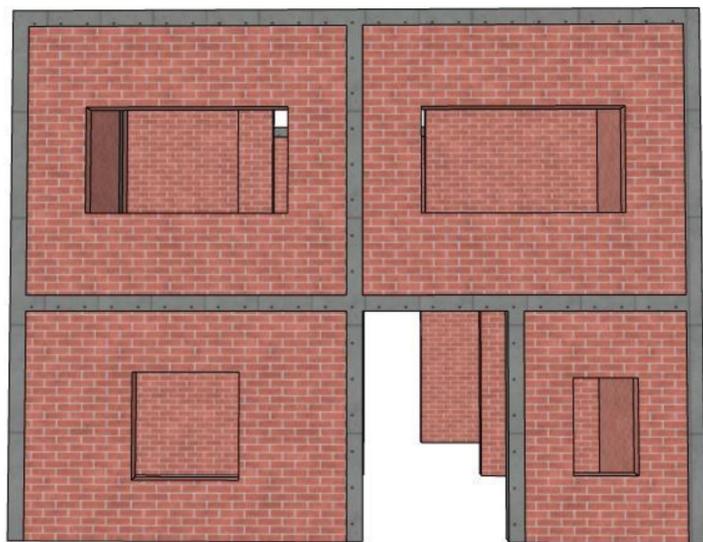
CORTE A - A

1:50



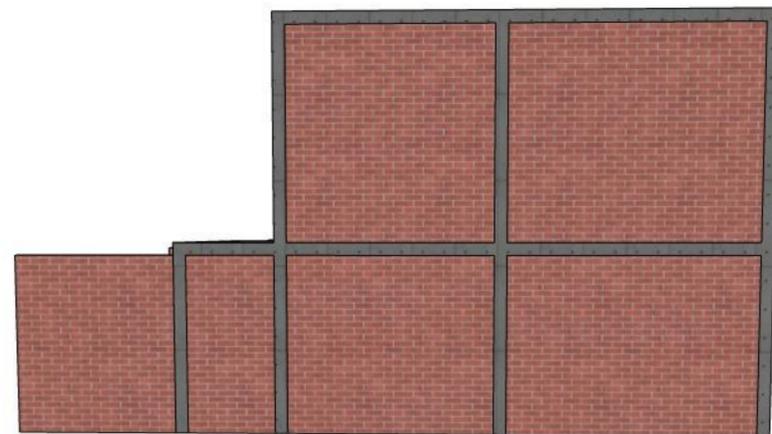
CORTE B - B

1:50



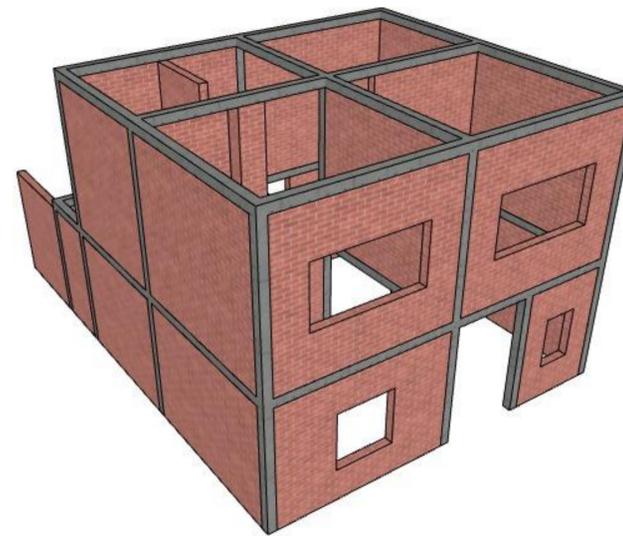
FACHADA FRONTAL

1:100



FACHADA LATERAL

1:100



CASO 2

1:100

UNIVERSIDAD DEL AZUAY



**Proyecto:**

Vivienda Representativa CHC - Caso 2

