



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**“Determinación de la taxonomía, vulnerabilidad estructural y su aplicación
al Riesgo Sísmico para Cuenca, Ecuador”**

Trabajo previo a la obtención del grado académico de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

ANA MARÍA MOSCOSO VÁZQUEZ

JUAN SEBASTIÁN DÍAZ MÉNDEZ

Director:

ING. PABLO QUINDE MARTINEZ

Co-Director:

ING. SALVADOR RAMOS GOMEZ

CUENCA - ECUADOR

2024

Dedicatoria

Me gusta pensar que cada uno de nosotros es la suma de todas las personas que nos rodean, somos un mosaico de experiencias, de consejos, de emociones, que se llevan en el corazón como parte de nuestra esencia. Cada logro debe compartirse con aquellos que han marcado nuestro paso por la vida, por esta razón quiero dedicar este trabajo:

A Dios, por iluminar mi mente y mi corazón en cada paso de este proceso,

A mis padres, Luis Alberto y María Eugenia, mi más grande apoyo, quienes a pesar de todas las pruebas que nos ha puesto la vida siempre me han instado a seguir adelante para cumplir todos mis sueños, a ustedes debo todo lo que soy,

A mi hermana, Natalia, con quien tengo la suerte de caminar la vida, nunca te faltaron palabras de aliento, abrazos de consuelo y sobre todo ocurrencias para alegrar mis días,

A mis abuelos, Víctor y Anita y a mi Tita, quienes durante toda mi vida me han apoyado, abrazado y me han abierto las puertas de su hogar con infinita paciencia,

A mi familia, mis abuelos Marcelo y Rosi, mis tías y mis primos, quienes jamás dudaron de mí, incluso cuando no me creía capaz. Gracias por su apoyo incondicional,

A mis amigos, que han sido mi refugio y alivio en los momentos de mayor estrés. Gracias por su compañía, risas y soporte, sin ustedes el camino no hubiese sido el mismo,

A mi compañero de tesis, Juan, gracias por todo el apoyo no solo durante la realización de este trabajo, sino a lo largo de la carrera. Juntos superamos innumerables trabajos, deberes y proyectos, siempre hombro a hombro. Tu ayuda fue invaluable en mis momentos de mayor tensión y dificultad, siempre brindándome las palabras de respaldo y calma que necesitaba,

Y, a esa niña chiquita que veía a su papá con ojos soñadores deseando algún día ser como él, a ella que jamás dejó de esforzarse por cumplir sus objetivos, a ella que todavía tiene muchos sueños por cumplir.

Ana María Moscoso Vázquez

Dedicatoria

Siento que, en cada etapa de la vida, siempre existen seres que de una u otra manera, representan una motivación y una influencia para alcanzar cualquier objetivo tanto personal como profesional. Habiendo dicho esto, consigno mi dedicatoria:

A mis padres, Silvana y Javier, ya que, sin ellos, no estaría donde estoy ahora; siempre me brindaron ese cariño y apoyo incondicional que siempre necesité; de ellos comprendí que se puede alcanzar cualquier objetivo que uno se proponga en la vida, a base de disciplina, enfoque, esfuerzo y dedicación,

A mis hermanos, Jorge y Nicolás, pues además de ser mis hermanos, son buenos amigos con quienes tengo plena confianza y me han brindado su ayuda; hemos compartido juntos muchas experiencias y espero que vivamos muchas más de estas,

A mis abuelos Jorge, María, Flavio y Bolivia, quienes siempre buscan lo mejor para mí, además de brindarme consejos de vida que nunca pasarán desapercibidos,

A toda mi familia en general, quienes siempre tuvieron y tienen fe en mí, me han demostrado que siempre se necesita de perseverancia y fortaleza para aspirar y llegar a cumplir cada uno de los grandes sueños que tengo en la vida,

A mi novia, Maddy, quien siempre me apoyó y me ayudó en cada momento y mucho más cuando más bajo estaba, siempre valoraré y tendré presente todo lo vivido juntos; estoy muy agradecido por todos los consejos, charlas y motivaciones que me has brindado, todos los momentos siempre perdurarán en mi memoria,

A mi compañera de tesis, Anamari, quien confió en mí, siempre buscó la manera de solucionar y organizar todo a pesar de que el mundo se caía a pedazos y que siempre fue comprensiva a lo largo de la tesis, nunca olvidaré esta experiencia, muchas gracias por todo, no hubiese podido lograrlo sin tu ayuda,

Por último, pero no menos importante, a mis amigos, quienes día a día hicieron de mi vida una completa aventura, llena de subidas y bajadas; caídas y levantadas; aciertos y errores; pero que, sin su presencia, mi vida sin duda no sería la misma.

Juan Sebastián Díaz Méndez

Agradecimiento

Nuestro sincero agradecimiento a Dios, quien con su guía y fortaleza nos ha acompañado a lo largo de este camino.

A nuestras familias, nuestra fuente de inspiración y el pilar fundamental para convertirnos en profesionales íntegros.

A nuestro director, Ing. Pablo Quinde, quien depositó su confianza en nosotros para la realización de este trabajo. Su conocimiento, constante preocupación, ayuda y apoyo incondicional ha sido una gran influencia en nuestra motivación.

A nuestro co-director, Ing. Salvador Ramos, gracias por sus invaluable aportes, tiempo, amistad, confianza, consejos y sobre todo paciencia. Su guía y compromiso con este proyecto han sido cruciales para el desarrollo y la culminación de este trabajo.

A todos los profesores de la escuela de Ingeniería Civil, sus consejos, enseñanzas, dedicación y pasión por la educación han sido fundamentales en nuestra formación tanto académica como personal.

De manera especial queremos agradecer al Ing. Francisco Flores, al Ing. Juan Carlos Malo, al Ing. Iván Mendoza, al Ing. Vladimir Carrasco, al Ing. Esteban Cabrera, al Ing. Josué Larriva y al Ing. José Vázquez que siempre estuvieron dispuestos a brindarnos una mano amiga cuando lo necesitamos. Y como olvidarse del Ing. Rolando Armas y del Ing. Christian Moyano, quienes lamentablemente no nos acompañan en estos momentos, pero fueron fundamentales en nuestro desarrollo como ingenieros; estamos seguros que nos ven orgullosos desde el cielo, sus enseñanzas permanecerán siempre con nosotros.

A nuestros amigos y compañeros, ahora colegas. Su amistad, soporte y colaboración han sido muy importantes para nosotros en este viaje. Gracias por los buenos momentos, las risas, las bromas y la complicidad, por crecer con nosotros y estar siempre dispuestos a apoyar en los momentos donde más lo necesitábamos. Todos los momentos vividos han contribuido en nuestra formación y los llevaremos eternamente en nuestro corazón.

A la Universidad del Azuay por abrirnos sus puertas y a todo el personal que ha contribuido a crear un entorno de aprendizaje para nuestra vida.

Resumen

El presente trabajo constituye un informe técnico sobre la determinación de la taxonomía, vulnerabilidad estructural y su aplicación al riesgo sísmico para Cuenca, Ecuador. La estimación del riesgo resulta fundamental para comprender y abordar las posibles consecuencias tanto en infraestructura como en la comunidad de una región al presentarse un evento sísmico extremo. Esta investigación se enfocó en la estimación formal del riesgo sísmico para Cuenca, Ecuador, considerando sus diferentes componentes, como son la exposición, amenaza y vulnerabilidad. Inicialmente, se estableció un modelo de exposición considerando la taxonomía estructural, mediante el análisis de información complementaria como el crecimiento urbano, normativas de construcción históricas, materiales y técnicas constructivas utilizadas en la ciudad. Por su parte, para la estimación del comportamiento estructural y de la vulnerabilidad de las principales tipologías estructurales de la ciudad, tales como la mampostería confinada, los pórticos de hormigón armado y los pórticos de acero, se utilizó el modelo flexión-cortante de Miranda y Taghavi. Asimismo, para el componente de amenaza sísmica, los resultados de un estudio de peligro sísmico propuesto por Quinde, utilizados en la actualización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, fueron empleados. Finalmente, el riesgo sísmico se obtuvo mediante la convolución entre las curvas de peligro y las funciones de vulnerabilidad para cada tipología estructural. A partir de esta metodología, se estimó la pérdida anual esperada para las tipologías analizadas en la ciudad. Los resultados obtenidos proporcionan una visión global del riesgo sísmico de la ciudad de Cuenca, Ecuador.

Palabras clave: riesgo sísmico, exposición, amenaza sísmica, vulnerabilidad estructural, taxonomía, funciones de vulnerabilidad.

Abstract

The following study presents a technical report on establishing the taxonomy, structural vulnerability, and its application to seismic risk in Cuenca, Ecuador. Risk estimation is essential to comprehend and address the potential consequences, in both infrastructure and the community of a region, when an extreme seismic event occurs. This research formally estimated seismic risk for Cuenca, Ecuador, considering its different components, such as exposure, hazard and vulnerability. An exposure model is initially established by considering the structural taxonomy through the analysis of complementary information, such as urban growth, historical building regulations, construction materials and techniques used in the city. Subsequently, to estimate the structural behavior and vulnerability of the city's main structural typologies, such as confined masonry, reinforced concrete frames, and steel frames, the bending-shear model proposed by Miranda & Taghavi was applied. On the other hand, the results of a seismic hazard study proposed by Quinde applied in the update of the Ecuadorian Construction Normative, were used for the seismic hazard component. Finally, seismic risk was obtained by the convolution between the hazard curves and the vulnerability functions for each structural typology. Following this methodology, the Expected Annual Loss was estimated for the analyzed typologies in the city. The obtained results provide a global insight into the seismic risk of Cuenca, Ecuador.

Key words: seismic risk, exposure, seismic hazard, structural vulnerability, taxonomy, vulnerability functions.

Índice

Dedicatoria.....	i
Agradecimiento.....	iii
Resumen.....	iv
Abstract.....	v
Índice.....	vi
Índice de figuras.....	ix
Índice de tablas	xv
Introducción	1
Antecedentes.....	2
Justificación.....	2
Objetivos.....	3
Objetivo general	3
Objetivos específicos.....	3
1 CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO	4
1.1 Una mirada histórica de la Ciudad de Cuenca.....	4
1.1.1 Desarrollo Urbanístico de la Ciudad de Cuenca.....	5
1.1.2 Análisis histórico de los materiales y sistemas constructivos.....	13
1.1.3 Contexto histórico de las normativas de construcción.....	14
1.2 Elementos del riesgo sísmico	15
1.2.1 Exposición.....	15
1.2.2 Vulnerabilidad estructural.....	16
1.2.3 Amenaza o Peligro sísmico.....	21
1.3 Riesgo Sísmico	23

1.3.1	Metodología del Pacific Earthquake Engineering Research - Performance Based Earthquake Engineering	24
1.3.2	Metodología HAZUS	25
1.3.3	Metodología FEMA P-58	26
1.4	Indicadores del riesgo	29
1.4.1	Pérdida Anualizada Promedio o Pérdida Anual Esperada (AAL)	29
1.4.2	Pérdida Máxima Probable (PML)	29
2	CAPÍTULO II: MODELO DE EXPOSICIÓN EN CUENCA.....	30
2.1	Catastro del GAD Municipal del Cantón Cuenca	30
2.2	Modelo de exposición.....	30
2.2.1	Estado actual del catastro	31
2.2.2	Variables a considerar para el análisis del catastro.....	34
2.2.3	Sistemas estructurales en Cuenca	34
2.2.4	Definición de taxonomía estructural	41
2.2.5	Indicadores de exposición.....	51
3	CAPÍTULO III: VULNERABILIDAD	68
3.1	Definición del modelo	68
3.2	Selección de sismos	75
3.3	Funciones de fragilidad	75
3.4	Funciones de vulnerabilidad.....	79
3.4.1	Estados de daño.....	87
3.5	Resultados.....	90
4	CAPÍTULO IV: RIESGO SÍSMICO EN CUENCA.....	105
4.1	Pérdida Anualizada Promedio (AAL)	105
4.2	Metodología.....	106

4.3 Resultados.....	108
Conclusiones y recomendaciones	124
Conclusiones.....	124
Recomendaciones	127
Referencias Bibliográficas	128
Anexos	134
Anexo A	135
Anexo B	140
Anexo C	145
<i>C1 Mampostería</i>	146
<i>C2 Hormigón Armado</i>	151
<i>C3 Acero</i>	161
Anexo D	171

Índice de figuras

Figura 1.1. Traza de la ciudad de Cuenca 1557	5
Figura 1.2. Plano de la ciudad de Cuenca 1816	6
Figura 1.3. Plano de la ciudad de Cuenca 1920	7
Figura 1.4. Plano de la ciudad de Cuenca 1942	8
Figura 1.5. Mancha urbana de la ciudad de Cuenca de 1878 a 2000.....	9
Figura 1.6. Plano de la ciudad de Cuenca 1974.....	10
Figura 1.7. Mapa de clasificación de suelos.	11
Figura 1.8. Imagen satelital de la ciudad de Cuenca.....	12
Figura 1.9. Mapa de subclasificación del suelo urbano	13
Figura 1.10. Componentes del riesgo sísmico.	24
Figura 1.11. Diagrama de flujo metodología FEMA P-58.	28
Figura 2.1. Mapa de polígonos de intervención territorial (PIT).....	32
Figura 2.2. Mapa de alturas máximas por PITS.....	33
Figura 2.3. Diagrama Sankey de las relaciones de las variables del catastro.....	43
Figura 2.4. Resultados del muestreo preliminar	46
Figura 2.5. Resultados del muestreo complementario para las edificaciones con vigas y columnas de hormigón armado por tipo de entrepiso.....	46
Figura 2.6. Resultados del muestreo preliminar para edificaciones con columnas de hormigón armado según el tipo de viga.	48
Figura 2.7. Resultados del muestreo preliminar para estructuras con vigas y columnas de hormigón armado por número de pisos.	49
Figura 2.8. Exposición en la ciudad de Cuenca	52
Figura 2.9. Número de niveles para edificaciones de mampostería confinada.....	53
Figura 2.10. Número de niveles para edificaciones de mampostería con vigas de atado	53
Figura 2.11. Número de niveles para edificaciones de pórticos de hormigón armado.....	54
Figura 2.12. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería confinada y su número de niveles.	55
Figura 2.13. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería con vigas de atado y su número de niveles.	56
Figura 2.14. Mapa de la distribución espacial de los edificios de hormigón armado y su número de niveles.	57

Figura 2.15. Cantidad de inmuebles de MCF+LAD construidos por período en la ciudad de Cuenca.....	58
Figura 2.16. Cantidad de inmuebles de MVA+LAD construidos por período en la ciudad de Cuenca.....	59
Figura 2.17. Cantidad de inmuebles de HA+LAD construidos por período en la ciudad de Cuenca.....	59
Figura 2.18. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería confinada y el periodo en el que fueron construidos.	61
Figura 2.19. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería con vigas de atado y el periodo en el que fueron construidos.	62
Figura 2.20. Mapa de la distribución espacial de los edificios de hormigón armado y el periodo en el que fueron construidos	63
Figura 2.21. Validación del modelo de exposición según datos del GEM	65
Figura 2.22. Validación del modelo de exposición según datos del BID	66
Figura 2.23. Principales sistemas estructurales y su valor de reposición	66
Figura 2.24. Mapa de la distribución espacial de los sistemas estructurales de Cuenca, Ecuador.	67
Figura 3.1. Modelo simplificado para estimar las aceleraciones de piso de edificaciones de varios pisos.....	69
Figura 3.2. Ejemplo de comparación de funciones de fragilidad al considerar y no considerar incertidumbres.....	82
Figura 3.3. Diagrama de flujo esquemático para obtener las aceleraciones de respuesta del modelo mediante la metodología propuesta.	83
Figura 3.4. Diagrama de flujo esquemático del cálculo de las aceleraciones de respuesta según la metodología Miranda & Taghavi (2005)	84
Figura 3.5. Diagrama de flujo esquemático del cálculo de las derivas máximas según la metodología propuesta.	85
Figura 3.6. Diagrama de flujo esquemático del análisis de vulnerabilidad y fragilidad según la metodología propuesta	85
Figura 3.7. Análisis de estructuras de mampostería de 1 piso, considerando sismos de tipo intraplaca.....	92

Figura 3.8. Análisis de estructuras de mampostería de 2 pisos, considerando sismos de tipo intraplaca.....	92
Figura 3.9. Análisis de estructuras de mampostería de 3 pisos, considerando sismos de tipo intraplaca.....	93
Figura 3.10. Análisis de estructuras de mampostería de 4 pisos, considerando sismos de tipo intraplaca.....	93
Figura 3.11. Análisis de estructuras de hormigón armado de 2 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	96
Figura 3.12. Análisis de estructuras de hormigón armado de 4 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	96
Figura 3.13. Análisis de estructuras de hormigón armado de 8 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	97
Figura 3.14. Análisis de estructuras de hormigón armado de 10 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	97
Figura 3.15. Análisis de estructuras de hormigón armado de 12 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	98
Figura 3.16. Análisis de estructuras de hormigón armado de 15 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	98
Figura 3.17. Análisis de estructuras de acero de 1 piso, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	101
Figura 3.18. Análisis de estructuras de acero de 2 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	101
Figura 3.19. Análisis de estructuras de acero de 3 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	102
Figura 3.20. Análisis de estructuras de acero de 4 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	102
Figura 3.21. Análisis de estructuras de acero de 5 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca.....	103
Figura 3.22. Análisis de estructuras de acero de 6 pisos, ‘ <i>moderate code</i> ’, considerando sismos de tipo intraplaca:.....	103
Figura 4.1. Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca.	106
Figura 4.2. Representación del riesgo.....	107

Figura 4.3. Pérdidas económicas por niveles en mampostería, considerando sismos de tipo intraplaca.....	109
Figura 4.4. Pérdidas económicas por niveles en mampostería, considerando sismos de tipo subducción	110
Figura 4.5. Pérdidas económicas por niveles en hormigón armado, considerando sismos de tipo intraplaca.....	111
Figura 4.6. Pérdidas económicas por niveles en hormigón armado, considerando sismos de tipo subducción	112
Figura 4.7. Pérdidas económicas por niveles en acero, considerando sismos de tipo intraplaca	113
Figura 4.8. Pérdidas económicas por niveles en acero, considerando sismos de tipo subducción	114
Figura 4.9. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de mampostería para sismos de tipo intraplaca.....	116
Figura 4.10. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de mampostería para sismos de tipo subducción.	117
Figura 4.11. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de hormigón armado de tipo intraplaca.....	118
Figura 4.12. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de hormigón armado para sismos de tipo subducción.....	119
Figura 4.13. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de acero para sismos de tipo intraplaca.....	120
Figura 4.14. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de acero para sismos de tipo subducción.	121
Figura 4.15 Mapa de distribución de pérdidas económicas por zona para los sistemas estructurales analizados para sismos de tipo intraplaca.....	122
Figura 4.16 Mapa de distribución de pérdidas económicas por zona para los sistemas estructurales analizados para sismos de tipo subducción.	123
Figura A.1. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería no reforzada y su número de niveles.	136
Figura A.2. Mapa de la distribución espacial de los edificios de acero y su número de niveles.	137

Figura A.3. Mapa de la distribución espacial de los edificios de madera y su número de niveles.	138
Figura A.4. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería no reforzada y su número de niveles.	139
Figura B.1. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería no reforzada y el periodo en el que fueron construidos.	141
Figura B.2. Mapa de la distribución espacial de los edificios de acero y el periodo en el que fueron construidos.	142
Figura B.3. Mapa de la distribución espacial de los edificios de madera y el periodo en el que fueron construidos.	143
Figura B.4. Mapa de la distribución espacial de los edificios de sistemas mixtos y el periodo en el que fueron construidos.	144
Figura C.1. Análisis de estructuras de mampostería de 1 piso, considerando sismos de tipo subducción.	147
Figura C.2. Análisis de estructuras de mampostería de 2 pisos, considerando sismos de tipo subducción.	148
Figura C.3. Análisis de estructuras de mampostería de 3 pisos, considerando sismos de tipo subducción.	149
Figura C.4. Análisis de estructuras de mampostería de 4 pisos, considerando sismos de tipo subducción.	150
Figura C.5. Análisis de estructuras de hormigón armado, considerando sismos de tipo intraplaca.	152
Figura C.6. Análisis de estructuras de hormigón armado, considerando sismos de tipo subducción.	155
Figura C.7. Análisis de estructuras de acero, considerando sismos de tipo intraplaca.	162
Figura C.8. Análisis de estructuras de hormigón armado, considerando sismos de tipo subducción.	165
Figura D.1. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m ² para edificios de mampostería para sismos de tipo intraplaca.	172
Figura D.2. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de mampostería para sismos de tipo intraplaca.	173

Figura D.3. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m ² para edificios de mampostería para sismos de tipo subducción.....	174
Figura D.4. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de mampostería para sismos de tipo subducción.	175
Figura D.5. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m ² para edificios de hormigón armado para sismos de tipo intraplaca.	176
Figura D.6. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de hormigón armado para sismos de tipo intraplaca.	177
Figura D.7. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m ² para edificios de hormigón armado para sismos de tipo subducción.....	178
Figura D.8. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de hormigón armado para sismos de tipo subducción.....	179
Figura D.9. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m ² para edificios de acero para sismos de tipo intraplaca.	180
Figura D.10. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de acero para sismos de tipo intraplaca.	181
Figura D.11. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m ² para edificios de acero para sismos de tipo subducción.	182
Figura D.12. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de acero para sismos de tipo subducción.....	183

Índice de tablas

Tabla 2.1. Alturas máximas según el número de pisos.....	33
Tabla 2.2. Tipologías estructurales de mampostería.....	35
Tabla 2.3. Tipologías estructurales de hormigón armado.....	37
Tabla 2.4. Tipologías estructurales de Acero.....	37
Tabla 2.5. Tipologías estructurales de madera.....	38
Tabla 2.6. Sistemas estructurales mixtos	38
Tabla 2.7. Codificación de los sistemas estructurales según el tipo de material.	39
Tabla 2.8. Codificación de los sistemas estructurales según el sistema resistente de carga lateral.....	40
Tabla 2.9. Codificación de los sistemas estructurales según la ductilidad.	41
Tabla 2.10. Número de muestras para el muestreo preliminar.	42
Tabla 2.11. Número de muestras para el muestreo preliminar.	42
Tabla 2.12. Número de muestras para el muestreo complementario para edificaciones con columnas y vigas de hormigón armado.	44
Tabla 2.13. Variables consideradas en el muestreo preliminar.	44
Tabla 2.14. Variables consideradas en el muestreo complementario.	45
Tabla 2.15. Asignación de sistemas estructurales para mampostería	50
Tabla 2.16. Asignación de sistemas estructurales para hormigón armado	51
Tabla 2.17. Asignación de sistemas estructurales para acero, madera y sistemas mixtos.....	51
Tabla 2.18. Valor de reposición de los activos.	64
Tabla 3.1. Valores para diferentes sistemas resistentes de carga lateral.....	70
Tabla 3.2. Matrices de probabilidad de daño.....	77
Tabla 3.3. Umbrales de daño asociados a estados de daño para mampostería confinada.	87
Tabla 3.4. Distinción de edificaciones de hormigón armado en relación a su altura	88
Tabla 3.5. Umbrales de daño asociados a estados de daño para hormigón armado, correspondientes a un estándar sísmico de tipo <i>moderate code</i>	89
Tabla 3.6. Umbrales de daño asociados a estados de daño para hormigón armado, correspondientes a un estándar sísmico de tipo <i>low code</i>	89
Tabla 3.7. Distinción de edificaciones de acero en relación a su altura	89
Tabla 3.8. Umbrales de daño asociados a estados de daño para acero, correspondientes a un estándar sísmico de tipo <i>moderate code</i>	90

Tabla 3.9. Umbrales de daño asociados a estados de daño para acero, correspondientes a un estándar sísmico de tipo <i>low code</i> (FEMA, 2012).....	90
Tabla 3.10. Parámetros empleados para estructuras de mampostería confinada.	91
Tabla 3.11. Parámetros θ y β de las funciones de vulnerabilidad de mampostería.....	91
Tabla 3.12. Parámetros empleados para estructuras de hormigón armado.....	95
Tabla 3.13. Parámetros θ y β de las funciones de vulnerabilidad de hormigón armado.	95
Tabla 3.14. Parámetros empleados para estructuras de acero.....	99
Tabla 3.15. Parámetros θ y β de las funciones de vulnerabilidad de acero.	100
Tabla 4.1. Pérdida promedio de las edificaciones de mampostería para sismos de tipo intraplaca.....	108
Tabla 4.2. Pérdida promedio de las edificaciones de mampostería para sismos de tipo subducción	109
Tabla 4.3. Pérdida promedio de las edificaciones de hormigón armado para sismos de tipo intraplaca.....	110
Tabla 4.4. Pérdida promedio de las edificaciones de hormigón armado para sismos de tipo subducción	111
Tabla 4.5. Pérdida promedio de las edificaciones de hormigón armado para sismos de tipo intraplaca.....	112
Tabla 4.6. Pérdida promedio de las edificaciones de hormigón armado para sismos de tipo subducción	113

Introducción

El riesgo sísmico es importante para Ecuador, dado el contexto sísmico e histórico en el cual está inmerso; puesto que, es un país ubicado en una zona tectónica compleja. Ecuador se encuentra dentro del Anillo de Fuego del Pacífico, el cual, ha tomado este nombre por presentar terremotos y erupciones volcánicas bruscas (Araujo, 2018), por lo que el peligro sísmico al que está expuesto es alto. Dentro de los eventos históricos más relevantes para Ecuador, se destaca el terremoto de Esmeraldas en 1906, con una magnitud de 8.8 (IDEM, 2012) y el terremoto de Ambato en 1949, causado por una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, alcanzando una magnitud de 6.8 (IDEM, 2013), ocasionando importantes pérdidas tanto humanas como materiales.

La convergencia de la placa de Nazca y la Sudamericana en la costa ecuatoriana, sumada a la interacción de la microplaca denominada “Bloque Andino” con las placas de Nazca, Cocos y Caribe, provoca que se desarrollen diversos sistemas de fallas locales. Tal es el caso del “Sistema Mayor Dextral”, que, al combinarse con la subducción dada en el litoral, se convierten en las principales fuentes sísmicas del país (Quinde & Reinoso, 2016).

En particular, debido a la ubicación geográfica de Cuenca dentro de la Cordillera de los Andes, destacada a nivel mundial por la ocurrencia de sismos muy profundos y de gran magnitud (OSSO, 2009), además de su cercanía con la falla geológica de Girón, hace que la ciudad cuente con un peligro sísmico alto, según lo indicado por la Red Sísmica del Austro (2002). Se prevé que estos sismos pudiesen ocasionar daños y pérdidas significativas en el territorio, generando un impacto representativo principalmente en su infraestructura y arquitectura, por ende, en su economía y la vida de sus ciudadanos; sin mencionar posibles problemas sociales, interrupción de negocios, entre otros.

A lo largo de su historia, la ciudad de Cuenca se ha caracterizado por su arquitectura colonial y vernácula, pues se han adoptado diversas técnicas de construcción en la ciudad, características de las distintas épocas. Cabe destacar que la edad de muchas de estas edificaciones, en particular de las patrimoniales, las hace más susceptibles a daño causado por efecto de los sismos.

Antecedentes

Dentro de los estudios realizados referentes a al análisis de riesgo para la ciudad de Cuenca, Ecuador, se puede encontrar el proyecto *South American Risk Assessment* (SARA, por sus siglas en inglés), realizado por la fundación *Global Earthquake Model* (GEM, por sus siglas en inglés), en el cual se busca estimar el riesgo sísmico en Sudamérica (Cunalata y Caiza, 2022). Sin embargo, este estudio no ha recibido actualizaciones desde 2014 y tiene un enfoque regional, centrándose en países como Bolivia, Brasil, Colombia, Chile, Ecuador y Venezuela.

Por otro lado, en un contexto local, la Red Sísmica del Austro (RSA), entre 1998 y 2001, realizó el proyecto “P-BID 400: Amenaza sísmica en el Austro y riesgo sísmico en la Ciudad de Cuenca”. Este ha buscado ser actualizado por la Universidad de Cuenca, que en 2018 publicó un artículo sobre la vulnerabilidad sísmica del patrimonio del Centro Histórico de la ciudad, donde se detallan los lineamientos generales y avances del proyecto, así como un análisis de las edificaciones de mampostería del Centro Histórico de Cuenca; sin embargo, no cuenta con un estudio de taxonomía estructural actualizado de la ciudad en su totalidad.

La ciudad de Cuenca no cuenta con registros de sismos de tal magnitud que puedan ser considerados como destructores en los últimos 100 años; sin embargo, según información de la Red Sísmica del Austro (RSA, 2002), se establecen tres eventos de importancia para la ciudad en los años 1758, 1887 y 1913; mismos que fueron los eventos cuyos daños se consideran como los más significativos para la ciudad según los datos históricos.

Justificación

El presente estudio surge debido a la necesidad inherente de comprender y evaluar el riesgo sísmico en la ciudad de Cuenca, Ecuador, en base a la taxonomía y vulnerabilidad estructural coexistente; de tal manera que permita plantear alternativas de mitigación y preparación que precautelen la vida de sus habitantes en conjunto con la integridad de los bienes inmuebles presentes en la ciudad, fortaleciendo su resiliencia a futuro frente a distintos eventos sísmicos, tomando en cuenta la amenaza sísmica y su influencia en el comportamiento estructural.

A su vez, el presente estudio busca establecer los diferentes componentes del riesgo sísmico para los activos de Cuenca, contemplando la exposición de las estructuras, derivada de la taxonomía estructural, además de su vulnerabilidad al estar expuestos a amenazas sísmicas

significativas. Para ello se emplearán algunas metodologías reconocidas en ingeniería sísmica, tales como el FEMA P-58, Cloud Analysis y modelos simplificados para el análisis de las tipologías estructurales, entre otros; de tal manera que se caractericen modelos de exposición y vulnerabilidad para la ciudad de Cuenca y, posteriormente, se evaluar su riesgo sísmico.

Objetivos

Objetivo general

Determinar la taxonomía y vulnerabilidad estructural y su aplicación al riesgo sísmico para las principales tipologías estructurales de la ciudad de Cuenca, Ecuador.

Objetivos específicos

1. Elaborar un marco teórico con base en la literatura existente.
2. Analizar el catastro de la ciudad de Cuenca en función de las características de las edificaciones, definiendo y clasificando las principales tipologías y sub tipologías estructurales presentes en la ciudad.
3. Caracterizar y calcular el daño esperado a los bienes expuestos por medio de funciones de fragilidad y vulnerabilidad.
4. Estimar el riesgo sísmico en Cuenca, para su posterior análisis e interpretación de resultados.

1 CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO

En este primer capítulo, se presenta el marco teórico que sustenta la investigación realizada. Se inicia abordando el análisis histórico de la ciudad de Cuenca, explorando el desarrollo urbanístico, los materiales y sistemas constructivos utilizados a lo largo del tiempo, así como el contexto normativo para la construcción en Ecuador. Esto con el objetivo de contar con información que proporcione las tendencias de la construcción en Cuenca, mismas que serán de utilidad en la asignación de los sistemas estructurales del catastro.

Posteriormente, se establecen los elementos del riesgo sísmico, describiendo exposición, vulnerabilidad estructural y amenaza o peligro sísmico como componentes fundamentales para comprender la naturaleza y magnitud del fenómeno. Se analizan también diferentes enfoques y metodologías utilizadas en la evaluación del riesgo sísmico como son, la metodología que plantea el *Pacific Earthquake Engineering Reserach Center (PEER)* conocida como PEER-PBEE, también el HAZUS y el FEMA P-58.

Finalmente, se introduce el riesgo sísmico analizando el concepto de indicadores de riesgo como las métricas de la Pérdida Anualizada Promedio (AAL, por sus siglas en inglés) y la Pérdida Máxima Probable (PML, por sus siglas en inglés).

1.1 Una mirada histórica de la Ciudad de Cuenca

Desde su fundación hasta la actualidad, Cuenca ha sido testigo de eventos demográficos significativos, mismos que han moldeado su identidad y la han convertido en un importante centro urbano. En este sentido, su evolución demográfica, urbanística y excelentes condiciones de vida han establecido a Cuenca como la tercera ciudad más grande en el país en cuanto a población, con 596 101 habitantes, de los cuales 361 524 se encuentran en el área urbana, tal como se evidencia en los resultados del censo realizado en noviembre de 2022 y publicados en 2023 por parte del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

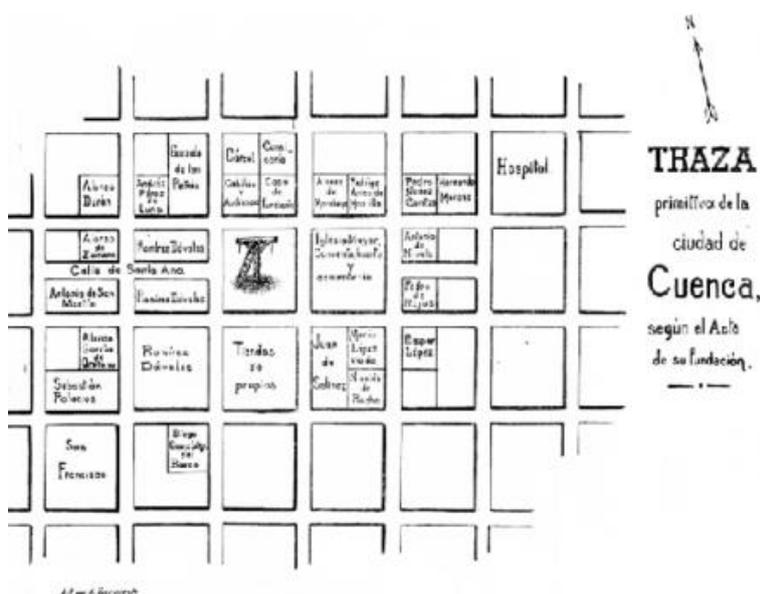
El análisis urbanístico de Cuenca es un punto de partida importante para la investigación, nos permite comprender la evolución histórica de la ciudad y el impacto al actual entorno construido. Se pueden identificar patrones y tendencias que influyen en la taxonomía de la ciudad, al proporcionar información sobre las prácticas constructivas, normativas y políticas

urbanas. A continuación, se presenta un análisis del desarrollo urbanístico y arquitectónico de la ciudad.

1.1.1 Desarrollo Urbanístico de la Ciudad de Cuenca.

Desde su fundación, la ciudad comenzó a desarrollarse en forma de damero, con la manzana como estructura urbana. Al inicio de la Colonia, como se evidencia en la Figura 1.1 se agrupó en 17 manzanas con 25 vecinos, cada una con una extensión de 100 varas, equivalentes a 83.59 m (Albornoz, 2008).

Figura 1.1. Traza de la ciudad de Cuenca 1557



Fuente: Planos e Imágenes de Cuenca por Albornoz, 2008.

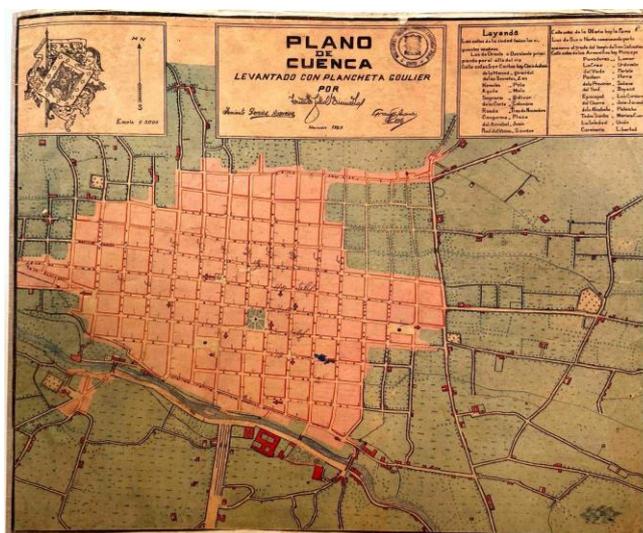
De acuerdo a Abad & Tommerback (2009) en el libro *Ciudad y Arquitectura Republicana de Ecuador 1850-1950, I Parte: Cuenca*, a finales de la Colonia, la Gobernación de Cuenca se encontraba en deterioro y estancamiento debido al decaimiento de la producción minera y exportación de cascarilla. La población en la gobernación recién creada superaba incluso a las de Quito y Guayaquil. En este período, la producción textil se convirtió en la actividad económica principal, sin embargo, a finales del siglo XVIII e inicios del siglo XIX, se dio un proceso de recuperación, siendo inminente el derrocamiento y caída del dominio español.

La lucha independentista desencadenó inestabilidad económica en la región, conllevando cambios significativos en las formas coloniales de circulación, por lo que el comercio se vio

- Siglo XVI-1950: relleno del interior del cinturón.
- Después de 1950: creciendo hacia el exterior del cinturón.

Debido a la intensa explotación de cascarilla, en 1875, la población masculina se vio obligada a trasladarse a zonas rurales para trabajar; aunque pocos años más tarde, en 1885, el decremento en las exportaciones de cascarilla desencadenó un nuevo proceso migratorio a la costa, previo a que la producción y exportación de sombreros de paja toquilla tomara fuerza, actividad que podía realizarse tanto en zonas urbanas como rurales. En el siglo XX es cuando la ciudad de Cuenca se consolidó como la tercera ciudad del país, después de Quito y Guayaquil (Abad & Tommerback, 2009, I Parte: Cuenca).

Figura 1.3. Plano de la ciudad de Cuenca 1920



Fuente: Albornoz (2008).

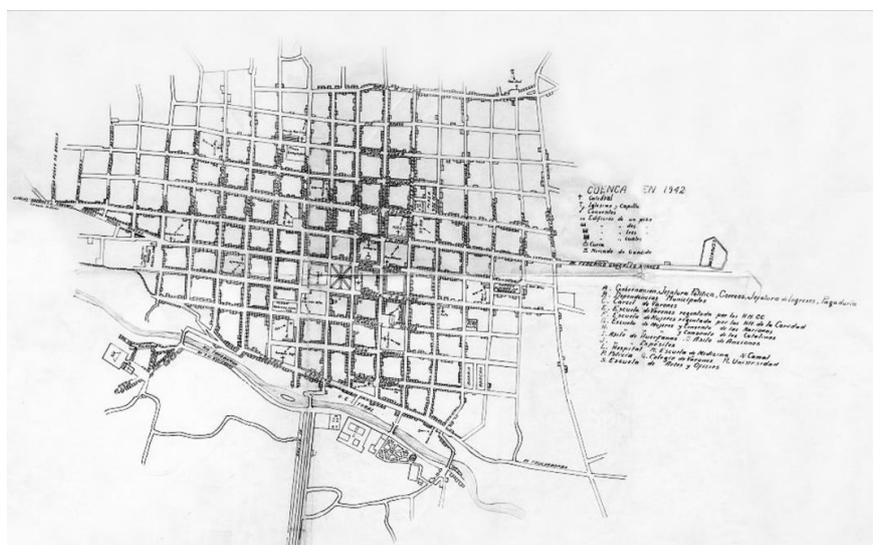
En esta época de relleno del cinturón de iglesias, la extensión de la ciudad permaneció sin variaciones significativas. Como se puede observar en la Figura 1.3, para principios del siglo, la ciudad se había extendido únicamente dos cuadras hacia el norte, permaneciendo igual en sentido este-oeste (Abad & Tommerback, 2009, I Parte: Cuenca).

Para 1930, el crecimiento poblacional, pese a la crisis económica constante que aquejaba a la región por la precariedad de las vías de comunicación, empieza a ser notoria. Es aquí, cuando la ciudad empieza a salirse de los límites tradicionales, siendo un claro ejemplo la densidad poblacional de El Ejido, donde se justificaba considerar al sector como urbano, aunque la

zonificación colonial de la ciudad persistió hasta mediados del siglo XX, concentrando la vida económica, social, religiosa y cultural en un espacio reducido (Abad & Tommerback, 2009, I Parte: Cuenca).

En la década de 1940, el arquitecto Gilberto Gatto Sobral propuso la creación de un plan regulador del crecimiento de la ciudad, incluso planificando la ciudad a 50 años. Este plan se basaba en la zonificación, el trazado de arterias de circulación, la implementación de Barrios Distritales, entre otras propuestas que, una vez en marcha, cambiaron la imagen de la ciudad. En este sentido, la Figura 1.4 muestra la extensión de la ciudad en el año 1942, previo a la implementación del plan mencionado (Abad & Tommerback, 2009, I Parte: Cuenca).

Figura 1.4. Plano de la ciudad de Cuenca 1942



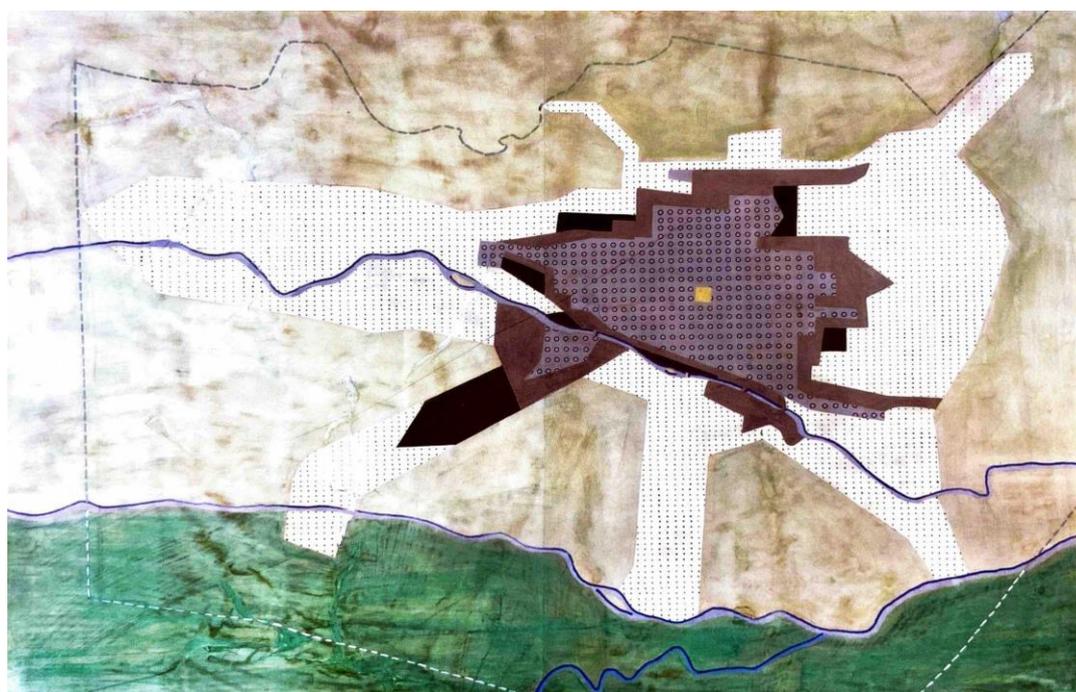
Fuente: Abad & Tommerback (2009).

En 1949, bajo la alcaldía de Luis Moreno Mora, se implementa el Plan Regulador de la Ciudad. Dentro de este documento, se publicaron diversas láminas, entre las cuales se encuentra la Figura 1.5, donde se aprecia claramente la mancha urbana de Cuenca a lo largo de los años, mostrando el crecimiento evidente de la ciudad hacia el sur-este (San Roque, el Batán y la Av. Solano); mientras que, para 1947, se dio hacia el suroeste.

La propuesta del arquitecto Gatto Sobral dividía a la ciudad y su proyección en 4 zonas: la primera, que comprendía 30 manzanas en el centro, era destinada netamente para actividades comerciales; la segunda, una zona industrial ubicada en el sector de la Virgen de Bronce y el

río Tarqui, misma que terminó siendo emplazada al noreste de la ciudad. La tercera zona se trataba de un cinturón agrícola ubicado al este, además de una pequeña parte en el norte; mientras que la última zona, se trataba de áreas residenciales situadas en diversas partes de la ciudad. Este proyecto se terminó cumpliendo de manera parcial por falta de estudios, no obstante, sirvió como una primera aproximación a lo que es hoy en día la ciudad de Cuenca.

Figura 1.5. Mancha urbana de la ciudad de Cuenca de 1878 a 2000

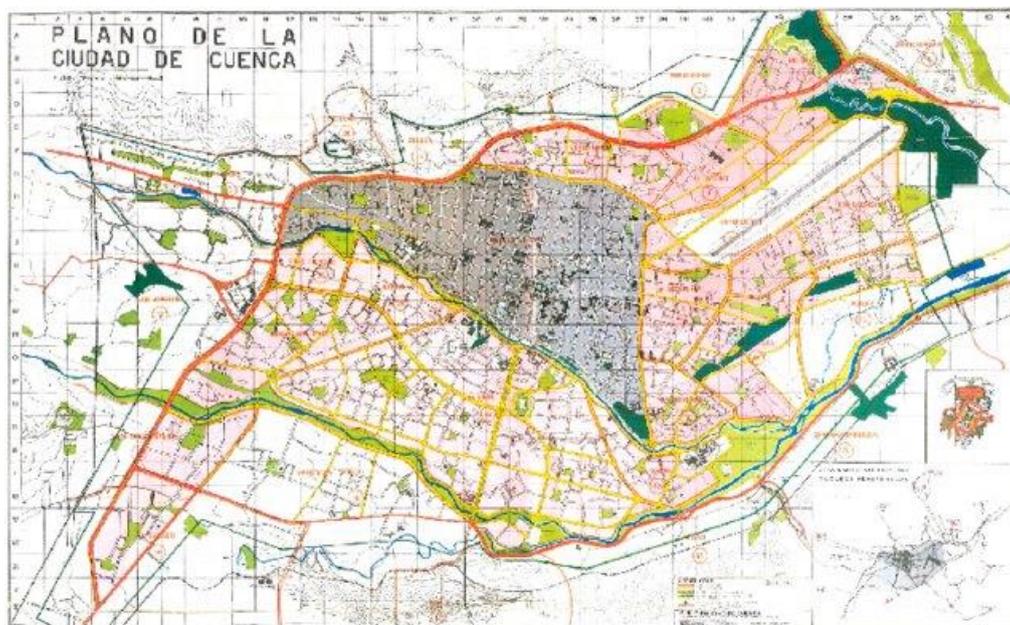


1878 (azul con puntos negros), 1910 (marrón claro), 1942 (marrón oscuro), 1947 (blanco con textura), proyección 2000 (línea punteada).

Fuente: Albornoz (2008).

Las proyecciones de ese entonces establecían un crecimiento hacia el sureste y suroeste de la ciudad, crecimiento que se ve evidenciado en la actual Av. Ordoñez Lasso, Av. Primero de Mayo, y zona de Monay. La Figura 1.6, exhibe cómo estas proyecciones fueron acertadas, puesto que, para 1974, la ciudad se había extendido siguiendo lineamientos distinguidos.

Figura 1.6. Plano de la ciudad de Cuenca 1974.



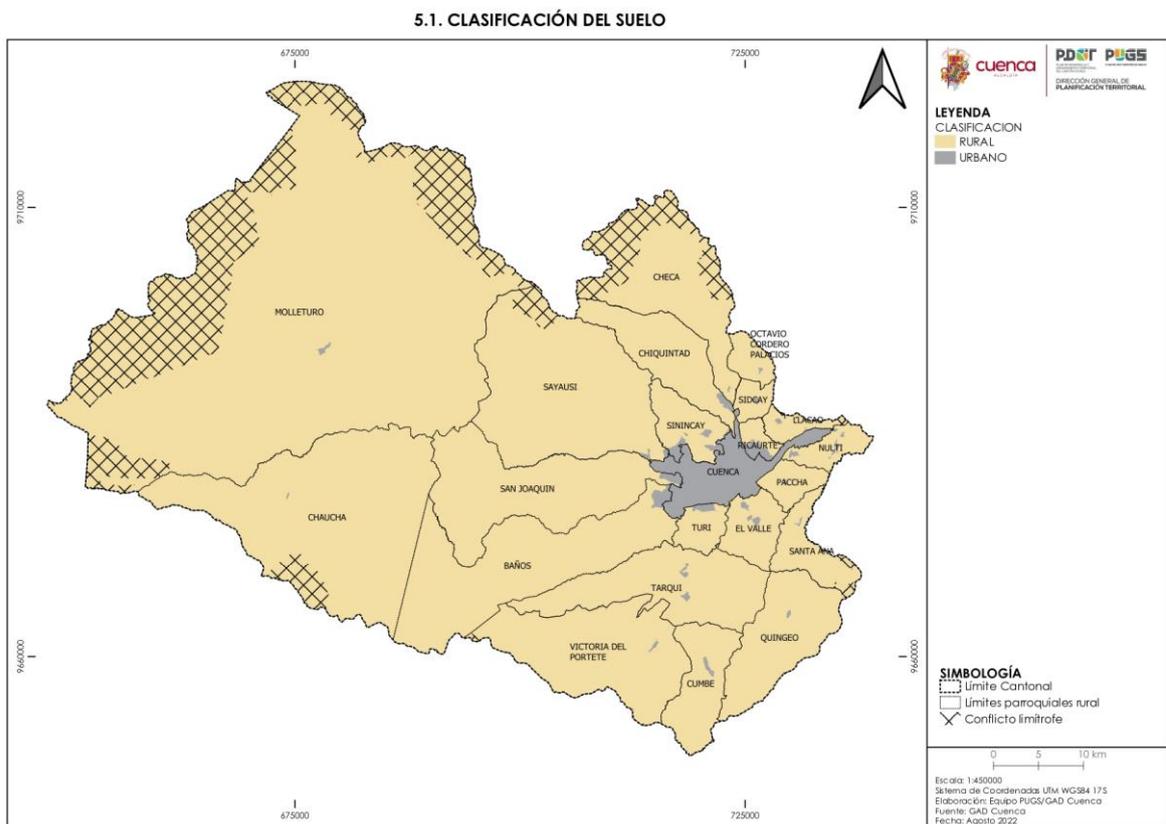
Fuente: Albornoz (2008).

Para la década de los 70, el área urbana se incrementó. Se incorpora el corredor de la Av. España, además de los barrios populares del sector del Vecino y Totoracocha (Albornoz, 2008). La superficie aproximada de la zona saturada se podría establecer en 400 Ha y la población en 101 392 hab. En 1971, el Consejo Cantonal expide la ordenanza y reglamento del Plan Director de Desarrollo Urbano de la Ciudad de Cuenca, en el cual se destaca la implementación de zonas periféricas con viviendas tipo villas y se permiten edificios multifamiliares de hasta 4 pisos.

En 1974, la ciudad se delimitó de la siguiente manera, por el Norte: El Cebollar, Cullca, Miraflores; por el Sur: El Salado, Turi, Gapal, la estación ferroviaria, hacia el Este la ciudad se extendía hasta Milchichig, el Aeropuerto Mariscal Lamar, Totoracocha, Monay y Chaguarchimbana, y por último hacia el Oeste: Los Sauces y San Joaquín.

Por otro lado, dentro del Plan de Ordenamiento y Desarrollo Territorial (PDOT) y Plan de Uso y Gestión del Suelo (PUGS), el cual entró en vigencia en diciembre de 2022, se establecen los límites urbanos y rurales para la ciudad de Cuenca, mismos que se muestran en la Figura 1.7.

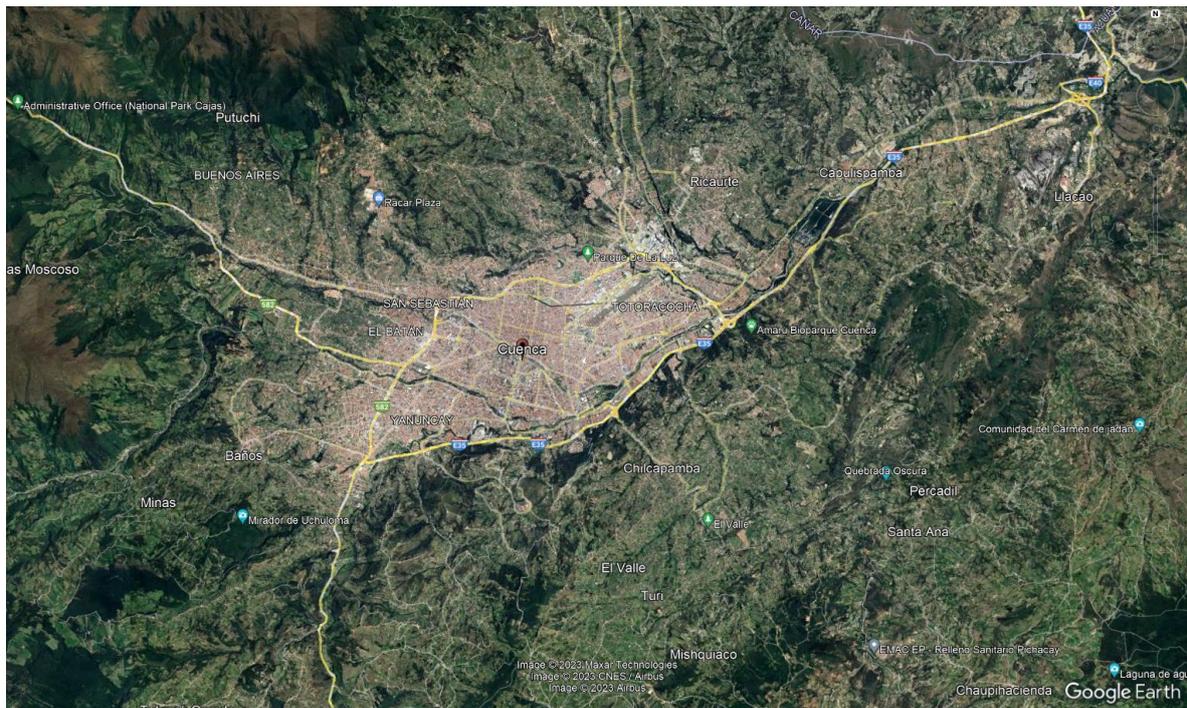
Figura 1.7. Mapa de clasificación de suelos.



Fuente: PDOT y PUGS (2022).

Actualmente, Cuenca sigue experimentando un crecimiento hacia las zonas periféricas de la ciudad, tal como se puede observar en la Figura 1.8, donde se destaca al norte la zona de Ricaurte; al oeste, Challuabamba y, hacia el sureste, las zonas de Sayausí, Baños, San Joaquín, entre otros.

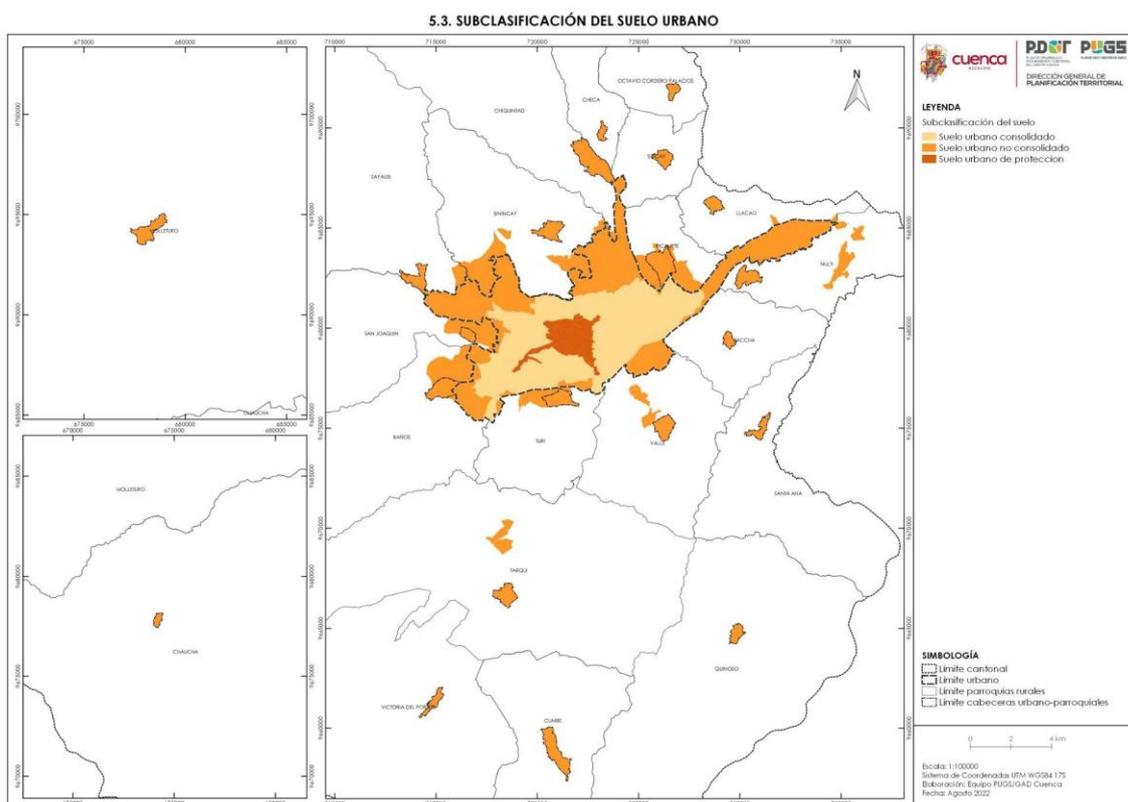
Figura 1.8. Imagen satelital de la ciudad de Cuenca



Fuente: Google Earth (2024).

Adicionalmente, en la Figura 1.9, se muestra la subclasificación del suelo urbano, mismo que permite tener un mejor entendimiento sobre el tipo de edificaciones presentes en cada categoría. Esta representación, proporciona una visión más clara de las áreas en desarrollo de la ciudad, así como las áreas de protección, la cual en su mayoría se concentra en el centro histórico, lo que nos brinda también una perspectiva del tipo de edificaciones presentes, ya que, aquí se concentra el patrimonio arquitectónico de la ciudad.

Figura 1.9. Mapa de subclasificación del suelo urbano



Fuente: PDOT y PUGS (2022).

1.1.2 Análisis histórico de los materiales y sistemas constructivos

A lo largo de su historia, Cuenca ha experimentado una evolución en su desarrollo urbanístico, influenciado por diversos eventos culturales y períodos constructivos. La historia data desde los asentamientos de las culturas Cañari e Inca, hasta la llegada de la Colonia española que, junto a los procesos de independencia, se puede observar que la ciudad ha sido sujeta a cambios significativos en su cultura material y constructiva (Victor & Sigcha, 2017).

La arquitectura colonial reflejó la influencia europea, introduciendo materiales como el ladrillo y la teja (Victor & Sigcha, 2017). Esto se mantuvo hasta que los movimientos independentistas limitaron el desarrollo arquitectónico hasta la reactivación económica a mediados del siglo XIX.

Durante el establecimiento de la República, se buscó mejorar la calidad de vida de los cuencanos por medio de la adición de elementos ornamentales, manteniendo las mismas

tipologías y técnicas tradicionales. A partir de la década de 1950, la ciudad experimentó un crecimiento acelerado, entrando en un proceso de modernización, influenciado por las corrientes racionalistas norteamericanas de los nuevos profesionales de la arquitectura e ingeniería (Victor & Sigcha, 2017).

El crecimiento demográfico de la ciudad resultó en la densificación de la zona urbana, junto a la introducción de nuevos materiales como el hormigón, el cemento y el aluminio, mismos que facilitaron la construcción de edificios de mayor tamaño (Abad & Tommerback, 2009, I Parte: Cuenca).

1.1.3 Contexto histórico de las normativas de construcción

La publicación de un nuevo código o normativa de la construcción se ha considerado como un diferenciador temporal para analizar y distinguir los distintos métodos, técnicas y materiales de construcción que se han utilizado a lo largo de los años, pues cada vez que se introduce un nuevo código se suelen actualizar los estándares de construcción lo que conduce a la adopción de nuevas prácticas y tecnologías en el sector de la construcción. Esto se realizó siguiendo los fundamentos de Heather *et al.* (2012), distinguiendo como principales a las que se presentan a continuación:

- **(1951) Código Nacional de Construcciones:** código basado en las “buenas prácticas de construcción”, fue promulgado el 12 de febrero de 1951 como norma obligatoria para todo el país, sin embargo, a pesar de contener nuevas normas para construcciones sismorresistentes, no fueron llevadas a la práctica debido a la falta de conocimiento y confianza del público.
- **(1977) Código Popular de Construcción Sismo Resistente:** esta guía hace referencia únicamente a las viviendas de 3 pisos y, por otro lado, no considera los elementos pre esforzados o elementos constructivos prefabricados. Se basó en el ACI 318-71, el Blue Book de 1973 y diferentes investigaciones realizadas en EEUU, Londres, Guatemala y México principalmente.
- **(2001) Código Ecuatoriano de la Construcción:** existen avances en la ingeniería sísmica, pues se incorporan los factores de zonificación sísmica, el factor de reducción de resistencia

y coeficientes de configuración estructural en planta y elevación. Se basó en estudios nacionales y en normativas principalmente colombianas, peruanas y estadounidenses.

- **(2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción:** en función de la actividad sísmica de gran magnitud acontecida en Perú (2001, 2005 y 2008) y Chile (2005 y 2010), se vio la necesidad de actualizar la normativa, donde, principalmente se distingue la inclusión de factores de sitio F_a , F_d , F_s en los suelos C y D; modificaciones en el factor de reducción de resistencia R ; la distinción de 6 zonas sísmicas ($Z = 0.15g - 0.5g$) a diferencia de las 4 anteriores; entre otros. Toma en consideración factores como las cargas, las cimentaciones, los estudios geotécnicos requeridos y el tipo de edificación, lo que permite un dimensionamiento en función del uso específico de la estructura e incluso se abordan los principios y lineamientos para la rehabilitación estructural de infraestructura existente.

1.2 Elementos del riesgo sísmico

En términos generales, el riesgo se define como la cuantificación de las consecuencias provocados por un fenómeno, en este caso un sismo, como resultado de la falla o colapso de una estructura. Este riesgo, es el resultado de la convolución de tres factores principales, la exposición, la vulnerabilidad y la amenaza o peligro sísmico. Estos elementos son fundamentales para comprender y evaluar la vulnerabilidad de una región o estructura frente a amenazas sísmicas, además del riesgo a los cuales se encuentran asociados.

1.2.1 Exposición

La exposición aborda la cantidad de personas e infraestructura (activos expuestos) que se encuentran en una zona y que podrían ser afectadas por un sismo. Estos activos deben ser analizados para posteriormente cuantificar el riesgo al que estén expuestos. Es importante destacar que, en este contexto, se consideran distintas características tanto estructurales como demográficas representativas de la población. Para evaluar esta exposición, es necesario realizar un muestreo espacial, de tal manera que se pueda definir una taxonomía estructural característica de la zona, lo que permitirá obtener una comprensión detallada de la estructura y características de los activos. Asimismo, se utilizan fuentes secundarias para obtener un contexto más completo sobre el desarrollo y las condiciones demográficas de la zona.

Muestreo espacial

Conceptualmente, un muestreo espacial es la recolección de datos de manera sistemática en diferentes ubicaciones geográficas dentro de un área de interés, por medio del análisis de puntos aleatorios dentro de esta zona delimitada. Se pretende asegurar de que la disposición e información de las muestras permita obtener conclusiones acerca de la representatividad y el sesgo en referencia a la base de datos proporcionada (Velásquez, 2017).

Taxonomía estructural

Según Bertalanffy (1968), se puede definir a una taxonomía estructural como el conjunto de propiedades que distinguen a un objeto de interés, estableciendo relaciones significativas y permanentes entre ellos. A su vez, la taxonomía está definida por tipologías y sub-tipologías que pueden llegar a depender de diversas propiedades, tales como: material predominante, año de construcción, sistema resistente de carga lateral, geometría, entre otros.

Una taxonomía estructural debe contener la información suficiente para poder englobar todos los edificios requeridos y sus particularidades en función de las técnicas de construcción locales, es por ello que el proceso de determinación de la taxonomía estructural se basa en la recopilación de datos dinámicos, geométricos y mecánicos de cada edificio del catastro (Lovon *et al.*, 2021). Por tal motivo, el análisis y entendimiento histórico del desarrollo de la ciudad se vuelve determinante.

1.2.2 Vulnerabilidad estructural

En los inicios del desarrollo de la vulnerabilidad, Barbat (1998) planteó que la vulnerabilidad sísmica es la predisposición intrínseca de los bienes expuestos a sufrir daño ante la ocurrencia de un sismo, el cual está asociado a sus características físicas y estructurales de diseño. A partir de aquello, el concepto de vulnerabilidad se ha ido explorando y estudiando en diversos sectores a nivel mundial.

La vulnerabilidad se relaciona con la probabilidad de daño o pérdidas de los activos analizados ante la ocurrencia de eventos sísmicos mediante funciones de vulnerabilidad, correlacionando las pérdidas con las excitaciones sísmicas, midiendo diversos parámetros dinámicos como la

aceleración espectral, en conjunto con un cierto porcentaje de amortiguamiento y período en función de una tipología o sub-tipología estructural (Porter, 2021).

La estimación de la vulnerabilidad estructural de los activos se basa en la clasificación de la exposición en grupos de edificaciones con respuestas sísmicas similares para reducir el esfuerzo computacional, utilizando taxonomías estructurales (Stone, 2017).

Funciones de fragilidad

Para Porter (2021), las funciones de fragilidad son la representación de una distribución de probabilidades que indica la capacidad de un activo de resistir un estado límite o estado de daño específico para un determinado nivel de respuesta sísmica (i.e., la probabilidad condicional de excedencia dada una intensidad). En el contexto de este estudio, la probabilidad de excedencia de un evento no deseado se establece como el hecho de que un activo llegue o sobrepase un estado límite definido, dado un valor determinístico de respuesta, comúnmente conocido en la literatura como parámetro de demanda ingenieril.

Cloud Analysis

La metodología denominada Cloud Analysis, es un procedimiento conlleva dos etapas generales importantes. La primera siendo la estimación de la curva de recurrencia sísmica, comúnmente conocida como curva de peligro; y la segunda contemplando el cómputo de una función de fragilidad. Este proceso exhibe gráficamente un diagrama de dispersión de pares de datos, obteniéndola de acuerdo con las variables de desempeño estructural y el valor específico de intensidad sísmica (IM) para un registro de movimiento específico del suelo, presentados generalmente en escalas y espacios logarítmicos.

En este sentido, la estimación del riesgo (λ_{LS}), presentada en la Ecuación 1.1, se define como la probabilidad condicional media anual, en la que la demanda estructural (D), exceda su capacidad (C) de acuerdo a un estado límite (LS, por sus siglas en inglés) en particular (i.e., fragilidad estructural), correspondiente a un IM.

$$\lambda_{LS} = \int_{im} P[D > C_{LS}|IM = im] d\lambda_{IM}(im) \quad \text{Ecuación 1.1}$$

Para realizar esta estimación, se deben construir modelos sísmicos probabilistas, mismos que relacionen las medidas de intensidad de terremotos con las medidas de demanda estructural consideradas.

Modified Cloud Analysis

Ahora bien, el Modified Cloud Analysis, según Jalayer & Ebrahimián (2023), se deriva del Cloud Analysis, y es un procedimiento de análisis dinámico no-lineal que busca estimar la fragilidad sísmica. Este evalúa, de manera probabilista, el desempeño estructural para un conjunto de registros de movimiento sísmico, basados en el ajuste de un modelo de regresión lineal en escala logarítmica de los pares, ya sea en términos de parámetros de demanda ingenieril o medidas de daño y de intensidad de interés.

Se emplea una medida de daño de nivel-sistema en términos de relación demanda a capacidad para estados límites dados (DCR_{LS}), el cual, mediante una representación gráfica, se toma en el eje X, mientras que, en el eje Y, se exhiben las medidas de intensidad para ‘N’ registros, mismos que se dividen en ‘NoC data’ (cloud data) y ‘C data’ (collapse data). Los primeros corresponden a los registros que no causan el colapso a la estructura y, por otro lado, los demás representan el conjunto de pares para los cuales existió un colapso.

Habiendo mencionado esto, con lo descrito por Jalayer & Ebrahimián (2023), a breves rasgos, se puede establecer que una curva de fragilidad analítica se puede obtener mediante la suma de 2 términos:

- La probabilidad condicional del no colapso relativa a una medida de intensidad está dada por la Ecuación 1.2.

$$P(NoC|IM) \quad \text{Ecuación 1.2}$$

- Por su parte, la Ecuación 1.3, representa la probabilidad de excedencia de un estado límite considerando que se ha presentado el colapso.

$$P(C|IM) = 1 - P(NoC|IM) \quad \text{Ecuación 1.3}$$

Estados de daño

Los estados de daño, de manera general, hacen referencia a las diferentes condiciones o niveles de deterioro, daño o degradación que puede experimentar una estructura, sistema o material presente dentro de un inmueble. Según FEMA & NIBS (2009), estos tienen la finalidad de estimar diferentes tipos de daños y pérdidas, tales como:

- 1) Damnificados debidos a daño estructural, incluyendo muertes.
- 2) Pérdidas económicas debidas a daño estructural (costos de reparación o reemplazo de elementos estructurales, no estructurales y/o sus contenidos).
- 3) Pérdidas económicas como resultado del daño estructural y cierre del inmueble (pérdidas por interrupción de negocios).
- 4) Impactos sociales (pérdida del hogar).
- 5) Otros impactos sociales y/o económicos.

Todos estos parámetros se los analiza a distintos niveles, los cuales son: leve, moderado, extensivo y completo; este último, significando el colapso de la estructura, considerando daño tanto estructural como no estructural. Este daño, por lo general, se describe en términos de sus componentes, como lo son columnas, vigas, muros, tuberías, entre otros (FEMA & NIBS, 2009).

Funciones de consecuencias

Las funciones de consecuencia, según lo establecido por el FEMA P-58 (2018), representan las posibles consecuencias de los daños en relación con distintos estados de daño, generando

diferentes niveles de pérdidas en base a las descripciones de cada uno de los parámetros que influyen en estas funciones, los cuales son:

- **Costos de reparación:** Se consideran actividades constructivas para reparar los componentes dañados y regresarlos a su estado original, además de economías de escala y la eficiencia en el cumplimiento de las actividades.
- **Tiempo de reparación:** Número de horas y cantidad de mano de obra que se tenga dentro de la edificación en un mismo momento, asociados a la reparación requerida.
- **Impactos medioambientales:** Son cuantificados realizando un análisis de ciclo de vida, tomando en cuenta la huella de carbono generada (CO₂e) y el uso de energía (MJ). Este se calcula en base a lo estimado en los costos de reparación.
- **Colocación insegura de letreros:** Contribuye en gran medida a los retrasos en la reocupación de los edificios, además de que puede afectar a los plazos de reparación de los edificios debido a su presunto estado peligroso.
- **Víctimas:** Busca determinar el porcentaje de personas que, si se encuentran en una cierta zona, pueden resultar heridas por algún componente.

Funciones de vulnerabilidad

Las funciones de vulnerabilidad se construyen a través de la relación entre la pérdida esperada de un activo, que puede ser una edificación que se desea analizar o un arquetipo de un sistema estructural para el análisis de las diferentes tipologías que conforman el inventario estructural de la zona delimitada, en función de la intensidad de una excitación sísmica (Porter, 2021). En otras palabras, define la distribución condicional de las pérdidas dada una intensidad sísmica.

La vulnerabilidad mide la magnitud de las pérdidas o daños de un activo dado un evento de cierta magnitud, tales como costos de reparación, seguridad de vida, y tiempo de inactividad. Las funciones de vulnerabilidad, se expresan como la distribución de probabilidad de que la pérdida no exceda un valor determinado (Porter, 2021), la que, se puede expresar como una distribución beta o log normal.

Es importante recalcar la diferencia entre vulnerabilidad y fragilidad, ya que estos conceptos cuantifican parámetros de daño en una edificación, pero la vulnerabilidad se centra en la

medida del daño real, mientras que la fragilidad cuantifica la probabilidad de ocurrencia de cierto nivel de daño.

Las funciones de vulnerabilidad son fundamentales para el diseño de políticas de construcción resilientes, con el objetivo de establecer medidas de prevención, preparación y respuesta, así como para planificación de uso de suelo en zonas de alto riesgo sísmico (Porter, 2021).

Existen tres métodos para obtener una función de vulnerabilidad: empírico, analítico y por opinión de expertos.

- **Empírico:** es el método más deseable, ya que se derivan completamente de observaciones reales de los activos al experimentar sismos. Este método requiere de observaciones del rendimiento de diferentes edificaciones, sin preferencia por el grado de daño, para posteriormente registrar la pérdida (Porter, 2021). Luego estas observaciones se agrupan por uno o más atributos y, mediante un análisis de regresión, se ajusta la función de vulnerabilidad.
- **Analítico:** Este método utiliza principios de ingeniería para relacionar la pérdida con una medida de excitación sísmica, como lo es la aceleración espectral a algún período estructural y coeficiente de amortiguamiento. Se requiere realizar una descripción o un modelo de la edificación o de la tipología estructural a analizar. Este modelo será sometido a una selección de sismos, basados en la probabilidad o frecuencia de que ocurran excitaciones de diferente magnitud. A partir de estos sismos, se estima la respuesta de la estructura (i.e., fuerzas, desplazamientos, derivas y aceleraciones), a la cual, mediante funciones de fragilidad, se estima el daño probabilístico en los componentes sujetos a daño. Por último, se realiza un análisis de pérdidas e integración de resultados, teniendo en cuenta que es un proceso iterativo, a manera de controlar la incertidumbre.
- **Opinión de expertos:** este enfoque se fundamenta en la experiencia y conocimiento de los conocedores del campo para derivar las funciones de vulnerabilidad.

1.2.3 Amenaza o Peligro sísmico

La amenaza sísmica expresa la probabilidad de excedencia de ciertos niveles de intensidad en un período de tiempo específico; estimando tanto la frecuencia como también las repercusiones de los posibles eventos que podrían llegar a presentarse.

La amenaza sísmica se relaciona particularmente con los sismos o terremotos que podrían llegar a tener una incidencia en los bienes expuestos. Para esto, se debe realizar un análisis sismológico de la zona mediante métodos probabilistas, en el cual se determinen las medidas de intensidad con sus respectivas tasas o probabilidades de excedencia, características del límite geográfico en cuestión.

El estudio de peligrosidad sísmica inicia con el estudio y creación de un catálogo sísmico, de este depende el correcto análisis estadístico de la sismicidad de cada una de las fuentes (Quinde, 2014). Este catálogo debe incluir tanto eventos históricos como instrumentales. Inicialmente, los datos recopilados suelen presentar diferentes tipos de magnitudes, por lo que es necesario homogeneizar estas las mismas para un análisis coherente.

Posteriormente, se realiza la depuración del catastro para considerar los eventos significativos, es decir aquellos que tengan una mayor probabilidad de causar algún daño a las estructuras. Para esto, también se realiza un análisis de recurrencia del catálogo sísmico inicial (Quinde, 2014).