**Diseñado por:**

Steven David Rivera Jiménez  
Diego Alexander Muñoz Pinos

**Aprobado por:**

Ing. Hernán García

**Contenido:**

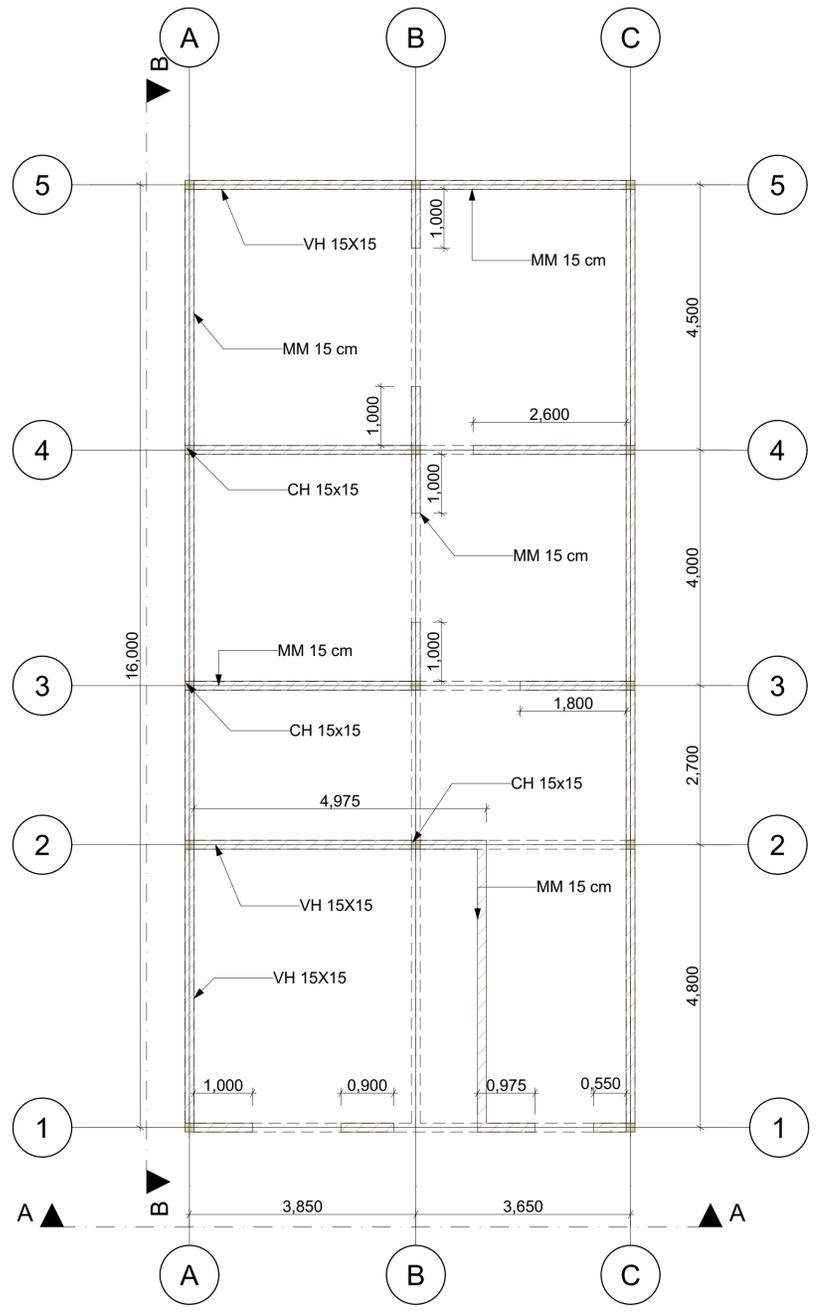
PLANTA BAJA, PLANTA ALTA, CORTE A - A, CORTE B - B, FACHADA FRONTAL,  
CASO 2, FACHADA LATERAL

**ESCALA**

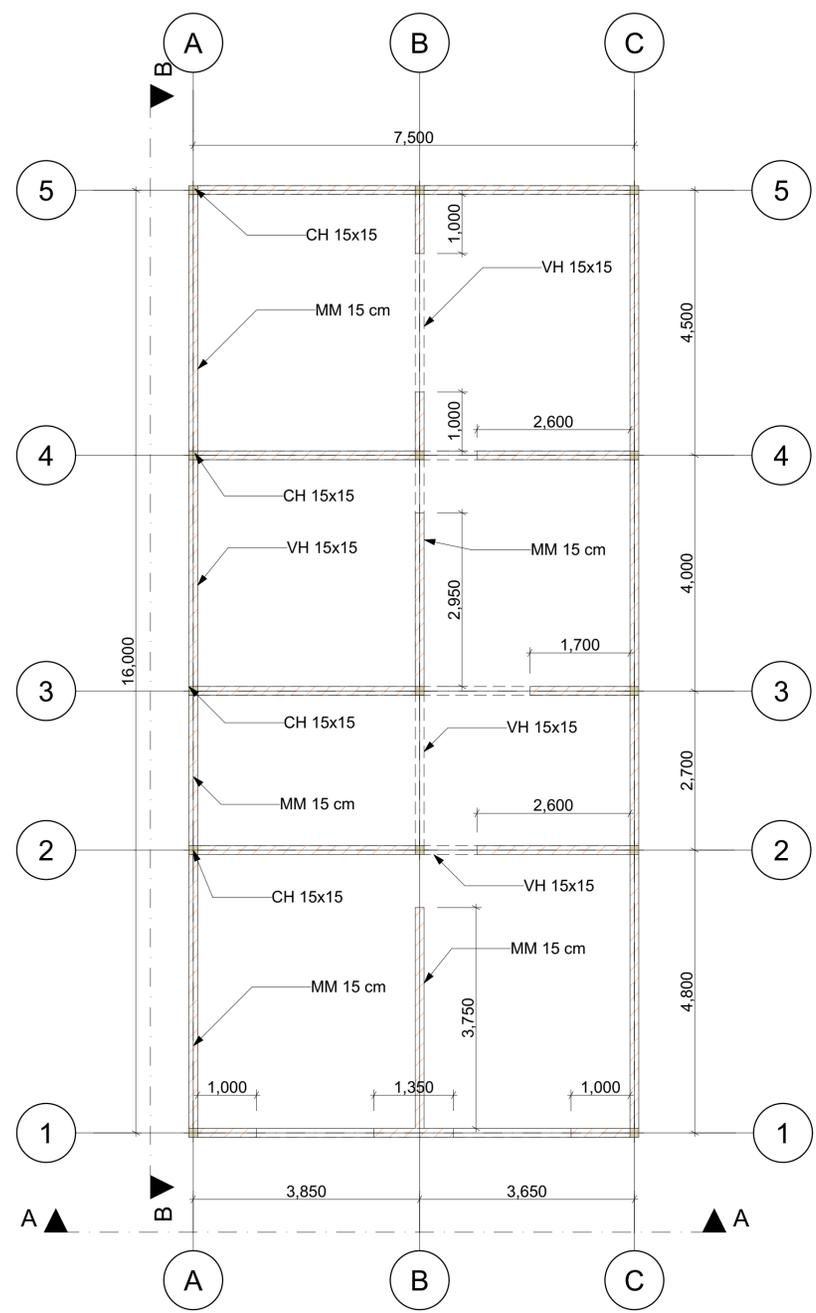
**FECHA**

11/5/2025

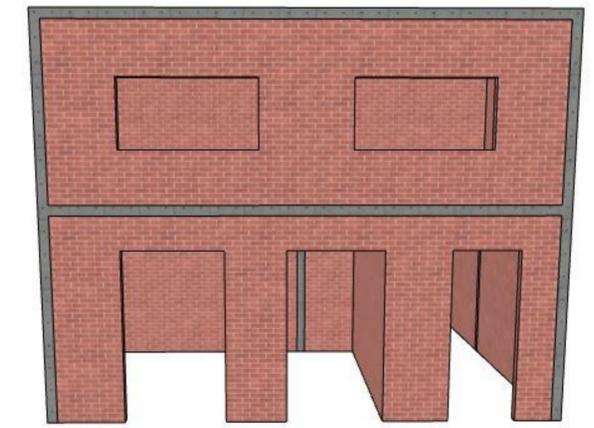
4



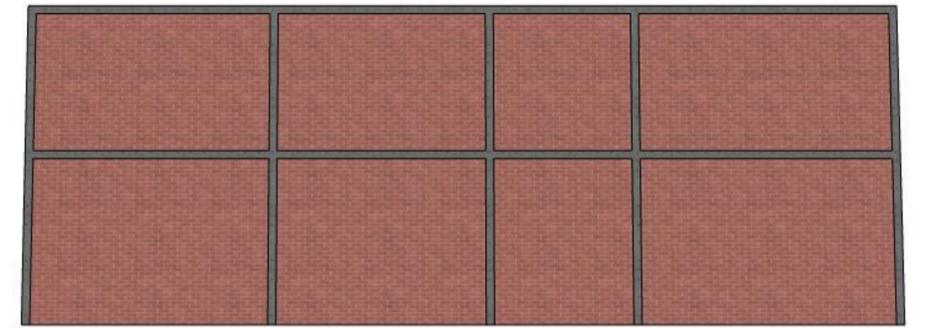
PLANTA BAJA 1:60



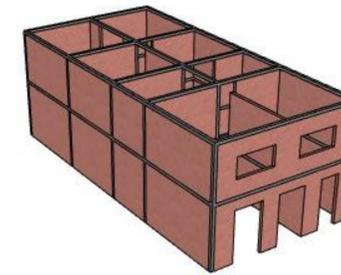