Durante la depuración del catálogo también se estudian los eventos del catálogo con el objetivo de buscar la consistencia de la información sísmica en relación con las tasas de excedencia. Asimismo, es necesario definir y separar los eventos premonitores, eventos principales y réplicas.

Por último, se estudia la completez del catálogo sísmico, con el objetivo conocer si un catálogo representa la información de manera adecuada, ya que, debido a cambios en la tecnología, personal técnico, entre otros factores que van mejorando a lo largo del tiempo, se logran mediciones más precisas y con rangos de magnitudes más amplios (Quinde, 2014).

Una vez se cuenta con el catálogo sísmico, se procede al análisis de la demanda sísmica, este requiere de un análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés) que involucra las incertidumbres de parámetros como la distancia y la magnitud, entre otros, para la predicción de los niveles de intensidad, considerando todos los eventos posibles y la intensidad de cada uno (Quinde & Reinoso, 2016).

El PSHA, inicia con la caracterización de las fuentes sísmicas, donde se analiza la geometría, las distancias fuente-sitio y la sismicidad de las fuentes y, mediante el uso de modelos de atenuación, se conoce el decaimiento de las ondas sísmicas, es decir se consideran los efectos de sitio según el tipo de suelo de estudio (Quinde & Reinoso, 2016).

Para finalizar, el peligro sísmico se presenta como la tasa de excedencia de intensidades, $v(a)$, como lo expresa la Ecuación 1.4 (Esteva, 1970, como se citó en Quinde, 2016).

$$v(a) = \sum_{i=1}^{Nf} \lambda_{0i} \int_{M_0}^{M_u} \int_{R_{0i}}^{R_{ui}} Pr(A > a | M, R_i) f_{mi}(M) f_{Ri}(R_i) dM dR \quad \text{Ecuación 1.4}$$

, donde λ_{0i} es la tasa anual de excedencia de los eventos sísmicos con $M \geq M_0$ en la i -ésima fuente; $f_{mi}(M)$ y $f_{Ri}(R_i)$ son funciones de densidad de probabilidad de la magnitud (M) y distancia (R) de la i -ésima fuente; R_{0i} y R_{ui} representan el rango de distancias del evento a la i -ésima fuente; $Pr(A > a | M, R_i)$, es la probabilidad de que la intensidad exceda un cierto valor, dada la magnitud del sismo, M, y la distancia entre la i -ésima fuente y el sitio R_i .

1.3 Riesgo Sísmico

El riesgo sísmico se refiere a la cuantificación de las consecuencias presentadas por un movimiento sísmico en un área geográfica delimitada, donde se analiza probabilidad de excedencia de cierta magnitud de daño; es considerado como pilar fundamental en la estimación de pérdidas, puesto que se vincula con una potencial amenaza donde se podrían llegar a presentar posibles repercusiones para los activos dentro de una región delimitada (USGS, s.f.).

Por otro lado, para Moposita *et. al.* (2019), el riesgo sísmico se debe a los tres parámetros detallados anteriormente: la exposición, la amenaza sísmica y la vulnerabilidad, tal como lo indica la Figura 1.10. La combinación de estos factores permite realizar una evaluación integral del riesgo sísmico, el cual es esencial tanto para la planificación territorial, como también para el diseño de infraestructuras resistentes a sismos y la implementación de medidas de mitigación con el fin de reducir las posibles pérdidas y consecuencias en caso de un evento sísmico.

Predecir el daño que sufrirá una edificación al presentarse un evento como un sismo probable en el futuro es imposible; cada edificio es único, así como cada sismo tiene sus propias características. Las pérdidas (daño), dependen de un sin número de factores que van más allá

del evento sísmico. Históricamente, se han desarrollado metodologías de estimación de pérdidas para evaluar el riesgo a través de tipologías estructurales en lugar de edificaciones individuales.

Figura 1.10. Componentes del riesgo sísmico.



1.3.1 Metodología del Pacific Earthquake Engineering Research - Performance Based Earthquake Engineering

Con base a lo estipulado por Günay & Mosalam (2012), la metodología Pacific Earthquake Engineering Research - Performance Based Earthquake Engineering (PEER-PBEE, por sus siglas en inglés), se centra en el cálculo probabilista de medidas significativas de desempeño de un sistema estructural, considerando, de manera holística, cuatro análisis en particular, en donde las incertidumbres son parte importante para la obtención de resultados, pues son contemplados explícitamente dentro de cada uno de los análisis; estos son:

- **Análisis de peligro:** Se calcula la probabilidad de excedencia de un cierto parámetro de intensidad en un número específico de años, correspondiente a una frecuencia anual promedio de excedencia.
- **Análisis estructural:** Se busca determinar la respuesta estructural de una estructura a diversos niveles de intensidad y características de peligro sísmico, por medio de análisis no lineales tiempo - historia en términos del parámetro de demanda ingenieril seleccionado.
- **Análisis de daño:** Se busca estimar daño físico en el/los componentes o niveles del sistema como una función de la respuesta estructural que se obtenga; se obtiene la probabilidad de excedencia de una medida de daño para diferentes valores del parámetro de demanda ingenieril mencionado, en donde cada uno representa un punto en la curva de fragilidad. Se consideran parámetros como pérdidas económicas, damnificados, desplazamiento, fuerza, entre otros.
- **Análisis de pérdidas:** A partir de la información obtenida en el análisis de daño, se procede a considerar variables de decisión (DV), las cuales pueden ser: número de muertes, pérdidas económicas, duración de reparo, número de heridos, entre otros. Se determina la probabilidad de excedencia de pérdidas para diferentes grupos que pueden sufrir daño para diferentes medidas de daño (funciones de pérdidas). Si la DV analiza pérdidas económicas o costos de reposición, se considera la incertidumbre generada por el cambio de precios constante que existe.

1.3.2 Metodología HAZUS

HAZUS es un modelo de análisis de riesgo estandarizado, desarrollado por la Agencia Federal de Gestión de Emergencias, FEMA. Es utilizado para mitigación, recuperación, preparación y respuesta frente a diferentes desastres. Esta metodología es distribuida de forma gratuita como un software basado en sistemas de información geográfica, el cual cuantifica y mapea información como daño, pérdidas económicas, impacto social, y la efectividad con relación al costo de las estrategias de mitigación (FEMA, 2023).

Esta metodología estima las consecuencias de un escenario o un sismo probable en un país, ciudad o región, describiendo la escala o magnitud del daño resultante del evento modelado (FEMA, 2023). Con ello, se obtiene la siguiente información:

- 1) Estimación cuantitativa de las pérdidas: costos asociados con la reparación, reposición, pérdida de funcionamiento, pérdidas humanas, desplazamientos de la población, cantidad de escombros, e impactos económicos regionales.
- 2) Pérdidas de funcionalidad de infraestructura esencial.
- 3) Alcance de la amenaza: población y activos expuestos.

Para recopilar información sobre el inventario de los activos, así como datos demográficos y económicos, se requiere el uso de sistemas de clasificación específicos. Estos sistemas permiten organizar eficientemente los datos de infraestructura y el entorno en el que fueron construidos.

1.3.3 Metodología FEMA P-58

El FEMA P-58, desarrollado por el Consejo de Tecnología Aplicada de los Estados Unidos (ATC) en colaboración con el FEMA, presenta una nueva metodología basada en el diseño sísmico por desempeño que aborda las limitaciones de las metodologías ya existentes al utilizar medidas de desempeño comprensibles, para ingenieros, desarrolladores, asegurados y que permita una toma de decisiones más acertada (FEMA, 2018).

Estas medidas evalúan el daño esperado en una edificación y sus consecuencias en términos de ocupación y funcionamiento, costos de reparación y reposición, además de impactos ambientales (FEMA, 2018).

Los procedimientos proporcionados pueden ser utilizados para predecir el desempeño de una edificación, diseñar nuevas edificaciones en base a un desempeño deseado e, incluso, mejorar el desempeño de edificaciones existentes mediante el diseño de refuerzos sísmicos.

El FEMA P-58 establece objetivos de desempeño estructural en función del daño esperado y sus consecuencias. Las medidas de desempeño actuales como: Operación, Seguridad de Vida, y Prevención del Colapso, presentan limitaciones en términos de precisión y confiabilidad de los modelos analíticos utilizados para predecir la respuesta real de la estructura, así como en la comunicación efectiva del nivel de desempeño para una toma de decisiones informada.

El marco de trabajo se basa en las investigaciones realizadas por el PEER, además de instituciones financieras como prestamistas, fondos de inversión y aseguradoras que utilizan

medidas como Máxima Pérdida Probable (PML: Probable Maximum Loss), Pérdida Esperada por Escenario (SEL: Scenario Expected Loss), Escenario de Pérdida Superior (SUL: Scenario Upper Loss). Estas medidas utilizan elementos cuantitativos en base a costos de reparación, y se expresan como porcentaje del costo de reposición del activo.

El desempeño se expresa en función del daño probable, midiendo las consecuencias asociadas utilizando medidas de desempeño:

- 1) Damnificados como fallecidos, hospitalizados, heridos dentro de la edificación.
- 2) Costo de reparación
- 3) Tiempo de reparación
- 4) Impactos ambientales
- 5) Daños en la edificación en base al riesgo que representa la entrada, uso y ocupación del edificio.

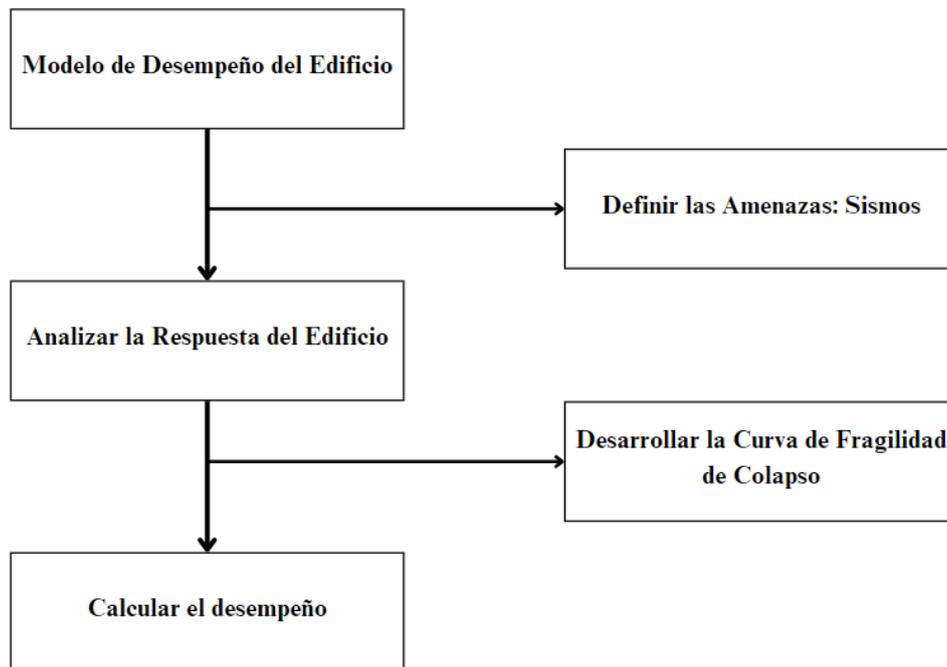
Es importante tener en cuenta que de igual manera esta metodología presenta cierta incertidumbre, sobre todo por ciertas suposiciones que se realizan al desarrollar los modelos analíticos. Esto provoca que no sea posible evaluar con precisión el desempeño de una edificación, sin embargo, si es posible expresar las medidas de desempeño en funciones de desempeño, mismas que, representan la distribución estadística que indica la probabilidad de que exista cierta cantidad de pérdidas producidas por un sismo (FEMA, 2018).

En esta metodología, se pueden utilizar tres tipos de evaluación de desempeño:

- 1) **Basado en intensidad:** realizan la evaluación en base a un espectro de aceleración dado.
- 2) **Basado en un escenario:** evalúan la edificación en función de un cierto sismo según su magnitud y distancia.
- 3) **Basado en un período de tiempo:** consideran todos los sismos posibles en un período de tiempo y su probabilidad de ocurrencia.

La metodología consta de cinco pasos principales que se presentan a continuación en la Figura 1.11:

Figura 1.11. Diagrama de flujo metodología FEMA P-58.



Fuente: Elaboración propia (2024), adaptado de FEMA (2018).

- 1) **Modelo de desempeño del edificio:** se trata de una recopilación organizada de datos que definen al edificio en riesgo y su exposición a las amenazas sísmicas. Debe contener información sobre los componentes estructurales y no estructurales, además de su ocupación.
- 2) **Definir las amenazas sísmicas:** se refiere a la cuantificación de la intensidad de los efectos de un sismo y la probabilidad de ocurrencia para el edificio de análisis.
- 3) **Analizar la respuesta del edificio:** en base a medidas asociadas al daño como derivas, aceleración y velocidad del suelo, entre otras.
- 4) **Desarrollar la curva de fragilidad de colapso:** definir la probabilidad de que ocurra el colapso de la estructura como función de la aceleración del suelo a la que el colapso de la estructura es posible.
- 5) **Calcular el desempeño:** utiliza el análisis Monte Carlo, un proceso iterativo que explora el desempeño de la edificación.

1.4 Indicadores del riesgo

Existen varios parámetros que pueden utilizarse para evaluar el riesgo sísmico, cuyo objetivo es el de cuantificar los daños y pérdidas económicas debidos a la ocurrencia de sismos. Según la NEC (2015), algunos de los parámetros a contemplar en la evaluación del riesgo son el cálculo de pérdidas para un escenario (SL), el cálculo de la pérdida probable (PL), el cálculo de la pérdida anualizada promedio (AAL) o la combinación de todas las anteriores; para finalmente llegar a caracterizar los daños debidos a amenazas sísmicas, es decir, la pérdida máxima probable (PML).

1.4.1 Pérdida Anualizada Promedio o Pérdida Anual Esperada (AAL)

La pérdida anual esperada (AAL), ya sea en valor absoluto o ajustada en relación al costo de reposición de una estructura, tal como lo indica su nombre, representa el promedio anual de los costos a largo plazo de una estructura, derivados de todos los posibles sismos que podrían ocurrir dentro de una región delimitada (NEC, 2015).

1.4.2 Pérdida Máxima Probable (PML)

La pérdida máxima probable (PML) constituye una estimación del alcance de las pérdidas máximas que se podría anticipar en los bienes activos durante un período específico de exposición. Además, cabe destacar que esta pérdida está condicionada por los riesgos particulares y la disposición geográfica tanto de los activos como de las amenazas sísmicas consideradas (Olarte Navarro, 2005).

2 CAPÍTULO II: MODELO DE EXPOSICIÓN EN CUENCA

En este segundo capítulo, se realiza el análisis del modelo de exposición de la ciudad de Cuenca, el cual resulta fundamental para la determinación del riesgo sísmico de las estructuras. Se inicia con el estudio del catastro proporcionado por el Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Cuenca (GAD del Cantón Cuenca), proporcionando una visión general del estado actual del catastro y las variables clave que se consideran en el análisis.

Luego se profundiza en la determinación de los principales sistemas estructurales de la ciudad y se define una taxonomía estructural para clasificar adecuadamente los activos. Posteriormente, se definen las relaciones para la asignación de los diferentes sistemas estructurales en el catastro y se detallan los indicadores de exposición.

En este capítulo, se constituye la base para el desarrollo del estudio y para comprender los activos expuestos en la ciudad de Cuenca.

2.1 Catastro del GAD Municipal del Cantón Cuenca

La información proporcionada por parte del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Cuenca hace posible el análisis taxonómico y de exposición de la ciudad, pues provee información relevante acerca de los activos expuestos presentes, en referencia a las infraestructuras que se encuentran dentro de los predios, los cuales son parámetros para caracterizar a la estructura y serán descritos más adelante.

Cada uno de los datos exhiben un identificador único, el cual, en este caso, es su clave catastral. Estos servirán posteriormente, para escoger la función de vulnerabilidad para cada tipología de sistema estructural asociado a la amenaza sísmica de interés.

2.2 Modelo de exposición

Con la información proporcionada, se busca establecer similitudes entre las propiedades estructurales de los inmuebles de Cuenca que son de interés para este trabajo. De esta manera, definir la taxonomía estructural y las distintas tipologías presentes en la ciudad, además de cómo la utilización de los diferentes materiales constructivos ha variado con el paso de los

años, con base en los distintos códigos y normativas publicados a lo largo de la historia del país.

2.2.1 Estado actual del catastro

La base de datos, misma que tuvo su última actualización en 2021, tiene información asociada a registros de propiedad, datos de construcción, materiales utilizados, servicios básicos, datos geoespaciales, entre otros; los cuales son útiles para la asignación de sistemas estructurales, sistemas resistentes de carga lateral y, localización geográfica.

Por otro lado, resulta esencial analizar el PDOT y PUGS (2022) de la ciudad, de tal manera que se obtenga información para el entendimiento de la urbanización de la ciudad. Con ello, cabe destacar que la clasificación de suelo urbano de la ciudad, a su vez, cuenta con la subclasificación presentada a continuación:

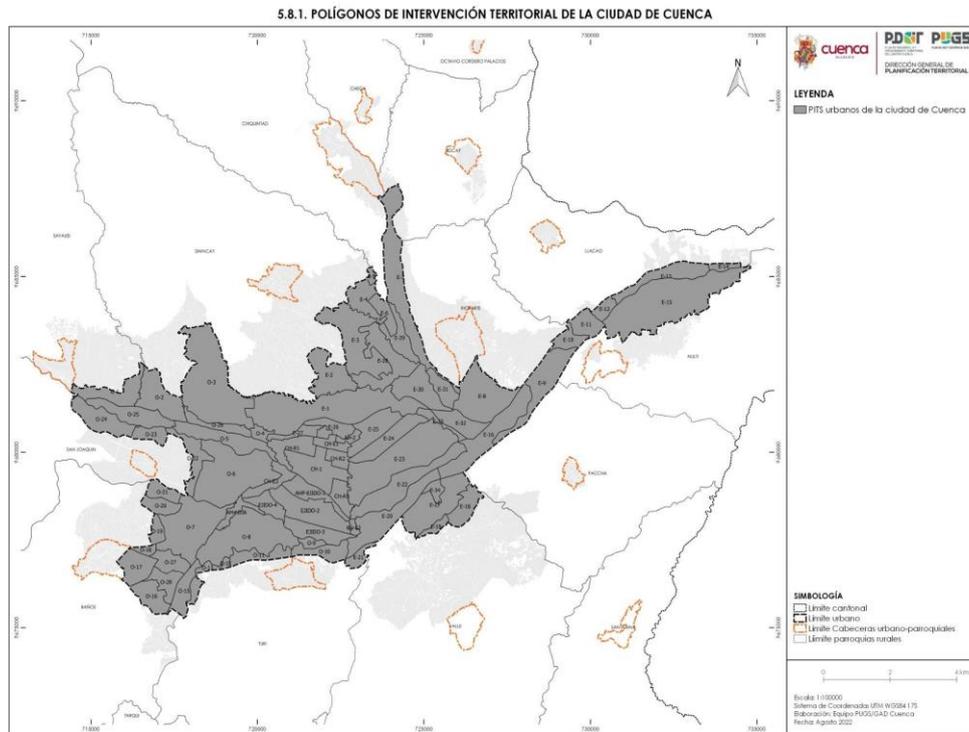
- *Suelo urbano de protección*: es aquel suelo urbano en el cual la ocupación está restringida en base a lineamientos dispuestos por la autoridad competente (PDOT, 2022), tal como es el caso del Centro Histórico.
- *Suelo urbano consolidado*: se refiere al suelo urbano que cuenta con la totalidad de servicios, equipamientos e infraestructura necesarios (PDOT, 2022), además de presentar una densidad alta de población.
- *Suelo urbano no consolidado*: se trata del suelo urbano que no posee la totalidad de los servicios e infraestructuras necesarios. Requiere de un proceso de mejora de la edificación (PDOT, 2022).

Adicionalmente, dentro del PDOT y PUGS (2022), se establecen lineamientos y medidas que proporcionan los asentamientos de la ciudad a mayor detalle, por medio de los polígonos de intervención territorial (PIT), como se muestra en la Figura 2.1.

Para establecer las restricciones del crecimiento en altura de los PITs, se deben tomar en consideración distintas variables, tales como el soleamiento, ventilación, ubicación del aeropuerto, condiciones ambientales o naturales, conservación patrimonial e histórica y, por último, el soporte del territorio. Se encuentran PITs que permiten el crecimiento en altura al oeste y sur que no afectan a las visuales de la ciudad. De esta manera, en todo el territorio urbano del cantón según el PDOT y PUGS (2022) se establecen tres alturas:

- Baja altura: edificaciones de entre 1 a 4 pisos.
- Media altura: edificaciones de entre 6 a 8 pisos.
- Alta altura: edificaciones de 9 a 15 pisos.

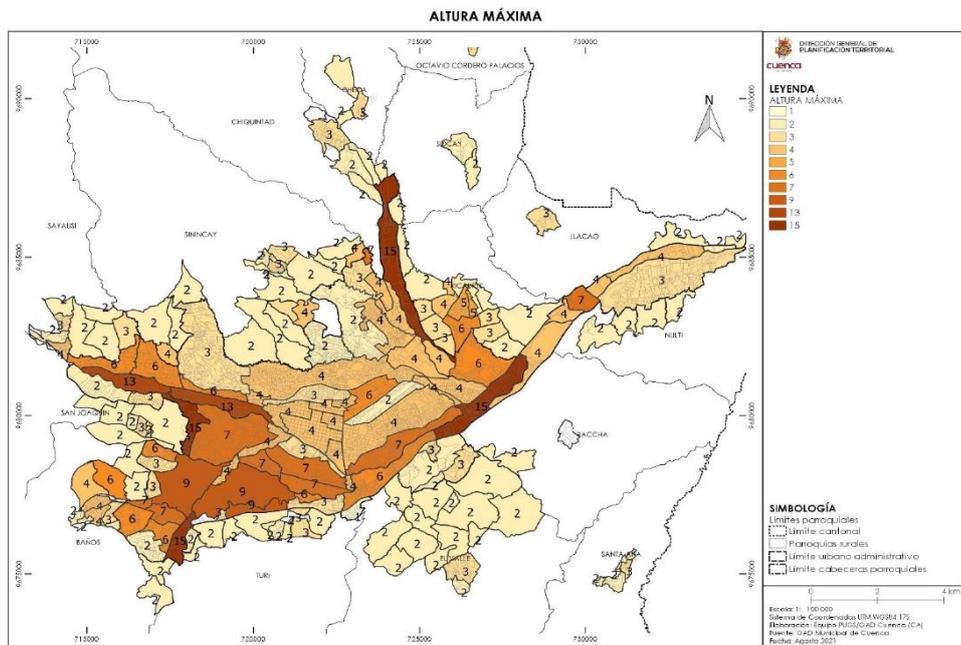
Figura 2.1. Mapa de polígonos de intervención territorial (PIT).



Fuente: PDOT y PUGS (2022).

Habiendo mencionado esto, en la Figura 2.2 se detalla el mapa de distribución de alturas máximas por PIT en la ciudad.

Figura 2.2. Mapa de alturas máximas por PITS



Fuente: PDOT y PUGS (2022).

Finalmente, se establecen también alturas máximas de las edificaciones según el número de pisos, los cuales se pueden observar en la Tabla 2.1, así como una altura mínima de entrepiso de 2.40 m.

Tabla 2.1. Alturas máximas según el número de pisos.

Número de Pisos	Alturas Máximas (m)
1	3.50
2	7.00
3	10.50
4	14.00
5	17.50
6	21.00
7	24.50
8	28.00
9	31.50
10	35.00
11	38.50
12	42.00

Nota: Adaptado de PDOT y PUGS por GAD Municipal de Cuenca, 2022.

2.2.2 Variables a considerar para el análisis del catastro

Las características consideradas más importantes del catastro son los que se detallan a continuación:

- Clave catastral
- Número de pisos
- Área de construcción
- Año de construcción
- Material de columnas, vigas, entrepiso y paredes
- Coordenadas X y Y (centroide)

Cada uno de estos datos tienen suma importancia para todos los análisis posteriores que se realizarán, con el objetivo de establecer la taxonomía estructural de la ciudad, además de llegar a calcular la vulnerabilidad y estimar el riesgo sísmico de los activos presentes en el catastro de Cuenca.

2.2.3 Sistemas estructurales en Cuenca

Quezada *et al.* (2021), como parte de la actualización del proyecto P-BID 400: Amenaza Sísmica en el Austro y Riesgo Sísmico en la Ciudad de Cuenca, llevado a cabo entre 1998 y 2001, realizaron la caracterización de las tipologías de mampostería existentes en el Centro histórico de la ciudad, donde pudieron encontrar 4 principales, adobe no confinado, mampostería no reforzada, mampostería con vigas de atado y mampostería confinada. Adicionalmente, se establecieron relaciones entre las variables consideradas del catastro se encontraron los sistemas estructurales de hormigón armado, acero, madera y mixtos, mismos que se detallan en la Tabla 2.2, Tabla 2.3, Tabla 2.4, Tabla 2.5 y Tabla 2.6.

Tabla 2.2. Tipologías estructurales de mampostería

Sistema Estructural	Descripción	Foto Referencial
Mampostería de Adobe MNR+ADO	Muros de adobe en la planta baja y en algunos casos bahareque en la planta alta, junto con columnas y vigas de madera, con cielo raso de carrizo o caña, representan una tipología antigua de construcción. Este sistema estructural trabaja a gravedad y se concentra principalmente en el centro histórico y zonas correspondientes al desarrollo urbanístico de la ciudad, así como en la ruralidad.	
Mampostería no reforzada MNR+LAD MNR+BH	Muros de ladrillo o bloque de hormigón, careciendo de vigas o columnas, sin embargo, algunas veces se pueden presentar vigas soleras en la planta alta. Es ampliamente utilizado en infraestructuras residenciales y comerciales, las cuales se encuentran principalmente en el centro histórico y zonas correspondientes al desarrollo urbanístico temprano de la ciudad, así como también la ruralidad.	
Mampostería con vigas de atado MVA+LAD MVA+BH	Muros de ladrillo o bloque con vigas de atado, o vigas soleras en la planta alta, exhibiendo vigas de madera en el entrepiso. Su uso se puede definir como residencial y comercial, se encuentran principalmente en el centro histórico y zonas correspondientes al desarrollo urbanístico temprano de la ciudad, así como la ruralidad.	

Mampostería confinada

MCF+LAD

MCF+BH

Esta tipología contiene edificaciones de ladrillo y bloque de hormigón con vigas y columnas de amarre en todas sus plantas. Es común el uso de entrepisos de madera, aunque las técnicas de construcción modernas aplican utilizan también losas de hormigón. El objetivo principal de este sistema es lograr un trabajo conjunto que garantice la estabilidad de la estructura evitando fallas en el sistema de mampostería. Su uso se puede definir como residencial y comercial. Es un sistema ampliamente utilizado en la ciudad.



Bahareque

MNR+BAH

Paredes de bahareque en sus plantas, presentando una altura relativamente baja . Normalmente la construcción de estructuras de adobe va acompañada de vigas y entrepisos de madera. Este tipo de sistema estructural trabaja a gravedad. Su uso se puede definir netamente como residencial de la antigüedad.



Tapial

MNR+TAP

Inmuebles constituidos por paredes de tapial, exhibiendo una altura máxima de 1 nivel. Por lo general, presentan vigas netamente de madera. Su uso se puede definir como residencial principalmente en el siglo XX.



Nota: Adaptado de Caracterización del Patrimonio Edificado del Centro Histórico de Cuenca-Ecuador por Quezada *et al.*, 2021.

Tabla 2.3. Tipologías estructurales de hormigón armado

Sistema Estructural	Descripción	Foto Referencial
<p>Pórticos de hormigón armado rellenos con mampostería</p> <p>HA+LAD</p> <p>HA+BH</p>	<p>Sistema que consta de miembros estructurales de hormigón armado. Las cargas y sollicitaciones son absorbidas por los pórticos, presenta losas macizas con vigas banda como alivianadas con vigas descolgadas. Se puede definir como de uso general, ya que es utilizada para diferentes actividades en la ciudad. La mampostería utilizada es ladrillo y bloque.</p>	

Tabla 2.4. Tipologías estructurales de Acero

Sistema Estructural	Descripción	Foto Referencial
<p>Pórticos de acero rellenos con mampostería</p> <p>S+LAD</p> <p>S+BH</p>	<p>Sistema que consta de miembros estructurales de acero/hierro. Las cargas y sollicitaciones son absorbidas por los pórticos, presenta losas alivianadas, siendo común el uso de placa colaborante. Se puede definir como de uso general, y es muy común el ladrillo y el bloque como mampostería.</p>	

Tabla 2.5. Tipologías estructurales de madera

Sistema Estructural	Descripción	Foto Referencial
<p>Pórticos de madera</p> <p>W</p>	<p>Sistema que consta de miembros estructurales de madera. Las cargas y solicitaciones son absorbidas por los pórticos, vigas o columnas de la estructura, presenta entrepisos del mismo material. Es muy común el ladrillo y el bloque como mampostería, al igual que paredes del mismo material.</p>	

Tabla 2.6. Sistemas estructurales mixtos

Sistema Estructural	Descripción	Foto Referencial
<p>Sistema Mixto de Hormigón y Acero</p> <p>MIX+S_HA+LAD</p> <p>MIX+S_HA+BH</p>	<p>Sistema que consta de miembros estructurales de madera. Las cargas y solicitaciones son absorbidas por los pórticos, vigas o columnas de la estructura, presenta entrepisos del mismo material. Es muy común el ladrillo y el bloque como mampostería, al igual que paredes del mismo material.</p>	
<p>Sistema Mixto de Hormigón y Madera</p> <p>MIX+W_HA</p>	<p>Sistema que consta de miembros estructurales de madera y hormigón armado. Las cargas y solicitaciones son absorbidas por los pórticos, vigas o columnas de la estructura, presenta entrepisos del mismo material. Es muy común el ladrillo y el bloque como mampostería, al igual que paredes del mismo material.</p>	

Para un menor esfuerzo computacional se realizó la codificación de estos en base a ciertas metodologías, tales como la de HAZUS y del *Global Earthquake Model (GEM)*, en los cuales se consideró material, sistema resistente de carga lateral, ductilidad y número de pisos.

La Tabla 2.7 muestra la codificación que se realizó para los diferentes materiales presentes en el catastro, en este caso, como primer diferenciador tenemos 5 categorías: mampostería, hormigón armado, acero, madera y sistemas mixtos. Cada uno de estos también será clasificado según el tipo de mampostería utilizada, entre los que se encuentran ladrillo, bloque, adobe, bahareque y tapial.

Tabla 2.7. Codificación de los sistemas estructurales según el tipo de material.

Material	Código	Sistema	Código	Pared	Código	Código Completo		
Mampostería	M	No reforzada	NR	Ladrillo	LAD	MNR+LAD		
				Bloque	BH	MNR+BH		
				Adobe	ADO	MNR+ADO		
				Tapial	TAP	MNR+TAP		
				Bahareque	BAH	MNR+BAH		
		Confinada	CF	Ladrillo	LAD	MCF+LAD		
				Bloque	BH	MCF+BH		
				Con vigas de atado	VA	Ladrillo	LAD	MVA+LAD
						Bloque	BH	MVA+BH
				Hormigón Armado	HA	-	-	Ladrillo
-	-	Bloque	BH			HA+BH		
Acero	S	-	-	Ladrillo	LAD	S+LAD		
		-	-	Bloque	BH	S+BH		
Madera	W	-	-	-	-	W		
Mixto	MIX	Acero - Hormigón Armado	S_HA	Ladrillo	LAD	MIX+S_HA+LAD		
		Madera - Hormigón Armado	W_HA	Bloque	BH	MIX+S_HA+BH		
		-	-	-	-	MIX+W_HA		

Nota: Nomenclatura adaptada de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012 & *How much may the precision of site conditions modelling affect seismic risk assessment at large urban scale? The case of Thessaloniki, Greece* por Riga et al., 2020.

Por su parte, la Tabla 2.8, presenta los códigos utilizados para los sistemas resistentes de carga lateral. En este caso se han tomado en cuenta 3 sistemas:

- *Pared (LWALL)*: se refiere a los sistemas estructurales que resisten la carga lateral por medio de los muros de carga.
- *Dual Pared-Pórtico (LDUAL)*: contempla los sistemas que además de resistir la carga lateral por medio de pórticos, cuentan con muros de carga que ayudan en esta labor.

- *Pórtico relleno con mampostería (LFINF)*: alude a sistemas donde la carga lateral se resiste principalmente por pórticos estructurales que pueden ser de acero u hormigón armado y, además, que se encuentran rellenos con mampostería u otros materiales que proporcionan cierta resistencia adicional.

Tabla 2.8. Codificación de los sistemas estructurales según el sistema resistente de carga lateral.

Sistema resistente de carga lateral	Código
Pared	LWALL
Dual pared-pórtico	LDUAL
Pórtico relleno con mampostería	LFINF

Nota: Nomenclatura adaptada de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012 y *How much may the precision of site conditions modelling affect seismic risk assessment at large urban scale? The case of Thessaloniki, Greece* por Riga *et al.*, 2020.

En la Tabla 2.9, se presenta la diferenciación realizada en la ductilidad de las edificaciones, en base al trabajo realizado por Riga *et al.* (2020), se han utilizado las normativas de construcción analizadas en el Capítulo I, de tal manera que, en función de estos períodos, la ductilidad de la edificación se asuma como función de la edad de esta.

Se consideran 5 períodos normativos:

- *Previo a 1951*: corresponde a las edificaciones construidas antes de la existencia de una normativa nacional de construcción. Se asume que estas edificaciones no tienen ductilidad.
- *De 1952 a 1977*: período entre la primera y la segunda normativa de construcción nacional. Se estima una ductilidad baja.
- *De 1978 a 2001*: Se considera que las edificaciones tendrán una ductilidad baja.
- *De 2002 a 2015*: último período previo a la normativa actual. Se asigna una ductilidad media por lo estipulado en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

- *De 2015 a 2021*: período que contempla la reglamentación actual. Se presume que las edificaciones tendrán una ductilidad alta debido a la publicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 2.9. Codificación de los sistemas estructurales según la ductilidad.

Período	Tipo	Código
Antes de 1951	No dúctil	DNO
1952-1977	Ductilidad baja	DUCL
1978-2001	Ductilidad baja	DUCL
2002-2015	Ductilidad media	DUCM
2015-2021	Ductilidad alta	DUCH

Nota: Nomenclatura adaptada de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012 y *How much may the precision of site conditions modelling affect seismic risk assessment at large urban scale? The case of Thessaloniki, Greece* por Riga et al., 2020.

En un primer análisis, habiendo obtenido las variables a utilizar, se establecieron relaciones principalmente entre los materiales de columnas, vigas, entrepisos y paredes de los activos. Estas relaciones y los sistemas estructurales a cada uno se presentan en la Figura 2.3.

2.2.4 Definición de taxonomía estructural

Dentro del trabajo realizado, se analizó y clasificó la infraestructura provista en la base de datos catastral, con el fin de que el modelo de exposición sea adecuado y representativo de la zona. Existen diferentes enfoques y propuestas en la literatura para la clasificación de las estructuras, en el caso de Silva *et al.* (2022), afirman que el análisis y clasificación de los sistemas estructurales depende del riesgo de interés, en este caso en específico, los sismos. Además, se enfatiza la inclusión de variables que afecten el desempeño de la estructura.

El mayor desafío consiste en obtener esta información específica de las estructuras, ya que no siempre es factible, o en algunos casos puede llegar a ser ambigua. En este contexto, para la definición de la taxonomía estructural posterior a los pasos realizados y expuestos en los incisos anteriores, se realizó un modelo espacial aleatorio preliminar y un muestreo espacial aleatorio complementario.

Muestreo de los activos

Para establecer la cantidad de activos a muestrear, se utilizó la Ecuación 2.1 propuesta por E.L. Grant & R.S. Leavenworth:

$$n = \frac{N \cdot Z^2 \cdot p \cdot (1 - p)}{(N - 1) \cdot e^2 + Z^2 \cdot p \cdot (1 - p)} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde N es el número de población finita; Z es el coeficiente de confianza; p es la varianza poblacional y e es el error muestral.

A partir de la Ecuación 2.1, los resultados del tamaño de la muestra para los dos muestreos realizados se presentan a continuación en la Tabla 2.10, Tabla 2.11 y Tabla 2.12.

Tabla 2.10. Número de muestras para el muestreo preliminar.

Tamaño de la muestra (N)	150410
Coficiente de Confianza (Z)	0.95
Varianza poblacional (p)	0.53
Error muestral (e)	0.04
Número de Muestras (n)	140

Tabla 2.11. Número de muestras para el muestreo preliminar.

Tamaño de la muestra (N)	150410
Coficiente de Confianza (Z)	0.95
Varianza poblacional (p)	0.53
Error muestral (e)	0.04
Número de Muestras (n)	140

Figura 2.3. Diagrama Sankey de las relaciones de las variables del catastro.