PLANTA ALTA 1:60



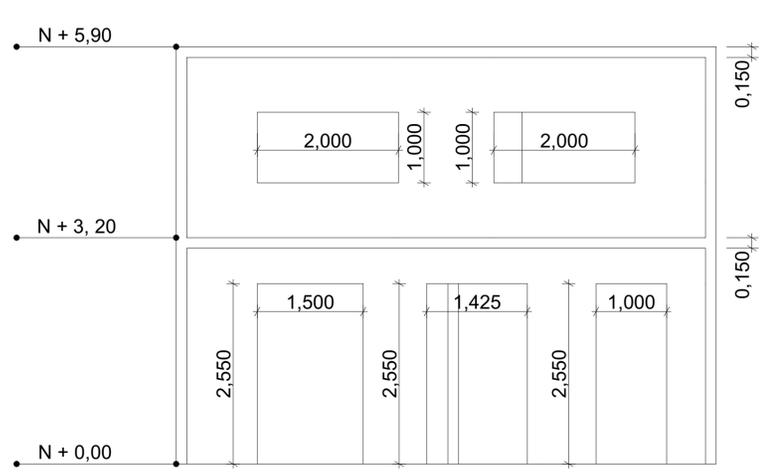
FACHADA FRONTAL 1:100



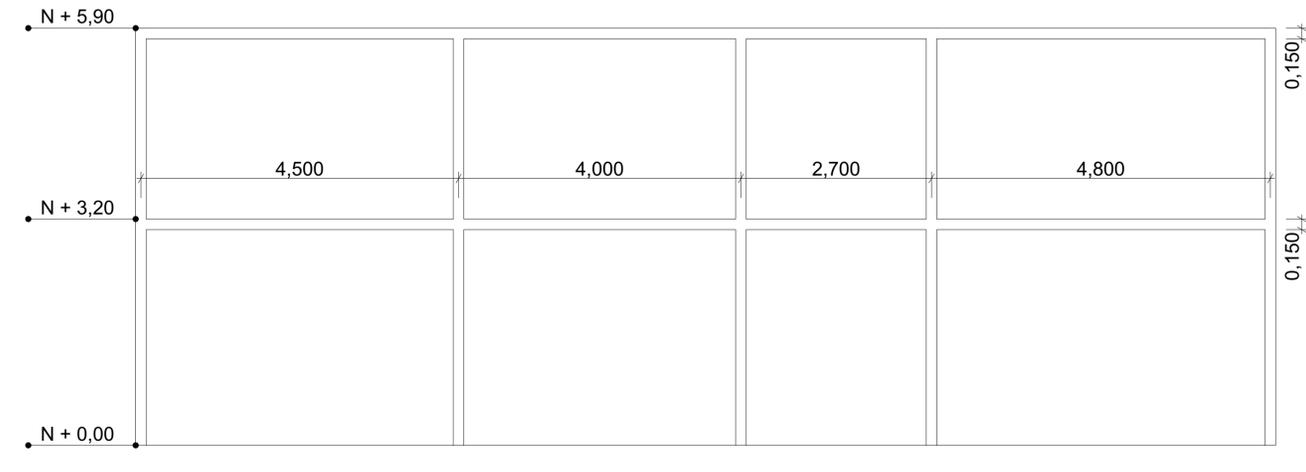
FACHADA LATERAL 1:100



CASO 3 1:100



CORTE A - A 1:50



CORTE B - B 1:50

UNIVERSIDAD DEL AZUAY



**Proyecto:** Edificación Típica de ladrillo en el CHC  
Tipología 1 - Caso 3

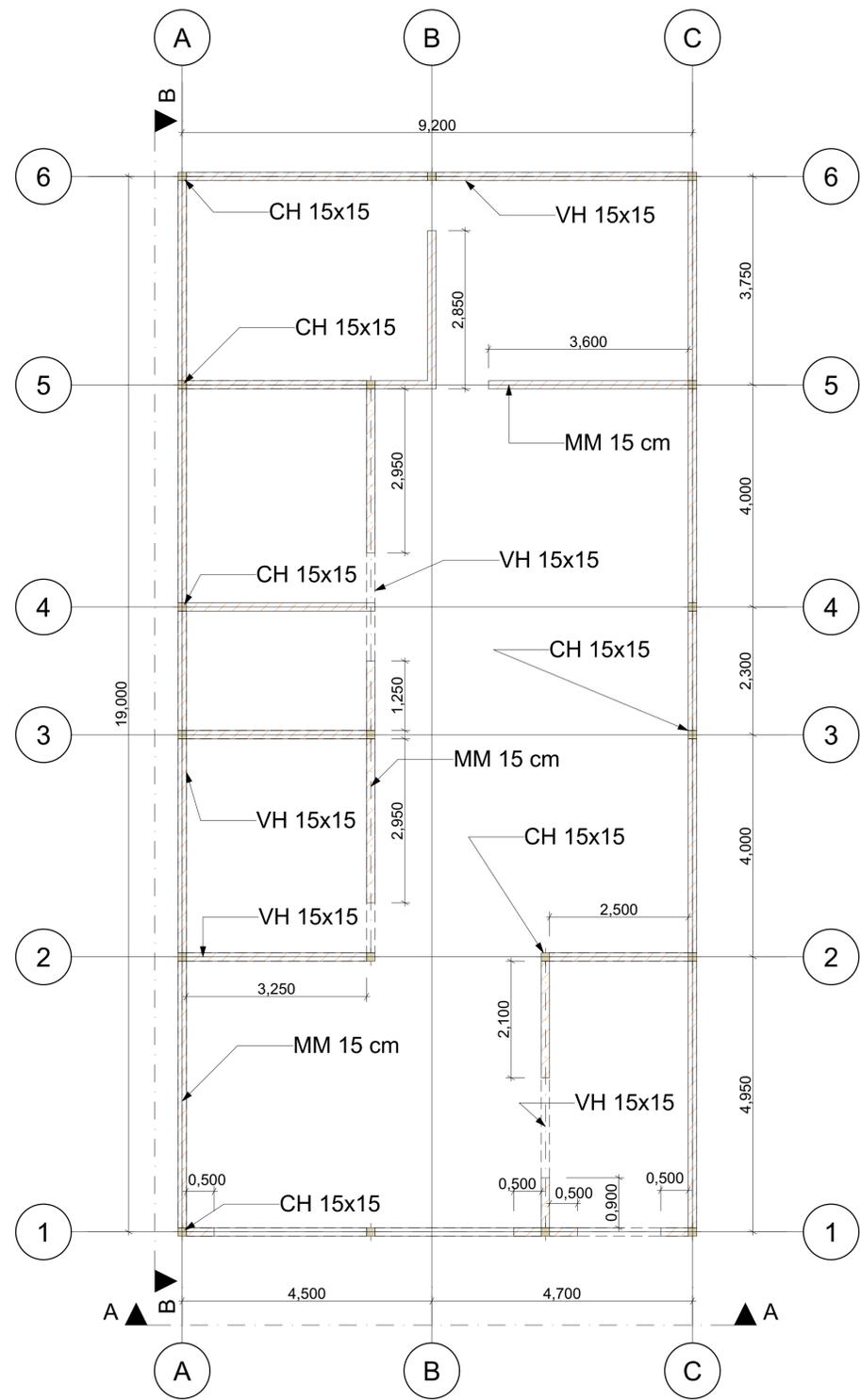
**Diseñado por:** Steven David Rivera Jiménez  
Diego Alexander Muñoz Pinos