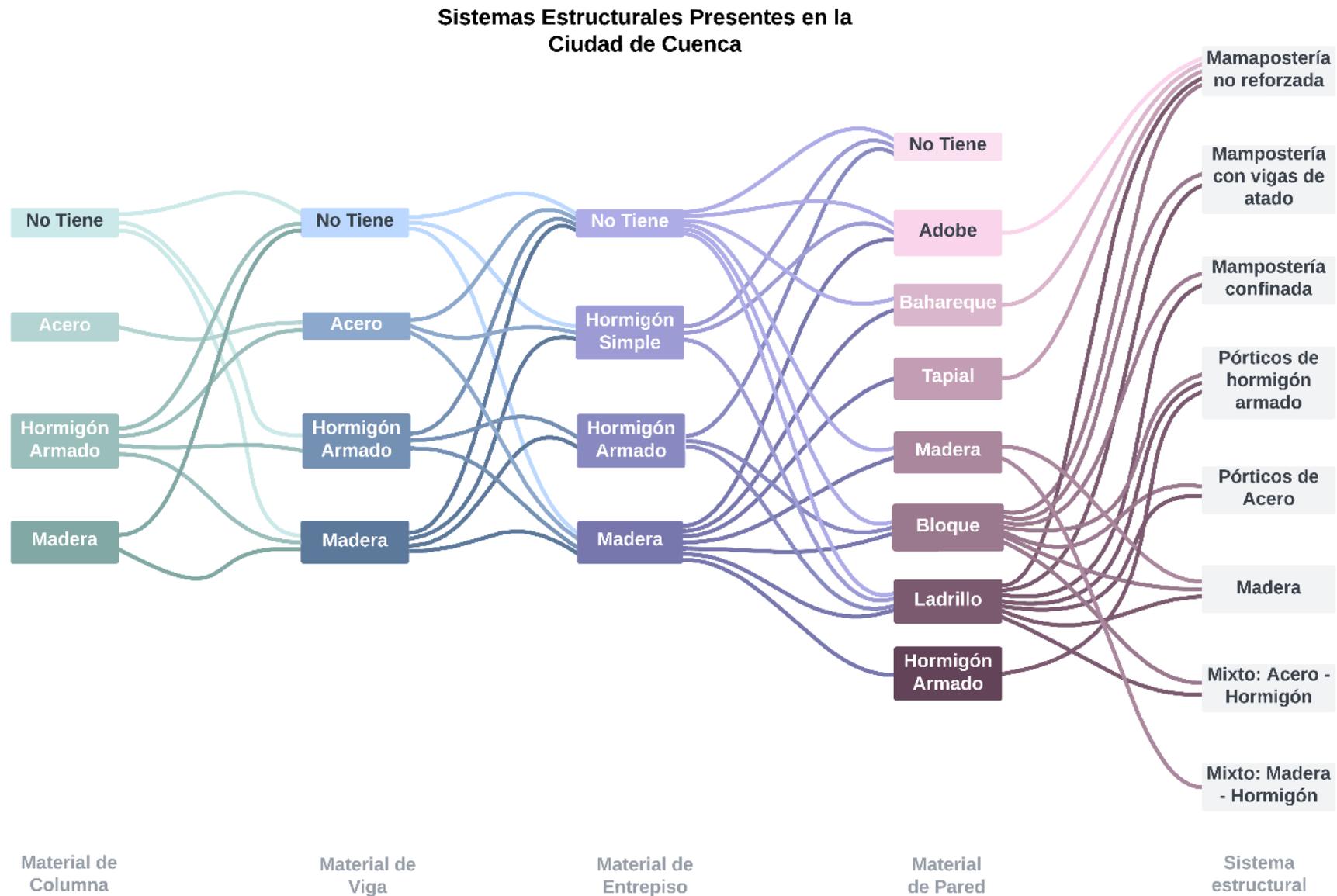


Tabla 2.12. Número de muestras para el muestreo complementario para edificaciones con columnas y vigas de hormigón armado.

Coefficiente de Confianza (Z)	0.9
Varianza poblacional (p)	0.2
Error muestral (e)	0.08
Tamaño de la muestra (N)	Número de Muestras (n)
1 piso: 35926	40
2 pisos: 41730	40
3 pisos: 20955	30
4 pisos: 3487	20
5 o más Pisos: 2221	20

Una vez obtenido el número de muestra, se establecieron las variables mínimas para caracterizar la vulnerabilidad física de los activos, las cuales se encuentran explicadas en la Tabla 2.13 y Tabla 2.14.

La caracterización, se realizó en una tabla puntual, con la ayuda de imágenes satelitales disponibles en la plataforma *Google Earth* y su opción de *Street View*. Posteriormente se realizó la homogenización y estandarización de variables y se tabularon los resultados.

Tabla 2.13. Variables consideradas en el muestreo preliminar.

Variable	Descripción	Tipo de Campo
ID_PUNTO	Identificador único	Numérico
COORD_X	Coordenada geográfica	Numérico
COORD_Y	Coordenada geográfica	Numérico
USO	Clasificación del uso del inmueble: residencial, multi residencial, educativo, comercial, salud, gubernamental, centros religiosos, centros recreativos, otros.	Texto
NUM_PISO	Número de pisos del inmueble	Numérico

SIST_ESTRUCTURAL	Sistema estructural del inmueble: mampostería, hormigón armado, acero, madera, mampostería confinada, otro	Texto
TIPO_MAMPOSTERIA	Tipo de material utilizado en las paredes: bloque, ladrillo, piedra, adobe, otro.	Texto
MAT_TECHO	Material utilizado en la cubierta del techo: losa de hormigón, lámina, teja, otro	Texto
ESTADO	Estado visible de conservación y mantenimiento del inmueble	Texto
DEBILIDADES	Patologías estructurales visibles	Texto

Tabla 2.14. Variables consideradas en el muestreo complementario.

Variable	Descripción	Tipo de Campo
ID_PUNTO	Identificador único.	Numérico
COORD_X	Coordenada geográfica.	Numérico
COORD_Y	Coordenada geográfica.	Numérico
MATERIAL	Tipo de material del sistema resistente de carga lateral: mampostería no reforzada, mampostería confinada, mampostería con vigas de atado, hormigón armado, sistema mixto, acero, madera.	Texto
NUM_PISO	Número de pisos del inmueble.	Numérico
SIST_RCL	Sistema estructural del inmueble: mampostería, hormigón armado, acero, madera, mampostería confinada, otro.	Texto
AÑO	Año de construcción del inmueble.	Numérico
TIPO_MAMPOSTERIA	Sistema resistente de carga lateral del inmueble: pórticos resistentes a momento y pórticos rellenos con mampostería.	Texto
MAT_ENTREPISO	Tipo de material utilizado en el entrepiso del inmueble: no tiene, madera, hormigón armado.	Texto

En la Figura 2.4; se muestran los resultados obtenidos del muestreo preliminar realizado, donde se puede concluir que los sistemas predominantes son la mampostería confinada y el hormigón armado.

Dentro del catastro, la clasificación de vigas y columnas de hormigón armado es utilizada para estructuras de pórticos de este material, así como para edificaciones de mampostería confinada, por lo que se realizó un muestreo espacial aleatorio complementario. El cual nos permite abordar las posibles limitaciones del primer muestreo y proporcionar una imagen más completa y precisa de cómo es la distribución de los activos en función del material de vigas y columnas. Los resultados de este segundo muestreo se presentan en la Figura 2.5, donde se clasifica por tipo de entrepiso con el objetivo de encontrar un diferenciador entre los sistemas estructurales.

Figura 2.4. Resultados del muestreo preliminar

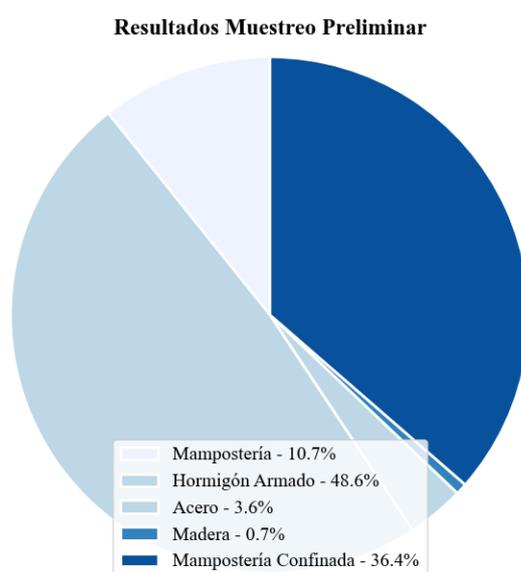
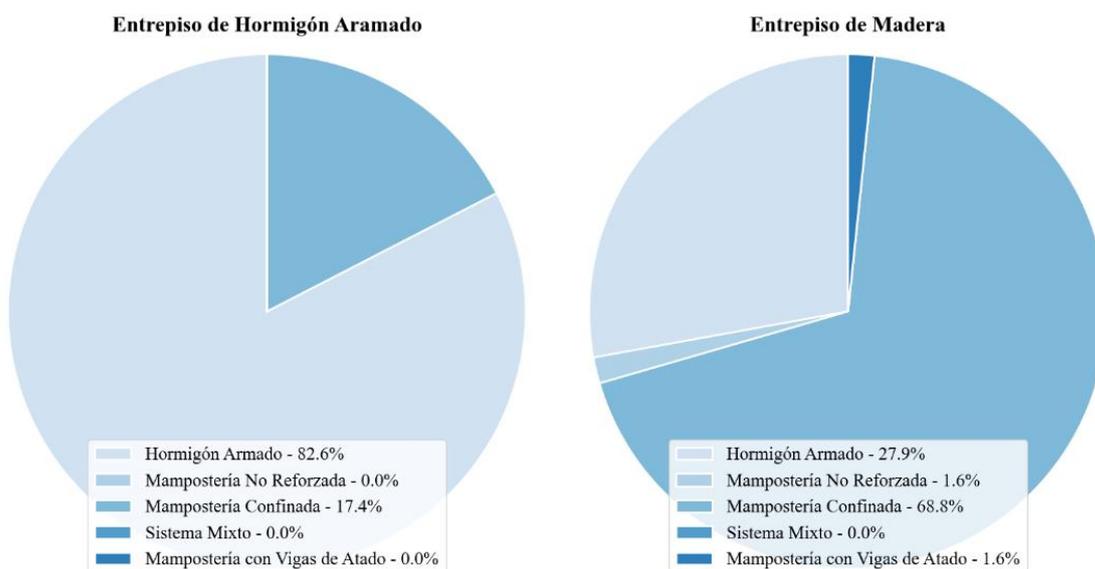


Figura 2.5. Resultados del muestreo complementario para las edificaciones con vigas y columnas de hormigón armado por tipo de entrepiso.



En la Figura 2.5, se destaca que la presencia de entrepisos de madera en las edificaciones está estrechamente relacionada con el sistema estructural de mampostería confinada, con un porcentaje observado de 68.8%. Por otro lado, cuando se trata de entrepisos de hormigón armado, se observa que el sistema estructural predominante son los pórticos de hormigón armado.

En la Figura 2.6, se presenta una correlación entre los resultados del muestreo en relación a los tipos de vigas presentes en las edificaciones. De esta manera, se identificó una relación directa entre el tipo de vigas y el sistema estructural del activo. En el caso de no tener vigas, el sistema predominante es la mampostería no reforzada; para vigas de acero, el sistema mixto de hormigón y acero. Para vigas de hormigón armado, se podría asignar mampostería confinada o pórticos de hormigón armado, en este caso, para una correcta asignación se contempla realizar un análisis más profundo según el número de pisos para este tipo de edificaciones, cuyos resultados se exhiben en la Figura 2.7. Por último, para vigas de madera se observa una tendencia al uso de mampostería confinada.

Los resultados presentados en la Figura 2.7 nos ofrecen una base para formular ciertas suposiciones respecto a la asignación de activos en el catastro. Para las estructuras de 1 a 3 pisos, el sistema estructural predominante es la mampostería confinada. Sin embargo, en el caso de edificaciones de 3 pisos, en función de los datos obtenidos en la Figura 2.5 y de las normativas de construcción, se determinó que, a partir del período normativo de 2002 a 2015 en adelante, aquellas edificaciones que cuenten con columnas y vigas de hormigón armado, además de un entrepiso de madera, serán clasificadas como mampostería confinada. En el caso contrario, si el entrepiso es de hormigón armado serán de pórticos de hormigón armado rellenos con mampostería.

En cuanto a las edificaciones de 4, 5 o más pisos, se observa que el sistema estructural predominante son los pórticos de hormigón armado por lo que este será asignado en el catastro, siempre y cuando las edificaciones se encuentren en un período posterior al de 1978 a 2001.

Figura 2.6. Resultados del muestreo preliminar para edificaciones con columnas de hormigón armado según el tipo de viga.

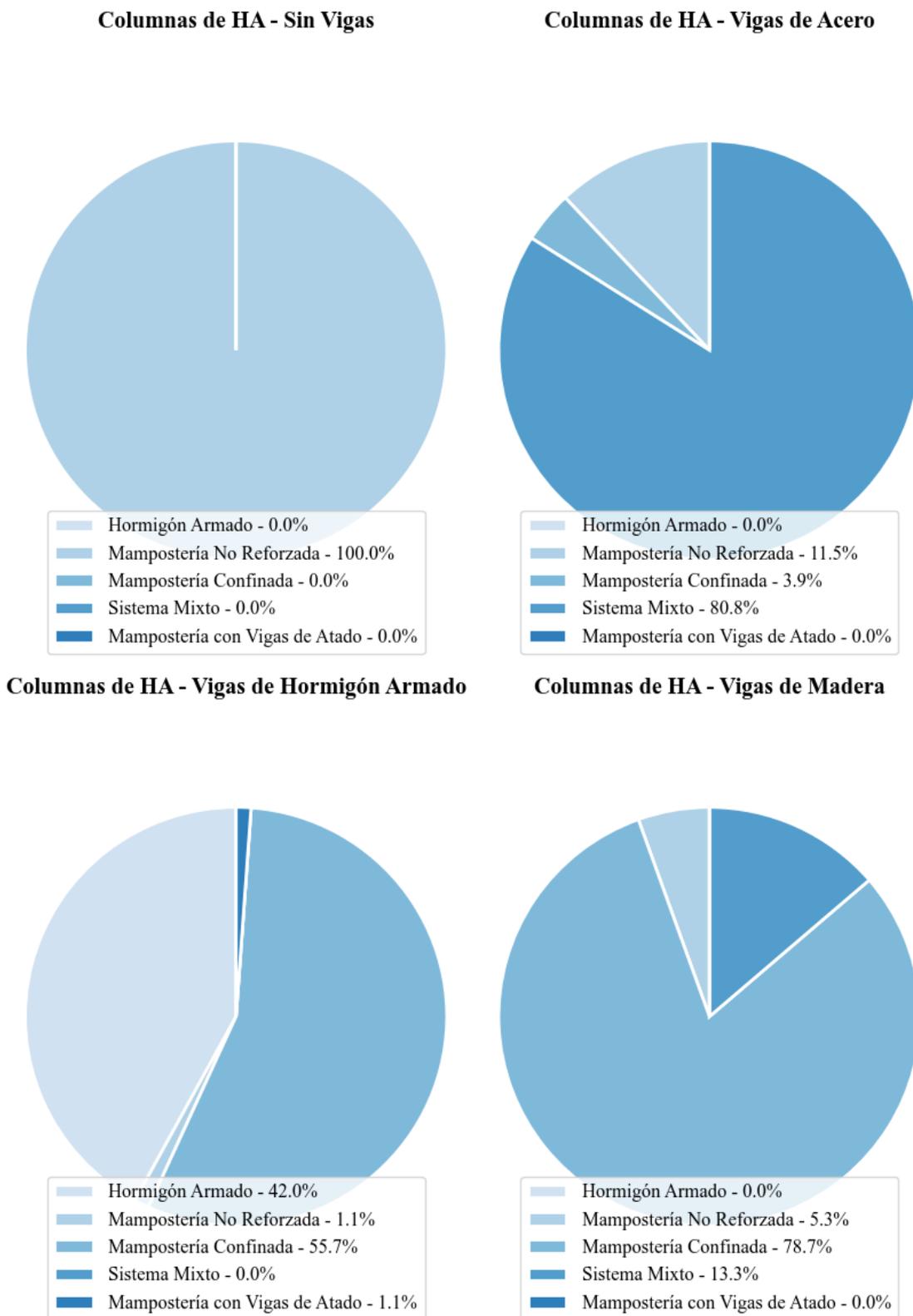
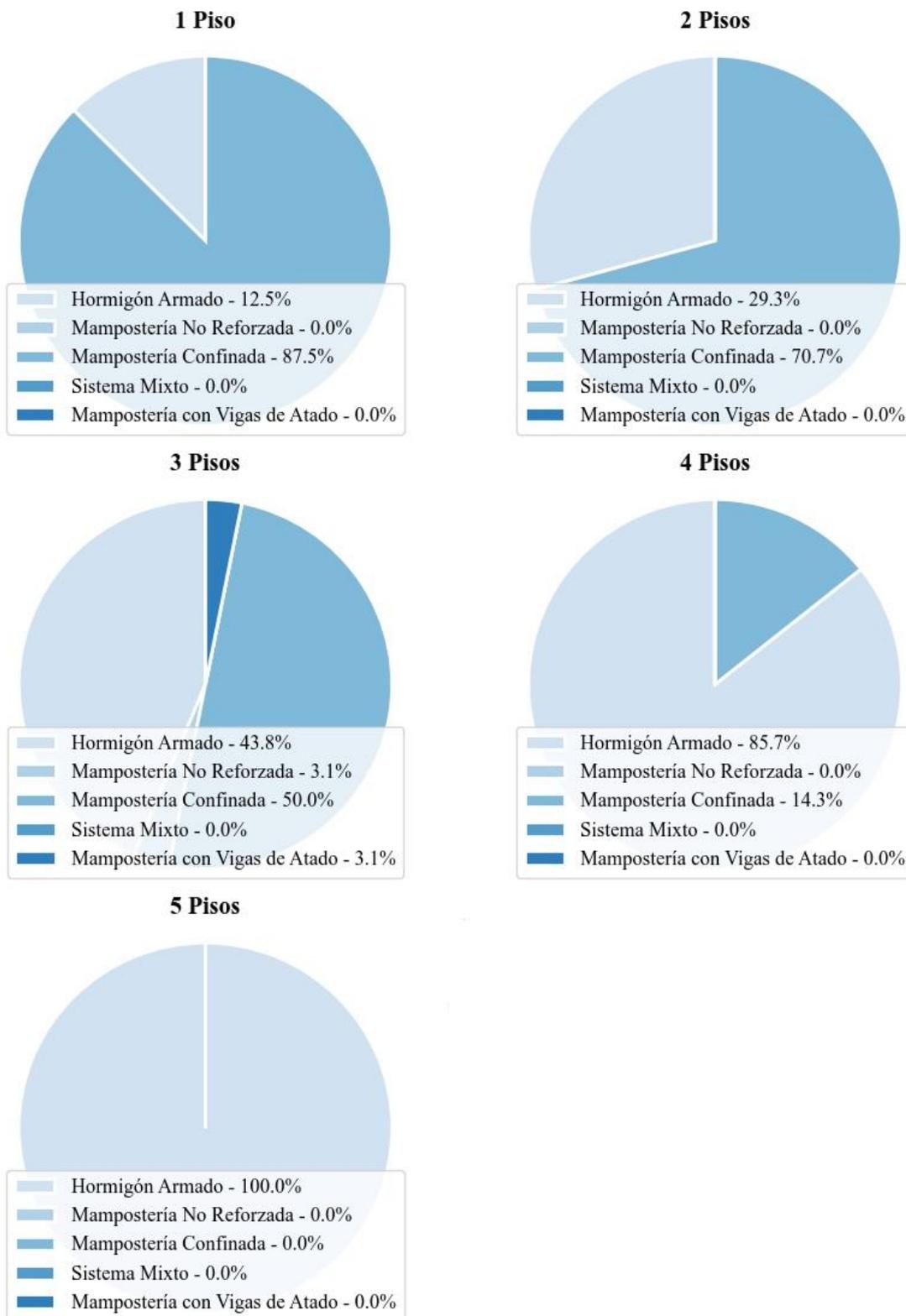


Figura 2.7. Resultados del muestreo preliminar para estructuras con vigas y columnas de hormigón armado por número de pisos.



Asignación de los sistemas estructurales

Posterior al análisis descrito en este capítulo, se tomaron en cuenta las relaciones establecidas en la Figura 2.3. y, asimismo, los resultados obtenidos en el muestreo para realizar la asignación de los activos del catastro. En la Tabla 2.15, Tabla 2.16 y Tabla 2.17 se presentan las relaciones de las variables utilizadas para la asignación.

Tabla 2.15. Asignación de sistemas estructurales para mampostería

Asignación de Sistemas de Mampostería					
Período	Sistema	Número de Pisos	Entrepiso	Columnas	Vigas
Hasta 1951	MCF+LAD MCF+BH	Todos	Hormigón Armado, Madera, No tiene	Hormigón Armado, Madera	Hormigón Armado, Madera, No tiene
	MNR+ADO	Todos	No tiene, Madera, Hormigón Simple	No tiene, Hormigón Armado, Madera	No tiene, Hormigón Armado, Madera
	MNR+BAH	Todos	No tiene, Madera	No tiene, Madera	No tiene, Madera
	MNR+TAP	Todos	Madera	No tiene, Madera	Madera
	MNR+LAD	Todos	No tiene, Hormigón Simple, Madera	No tiene,	Hormigón Armado,
	MNR+BH			Hormigón Armado	Madera, No tiene
	MVA+LAD MVA+BH	Todos	Madera	No tiene	Hormigón Armado, Madera
1951-1977	MCF+LAD MCF+BH	1-4	Hormigón Armado, Madera, No tiene	Hormigón Armado, Madera	Hormigón Armado, Madera, No tiene
	MNR+ADO	Todos	No tiene, Madera, Hormigón Simple	No tiene, Hormigón Armado, Madera	No tiene, Hormigón Armado, Madera
	MNR+BAH	Todos	No tiene, Madera	No tiene, Madera	No tiene, Madera
	MNR+TAP	Todos	Madera	No tiene, Madera	Madera
	MNR+LAD	Todos	No tiene, Hormigón Simple, Madera	No tiene,	Hormigón Armado,
	MNR+BH			Hormigón Armado	Madera, No tiene
	MVA+LAD MVA+BH	1-4	Madera	No tiene	Hormigón Armado, Madera
1978-2021	MCF+LAD MCF+BH	1-3	Hormigón Armado, Madera, No tiene	Hormigón Armado, Madera	Hormigón Armado, Madera, No tiene
	MNR+ADO	Todos	No tiene, Madera, Hormigón Simple	No tiene, Hormigón Armado, Madera	No tiene, Hormigón Armado, Madera
	MNR+BAH	Todos	No tiene, Madera	No tiene, Madera	No tiene, Madera
	MNR+TAP	Todos	Madera	No tiene, Madera	Madera
	MNR+LAD	Todos	No tiene, Hormigón Simple, Madera	No tiene,	Hormigón Armado,
	MNR+BH			Hormigón Armado	Madera, No tiene
	MVA+LAD MVA+BH	1-4	Madera	No tiene	Hormigón Armado, Madera

Tabla 2.16. Asignación de sistemas estructurales para hormigón armado

Asignación de Sistemas de Hormigón Armado					
Período	Sistema	Número de Pisos	Entrepiso	Columnas	Vigas
Hasta 1951	HA+LAD HA+BH	Ninguno	Ninguno	Hormigón Armado	Hormigón Armado
1951-1977	HA+LAD HA+BH	5 en adelante	Hormigón Armado, Madera	Hormigón Armado	Hormigón Armado
1978-2021	HA+LAD HA+BH	4 en adelante	Hormigón Armado, Madera	Hormigón Armado	Hormigón Armado

Tabla 2.17. Asignación de sistemas estructurales para acero, madera y sistemas mixtos

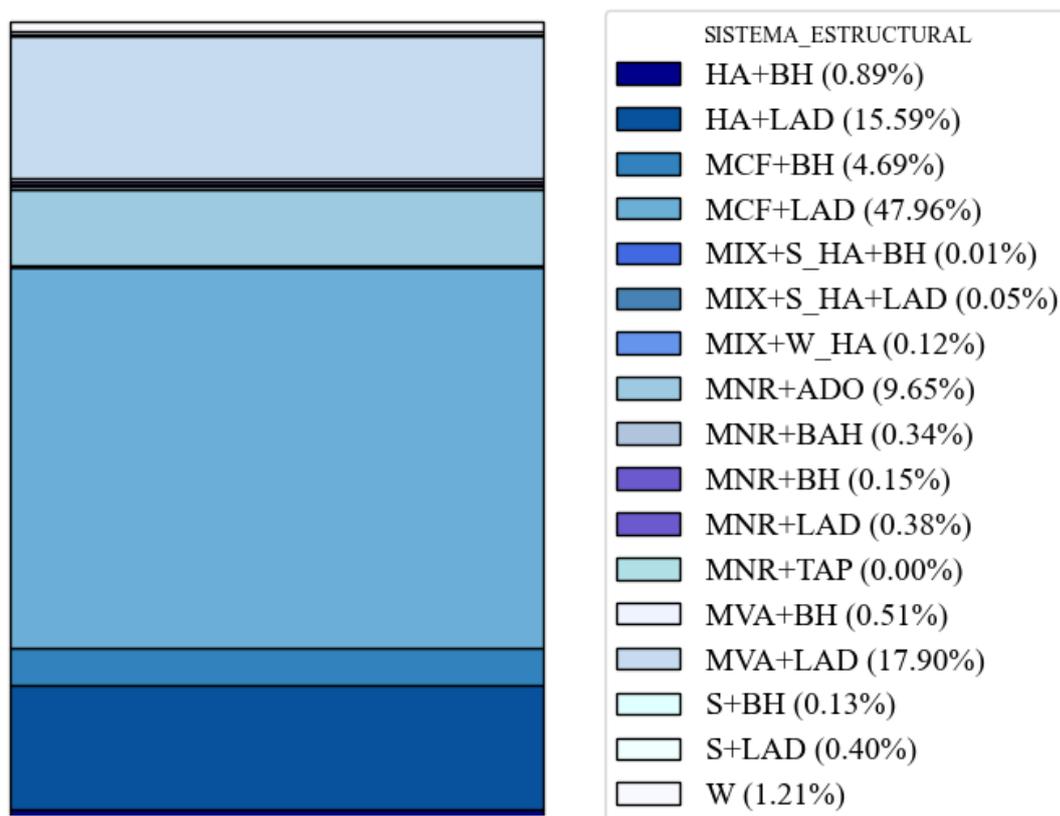
Asignación de Sistemas de Acero, Madera y Mixtos					
Período	Sistema	Número de Pisos	Entrepiso	Columnas	Vigas
Todos	S+LAD S+BH	Todos	No tiene, Hormigón Simple, Madera	Acero	Acero
Todos	W W	Todos	No tiene, Madera	Madera	Madera
Todos	MIX+S_HA MIX+W_HA	Todos	Madera Madera	Hormigón Armado Hormigón Armado	Acero Madera

2.2.5 Indicadores de exposición

Un punto a considerar dentro del presente análisis son los parámetros que pueden llegar a influir en la respuesta estructural de cada uno de los activos expuestos. En este sentido, la Figura 2.8 exhibe la proporción de los sistemas estructurales ya mencionados. Con ello, se pueden identificar las tipologías presentes más representativas en la ciudad de Cuenca.

Como se puede observar, las tipologías predominantes en la ciudad son MCF+LAD, MVA+LAD y HA+LAD, los cuales representan el 47.96%, 17.90% y 15.59% respectivamente del total de activos analizados. Con estos resultados, se propusieron analizar los indicadores de exposición de los sistemas estructurales principales, los cuales se mencionan a continuación.

Figura 2.8. Exposición en la ciudad de Cuenca



Número de niveles presentes en los activos

Un aspecto importante dentro de la exposición de los activos es el número de niveles, pues es de conocimiento que, a mayor cantidad de niveles, las estructuras presentan un periodo mayor, significando que no tendrán la misma respuesta sísmica dos edificaciones con un mismo sistema estructural y exhibiendo una variación en la cantidad de pisos. A continuación, se presentan los resultados obtenidos para las edificaciones de los principales sistemas estructurales.

Para el caso de los niveles de las edificaciones de mampostería con vigas de atado (MVA+LAD), la Figura 2.9 y Figura 2.10 muestran que, al igual que las de MCF+LAD, estas tienen un máximo de 4 niveles, sin embargo, las que más se presentan de este tipo son de una única planta.

Figura 2.9. Número de niveles para edificaciones de mampostería confinada

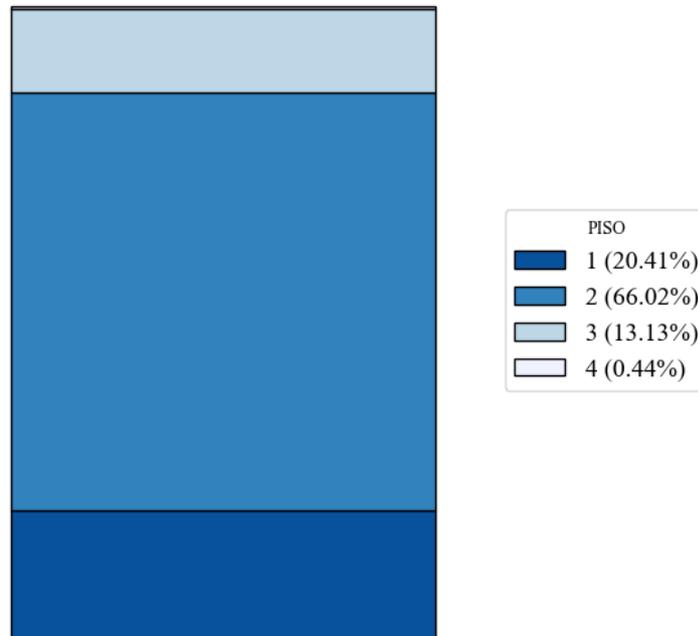
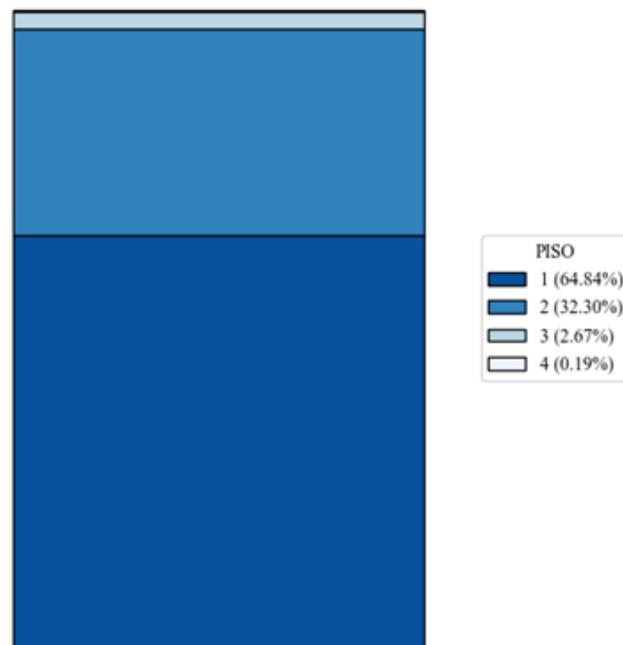
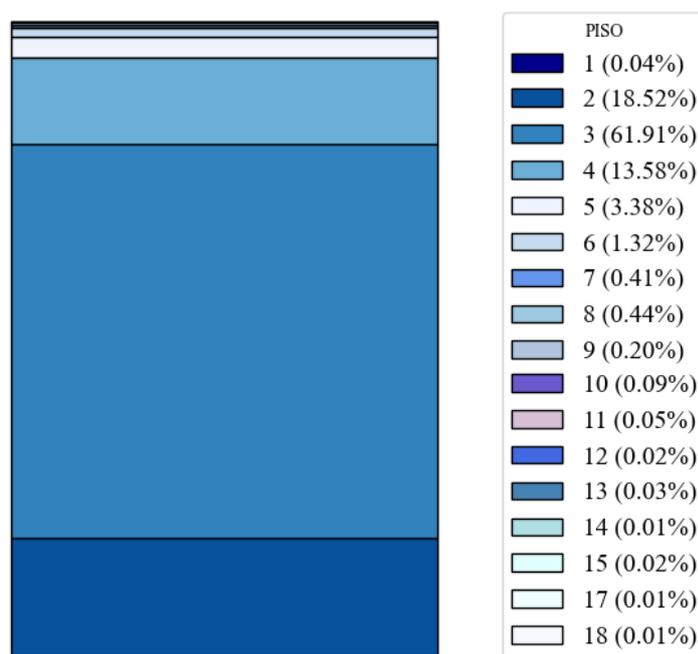


Figura 2.10. Número de niveles para edificaciones de mampostería con vigas de atado



Como lo indica la Figura 2.11, los inmuebles con sistemas estructurales de tipo HA+LAD alcanzan una mayor cantidad de niveles comparadas a las anteriores. No obstante, para este caso, lo más común es que se presenten estructuras de hormigón armado de 3 pisos.

Figura 2.11. Número de niveles para edificaciones de pórticos de hormigón armado.



Con el fin de complementar el análisis del número de niveles de los activos, se han desarrollado mapas que representan la distribución espacial de los diferentes sistemas estructurales y su número de niveles.

La Figura 2.12, exhibe de manera gráfica los resultados discutidos previamente para mampostería confinada, este caso, se ha tomado también las edificaciones de este tipo de sistema con paredes de bloque; puesto que presentan el mismo sistema estructural. Se observa, que las estructuras alcanzan hasta 4 niveles, pero el número de pisos predominante para este sistema son 2 niveles.

De la misma manera, para el sistema estructural de mampostería con vigas de atado, la Figura 2.13, exhibe la distribución espacial de los resultados obtenidos, en este caso predominan las edificaciones de 1 planta, alcanzado máximo 4 pisos.

Los resultados correspondientes a pórticos de hormigón armado, se presentan en la Figura 2.14. Se evidencia que, con este sistema, es posible alcanzar alturas de hasta 18 pisos, sin embargo, predomina la construcción de edificaciones de 3 niveles.

Figura 2.12. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería confinada y su número de niveles.

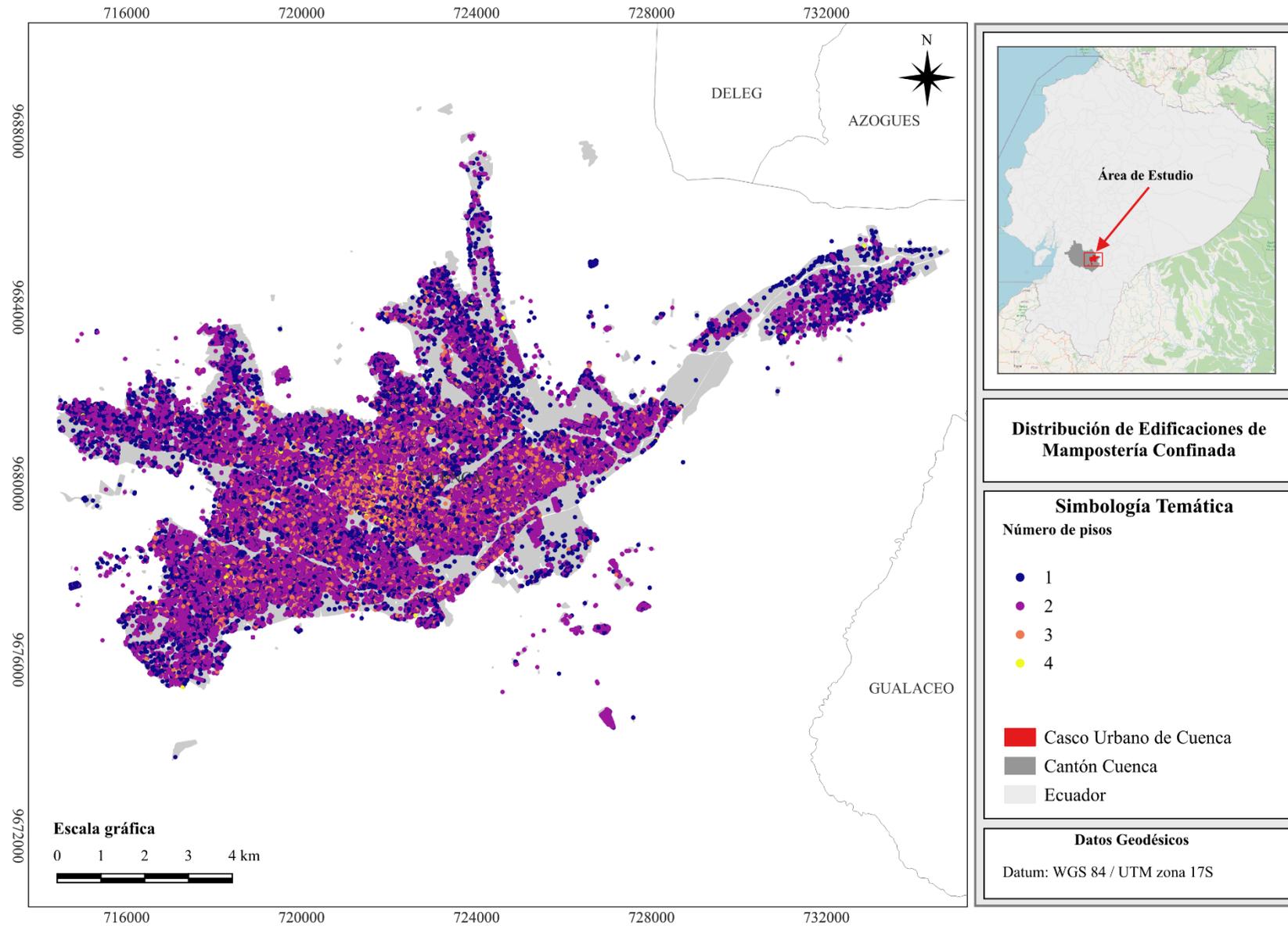


Figura 2.13. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería con vigas de atado y su número de niveles.