**Aprobado por:** Ing. Hernán García

**Contenido:**  
PLANTA ALTA, PLANTA BAJA, CORTE A - A, CORTE B - B, FACHADA FRONTAL,  
FACHADA LATERAL, CASO 3

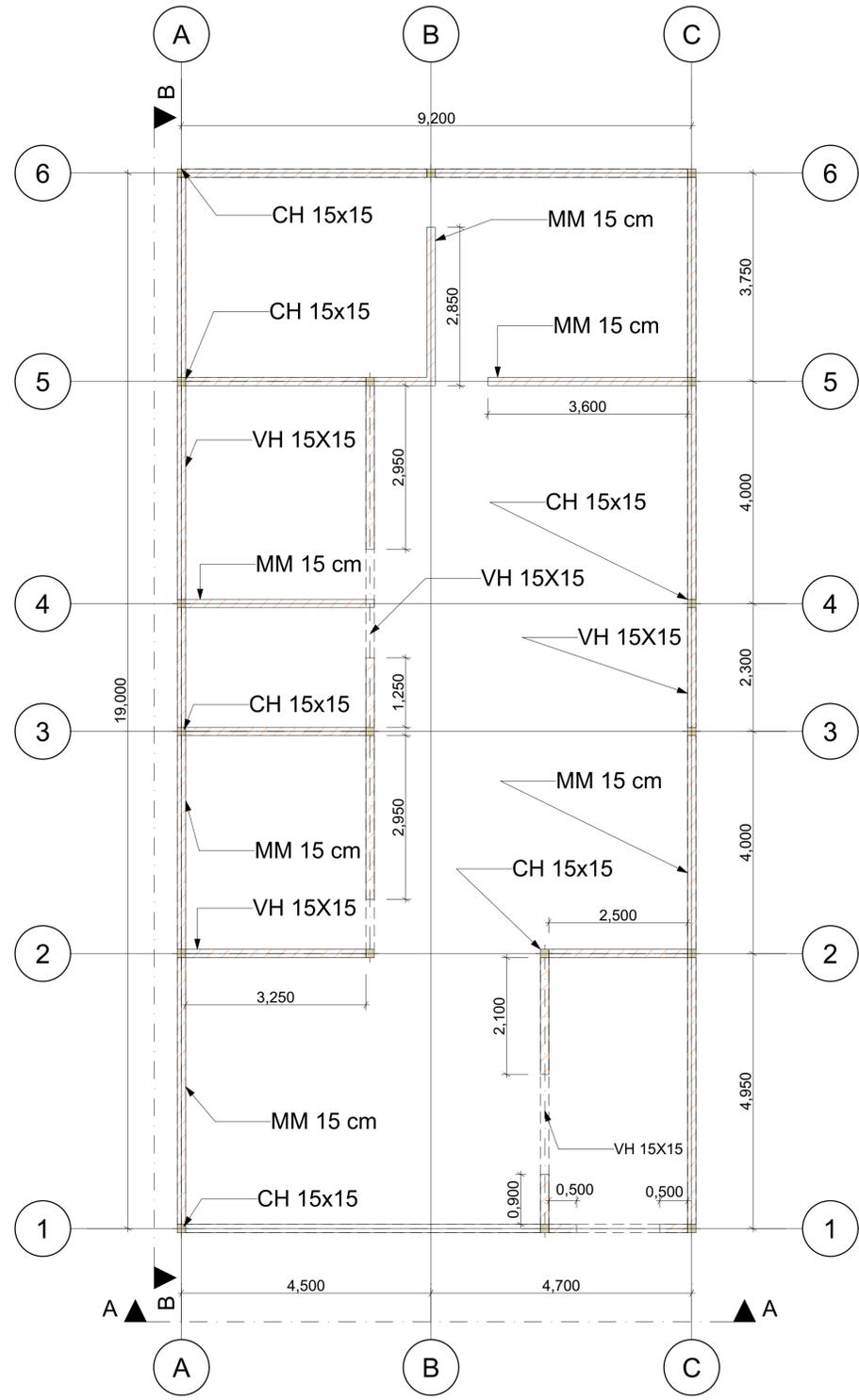
**ESCALA** **FECHA**

11/5/2025



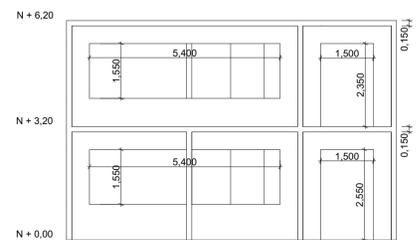
PLANTA BAJA

1:60



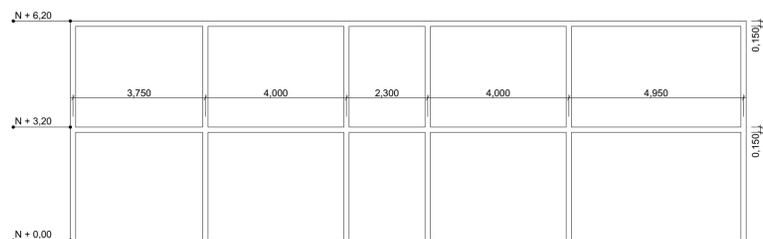
PLANTA ALTA

1:60



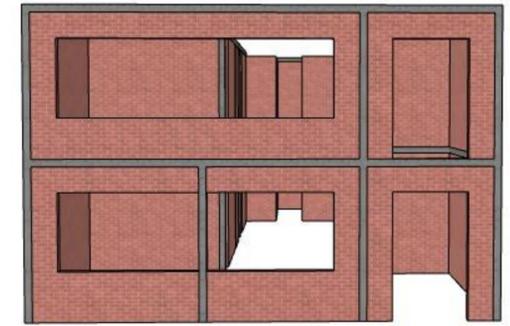
CORTE A - A

1:100



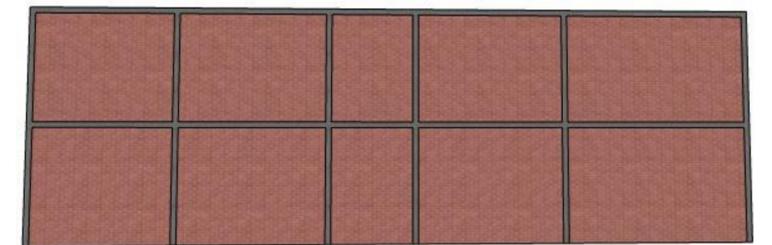
CORTE B - B

1:100



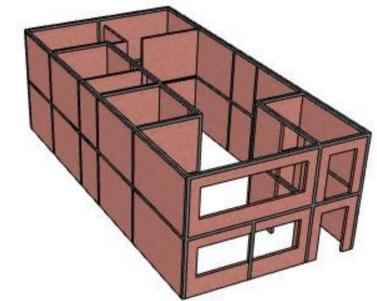
FACHADA FRONTAL

1:100



FACHADA LATERAL

1:100



CASO 4

1:100