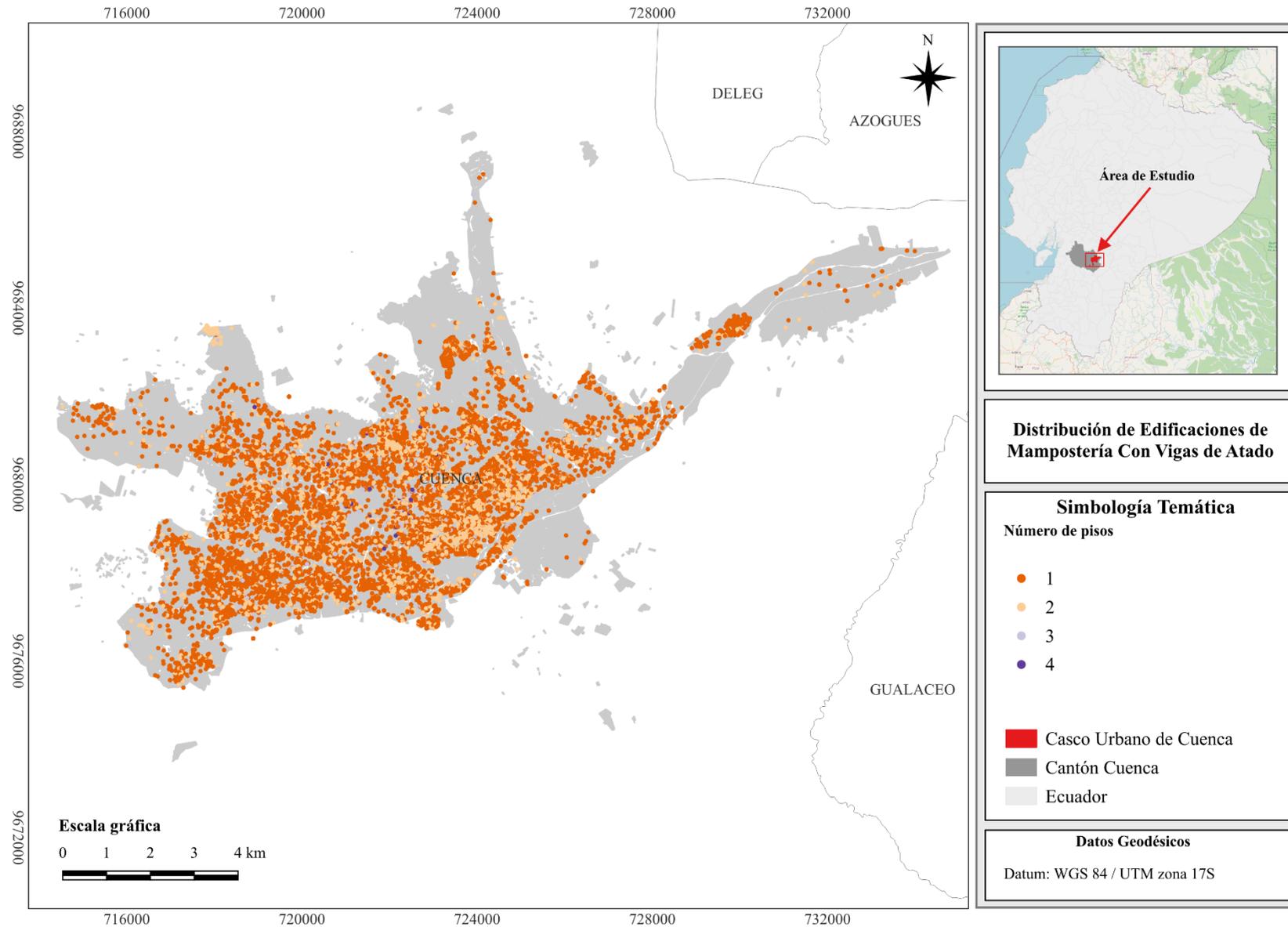
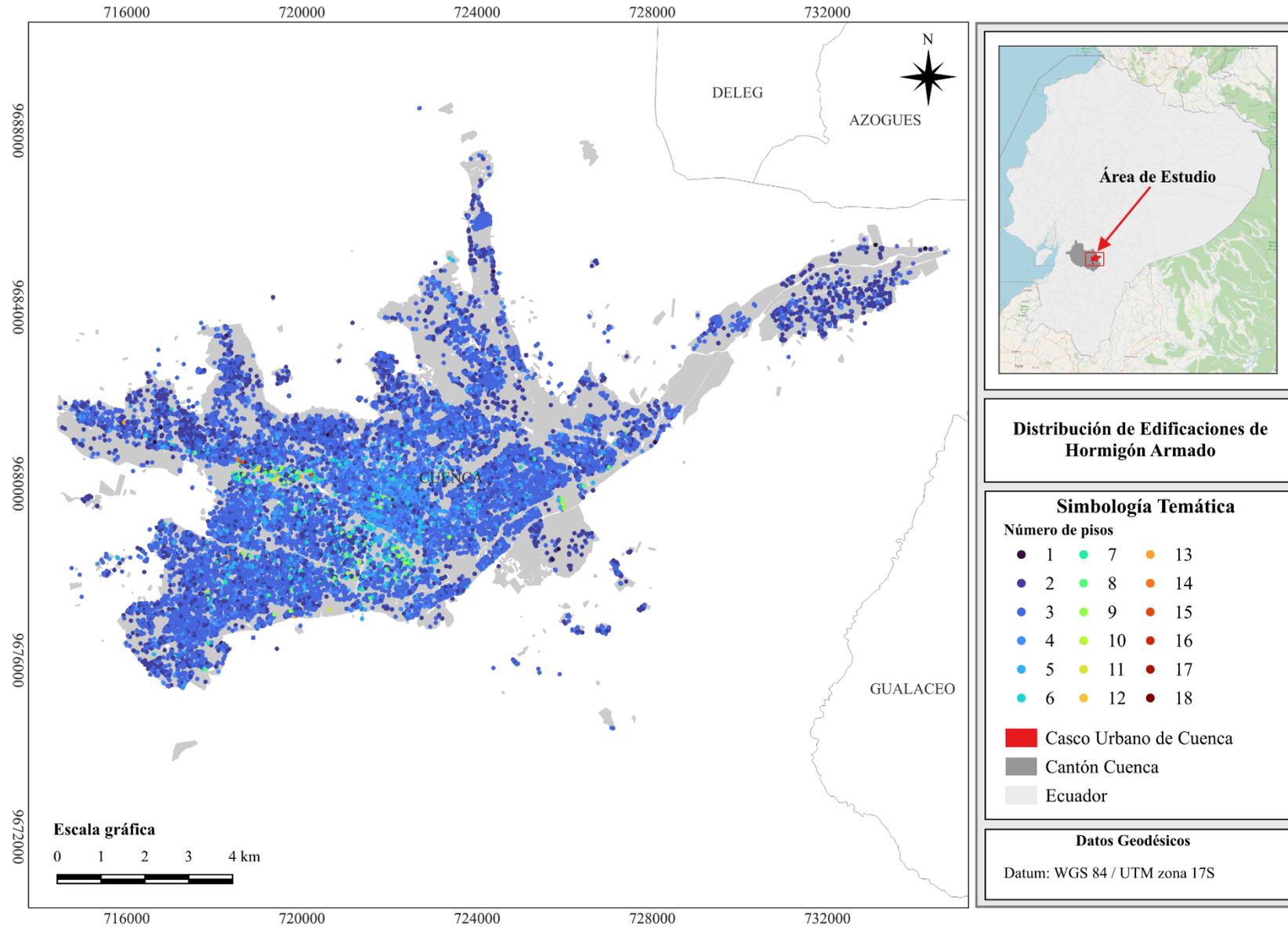


Figura 2.14. Mapa de la distribución espacial de los edificios de hormigón armado y su número de niveles.



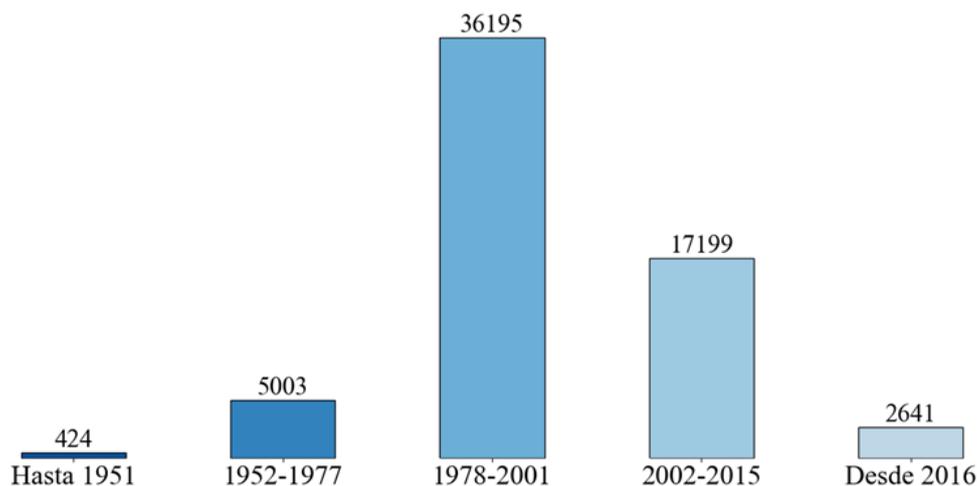
Los mapas correspondientes a los sistemas estructurales de mampostería no reforzada, acero, madera y sistemas mixtos, podrán encontrarse en el Anexo A.

Año de construcción

El año de construcción de las edificaciones es un parámetro fundamental en su desempeño sísmico, puesto que, el estado de conservación de los inmuebles se deteriora con respecto a la antigüedad del mismo, es por ello que se vuelve una variable a considerar a la hora de analizar la exposición dentro de una zona. A continuación, se presentan los resultados obtenidos para las edificaciones de los principales sistemas estructurales.

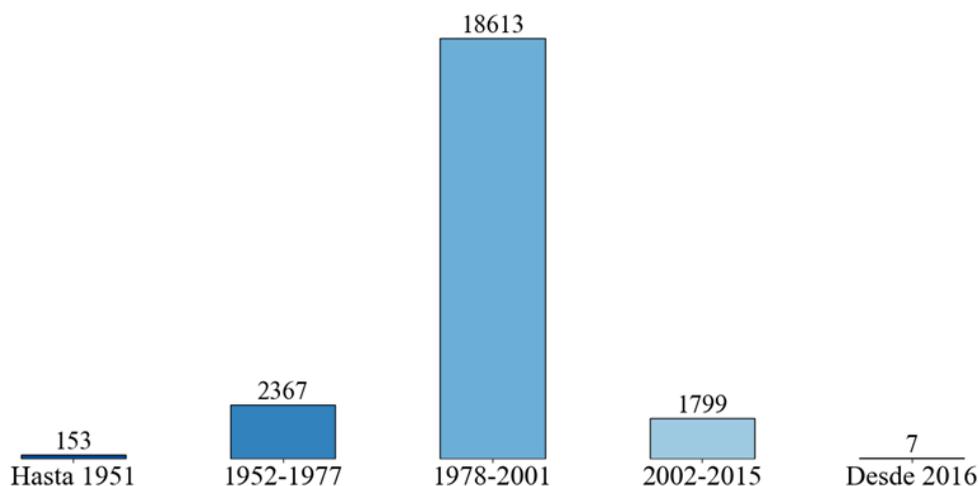
En el caso de la tipología estructural principal de la ciudad de Cuenca, MCF+LAD tal como se lo había establecido, presenta un *'boom'* en el período de 1978 a 2001, con un total de 36195 edificaciones construidas de este tipo durante el intervalo mencionado. Esto se puede observar a más detalle en la Figura 2.15.

Figura 2.15. Cantidad de inmuebles de MCF+LAD construidos por período en la ciudad de Cuenca



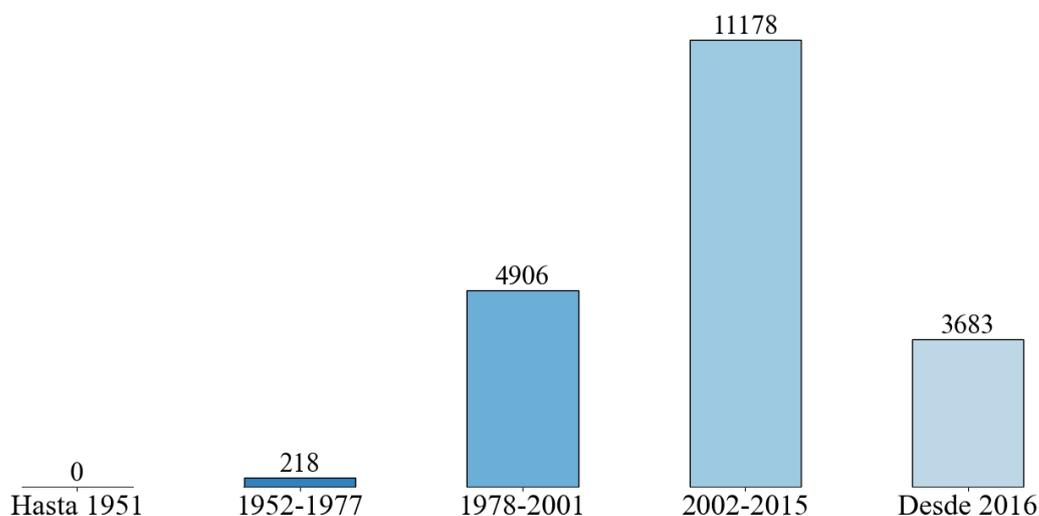
A comparación del anterior sistema estructural, la Figura 2.16 indica que las edificaciones de MVA+LAD tienen una distribución similar en cuanto al año de su construcción.

Figura 2.16. Cantidad de inmuebles de MVA+LAD construidos por período en la ciudad de Cuenca



En el caso del HA+LAD, según los resultados obtenidos y exhibidos en la Figura 2.17, se puede apreciar un incremento en el uso de este sistema estructural a partir de 1978, haciendo que su periodo más significativo sea el de 2002 al 2015, con un total de 11178 inmuebles construidos en esta época.

Figura 2.17. Cantidad de inmuebles de HA+LAD construidos por período en la ciudad de Cuenca



Con finalidad de complementar el análisis del número de niveles de los activos, se han desarrollado mapas que representan la distribución espacial de los diferentes sistemas estructurales y su año de construcción. Los mapas se utilizan los 5 periodos establecidos con base en las normativas constructivas del país.

La Figura 2.18 ilustra la persistencia de la mampostería confinada como uno de los sistemas estructurales predominantes de construcción en la ciudad. Claramente se puede diferenciar la progresión del crecimiento urbano de Cuenca. El Centro Histórico, es claramente identificable al presentar edificaciones antiguas, así como las zonas de crecimiento temprano de la ciudad alrededor del mismo. De la misma manera, se observan las zonas de crecimiento con edificaciones construidas desde 2002 hasta 2021. Esto destaca la importancia de la mampostería confinada en la construcción de la ciudad.

Por su parte, la Figura 2.19 presenta la distribución espacial de los edificios de mampostería con vigas de atado, donde se puede observar que este sistema ha quedado casi en desuso en la era contemporánea. De la misma manera que la Figura 2.18, nos permite apreciar el comportamiento del crecimiento urbano de la ciudad. Zonas de expansión temprana se encuentran claramente marcadas, así como las zonas que se densificaron a finales del Siglo XX.

Por último, la Figura 2.20, nos permite identificar el uso del Hormigón Armado como un sistema que ha tenido un gran crecimiento a lo largo de los años. Es observable que la mayoría de edificaciones construidas con este sistema se encuentran desde 2002 hasta 2021, aunque su uso todavía era menor a inicios del siglo XXI, comparado a la mampostería confinada, luego de la publicación de la NEC (2015), este ha ido creciendo. La Figura 2.20 también nos permite diferenciar las zonas de asentamiento de la población en los últimos años. Este tipo de sistema, es lo que ha permitido que en ciertos ejes de la ciudad exista crecimiento en altura, por lo que se considera un sistema importante para el desarrollo de la ciudad.

Los mapas correspondientes a los sistemas estructurales de mampostería no reforzada, acero, madera y sistemas mixtos, podrán encontrarse en el Anexo B.

Figura 2.18. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería confinada y el periodo en el que fueron construidos.

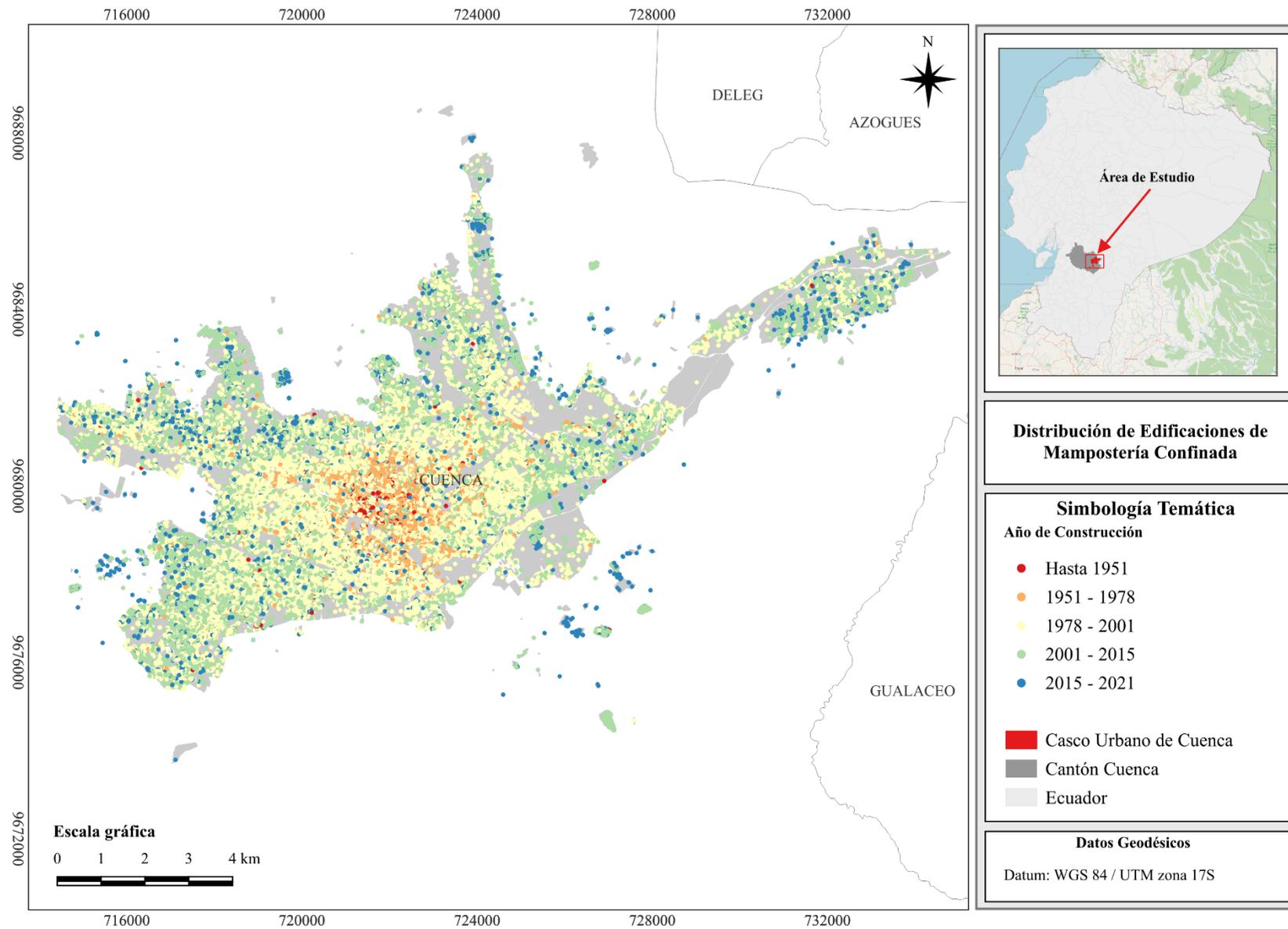


Figura 2.19. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería con vigas de atado y el periodo en el que fueron construidos.

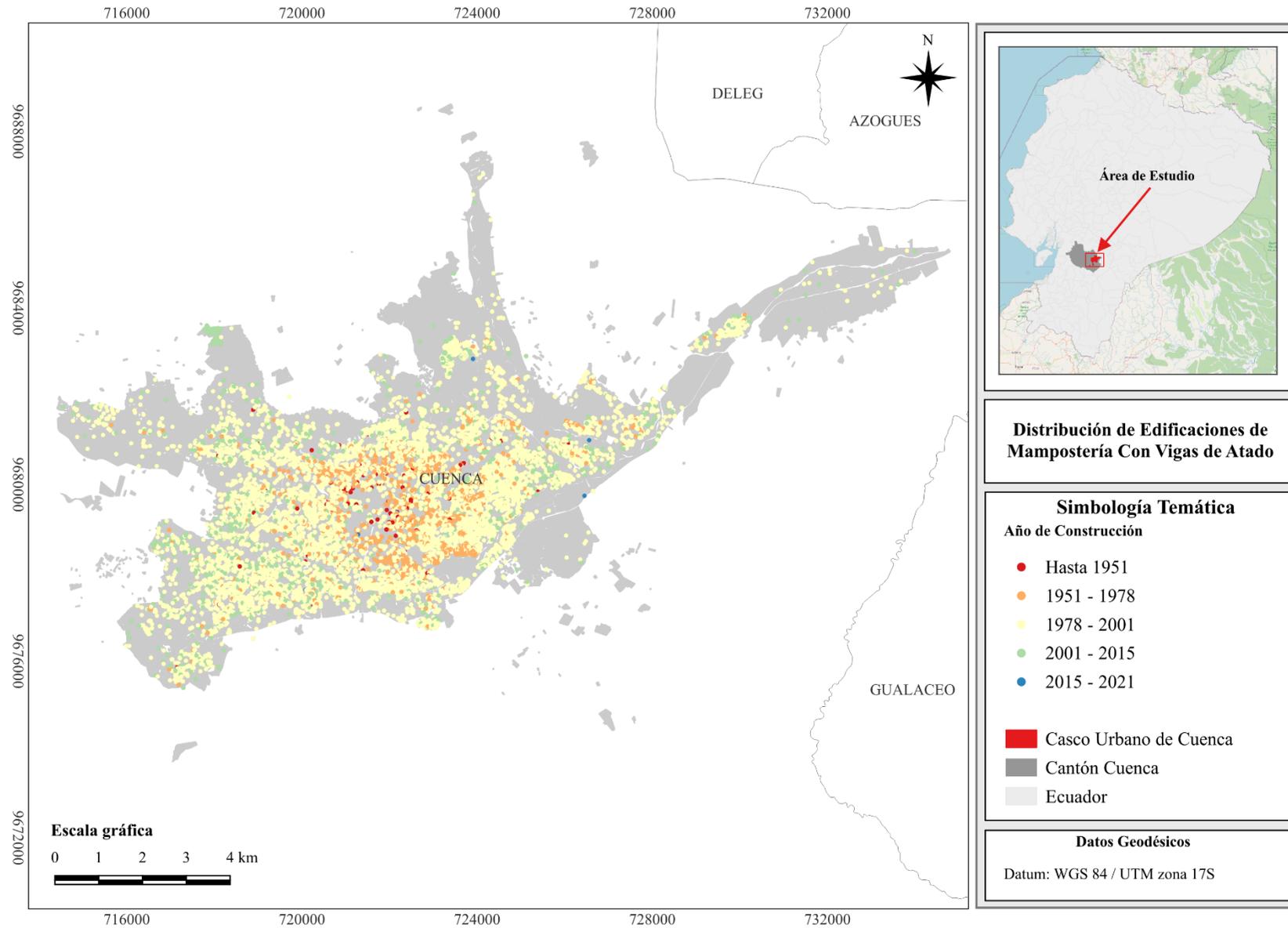
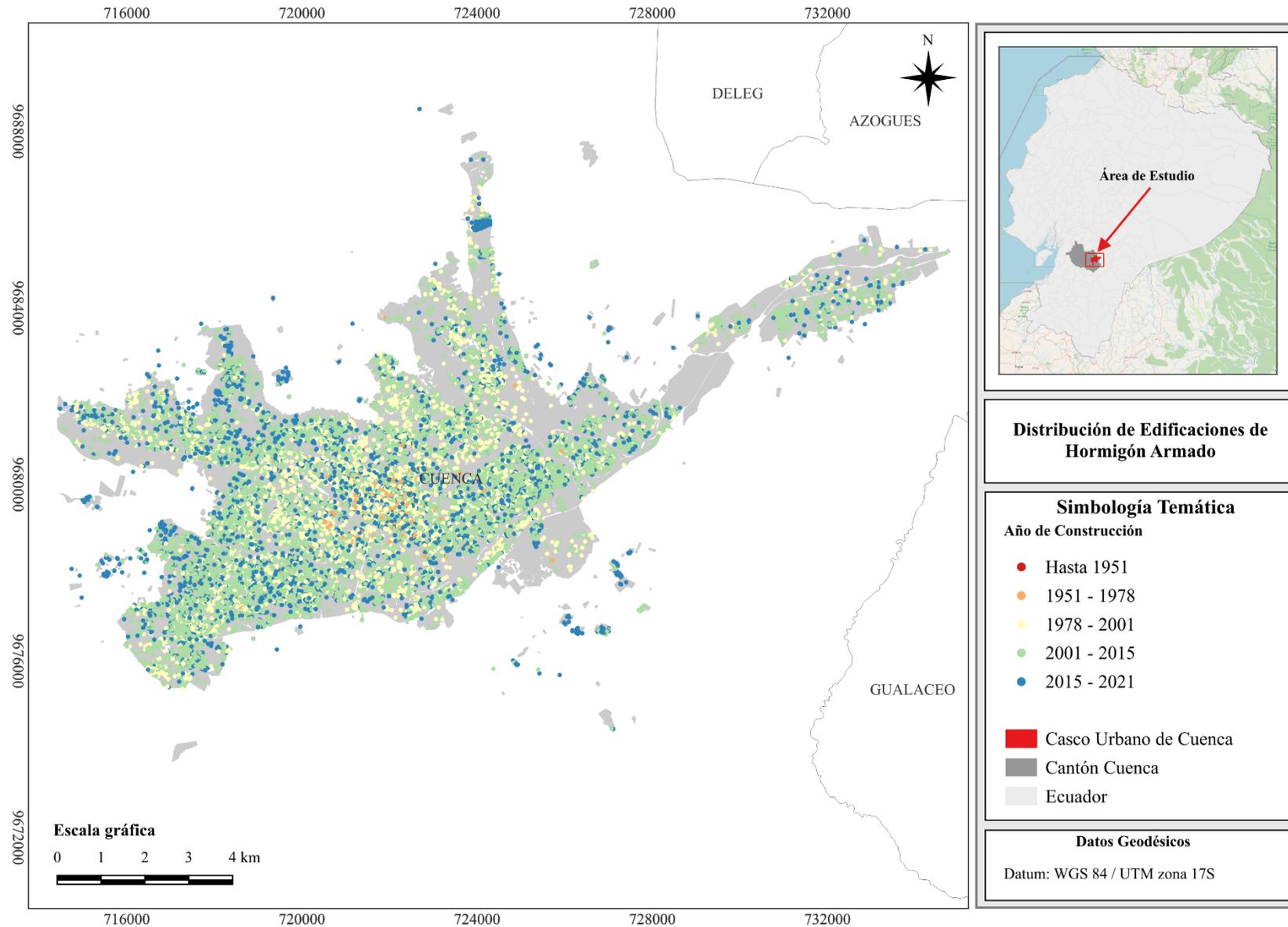


Figura 2.20. Mapa de la distribución espacial de los edificios de hormigón armado y el periodo en el que fueron construidos



Valor de reposición

Tal como se lo ha venido indicando, el daño y las pérdidas se representan principalmente a través de pérdidas tanto humanas como económicas, para posteriormente analizar la vulnerabilidad de los activos. Para obtener estos resultados se acudió a la información proporcionada por parte del GAD Municipal de Cuenca (2024), el cual establece datos considerables de cada sistema estructural para el cálculo de costos.

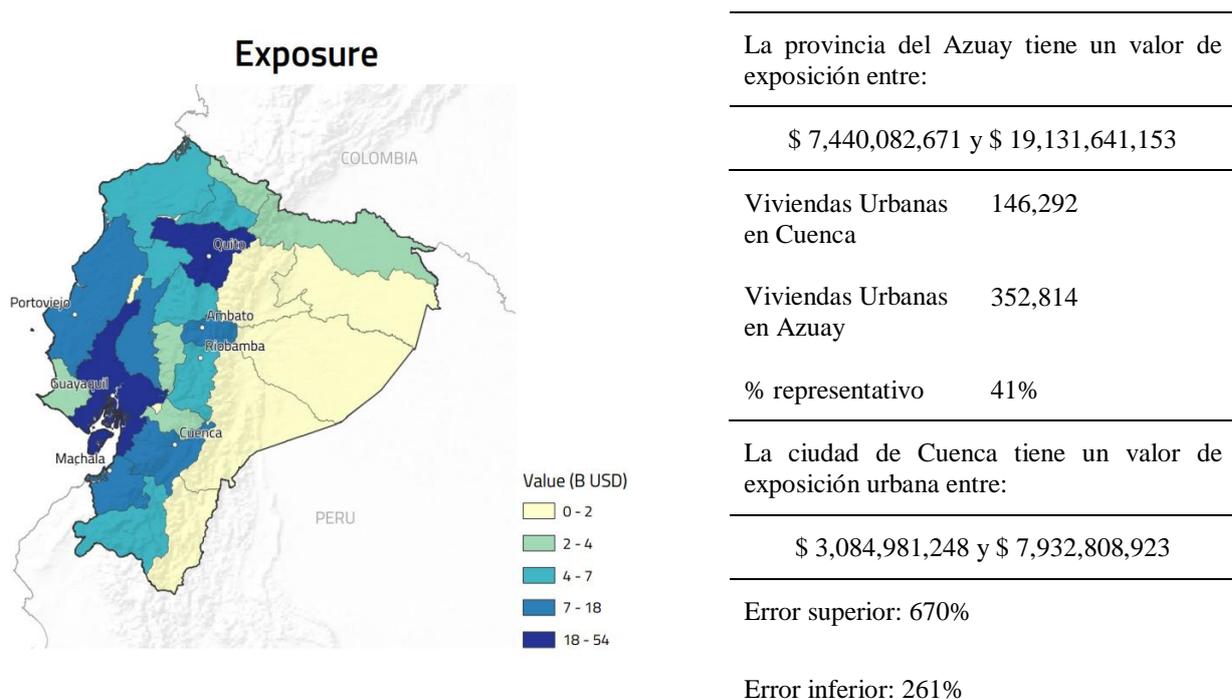
Por este motivo, se detalla la Tabla 2.18 con los valores de reposición obtenidos para cada uno de los sistemas estructurales, con su respectiva ponderación en relación con el costo de reposición total.

Tabla 2.18. Valor de reposición de los activos.

Sistema Estructural	Distribución %	Valor de Reposición (VDR)	Distribución (VDR) %
HA+BH	0.89%	\$242,437,403.34	1.17%
HA+LAD	15.59%	\$8,404,833,242.45	40.67%
MCF+BH	4.69%	\$525,516,914.65	2.54%
MCF+LAD	47.96%	\$9,117,841,794.52	44.12%
MIX+S_HA+BH	0.01%	\$1,280,307.67	0.01%
MIX+S_HA+LAD	0.05%	\$5,685,628.33	0.03%
MIX+W_HA	0.12%	\$14,529,831.61	0.07%
MNR+ADO	9.65%	\$689,668,301.25	3.34%
MNR+BAH	0.34%	\$17,184,716.72	0.08%
MNR+BH	0.15%	\$3,559,280.31	0.02%
MNR+LAD	0.38%	\$38,357,935.64	0.19%
MNR+TAP	0.00%	\$96,853.85	0.00%
MVA+BH	0.51%	\$23,758,796.10	0.11%
MVA+LAD	17.90%	\$1,016,200,642.16	4.92%
S+BH	0.13%	\$118,216,155.46	0.57%
S+LAD	0.40%	\$301,624,627.72	1.46%
W	1.21%	\$145,549,299.91	0.70%
Total	100.00%	\$20,666,341,731.66	100.00%

Por otro lado, se realizó la validación del modelo, tomando como base datos obtenidos de perfiles de riesgo del país realizados por parte del Global Earthquake Model (GEM) y el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) en 2019 y 2020 respectivamente. La Figura 2.21 y la Figura 2.22 muestran los resultados obtenidos en la validación, con lo que se puede concluir que, dado el nivel de análisis realizado en este estudio, los resultados se encuentran dentro de parámetros normales de variación.

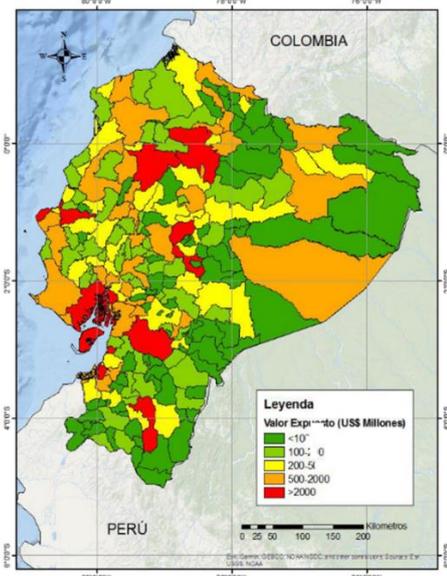
Figura 2.21. Validación del modelo de exposición según datos del GEM



Fuente: GEM (2019)

Por su parte, la Figura 2.23, exhibe los resultados obtenidos para los cinco sistemas predominantes en la ciudad para su distribución porcentual en cuanto a cantidad de activos y el costo asociado a los mismos. En este caso, se observa que los sistemas con un mayor valor de exposición son MCF+LAD y HA+LAD; este resultado era el esperado, puesto que, en el caso de este primero, es el sistema predominante en la ciudad con un 47.96% frente al total, mientras que, en el caso del hormigón armado, es un sistema que, por su tecnología, técnicas de construcción y materiales, resulta más costoso.