UNIVERSIDAD DEL AZUAY



**Proyecto:** Edificación Típica de ladrillo en el CHC  
Tipología 2 - Caso 4

**Diseñado por:** Steven David Rivera Jiménez  
Diego Alexander Muñoz Pinos

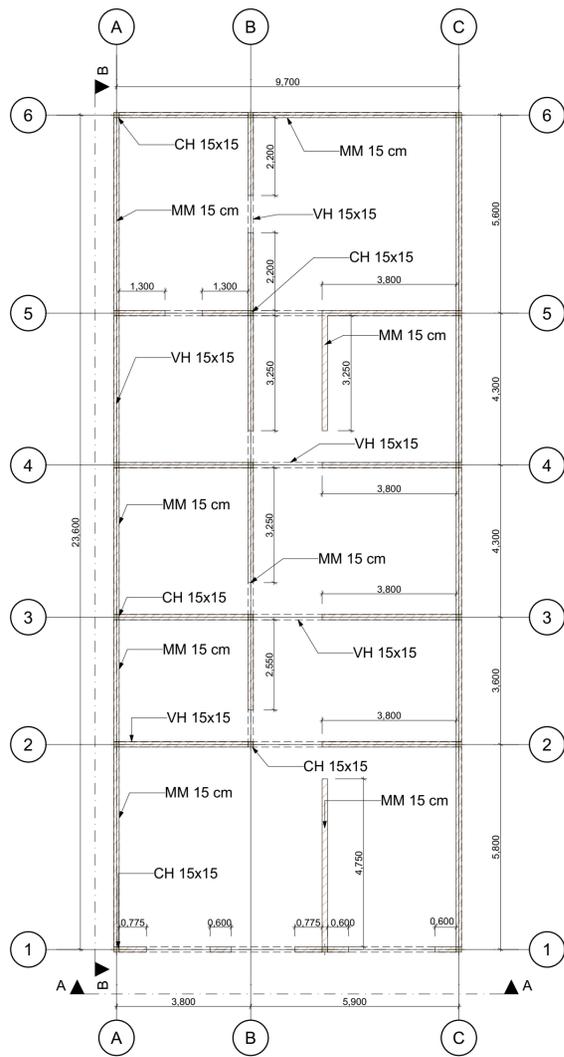
**Aprobado por:** Ing. Hernán García

**Contenido:**  
PLANTA BAJA, CORTE A - A, PLANTA ALTA, CORTE B - B, FACHADA FRONTAL,  
FACHADA LATERAL, CASO 4

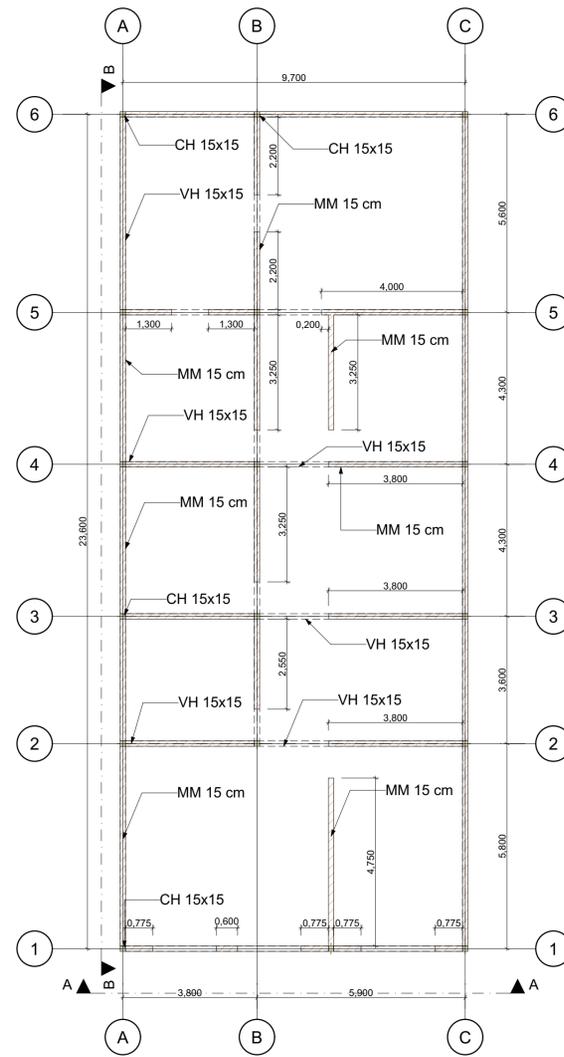
**ESCALA** **FECHA**

11/5/2025

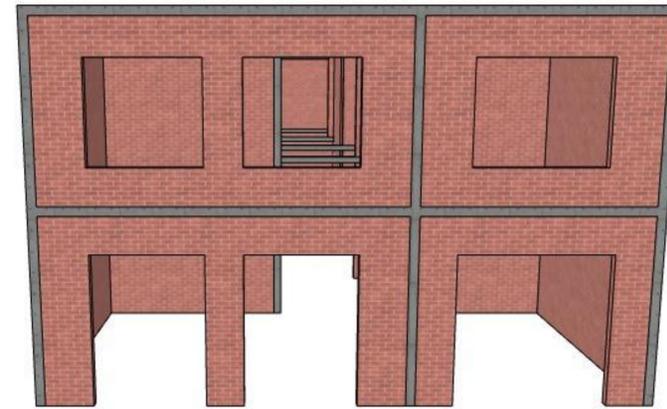
4



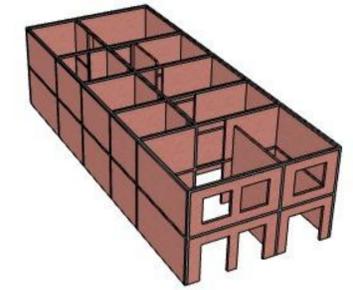
PLANTA BAJA 1:100



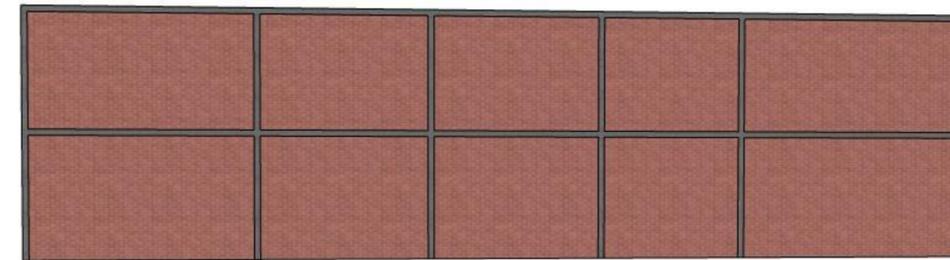
PLANTA ALTA 1:100



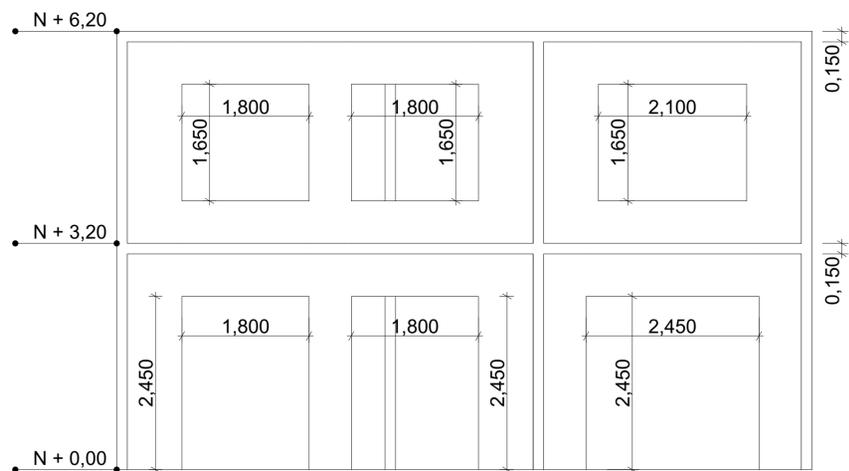
FACHADA FRONTAL 1:100



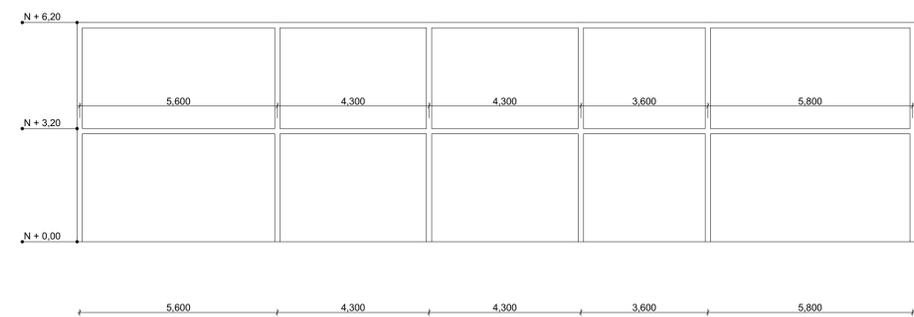
CASO 5 1:100



FACHADA LATERAL 1:100



CORTE A - A 1:50



CORTE B - B 1:100

UNIVERSIDAD DEL AZUAY



**Proyecto:** Edificación Típica de ladrillo en el CHC  
Tipología 3 - Caso 5

**Diseñado por:** Steven David Rivera Jiménez  
Diego Alexander Muñoz Pinos

**Aprobado por:** Ing. Hernán García

**Contenido:**  
PLANTA BAJA, PLANTA ALTA, CORTE A - A, CORTE B - B, FACHADA FRONTAL,  
FACHADA LATERAL, CASO 5

ESCALA

FECHA

11/5/2025

4