Figura 2.22. Validación del modelo de exposición según datos del BID



Fuente: BID (2020)

La ciudad de Cuenca tiene un valor de exposición mayor a:

\$ 2,138,905,611

Viviendas Urbanas 146,292 en Cuenca

Viviendas Urbanas 242,491 en Azuay

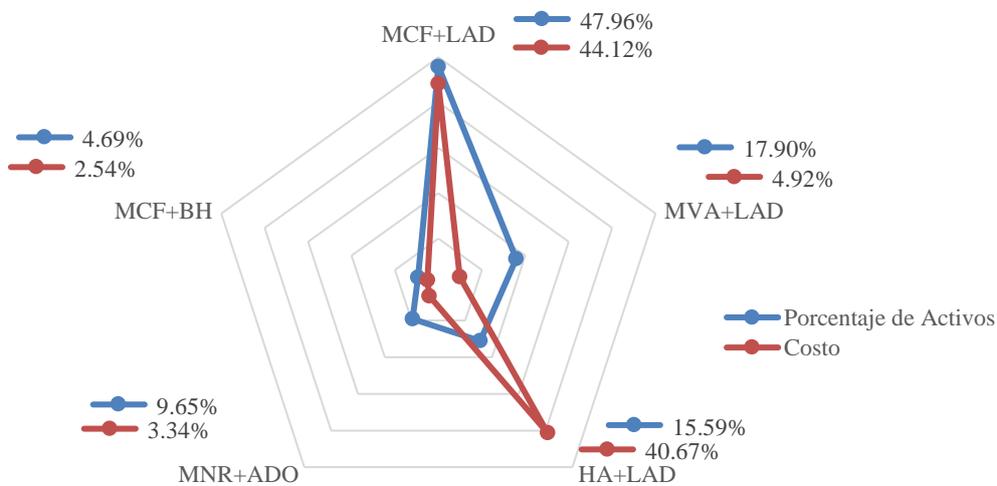
% representativo 60%

La ciudad de Cuenca tiene un valor de exposición urbana mayor a:

\$ 1,290,376,879

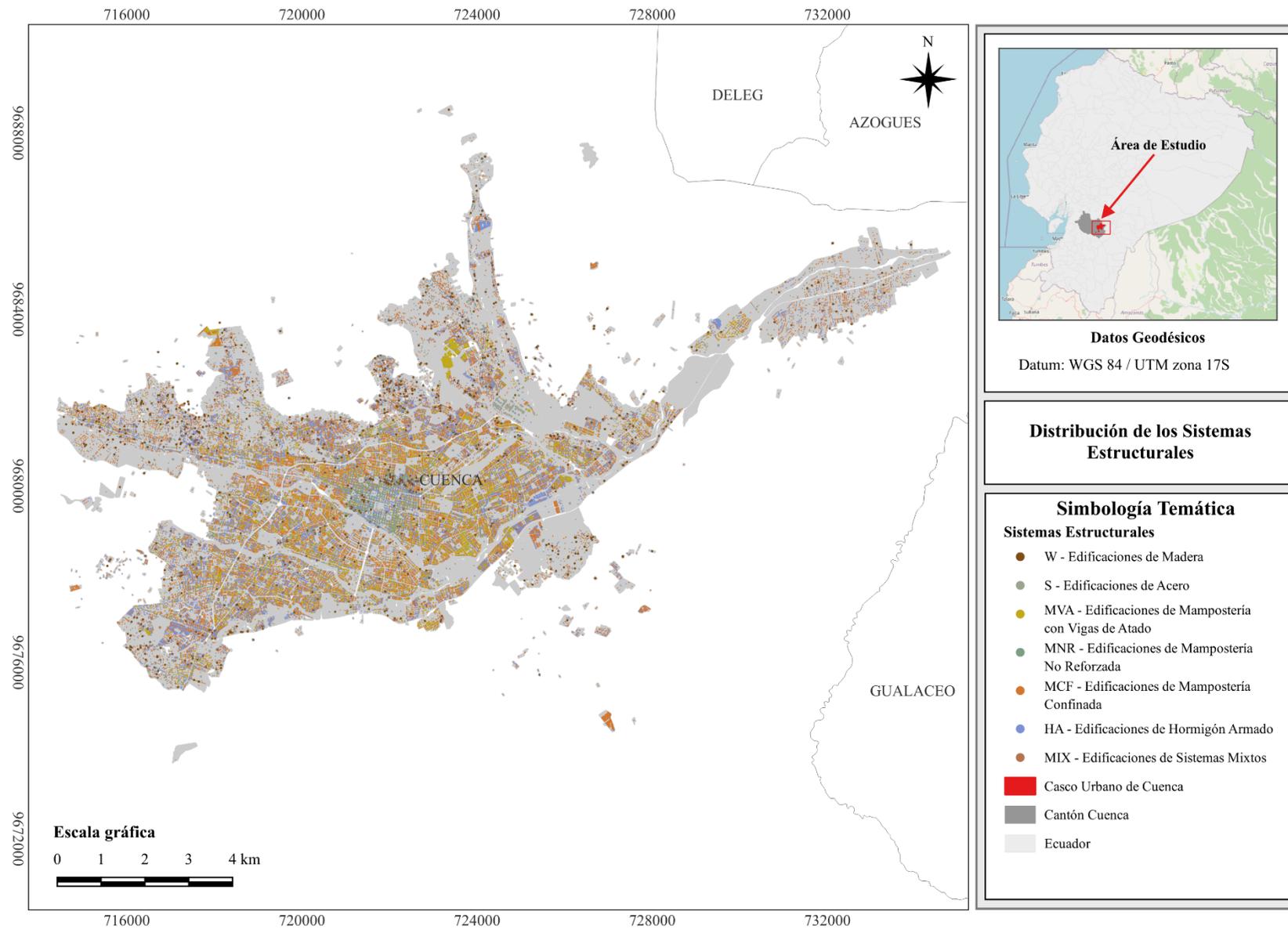
Error: 1602%

Figura 2.23. Principales sistemas estructurales y su valor de reposición



Para concluir con este capítulo se presenta la distribución espacial de los sistemas estructurales analizados la ciudad de Cuenca mediante la Figura 2.24.

Figura 2.24. Mapa de la distribución espacial de los sistemas estructurales de Cuenca, Ecuador.



3 CAPÍTULO III: VULNERABILIDAD

El tercer capítulo aborda el concepto de vulnerabilidad en el ámbito de la ingeniería sísmica, desde la definición del modelo hasta la evaluación de los resultados de las curvas de vulnerabilidad y fragilidad.

La definición del modelo se realiza con base a un modelo simplificado propuesto por Miranda & Taghavi en 2005; esta metodología es explicada brevemente, de la misma manera, se expone el proceso contemplado para la selección de sismos que se emplearán en los análisis.

Se han considerado 3 sistemas estructurales representativos para la ciudad de Cuenca, los cuales son, a) mampostería confinada, debido a que es la principal tipología de construcción en la ciudad, la cual desde este punto en adelante será referida únicamente como mampostería; b) pórticos de hormigón armado, ya que, este resulta ser el segundo sistema estructural utilizado y c) los pórticos de acero, pues, aunque estos no representan un porcentaje significativo dentro del modelo de exposición, su uso se ha venido incrementando los últimos años por las ventajas que ofrece.

Finalmente, se obtienen las funciones de vulnerabilidad y fragilidad y se analizan los resultados obtenidos, con el fin de comprender cómo responden las estructuras a eventos sísmicos. Cabe destacar que se han considerado dos tipos de sismos en particular para los análisis, siendo estos de tipo intraplaca y de subducción, con un total de 452 y 412 casos respectivamente.

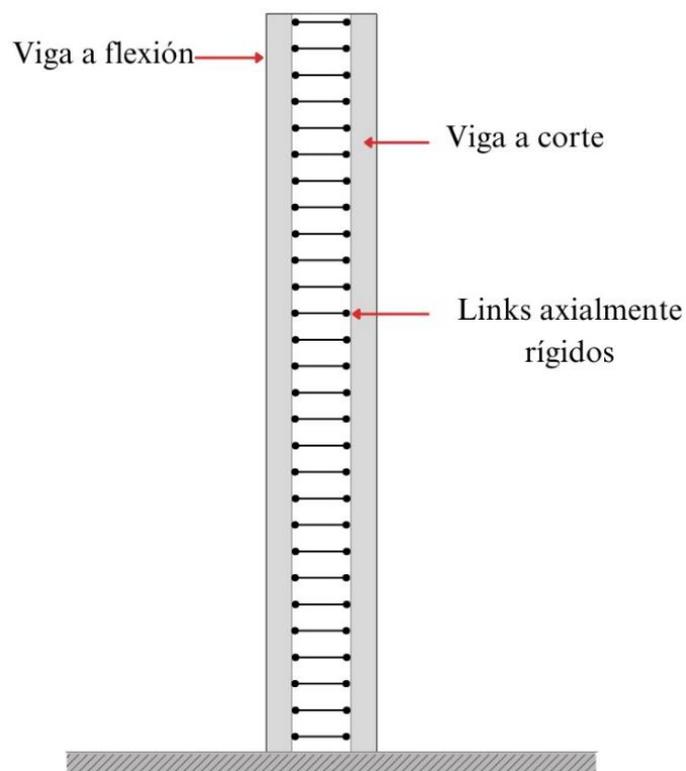
3.1 Definición del modelo

Miranda & Taghavi (2005) proponen una metodología para aproximar las demandas de aceleración de piso con un esfuerzo computacional inferior al requerido para un análisis elástico lineal. Este método se aplica para realizar estimaciones del desempeño de las estructuras o sus componentes bajo niveles en los que estos se mantengan elásticos.

La teoría incorpora un modelo continuo simplificado, equivalente a una estructura, que consiste en la combinación de una viga de flexión y una de corte, unidas por un número infinito de enlaces rígidos, los cuales transmiten las fuerzas horizontales, asegurando la misma deformación lateral, tal como se muestra en la Figura 3.1.

Las formas y modos de vibrar que se calculan en el modelo, dependen de un único parámetro α_0 ; este parámetro controla el grado de participación de las deformaciones a flexión y a corte; donde $\alpha_0 = 0$ representa un tipo de deformación flexionante, mientras que $\alpha_0 \approx \infty$ representa un comportamiento que se asemeja a una viga a cortante; por lo tanto, los valores intermedios simulan un comportamiento combinado de flexión y corte.

Figura 3.1. Modelo simplificado para estimar las aceleraciones de piso de edificaciones de varios pisos.



Fuente: Elaboración propia (2024), adaptado de Miranda & Taghavi (2005).

Miranda & Taghavi (2005), presentan rangos de este valor que se utilizan en base al sistema resistente de carga lateral que se presentan en la Tabla 3.1, en el caso de contar con los datos, se puede calcular con la Ecuación 3.1 que contempla la rigidez a flexión y a corte de la edificación, así como su altura total.

$$\alpha_0 = H * \left(\frac{GA_0}{EI_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

H: Altura total del edificio

GA: Rigidez a corte

EI: Rigidez a flexión

Tabla 3.1. Valores para diferentes sistemas resistentes de carga lateral.

α_0	Sistema resistente de carga lateral
0 – 1.5	Muros de corte y pórticos arriostrados
1 - 5	Sistemas duales entre muros de corte, pórticos arriostrados y pórticos a momento
5 - 20	Pórticos a momento

Nota: Adaptado de *Approximate Floor Acceleration Demands in Multistory Buildings. I: Formulation* por Miranda & Taghavi, 2005.

Para el análisis sísmico aproximado, Miranda & Taghavi (2005) establecen que, para estructuras con un comportamiento elástico, el desplazamiento es una combinación lineal de las respuestas modales, tal como se presenta en la Ecuación 3.2.

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} u_i(x_i, t) \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde el desplazamiento se calcula en función del factor de participación Γ_i , la amplitud del modo de vibrar ϕ_i , y la deformación del sistema de un grado de libertad (1GDL) D_i , como se expresa en la Ecuación 3.3.

$$u_i(x, t) = \Gamma_i \phi_i(x) D_i(t) \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Cabe destacar que, la ecuación de movimiento considerada para obtener la respuesta del oscilador se detalla en la Ecuación 3.4, misma que toma en consideración la aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$, además de las propiedades del oscilador, tales como su aceleración relativa $\ddot{D}_i(t)$, porcentaje de amortiguamiento ξ_i , frecuencia angular ω_i , velocidad $\dot{D}_i(t)$ y desplazamiento ya mencionado, cada uno de ellos asociados a su respectivo *i-ésimo* modo de vibrar

$$\ddot{D}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{D}_i(t) + \omega_i^2 D_i(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ecuación 3.4}$$

En este caso, se ha considerado un modelo continuo con una masa uniformemente distribuida a lo largo de la altura del oscilador, por lo tanto, para obtener el factor de participación para cada modo de vibrar, se aplica la Ecuación 3.5.

$$\Gamma_i = \frac{\int_0^1 \phi_i(x) dx}{\int_0^1 \phi_i^2(x) dx} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Considerando únicamente la contribución de los primeros '*m*' modos de vibrar por medio de un análisis modal, se utiliza la Ecuación 3.6 para obtener las aceleraciones de piso $\ddot{u}^t(x, t)$ a cualquier altura del oscilador.

$$\ddot{u}^t(x, t) \cong \ddot{u}_g(t) + \sum_{i=1}^m \Gamma_i \phi_i(x) \ddot{D}_i(t) \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Se debe enfatizar que se consideraron únicamente los 3 primeros modos de vibrar, puesto que, con estos se obtienen resultados aproximados a la realidad, con base en los criterios establecidos por Miranda & Taghavi (2005). Además, representan una mayor simplicidad en referencia al esfuerzo computacional requerido.

En cuanto a las propiedades dinámicas del sistema continuo, para el caso específico de la vibración libre sin amortiguamiento, su ecuación diferencial parcial se encuentra descrita por la Ecuación 3.7.

$$\frac{\rho}{EI_0} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + \frac{1}{H^4} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(S(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right) - \frac{\alpha_0^2}{H^4} \frac{\partial}{\partial x} \left(S(x) \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \right) = 0 \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Al sustituir la Ecuación 3.3 dentro de la ecuación diferencial parcial ya mencionada, se obtiene tanto la Ecuación 3.8, como también la Ecuación 3.9.

$$\frac{d^2 D_i(t)}{dt^2} + \omega_i^2 D_i(t) = 0 \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(S(x) \frac{d^2 \phi_i(x)}{dx^2} \right) - \alpha_0^2 \frac{d}{dx} \left(S(x) \frac{d\phi_i(x)}{dx} \right) - \omega_i^2 \frac{\rho H^4}{EI_0} \phi_i(x) = 0 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Asimismo, tal como la masa, la rigidez también se considera constante a lo largo de su altura, de tal manera que $S(x) = 1$, obteniendo, de esta manera, la Ecuación 3.10.

$$\frac{d^4 \phi_i(x)}{dx^4} - \alpha_0^2 \frac{d^2 \phi_i(x)}{dx^2} - \omega_i^2 \frac{\rho H^4}{EI_0} \phi_i(x) = 0 \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Finalmente, la solución general de la Ecuación 3.10 es la presentada en la Ecuación 3.11, teniendo a A_1, A_2, A_3 y A_4 como constantes dependientes de las condiciones de borde que el oscilador presente.

$$\phi_i(x) = A_1 \sin(\gamma_i x) + A_2 \cos(\gamma_i x) + A_3 \sinh\left(x\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) + A_4 \cosh\left(x\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

La frecuencia de vibración, de igual manera, puede calcularse utilizando las condiciones de borde del oscilador y el eigenvalor γ_i , como se presenta en la Ecuación 3.12.

$$\omega^2 = \frac{EI_0}{\rho H^4} \gamma_i^2 (\gamma_i^2 + \alpha_0) \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Las condiciones de apoyo del modelo, es decir, el empotramiento en la base, implica que no exista desplazamiento ni rotación en la misma, mientras que, en la parte superior (extremo libre), se genera desplazamiento, pero no rotación. Estas condiciones se expresan por medio de la Ecuación 3.13, Ecuación 3.14, Ecuación 3.15 y Ecuación 3.16.

Momento y desplazamiento en la base:

$$\phi_i(x)_{x=0} = 0 \quad \text{Ecuación 3.13}$$

$$\left. \frac{d\phi_i(x)}{dx} \right|_{x=0} = 0 \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Momento y desplazamiento en la parte superior:

$$\left. \frac{d^2\phi_i(x)}{dx^2} \right|_{x=1} = 0 \quad \text{Ecuación 3.15}$$

$$\left(\frac{d^3\phi_i(x)}{dx^3} - \alpha_0^2 \frac{d\phi_i(x)}{dx} \right) \Big|_{x=1} = 0 \quad \text{Ecuación 3.16}$$

De estas ecuaciones, se obtiene el i -ésimo modo de vibrar, obteniendo la Ecuación 3.17.

$$\phi_i(x) = \frac{\sin(\gamma_i x) - \gamma_i(\alpha_0^2 + \gamma_i^2)^{-\frac{1}{2}} \sinh(x\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}) + \eta_i[\cosh(x\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}) - \cos(\gamma_i x)]}{\sin(\gamma_i) - \gamma_i(\alpha_0^2 + \gamma_i^2)^{-\frac{1}{2}} \sinh(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}) + \eta_i[\cosh(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}) - \cos(\gamma_i)]} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Donde, η_i está definido por la Ecuación 3.18.

$$\eta_i = \frac{\gamma_i^2 \sin(\gamma_i) + \gamma_i \sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2} \sinh\left(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right)}{\gamma_i^2 \cos(\gamma_i) + \gamma_i \sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2} \cosh\left(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right)} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Utilizando la Ecuación 3.17 en la Ecuación 3.18, se pueden derivar los valores de los eigenvalores γ_i , como función del parámetro adimensional α_0 , obteniendo la Ecuación 3.19.

$$2 + \left[2 + \frac{\alpha_0^4}{\gamma_i^2(\gamma_i^2 + \alpha_0^2)}\right] \cos(\gamma_i) \cosh\left(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) + \left[\frac{\alpha_0^2}{\gamma_i \sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}}\right] \sin(\gamma_i) \sinh\left(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) = 0 \quad \text{Ecuación 3.19}$$

De la Ecuación 3.19, se calculan los elementos del eigenvalor de los 3 primeros modos de vibrar, utilizando las raíces más pequeñas en orden ascendente, las cuales pueden ser utilizadas para obtener los modos de vibrar del modelo. Los períodos de vibración superiores se pueden obtener a partir de su relación con el período fundamental, como función de un único parámetro α_0 . Se presenta la Ecuación 3.20 para su cálculo.

$$\frac{T_i}{T_1} = \frac{\gamma_1}{\gamma_i} \sqrt{\frac{\gamma_1^2 + \alpha_0^2}{\gamma_i^2 + \alpha_0^2}} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

3.2 Selección de sismos

El análisis de demanda sísmica requiere de una amplia base de datos de registros, con el objetivo de contar con la información suficiente y necesaria para analizar diferentes intensidades, tales como aceleración del suelo, velocidad, desplazamiento, energía disipada, entre otros (Quinde, 2019). Los sismos seleccionados para el análisis deben ser representativos tanto para el rango elástico como el inelástico, con el objetivo principal de satisfacer las condiciones del estudio.

De acuerdo con los criterios de Quinde (2019), en la construcción de curvas de vulnerabilidad y fragilidad, es fundamental analizar la probabilidad de colapso en función de una medida de intensidad (IM) seleccionada, de esta manera, se puede estimar una curva de daño esperada, la cual se puede asociar a un valor de pérdida.

Actualmente, los análisis de comportamiento sísmico de las estructuras se basan en enfoques estocásticos, puesto que existe una gran incertidumbre tanto en la definición de características, como también en la determinación de las demandas que esta sufrirá a lo largo de su vida útil (Quinde, 2019).

Resulta importante mencionar que la base sísmica de datos utilizada para la presente investigación, cuenta con registros de eventos ocurridos a nivel mundial, que no necesariamente representan el contexto sísmico del país y de la ciudad de Cuenca, ya que, este análisis adicional no está contemplado en el alcance de este trabajo.

3.3 Funciones de fragilidad

Los diferentes eventos sísmicos que se han presentado, no únicamente en Cuenca, sino en el país en general, exhibe la fragilidad y vulnerabilidad coexistente en los activos de la ciudad. En este sentido, cabe destacar que es fundamental garantizar la seguridad tanto de la infraestructura como también de los usuarios que se encuentren dentro de las edificaciones y/o, de las personas que se encuentren en sectores aledaños, pues en caso de un colapso inminente, el evento representaría un potencial riesgo para la integridad de los peatones.

Para estimar las posibles pérdidas de los activos de Cuenca, de acuerdo a una amenaza sísmica, el presente capítulo exhibe una metodología para estimar la fragilidad y vulnerabilidad de los inmuebles hallados en el catastro de la ciudad, con fines de riesgo sísmico.

De acuerdo a los criterios de Ramos (2018), en términos generales, las curvas de fragilidad, por medios estocásticos, establecen la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño específico, como función de una medida de intensidad o parámetro de demanda (IM); de tal manera que la fragilidad dependa directamente de la relación coexistente entre el IM y los estados límites, siendo, este último, definido en función de parámetros de demanda ingenieril (EDP), tales como las máximas derivas de entrepiso (MDE) y/o desplazamientos espectrales (Sd).

Tomando en consideración 'N' estados de daño ($ED_i, i = 1:N$) para la estimación, las curvas de fragilidad mencionadas exhiben que la probabilidad de que se alcance o exceda el *i-ésimo* estado de daño, dado que se presentó una demanda en referencia a una IM, puede ser calculada por medio de una función de fragilidad (f), tomando en cuenta un vector de parámetros (θ), tal como se presenta en la Ecuación 3.21:

$$P[D > C = c | IM] = f_i(s; \theta_i) \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Al tratarse de estados de daño discretos, se puede obtener la probabilidad de estar exactamente en el *i-ésimo* daño (ED_i) por medio de la Ecuación 3.22:

$$P[\text{estar en el estado } i | IM] = f_{i+1}(s; \theta_{i+1}) - f_i(s; \theta_i) \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Por otro lado, a partir de la ecuación presentada, se pueden obtener matrices de probabilidad de daño, mismas que exhiben lo estipulado en la Ecuación 3.22 por medio de una matriz, es decir, la probabilidad de estar exactamente en el ED_i , dado un escenario de demanda en la estructura (S_i); se muestra, de manera general, la forma de las matrices de probabilidad en la Tabla 3.2:

Tabla 3.2. Matrices de probabilidad de daño.

Descripción	Demanda			
	S1	S2	S3	S4
0	P[ED = 0] S1	P[ED = 0] S2	P[ED = 0] S3	P[ED = 0] S4
1	P[ED = 1] S1	P[ED = 1] S2	P[ED = 1] S3	P[ED = 1] S4
2	P[ED = 2] S1	P[ED = 2] S2	P[ED = 2] S3	P[ED = 2] S4
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
N	P[ED = N] S1	P[ED = N] S2	P[ED = N] S3	P[ED = N] S4

Nota: Adaptado de Funciones de Vulnerabilidad para Equipos Eléctricos con Fines de Riesgo Sísmico por Ramos, 2018.

Cabe destacar que, por fines de conveniencia, se permite que el estado de daño 0 corresponda a una ausencia total del daño, haciendo que la probabilidad de alcanzarlo o excederlo, dada cualquier IM, sea igual a 1. A su vez, se permite que el último estado de daño (*N-ésimo*) corresponda al colapso, haciendo que, en cambio, la probabilidad de estar en un estado superior sea nula (Ordaz, 2008, como se citó en Ramos, 2018). Con ello, por medio de la Ecuación 3.23, se puede establecer la probabilidad de excedencia de cierto estado límite, dada una demanda sísmica:

$$P[D > C = c|IM] = \frac{N_{excedencias|ED}}{N_{total\ simulaciones}} \tag{Ecuación 3.23}$$

Ahora bien, se han propuesto diversas metodologías para la creación de funciones de fragilidad que conllevan análisis dinámicos no lineales a partir de registros sísmicos; algunas de estas metodologías son: el Análisis Dinámico Incremental (IDA), el Análisis Dinámico Multi-Banda (MSA), el Cloud Analysis (CA), el Modified Cloud Analysis (MCA), entre otros. No obstante, algunas pruebas recientes exhiben un ajuste adecuado de la distribución, tomando en consideración análisis no lineales de las estructuras por medio de la utilización de múltiples historias temporales de movimientos de suelo. Por los motivos mencionados, para el caso del análisis, se implementó la metodología denominada Cloud Analysis.

En este sentido, para cada uno de los ‘N’ movimientos de suelo registrados y contemplados, el análisis dinámico genera una cierta cantidad de excedencias para el total de las excitaciones contempladas en el análisis, desarrollando, de esta manera, un modelo probabilístico que se

fundamenta en una regresión lineal múltiple en el espacio logarítmico de $D = \{Y_i, i = 1:N\}$, es decir, la relación exhibida entre la demanda crítica y la capacidad de la estructura, obtenida por medio de un análisis no lineal tiempo – historia; frente a la medida de intensidad (IM) considerada, en este caso, la pseudoaceleración, $Sa = \{Sa_i, i = 1:N\}$, contemplando el conjunto de valores de pseudoaceleración correspondiente, de tal manera que se calcule cada uno de los componentes para el *i-ésimo* movimiento de suelo analizado.

Este método permite extraer los parámetros estadísticos correspondientes a la distribución log normal de $D|Sa$, es decir, la media condicional para D dado un valor de Sa ($\ln \eta_{D|Sa}$), además de los respectivos coeficientes de regresión ($b_i, i = 1:N$), con lo cual, se puede llegar a detallar el modelo probabilístico de regresión, descrito en la Ecuación 3.24 y simplificada en la Ecuación 3.25:

$$E[\ln D|Sa] = \ln \eta_{D|Sa} = b_0 + b_1 \ln Sa_1 + b_2 \ln Sa_2 + \dots + b_N \ln Sa_N \quad \text{Ecuación 3.24}$$

$$E[\ln D|Sa] = \ln \eta_{D|Sa} = b_0 + \sum_{i=1}^N b_i \ln Sa_i \quad \text{Ecuación 3.25}$$

Posteriormente, se puede aspirar a obtener la desviación estándar a partir del error estándar de la regresión por medio de la Ecuación 3.26:

$$\sigma_{\ln D|Sa} = \beta_{D|Sa} \approx \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln y_i - \ln \eta_{D|Sa}(Sa_i))^2}{(n - (N + 1))}} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

Con lo cual, finalmente se llega a obtener la fragilidad estructural por medio de la metodología Cloud Analysis. Se emplea la Ecuación 3.27, misma que ocupa una función de distribución Gaussiana estandarizada (ϕ):

$$P[D > 1|Sa] = P(\ln D > 0|Sa) = 1 - \phi\left(-\frac{\ln \eta_{D|Sa}}{\beta_{D|Sa}}\right) = \phi\left(\frac{\ln \eta_{D|Sa}}{\beta_{D|Sa}}\right) \quad \text{Ecuación 3.27}$$

3.4 Funciones de vulnerabilidad

Hasta el momento, dentro del análisis realizado, no se han considerado los costos asociados a las pérdidas económicas ocasionadas por un sismo. Las funciones de fragilidad antes mencionadas permiten conocer la probabilidad de alcanzar cierto estado de daño, pero no relacionan las pérdidas monetarias.

Ramos (2018), establece que es posible asociar un valor monetario o un rango del mismo a un estado de daño, es decir, para cada estado de daño, existirá un porcentaje de pérdida correspondiente al estado de la estructura, considerando al colapso como pérdida total, pues se asume el 100% de costos de reparación del inmueble.

Ahora bien, con base a lo expuesto anteriormente, Ordaz (2008), como se citó en Ramos (2018), establece que se pueden derivar funciones de vulnerabilidad utilizando funciones de fragilidad y la relación entre los estados de daño y las pérdidas económicas. Una función de vulnerabilidad, se define en términos del costo total resultante del daño y una medida de intensidad, como lo es la aceleración del suelo (S_a) y, en este caso, resulta suficiente para estimar pérdidas económicas asociadas al daño de la estructura (Ramos, 2018).

Las funciones de vulnerabilidad, se calculan con base en los desplazamientos pico medios, sus dispersiones y las tasas de pérdidas, ajustándolos a una distribución log normal. El cálculo de la probabilidad de excedencia, se hace en función de los estados de daño calculando un estado de daño medio utilizando matrices de probabilidad que se expresa como se indica en la Ecuación 3.28:

$$E[L^k|IM] = \sum_{i=0}^N L_i^k Pr(ED = i|IM) \quad \text{Ecuación 3.28}$$

donde, i se refiere al estado de daño y L_i a la pérdida.

Ramos (2018), establece que conceptualmente, las funciones de vulnerabilidad pueden ser descritas como la variación de los momentos estadísticos de la pérdida, como la media y la varianza, en función de una demanda sísmica. En el caso de los movimientos sísmicos, la estimación de las pérdidas se calcula con la Ecuación 3.29 pasando de una distribución discreta a una distribución continua.

$$E[\beta|IM] = 1 - (0.5)^\theta \quad \text{Ecuación 3.29}$$

donde, $\theta = \left(\frac{IM_i}{\gamma_{50}}\right)^\rho$.

Se asume una distribución de probabilidad Beta (Ecuación 3.30) para la pérdida económica.

$$p_{\beta|\gamma_i} = \frac{\Gamma(a+b)}{\Gamma(a)\Gamma(b)} \beta^{a-1} (1-\beta)^{b-1} \quad \text{Ecuación 3.30}$$

donde, a y b son parámetros que se calculan a partir de la media y el coeficiente de variación del daño como se indica en la Ecuación 3.31, Ecuación 3.32 y Ecuación 3.33, respectivamente.

$$a = \frac{1 - E(\beta|\gamma_i) - E(\beta|\gamma_i)C^2(\beta)}{C^2(\beta)} \quad \text{Ecuación 3.31}$$

$$b = a \left[\frac{1 - E(\beta|\gamma_i)}{E(\beta|\gamma_i)} \right] \quad \text{Ecuación 3.32}$$

$$C^2(\beta) = \frac{\sigma_\beta^2(\beta|\gamma_i)}{E(\beta|\gamma_i)} \quad \text{Ecuación 3.33}$$

donde, $\sigma_\beta^2(\beta|\gamma_i)$ es la varianza de las pérdidas.

Al hablar de la varianza de daño dentro del análisis de riesgo sísmico, nos referimos a dos situaciones en específico para entender cómo cambia esta cantidad:

- 1) Cuando no se espera ningún costo de daño promedio, es decir el valor esperado de la pérdida es cero y por lo tanto la variabilidad es cero.
- 2) Cuando se esperan que los costos de daño sean totales, es decir la estructura colapsó o se dañó por completo por lo que el valor de pérdida esperado es máximo y la variabilidad también es cero.

Según el informe ATC-13 (1985), como se citó en Ramos (2018), existe muy poca información para estimar la varianza del daño, por lo que resulta necesario utilizar la expresión de probabilidad como se muestra en la Ecuación 3.34, tomando en cuenta tanto la Ecuación 3.35, como también la Ecuación 3.36.

$$\sigma^2_{\beta}(\beta|\gamma_i) = Q(E(\beta|\gamma_i))^{r-1}(1 - E(\beta|\gamma_i))^{s-1}$$

Ecuación 3.34

donde,

$$Q = \frac{V_{max}}{D_0^{r-1}(1 - D_0)^{s-1}}$$

Ecuación 3.35

$$s = \frac{r - 1}{D_0} - r + 2$$

Ecuación 3.36

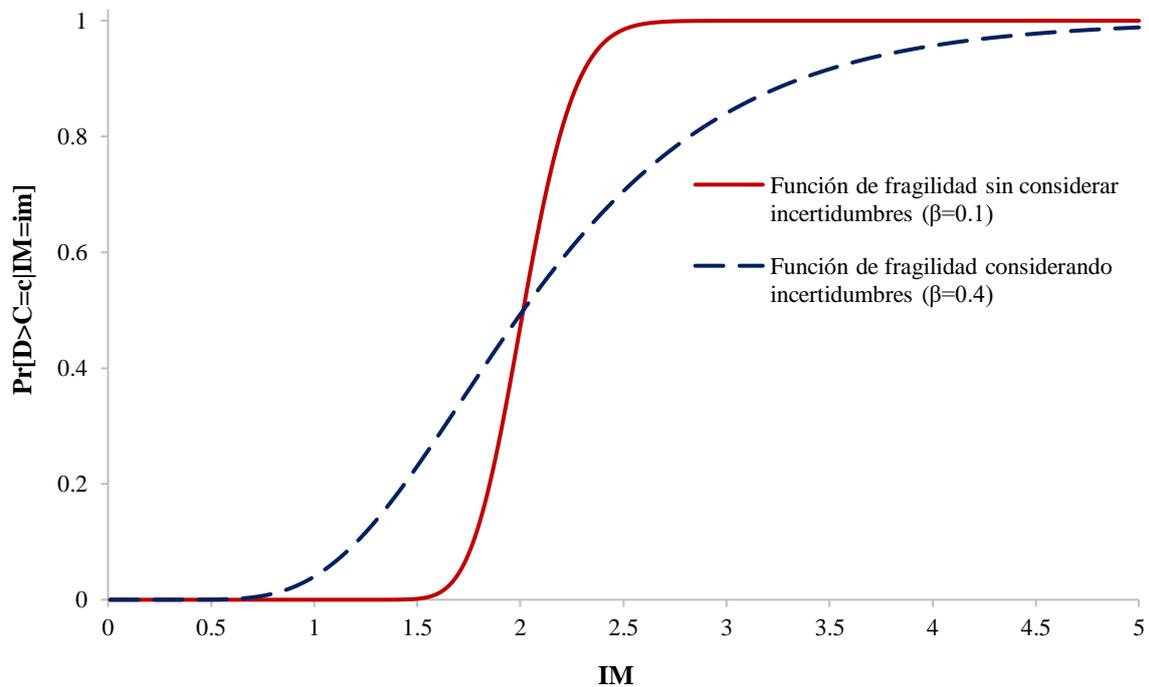
donde, V_{max} es la varianza máxima, D_0 es el nivel de daño para que se dé la varianza máxima y r , se calibra a través de mínimos cuadrados en función del caso de estudio.

Resulta necesario mencionar que el modelo utilizado en el presente trabajo permite obtener la respuesta del oscilador de una manera simplificada, lo que conlleva a que existan ciertas limitaciones en el análisis realizado, siendo una de ellas el requerimiento de un esfuerzo computacional adicional para el análisis no lineal de los modelos, alcance que no se contempla en la investigación.

Ahora bien, también es importante destacar que no se han considerado incertidumbres aleatorias ni epistémicas en el análisis que se presentará posteriormente, sin embargo, según lo establecido en HAZUS (FEMA, 2012), se podría asumir un valor de 0.4 para la desviación estándar de cada una de las funciones, con el objetivo de contemplar la presencia de estas

incertidumbres para los umbrales de los estados de daño de cada uno de los sistemas estructurales. Un ejemplo de esta consideración se presenta en la Figura 3.2.

Figura 3.2. Ejemplo de comparación de funciones de fragilidad al considerar y no considerar incertidumbres



Por su parte, la Figura 3.3, Figura 3.4, Figura 3.5 y Figura 3.6 exhiben la metodología empleada a manera de diagrama de flujo.

Figura 3.3. Diagrama de flujo esquemático para obtener las aceleraciones de respuesta del modelo mediante la metodología propuesta.

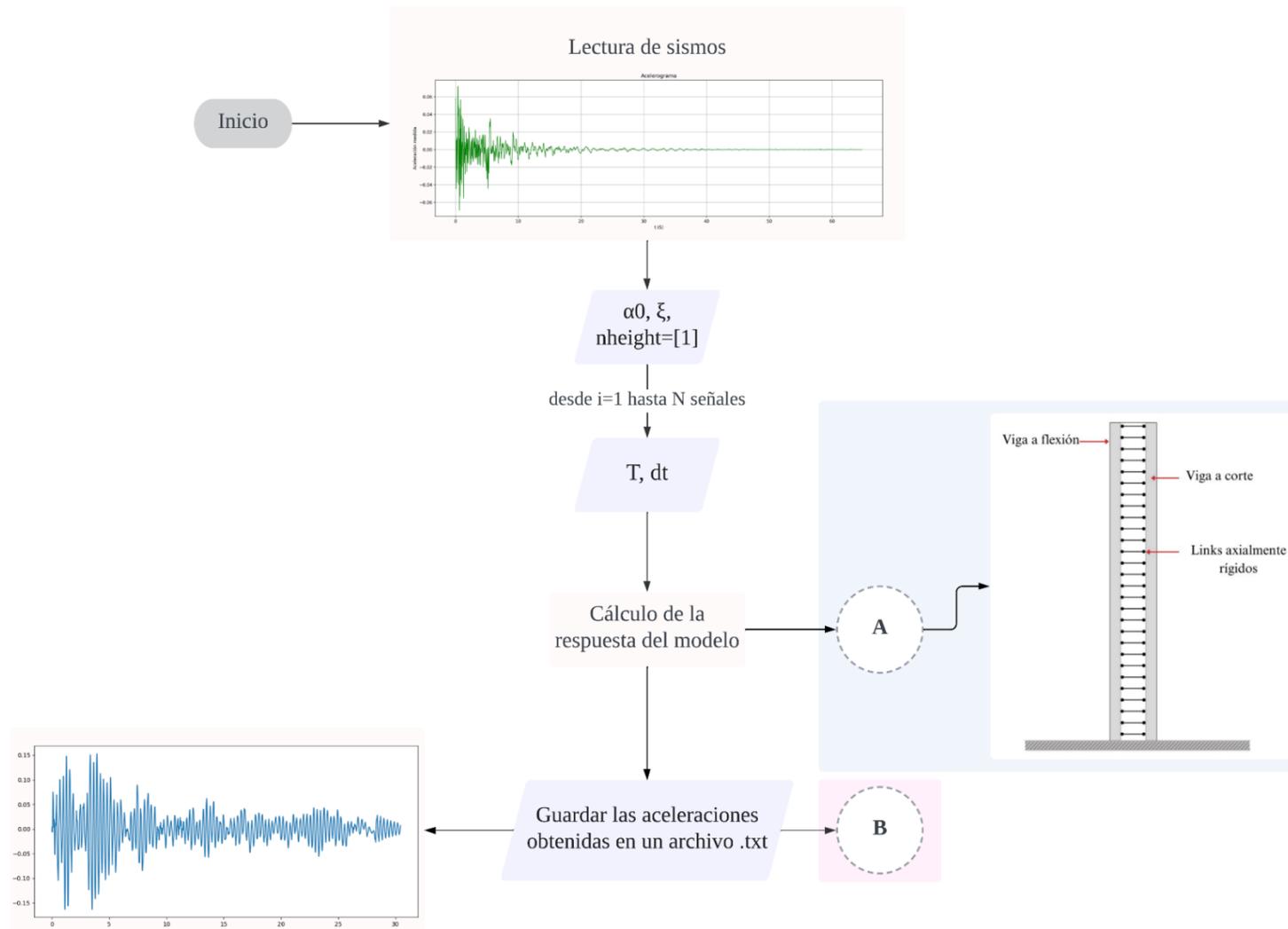


Figura 3.4. Diagrama de flujo esquemático del cálculo de las aceleraciones de respuesta según la metodología Miranda & Taghavi (2005)

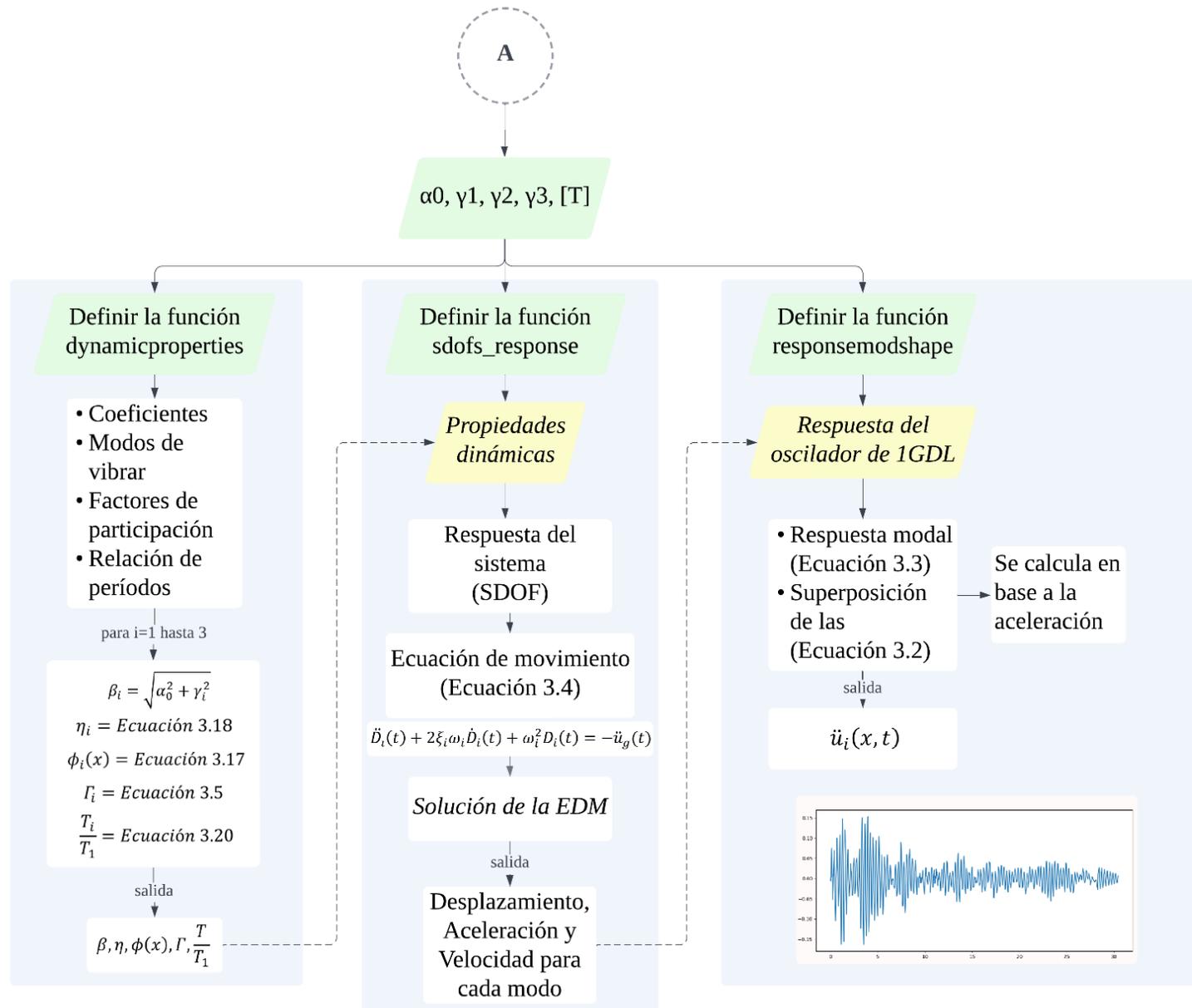


Figura 3.5. Diagrama de flujo esquemático del cálculo de las derivas máximas según la metodología propuesta.

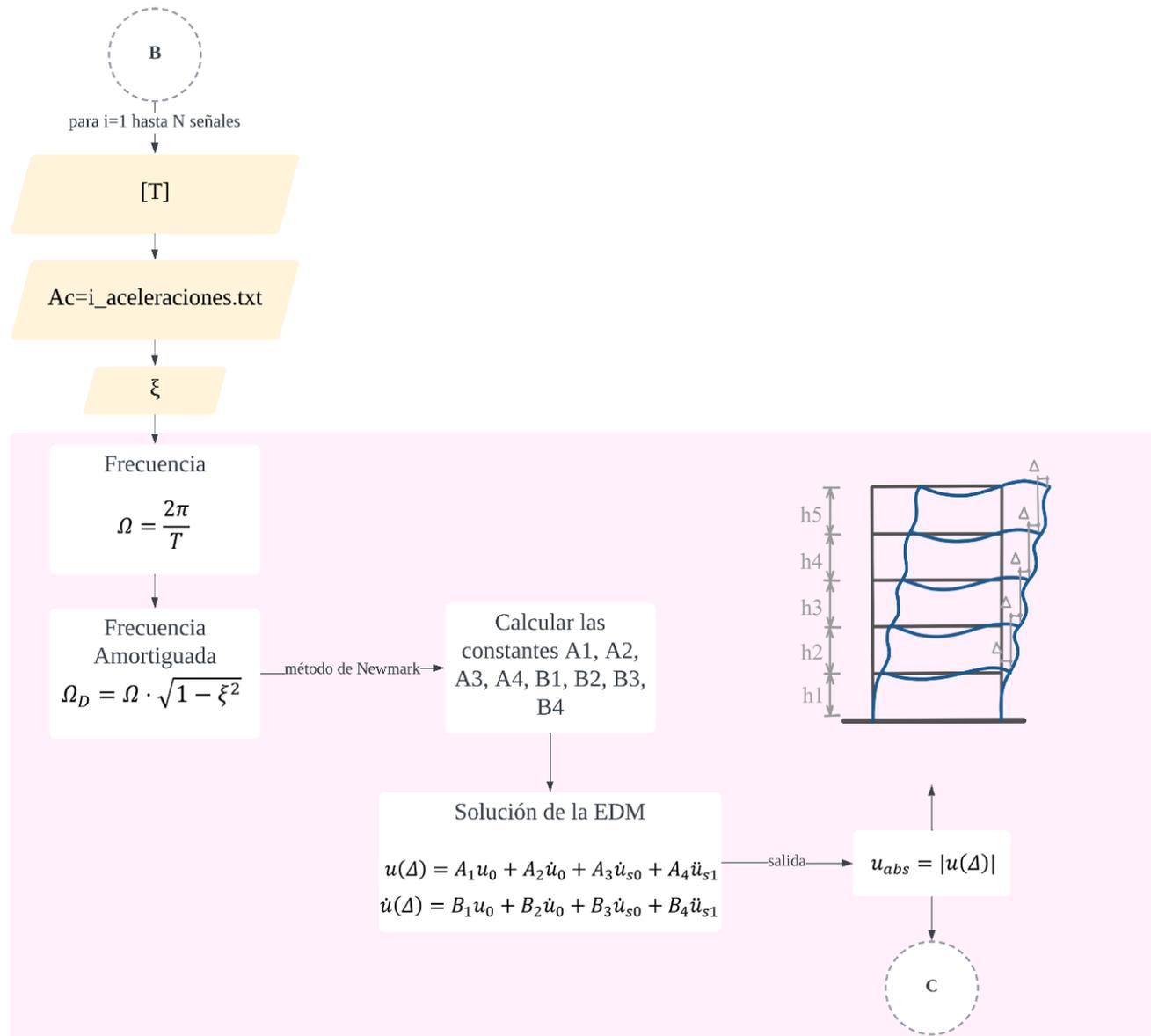
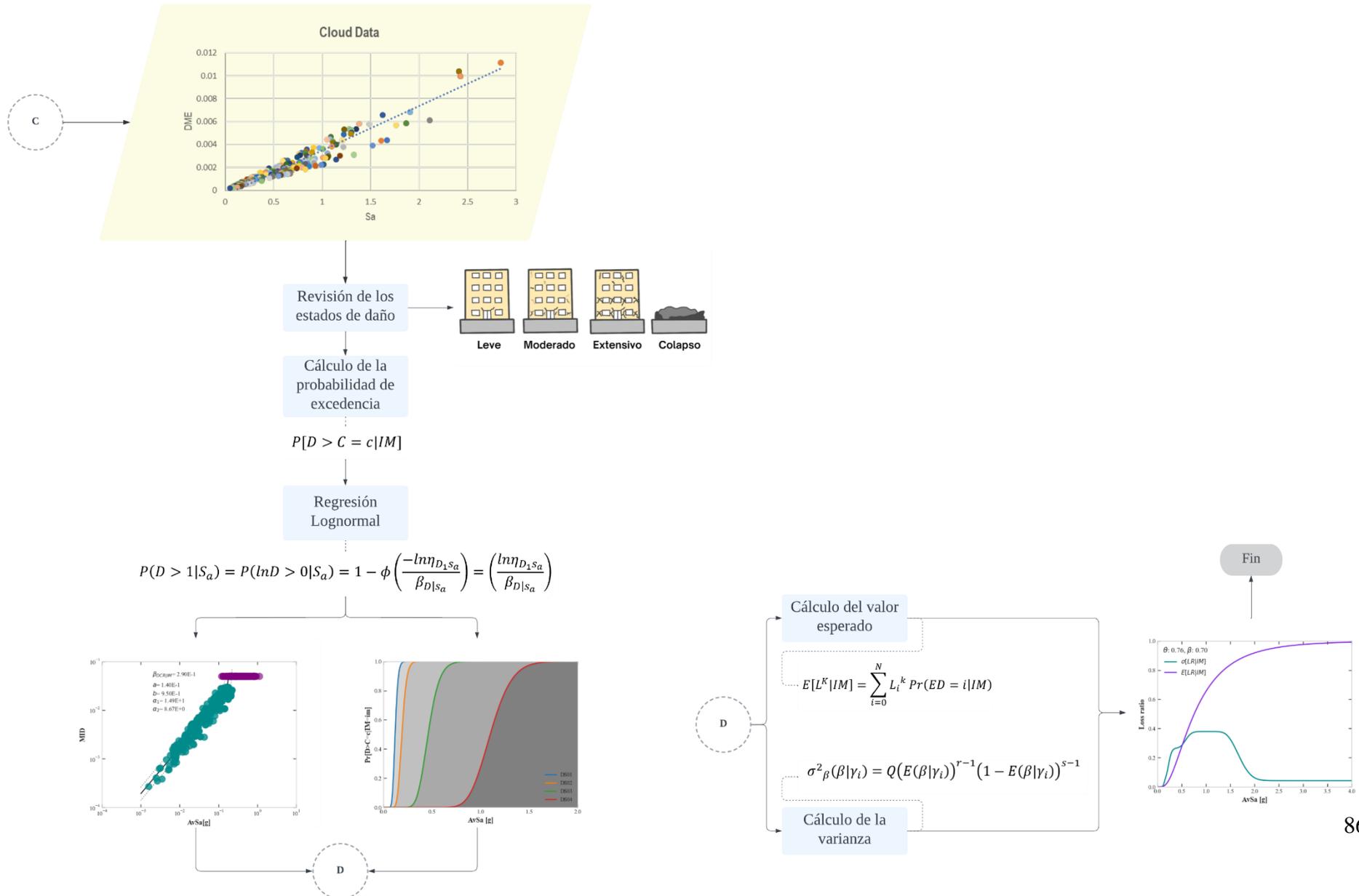


Figura 3.6. Diagrama de flujo esquemático del análisis de vulnerabilidad y fragilidad según la metodología propuesta



3.4.1 Estados de daño

Para la estimación de la fragilidad y vulnerabilidad en la ciudad de Cuenca, se deben tomar en consideración los diferentes estados de daño que contempla cada sistema estructural a analizar, puesto que, por las propiedades intrínsecas de cada uno de ellos (ductilidad, resistencia, amortiguamiento, entre otros), existirán diferentes límites de daño para el nivel de desempeño que se alcance; esto, al encontrarse sometido bajo los efectos de un evento sísmico. A continuación, se presentan los estados de daño considerados para estructuras de mampostería confinada, hormigón armado y acero.

Mampostería

En el caso de la mampostería confinada, se han regido bajo los criterios de Lovon *et al.* (2018), puesto que sus análisis fueron realizados en la ciudad de Lima, en Perú; y de acuerdo a su cercanía y contexto en referencia a los materiales y técnicas de construcción empleados, se vuelven una opción razonable para los fines de este documento. Ahora bien, se establecen 4 estados de daño para el sistema estructural en cuestión, cuyos umbrales de daño, relacionadas a las máximas derivas de entrepiso, se presentan en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Umbrales de daño asociados a estados de daño para mampostería confinada.

Estado de daño	Umbral de daño
Leve	0.084%
Moderado	0.18%
Extensivo	0.57%
Colapso	1.15%

Nota: Adaptado de *Development of Fragility Curves for Confined Masonry Buildings in Lima, Peru* por Lovon *et al.*, 2018.

Debido a que la mampostería presenta un comportamiento inelástico en el caso de presentarse desplazamientos mínimos, el daño leve se produce previo a la deriva asociada al desplazamiento elástico teórico (0.12%). Asimismo, el estado de daño moderado se representa por la extensión de los daños presentados en el daño leve, previo a alcanzar su límite de

fluencia. Por otro lado, los daños extensivos se suponen con una deriva que representa el alcance del cortante basal máximo (0.57%). Y, finalmente, el daño completo se define en el último punto de control, es decir, en el caso del colapso (1.15%) (Lovon *et al.*, 2018).

Hormigón armado

Para las estructuras de hormigón armado, se utilizan los umbrales de daño proporcionado por el HAZUS (FEMA, 2012) de la categoría denominada ‘C1’, correspondientes a estructuras conformadas por pórticos de concreto a momento, los cuales fueron diseñados para diferentes estándares sísmicos, *high code*, *moderate code*, *low code* y *precode*. Además, se establece una diferenciación según el número de pisos en edificios bajos, medianos y altos, misma que se describe en la Tabla 3.4:

Tabla 3.4. Distinción de edificaciones de hormigón armado en relación a su altura

Tipo de Edificación	Descripción	Altura típica
Edificios bajos	De 1 a 3 pisos	6.096 m
Edificios medianos	De 4 a 7 pisos	15.240 m
Edificios altos	De 8 pisos en adelante	36.576 m

Nota: Adaptado de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012

En el Capítulo I, se establecieron las normativas de construcción ecuatorianas y sus años de publicación. Esto sentó las bases para que en el Capítulo II, esta información permita establecer los niveles de ductilidad de las edificaciones del catastro. A partir de ello, podemos distinguir diferentes temporalidades para realizar el análisis de vulnerabilidad y fragilidad con los umbrales de daño respectivos.

En este trabajo se realizará el análisis únicamente para *moderate code* y *low code*, en este caso, tomando en cuenta el análisis realizado sobre las normativas de construcción del país, se establecen que, para las edificaciones construidas a partir de 2002, habiendo entrado en vigencia el Código Ecuatoriano de la Construcción, se utilizarán los umbrales de daño para *moderate code*, mientras que, las edificaciones construidas hasta 2001, se analizarán utilizando los umbrales para *low code*, mismos que se exhiben en las tablas Tabla 3.5 y Tabla 3.6 respectivamente.

Tabla 3.5. Umbrales de daño asociados a estados de daño para hormigón armado, correspondientes a un estándar sísmico de tipo *moderate code*

Tipo de Edificación	DS01	DS02	DS03	DS04
Edificios bajos	0.50%	0.87%	2.33%	6.00%
Edificios medianos	0.33%	0.58%	1.56%	4.00%
Edificios altos	0.25%	0.43%	1.17%	3.00%

Nota: Adaptado de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012

Tabla 3.6. Umbrales de daño asociados a estados de daño para hormigón armado, correspondientes a un estándar sísmico de tipo *low code*

Tipo de Edificación	DS01	DS02	DS03	DS04
Edificios bajos	0.50%	0.80%	2.00%	5.00%
Edificios medianos	0.33%	0.53%	1.33%	3.33%
Edificios altos	0.25%	0.40%	1.00%	2.50%

Nota: Adaptado de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012

Acero

En el caso de las estructuras de acero, tal como las de hormigón armado, se utilizan los umbrales de daño estipulados en el HAZUS (FEMA, 2012) de la categoría denominada 'S1', correspondientes a estructuras conformadas por pórticos de acero a momento, distinguidos, asimismo, para los estándares sísmicos *high code*, *moderate code*, *low code* y *precode*. Sin embargo, a pesar de que se establece una diferenciación según el número de pisos al igual que en hormigón armado, comprenden diferentes alturas, es por ello que se presentan estos cambios en la Tabla 3.7:

Tabla 3.7. Distinción de edificaciones de acero en relación a su altura

Tipo de Edificación	Descripción	Altura típica
Edificios bajos	De 1 a 3 pisos	7.315 m
Edificios medianos	De 4 a 7 pisos	18.288 m
Edificios altos	De 8 pisos en adelante	47.549 m

Nota: Adaptado de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012

Cabe destacar que, con base en los resultados obtenidos en el Capítulo II, en la ciudad de Cuenca para el año 2021, existían únicamente edificaciones de acero hasta los 6 pisos, es por

ello que únicamente se analizarán los edificios de baja y mediana altura, asimismo, para *moderate code* y *low code*. Con ello, los umbrales de daño con base en estándares sísmicos y alturas descritas, se exhiben en la Tabla 3.8 y Tabla 3.9 respectivamente:

Tabla 3.8. Umbrales de daño asociados a estados de daño para acero, correspondientes a un estándar sísmico de tipo *moderate code*.

Tipo de Edificación	DS01	DS02	DS03	DS04
Edificios bajos	0.60%	1.04%	2.35%	6.00%
Edificios medianos	0.40%	0.69%	1.57%	4.00%

Nota: Adaptado de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012

Tabla 3.9. Umbrales de daño asociados a estados de daño para acero, correspondientes a un estándar sísmico de tipo *low code* (FEMA, 2012)

Tipo de Edificación	DS01	DS02	DS03	DS04
Edificios bajos	0.60%	0.96%	2.03%	5.00%
Edificios medianos	0.40%	0.64%	1.35%	3.33%

Nota: Adaptado de *Hazus-MH 2.1 Technical Manual* por FEMA, 2012

3.5 Resultados

Habiendo presentado la metodología a emplearse para la determinación de la fragilidad y vulnerabilidad de los distintos sistemas estructurales, a continuación, se exhiben las consideraciones tomadas para su obtención.

Mampostería

En primer lugar, para el cálculo del periodo fundamental de esta tipología estructural, se ha empleado la formulación del Código Nacional de Edificaciones de Canadá (1995), misma que relaciona el parámetro mencionado con el número de plantas existentes de la estructura sobre el suelo (N), indicada en la Ecuación 3.37:

$$T = 0.1N$$

Ecuación 3.37

Por otro lado, puesto que la mampostería no comprende un amortiguamiento intrínseco elevado en relación a su material y sistema estructural y puesto que tiene una baja capacidad de disipación de energía, se asume un porcentaje de amortiguamiento de $\zeta = 2\%$. Y, por último, el condicionante principal empleado en la metodología de Miranda y Taghavi (2005), es decir, el parámetro adimensional α_0 , se ha variado tomando en consideración la cantidad de niveles presentes en las estructuras, de acuerdo al comportamiento predominante de flexión o corte que presentará. Con ello, la Tabla 3.10 exhibe los parámetros utilizados.

Tabla 3.10. Parámetros empleados para estructuras de mampostería confinada.

Niveles (N)	Periodo (T)	α_0	ζ
1	0.1	20	2%
2	0.2	19	2%
3	0.3	17	2%
4	0.4	15	2%

Ahora bien, habiendo considerado los componentes descritos en la Tabla 3.10, se exhibe un cuadro resumen en la Tabla 3.11 con los parámetros de media (θ) y desviación estándar (β) de las funciones de vulnerabilidad obtenidas de las estructuras de mampostería, considerando los regímenes tanto de intraplaca como de subducción.

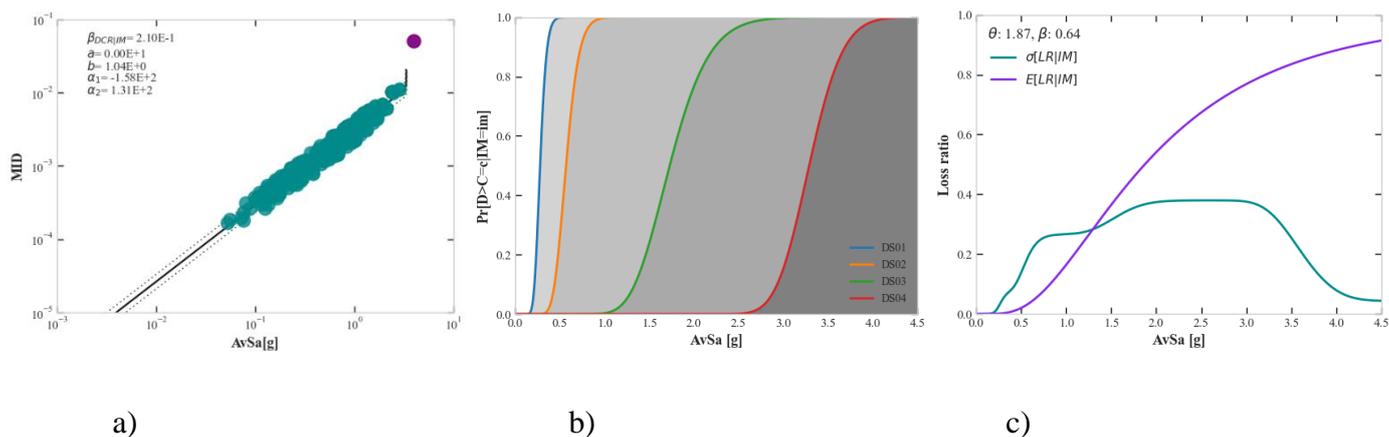
Tabla 3.11. Parámetros θ y β de las funciones de vulnerabilidad de mampostería

Número de pisos (N)	Sismo de tipo intraplaca		Sismo de tipo subducción	
	θ	β	θ	β
1	1.87	0.64	1.86	0.65
2	0.45	0.68	0.48	0.75
3	0.21	0.63	0.22	0.83
4	0.11	0.69	0.11	0.79

A continuación, se exhiben 3 gráficos para cada análisis realizado en mampostería: la nube de puntos obtenida en los casos de colapso y no colapso; las funciones de fragilidad obtenidas del

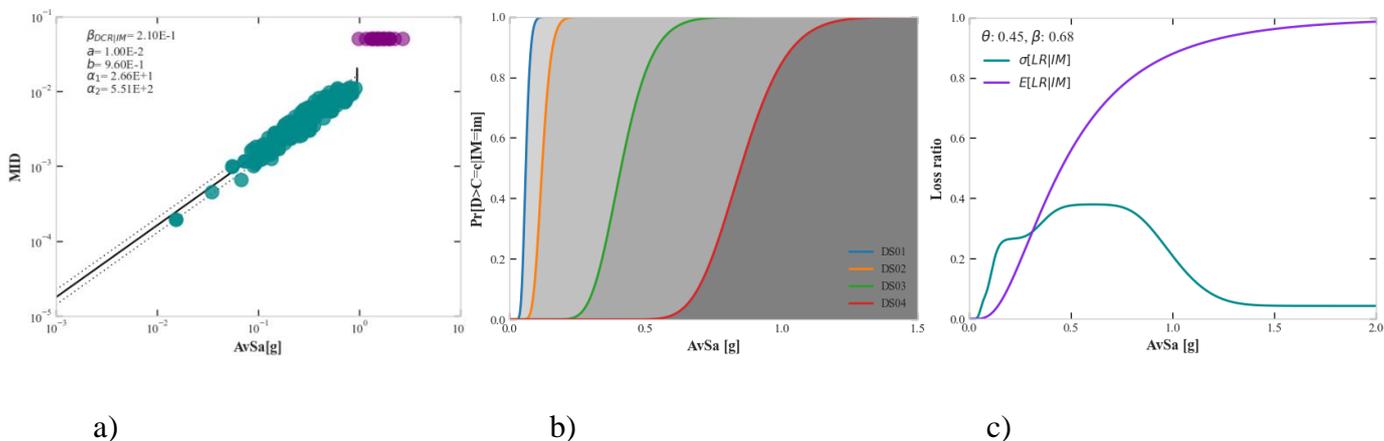
análisis con base en los umbrales de daño mencionados; y las funciones de vulnerabilidad obtenidas, con su respectiva desviación estándar. Esto se puede apreciar en la Figura 3.7, Figura 3.8, Figura 3.9 y Figura 3.10. Cabe destacar que, en este caso, se ha considerado una pseudoaceleración promedio como medida de intensidad.

Figura 3.7. Análisis de estructuras de mampostería de 1 piso, considerando sismos de tipo intraplaca



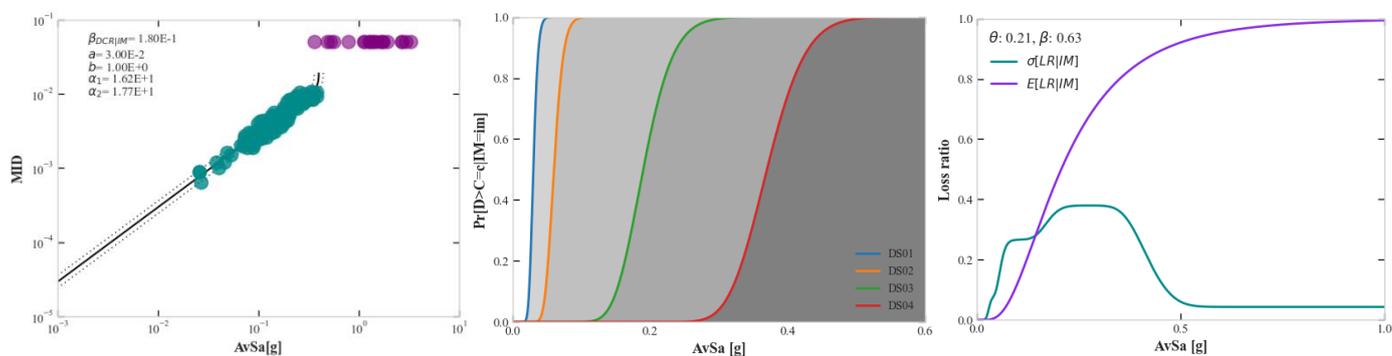
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.8. Análisis de estructuras de mampostería de 2 pisos, considerando sismos de tipo intraplaca



Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.9. Análisis de estructuras de mampostería de 3 pisos, considerando sismos de tipo intraplaca



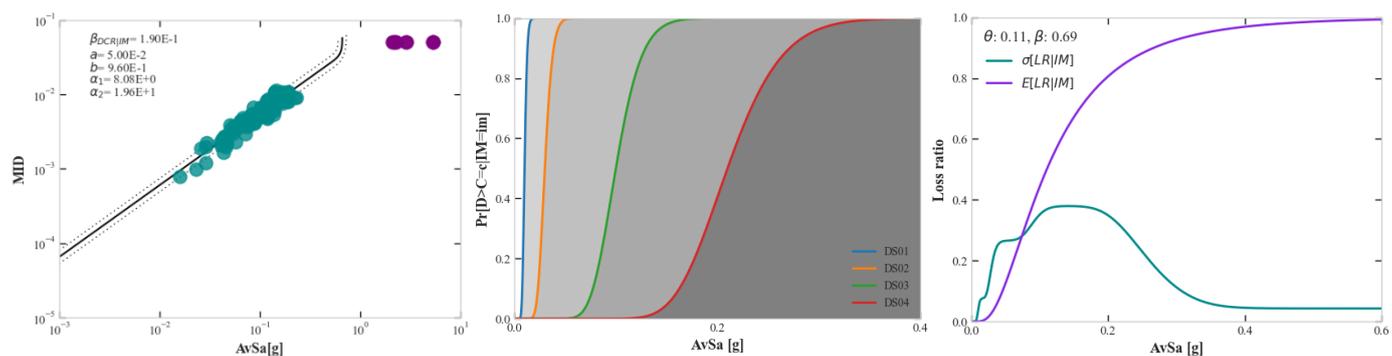
a)

b)

c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.10. Análisis de estructuras de mampostería de 4 pisos, considerando sismos de tipo intraplaca



a)

b)

c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Por motivos de ejemplificación, se exhiben únicamente las representaciones gráficas obtenidas para los casos de los sismos de tipo intraplaca en el caso de mampostería; el resto de resultados, para esta tipología estructural, se pueden apreciar en el Anexo C1 Mampostería.

Hormigón armado

En el caso de las estructuras de hormigón armado, se adoptó una metodología distinta para el cálculo de su periodo fundamental. Primeramente, con base en los resultados obtenidos en la taxonomía estructural de la ciudad, este tipo de estructuras comprenden distintas alturas y cantidad de niveles, pues varía desde una única planta, hasta los 18 niveles. No obstante, para obtener la fragilidad y vulnerabilidad de esta tipología estructural, se optó por escoger los números de niveles más representativos de Cuenca, tomando en cuenta que la cantidad de pisos que no fueron considerados presentarían un periodo fundamental similar a los escogidos y, por ende, tendrían un comportamiento similar; esto por motivos de conveniencia, además de reducir el esfuerzo computacional.

Para el cálculo de sus respectivos periodos fundamentales, se adoptó la metodología del ASCE-7-16 (2017), puesto que presenta una ecuación que relaciona la altura del inmueble (h_n) en pies, con parámetros del período aproximado (C_t y x) en referencia a la tipología estructural que presenta, establecidos con base en la Tabla 12.8-2 del ASCE 7-16 (2017). La conceptualización de lo mencionado se exhibe en la Ecuación 3.38:

$$T_a = C_t h_n^x \quad \text{Ecuación 3.38}$$

Además, el hormigón armado, debido a sus propiedades físicas y mecánicas en relación a su rigidez, estabilidad y flexibilidad principalmente, presenta un porcentaje de amortiguamiento de $\zeta = 5\%$. Y, finalmente, para el parámetro adimensional α_0 , tal como el caso de la mampostería, se ha variado tomando en consideración a la cantidad de niveles presentes en las estructuras contempladas en el análisis, de acuerdo al comportamiento predominante de flexión o corte que presentará el inmueble. Habiendo mencionado los parámetros a utilizar, la Tabla 3.12 exhibe el resumen de lo utilizado para este caso.

Tabla 3.12. Parámetros empleados para estructuras de hormigón armado.

Niveles (N)	Periodo (T)	α_0	ζ
2	0.321	10	5%
4	0.580	9	5%
8	1.064	8.5	5%
10	1.296	8	5%
12	1.524	7.5	5%
15	1.858	7	5%

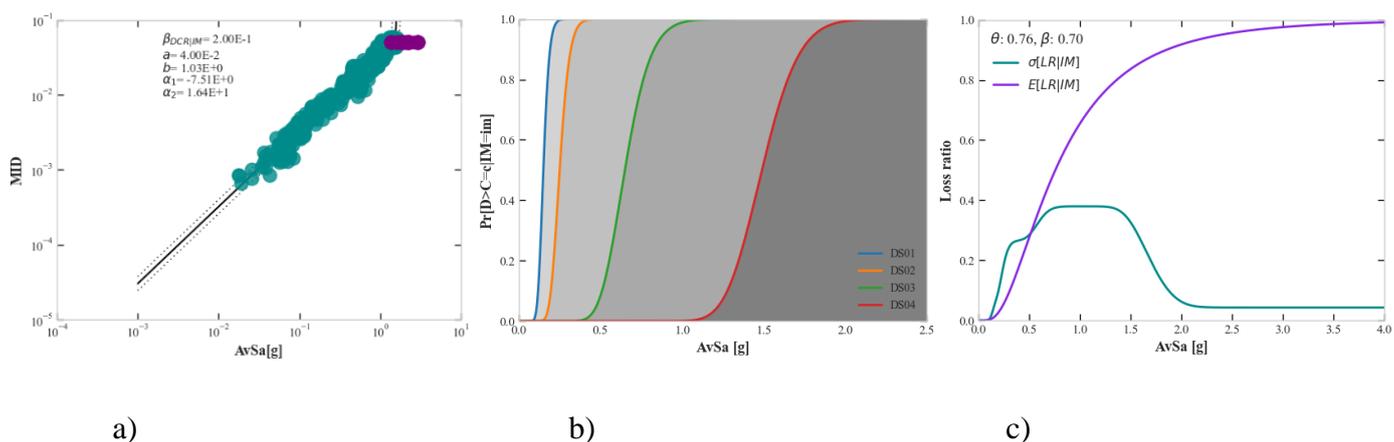
Ahora bien, tal como para mampostería, habiendo considerado los componentes descritos en la Tabla 3.12, se exhibe un cuadro resumen en la Tabla 3.13 con los parámetros de media (θ) y desviación estándar (β) de las funciones de vulnerabilidad obtenidas de las estructuras de hormigón armado, considerando los regímenes tanto de intraplaca como de subducción, además de los estándares sísmicos mencionados, es decir, *moderate* y *low code*.

Tabla 3.13. Parámetros θ y β de las funciones de vulnerabilidad de hormigón armado.

Número de pisos (N)	Tipo	Sismo de tipo intraplaca		Sismo de tipo subducción	
		θ	β	θ	β
2	<i>Moderate code</i>	0.76	0.70	1.37	0.68
	<i>Low code</i>	0.55	0.72	0.98	0.74
4	<i>Moderate code</i>	0.35	0.75	0.32	0.67
	<i>Low code</i>	0.29	0.68	0.27	0.65
8	<i>Moderate code</i>	0.08	0.73	0.07	0.78
	<i>Low code</i>	0.08	0.76	0.06	0.77
10	<i>Moderate code</i>	0.06	0.64	0.05	0.72
	<i>Low code</i>	0.05	0.68	0.04	0.67
12	<i>Moderate code</i>	0.05	0.54	0.03	0.72
	<i>Low code</i>	0.04	0.43	0.03	0.65
15	<i>Moderate code</i>	0.03	0.67	0.02	0.73
	<i>Low code</i>	0.03	0.66	0.02	0.62

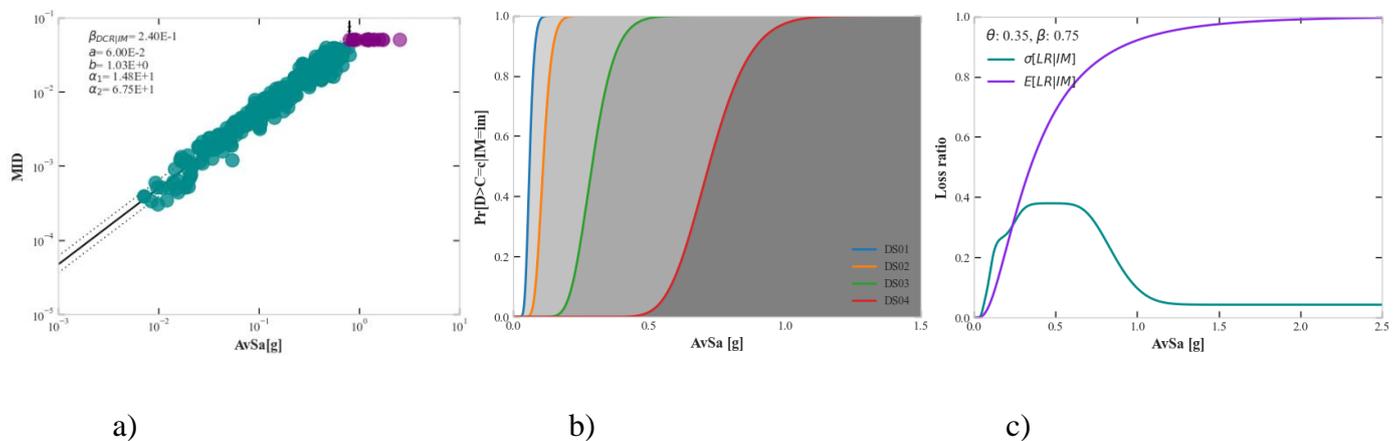
A continuación, se exhiben 3 gráficos para cada análisis realizado para hormigón armado: la nube de puntos obtenida con los casos de colapso y no colapso; las funciones de fragilidad obtenidas del análisis con base en los umbrales de daño mencionados; y las funciones de vulnerabilidad obtenidas, con su respectiva desviación estándar apreciadas en la Figura 3.11, Figura 3.12, Figura 3.13, Figura 3.14, Figura 3.15 y Figura 3.16,. Cabe destacar que se ha considerado una pseudoaceleración promedio como medida de intensidad.

Figura 3.11. Análisis de estructuras de hormigón armado de 2 pisos, ‘moderate code’, considerando sismos de tipo intraplaca



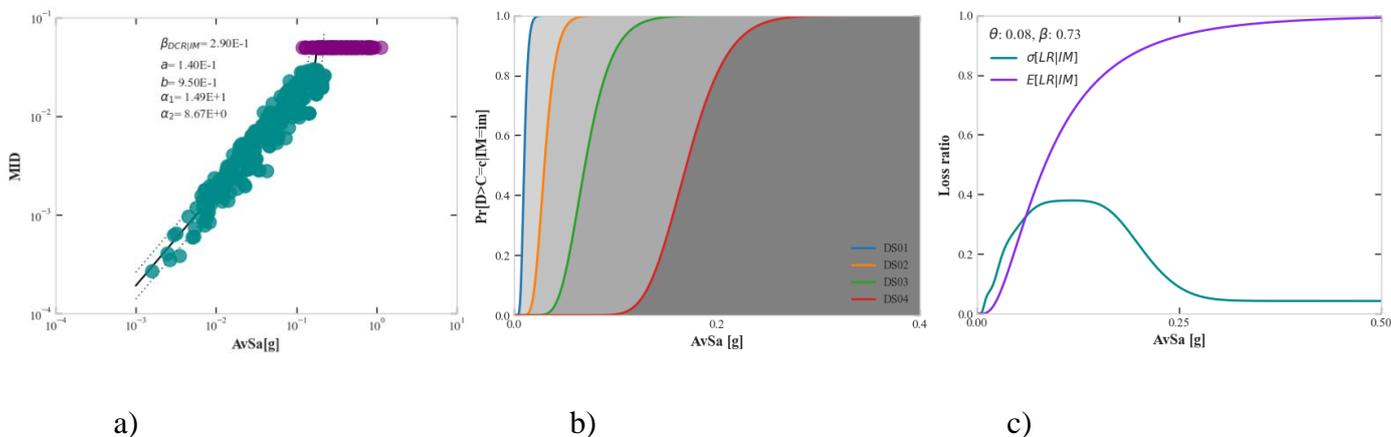
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.12. Análisis de estructuras de hormigón armado de 4 pisos, ‘moderate code’, considerando sismos de tipo intraplaca



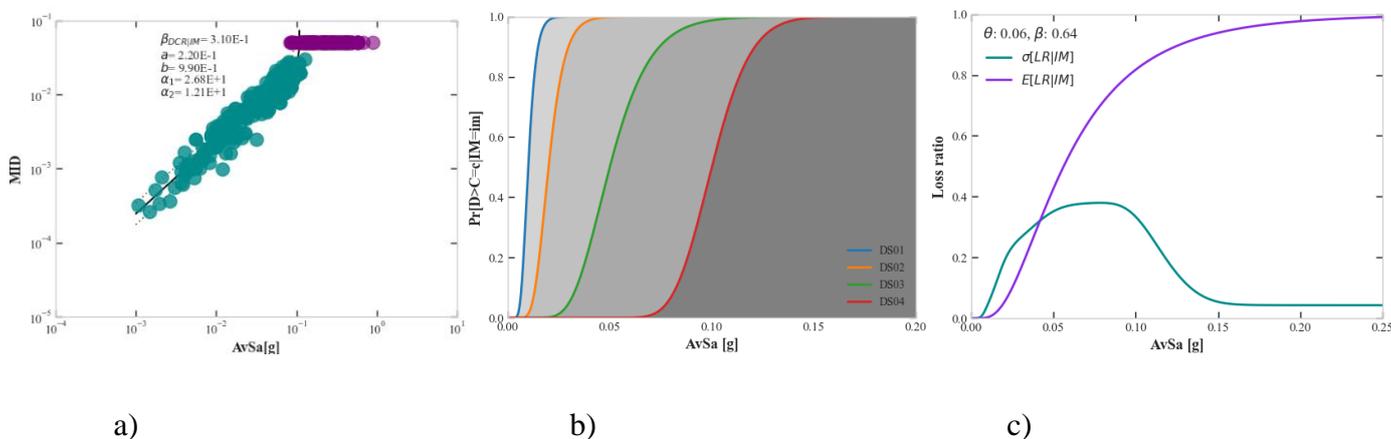
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.13. Análisis de estructuras de hormigón armado de 8 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



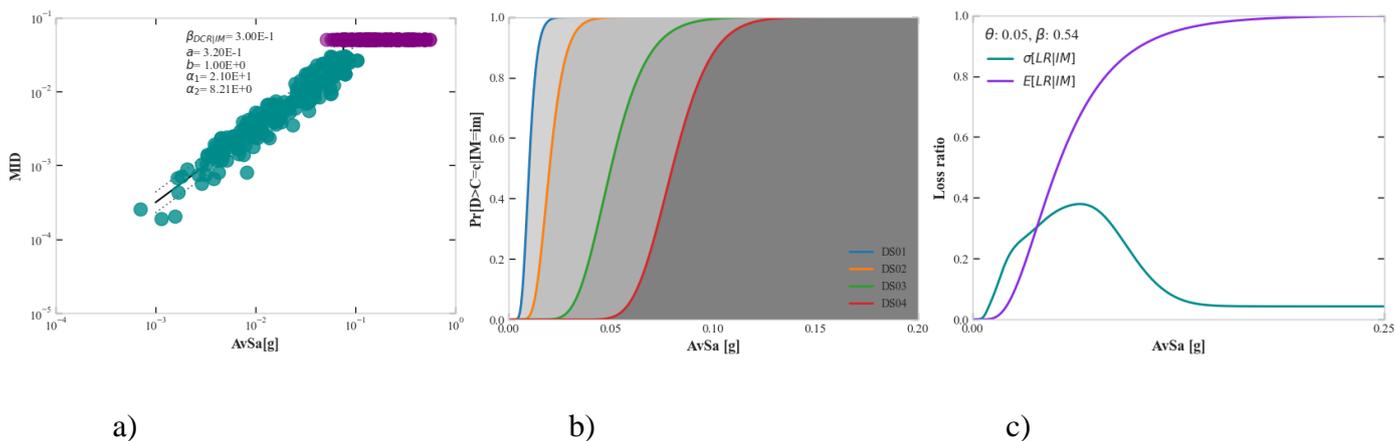
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.14. Análisis de estructuras de hormigón armado de 10 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



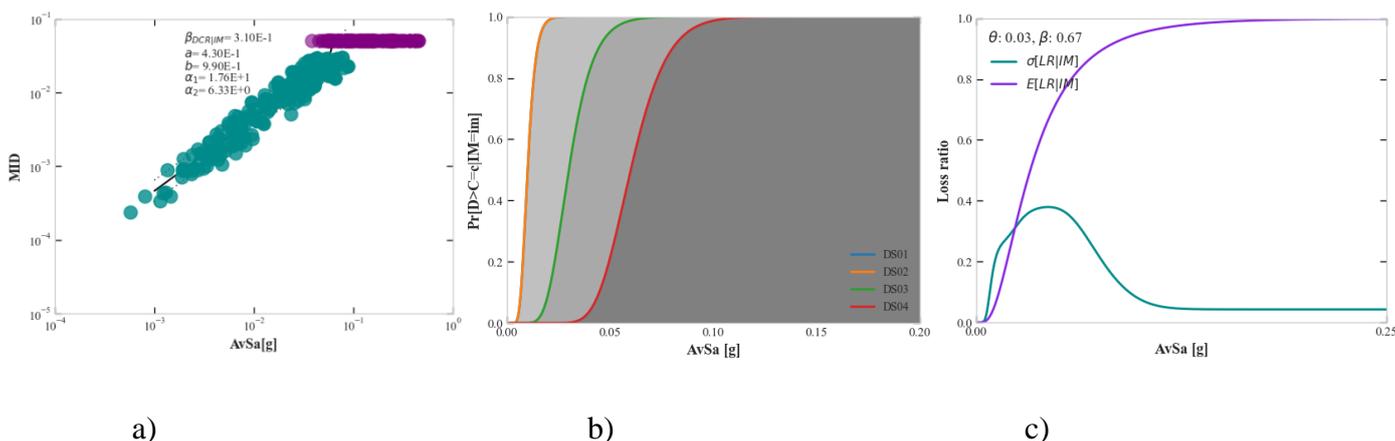
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.15. Análisis de estructuras de hormigón armado de 12 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.16. Análisis de estructuras de hormigón armado de 15 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Por motivos de ejemplificación, se exhiben únicamente las representaciones gráficas obtenidas para los casos de los sismos de tipo intraplaca y con un estándar sísmico 'moderate code' en el caso de hormigón armado; el resto de resultados, para esta tipología estructural, se pueden apreciar en el Anexo C2 Hormigón Armado.

Acero

Para este último caso de las estructuras de acero, se contemplaron cada uno de los valores únicos de Cuenca, en cuestión de número de niveles presentes en la estructura, los cuales varían de 1 a 6 pisos. Por otro lado, se consideró la metodología presentada por la NEC (2015) para el cálculo de su periodo fundamental, misma que presenta la misma logística que la metodología del ASCE 7-16 (2017), aunque con diferente nomenclatura y en unidades del Sistema Internacional (metros); tomando C_t y α de la tabla de los valores de parámetros para período aproximado del método proporcionado por la NEC (2015). La formulación en cuestión se detalla en la Ecuación 3.39:

$$T_a = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 3.39}$$

Adicionalmente, se ha considerado un porcentaje de amortiguamiento de $\zeta = 5\%$ al igual que en el caso del hormigón armado, puesto que este tipo de estructuras poseen propiedades dúctiles que permiten amortiguar de manera aproximada al valor mencionado, en caso de la aplicación de una carga lateral o movimiento de suelo. Finalmente, se puede decir que el valor de α_0 , al igual que en las anteriores metodologías, se varió con base al comportamiento estructural que presentará, de acuerdo a la cantidad de pisos que posee. Con ello, la Tabla 3.14 exhibe el resumen de los parámetros estructurales empleados, además de los periodos obtenidos.

Tabla 3.14. Parámetros empleados para estructuras de acero.

Niveles (N)	Periodo (T)	α_0	ζ
1	0.196	7	5%
2	0.322	7	5%
3	0.436	6.5	5%
4	0.543	6	5%
5	0.645	5.5	5%
6	0.743	5	5%

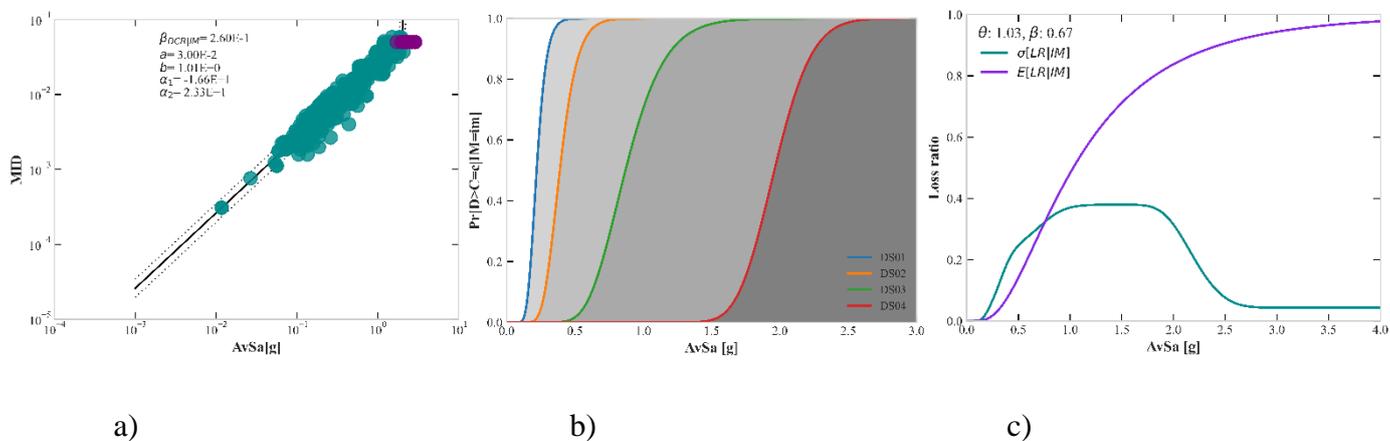
Considerando las características estructurales presentadas en la Tabla 3.14, se exhibe un cuadro resumen en la Tabla 3.15 con los parámetros de media (θ) y desviación estándar (β) de las funciones de vulnerabilidad obtenidas de las estructuras de acero, contemplando los regímenes de intraplaca y subducción, además de los estándares sísmicos diferenciados, en este caso, *moderate* y *low code*.

Tabla 3.15. Parámetros θ y β de las funciones de vulnerabilidad de acero.

Número de pisos (N)	Tipo	Sismo de tipo intraplaca		Sismo de tipo subducción	
		θ	β	θ	β
1	<i>Moderate code</i>	1.03	0.67	0.99	0.67
	<i>Low code</i>	0.89	0.66	0.86	0.63
2	<i>Moderate code</i>	0.64	0.68	0.72	0.64
	<i>Low code</i>	0.54	0.70	0.64	0.63
3	<i>Moderate code</i>	0.56	0.65	0.52	0.64
	<i>Low code</i>	0.49	0.65	0.45	0.63
4	<i>Moderate code</i>	0.39	0.68	0.35	0.65
	<i>Low code</i>	0.33	0.65	0.31	0.62
5	<i>Moderate code</i>	0.27	0.68	0.25	0.68
	<i>Low code</i>	0.23	0.66	0.23	0.63
6	<i>Moderate code</i>	0.21	0.67	0.20	0.69
	<i>Low code</i>	0.18	0.68	0.16	0.69

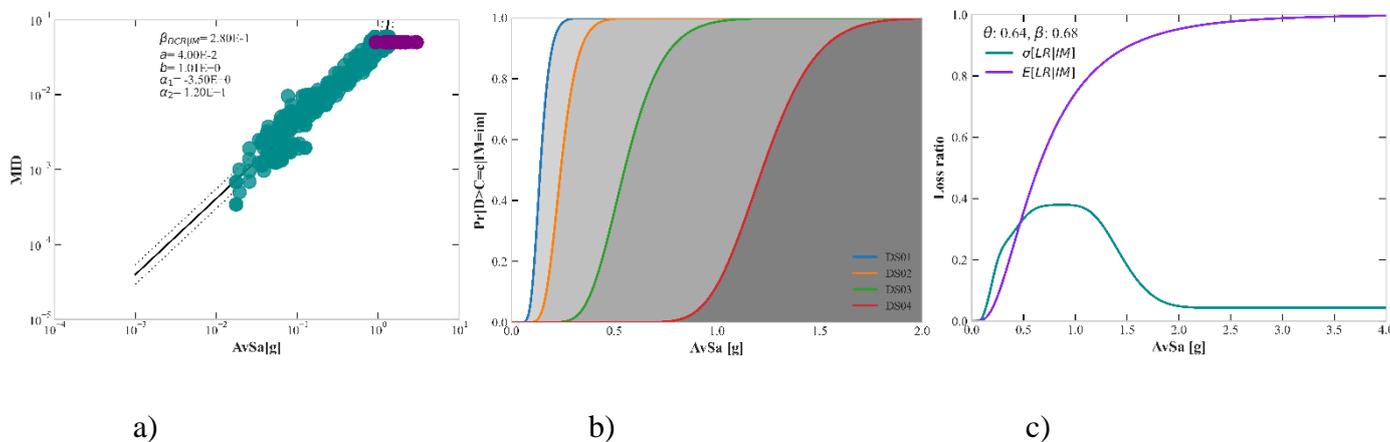
A continuación, se exhiben 3 ilustraciones para cada análisis realizado para el caso de acero: la nube de puntos obtenida con los casos de colapso u no colapso; las funciones de fragilidad obtenidas del análisis con base en los umbrales de daño mencionados; y las funciones de vulnerabilidad obtenidas, con su respectiva desviación estándar, presentadas en la Figura 3.17, Figura 3.18, Figura 3.19, Figura 3.20, Figura 3.21 y Figura 3.22. Es importante recalcar que se ha contemplado una pseudoaceleración promedio como medida de intensidad.

Figura 3.17. Análisis de estructuras de acero de 1 piso, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



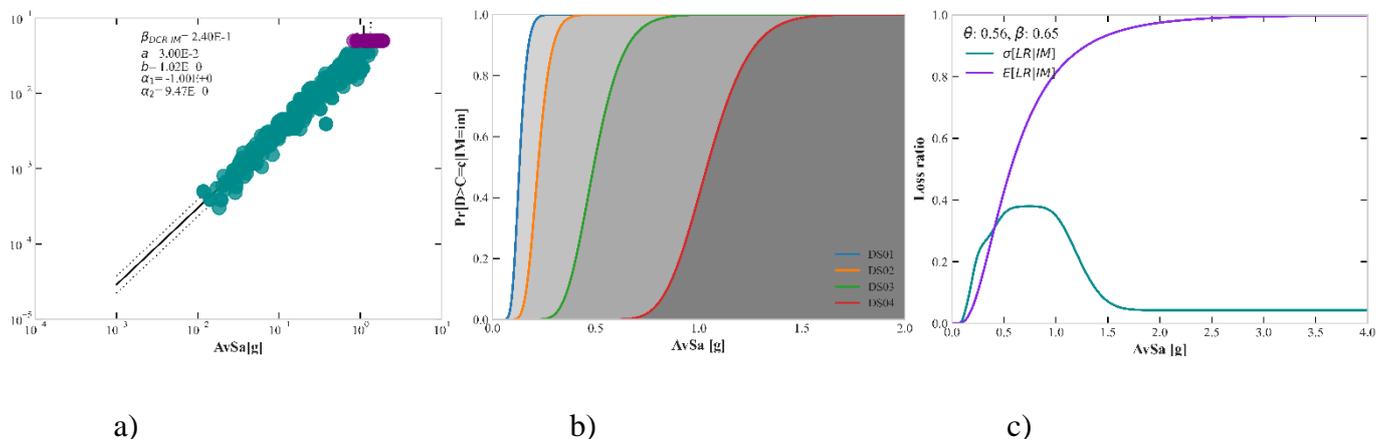
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.18. Análisis de estructuras de acero de 2 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



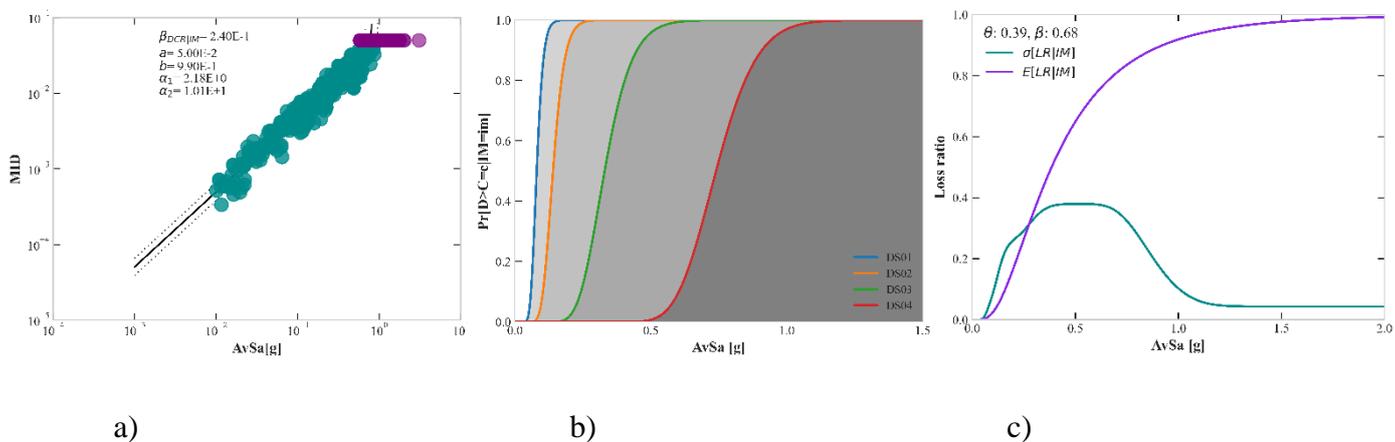
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.19. Análisis de estructuras de acero de 3 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



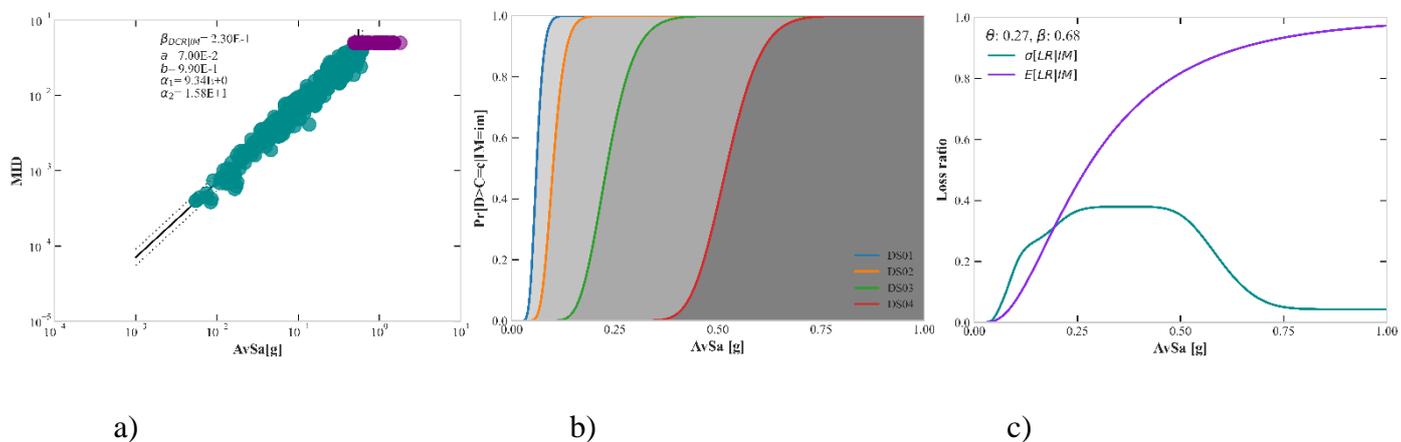
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.20. Análisis de estructuras de acero de 4 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



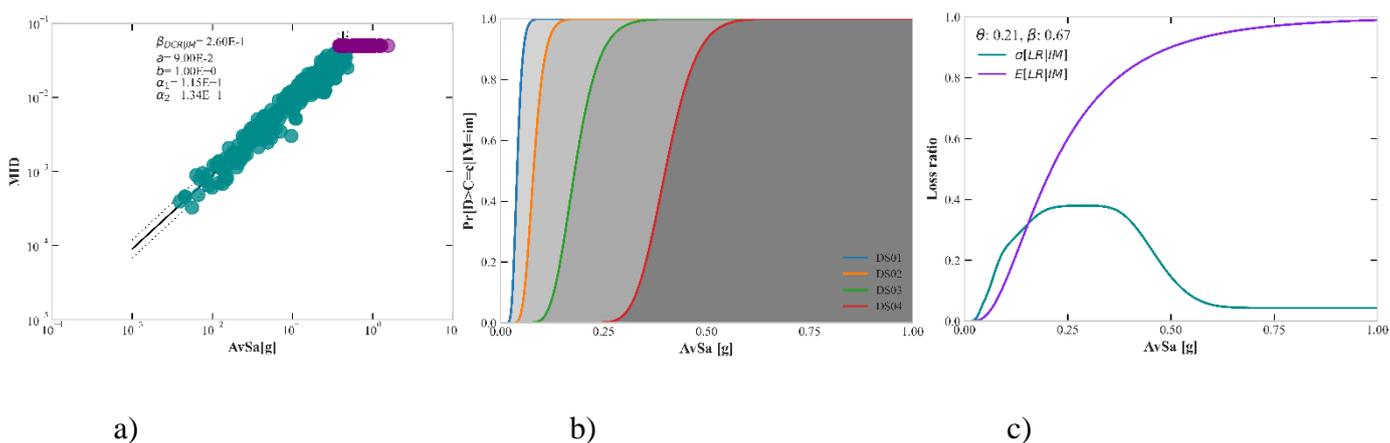
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.21. Análisis de estructuras de acero de 5 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca



Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura 3.22. Análisis de estructuras de acero de 6 pisos, 'moderate code', considerando sismos de tipo intraplaca:



Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Por motivos de ejemplificación, se exhiben únicamente las representaciones gráficas obtenidas para los casos de los sismos de tipo intraplaca y con un estándar sísmico 'moderate code' en el caso de acero; el resto de resultados, para esta tipología estructural, se pueden apreciar en el Anexo C3 Acero.

Comparación

Con base en los resultados expuestos, se puede decir que, de manera general, los sismos de subducción son los que presentan una mayor amenaza para los activos expuestos de la ciudad de Cuenca, generando daños y pérdidas mayores en los mismos.

Las edificaciones de mampostería presentan mayor fragilidad y vulnerabilidad que las estructuras de hormigón armado y acero, es decir, para intensidades menores de pseudoaceleración, tienen una mayor probabilidad de daño y, principalmente, colapso, por ende, al presentarse un sismo de cualquier tipo, existirá una mayor probabilidad de pérdida en cuanto a su infraestructura. Esto podría deberse a que la mampostería presenta un comportamiento inelástico con la presencia de desplazamientos mínimos, es decir, es un material con la menor elasticidad y ductilidad en relación al hormigón armado y al acero.

Como siguiente tipología más vulnerable, en cuanto a las contempladas en el presente estudio, sería la de hormigón armado, pues se requiere de una mayor intensidad para generar el colapso, comparadas a las de mampostería, pero una menor intensidad comparadas a las de acero.

Lo descrito anteriormente puede deberse a que, si bien el hormigón armado representa un compuesto intrínsecamente resistente, seguro y apto para la construcción, el acero contempla mayor dureza, resistencia y ductilidad; con lo cual, existe menor probabilidad de colapso en el acero a la hora de comparar y contrastar el efecto de una misma magnitud de pseudoaceleración para las distintas tipologías estructurales contempladas.

Finalmente, cabe destacar que mientras mayor cantidad de pisos tenga la estructura que se está analizando, existirá mayor probabilidad de daño; por ende, habrá una mayor pérdida económica; lo mencionado podrá evidenciarse de mejor manera en el capítulo posterior de este trabajo.

4 CAPÍTULO IV: RIESGO SÍSMICO EN CUENCA

En el cuarto y último capítulo, se exhibirá la metodología empleada para cuantificar el riesgo sísmico en la ciudad de Cuenca. En este sentido, cabe destacar que el análisis probabilista del riesgo tiene como principal objetivo determinar las distribuciones de probabilidad de las pérdidas que pueden llegar a presentarse como consecuencia de la ocurrencia de eventos sísmicos, integrando las incertidumbres presentes a lo largo del proceso.

En este sentido, para determinar las distribuciones de probabilidad de las pérdidas, se especifica las frecuencias, usualmente anuales, con que ocurrirán eventos en donde se exceda un valor determinado de pérdidas económicas. Para ello, se toman en consideración todos los eventos potencialmente dañinos (N), calculando la probabilidad de que la pérdida (P) sea superior a un valor “p”, dado que ocurrió el *i-ésimo* evento, así como su frecuencia anual de ocurrencia (F_A). Lo mencionado anteriormente se describe en la Ecuación 4.1, donde $v(p)$ es la tasa de excedencia de la pérdida.

$$v(p) = \sum_{i=1}^N Pr(P > p | N_i) F_A(N_i) \quad \text{Ecuación 4.1}$$

De la Ecuación 4.1 se derivan los estimadores puntuales del riesgo, como la pérdida anualizada promedio, misma que se obtendrá para las estructuras de mampostería, hormigón armado y acero.

4.1 Pérdida Anualizada Promedio (AAL)

También denominada pérdida anual esperada (PAE), siendo esta la suma de los productos de las pérdidas esperadas en relación a un evento específico ($E(P|N_i)$), multiplicado por la frecuencia de ocurrencia anual del mismo evento ($F_A(N_i)$), indicada en la Ecuación 4.2. Para ello, se analizan cada uno de los eventos (N) probabilistas considerados en el modelo de pérdida, es decir, los eventos contemplados para las curvas de fragilidad y vulnerabilidad (Ordaz *et al.*, 2011).

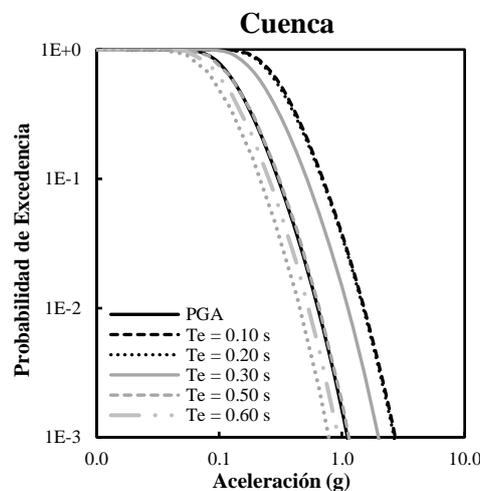
$$PAE = \sum_{i=1}^N E(P|N_i)F_A(N_i) \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Además, esta representa la tasa de valor de reemplazo probable de la estructura en cuestión, contemplando la pérdida que podría ocurrir en un año específicamente. En este caso, se realiza la suposición de que la ocurrencia de eventos sísmicos es de carácter estacionario, además de que los activos dañados son restaurados y reparados al instante de haberse producido este evento sísmico (Ordaz *et al.*, 2011).

4.2 Metodología

Para la obtención del valor del riesgo sísmico, se han contemplado las curvas de vulnerabilidad obtenidas en el capítulo anterior, pues con base en esos resultados, se puede aspirar a calcular una tasa promedio de excedencia de pérdidas (λ), contemplando, a su vez, las curvas de peligro sísmico desarrolladas por parte de Quinde para la actualización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en este caso, para la ciudad de Cuenca. Se debe mencionar que estos resultados forman parte de otro estudio; sin embargo, el autor ha permitido utilizar estos resultados dentro de este trabajo. Estas curvas de peligro sísmico se presentan en la Figura 4.1, las cuales representan períodos relativos al PGA, además de 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.7 segundos.

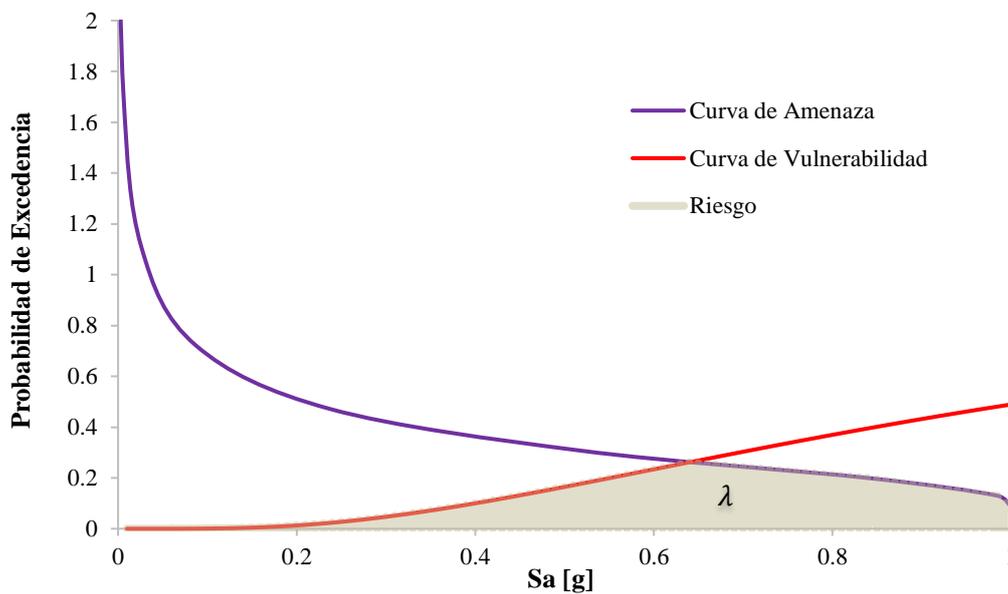
Figura 4.1. Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca.



Fuente: Quinde, para la actualización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Considerando cada una de las curvas de peligro sísmico presentadas, conjuntamente con las funciones de vulnerabilidad obtenidas, se pueden sobreponer para determinar la tasa de excedencia de pérdidas (λ), misma que es el área que cae bajo las curvas de peligro sísmico y vulnerabilidad. Una representación de λ se puede apreciar en la Figura 4.2, presentada a continuación:

Figura 4.2. Representación del riesgo



Habiendo obtenido el valor de la tasa de excedencia utilizando cada una de las curvas de vulnerabilidad y curvas de peligro sísmico, se procedió a obtener el promedio de las tasas de excedencia de pérdidas (λ_{prom}), para finalmente obtener el costo total de pérdida por cada uno de los números de pisos de las estructuras analizadas en el presente estudio, por medio de la Ecuación 4.3:

$$Pérdida económica promedio = \lambda_{prom} * Costo estructura \quad \text{Ecuación 4.3}$$

De estos mismos activos, como siguiente paso, se calcula el promedio de las áreas de construcción dependiendo de la cantidad de pisos que posea, para, finalmente, obtener la pérdida promedio por metro cuadrado, empleando la Ecuación 4.4 mostrada a continuación:

$$Pérdida\ promedio\ por\ m^2 = \frac{Pérdida\ económica\ promedio}{Área\ promedio} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Con ello, se puede llegar a obtener una pérdida económica probable al presentarse un evento sísmico, tomando en cuenta el número de pisos del inmueble.

4.3 Resultados

Aplicando la metodología mencionada, se obtuvieron las pérdidas económicas totales, por metro cuadrado y el índice promedio de pérdidas de cada una de las tipologías que se han analizado en el presente documento, es decir, mampostería, hormigón armado y acero; considerando sismos tanto de tipo intraplaca como de subducción.

Mampostería

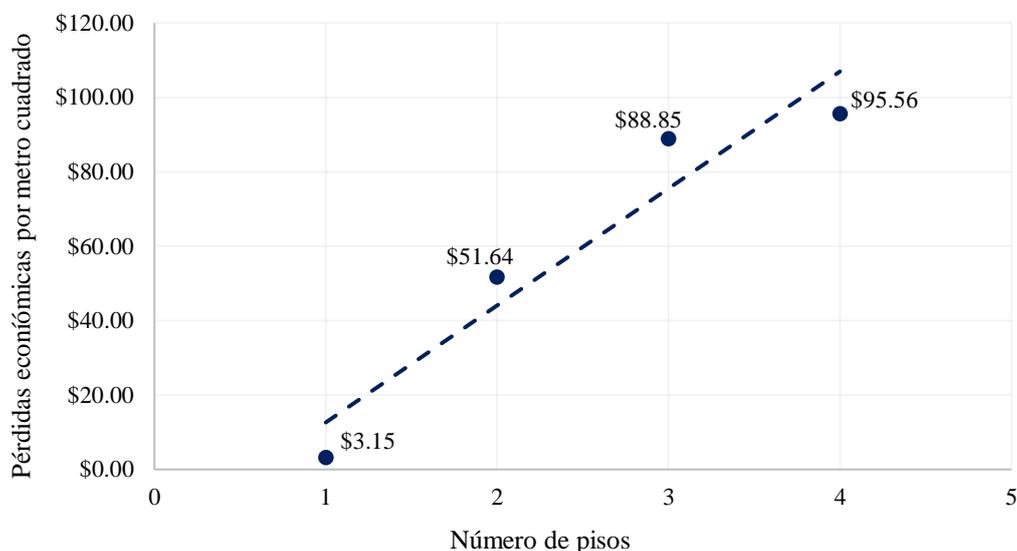
En el caso de mampostería, se analizaron las estructuras de 1, 2, 3 y 4 pisos, calculando la pérdida promedio por metro cuadrado que presenta cada una de ellas, en la Tabla 4.1 se aprecian los valores obtenidos considerando los efectos de sismos de tipo intraplaca.

Tabla 4.1. Pérdida promedio de las edificaciones de mampostería para sismos de tipo intraplaca

Número de Pisos (N)	Tasa promedio de excedencia de pérdidas (λ_{prom})	Pérdida económica promedio (\$)	Área promedio (m ²)	Pérdida promedio por m ² (\$/m ²)
1	0.592%	\$323.39	102.79	\$3.15
2	7.981%	\$10'523.92	203.79	\$51.64
3	13.725%	\$25'105.03	282.56	\$88.85
4	17.455%	\$42'785.63	447.75	\$95.56

En este sentido, la Figura 4.3 exhibe la tendencia de estas pérdidas, considerando los efectos de sismos de tipo intraplaca.

Figura 4.3. Pérdidas económicas por niveles en mampostería, considerando sismos de tipo intraplaca



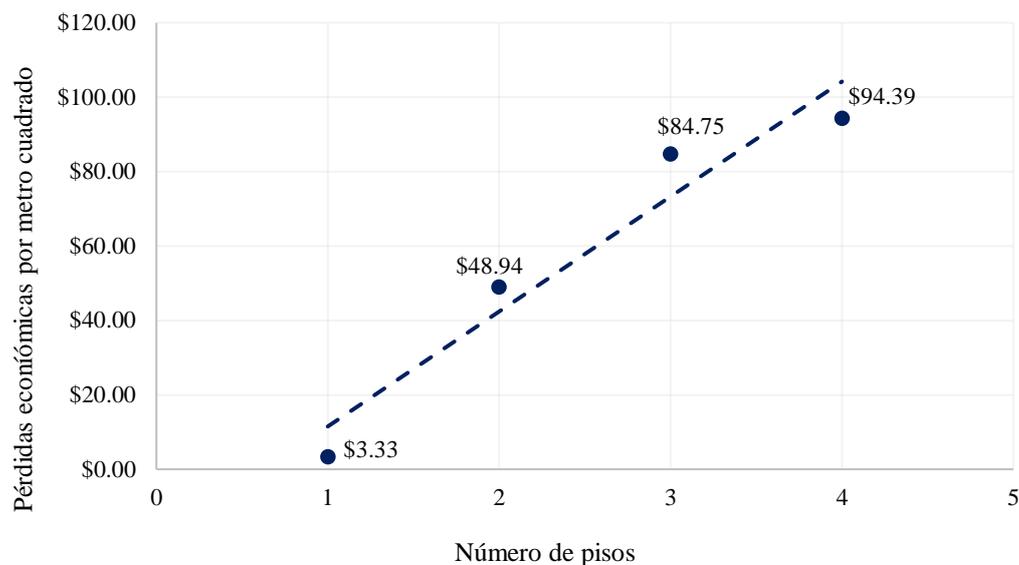
Se realizó el mismo procedimiento considerando los sismos de tipo subducción; con ello, se obtuvo lo presentado en la Tabla 4.2:

Tabla 4.2. Pérdida promedio de las edificaciones de mampostería para sismos de tipo subducción

Número de Pisos (N)	Tasa promedio de excedencia de pérdidas (λ_{prom})	Pérdida económica promedio (\$)	Área promedio (m ²)	Pérdida promedio por m ² (\$/m ²)
1	0.626%	\$342.34	102.79	\$3.33
2	7.564%	\$9'973.16	203.79	\$48.94
3	13.091%	\$23'946.00	282.56	\$84.75
4	17.242%	\$42'263.25	447.75	\$94.39

Mientras que la tendencia de estos mismos resultados se muestra a continuación, en la Figura 4.4:

Figura 4.4. Pérdidas económicas por niveles en mampostería, considerando sismos de tipo subducción



Hormigón armado

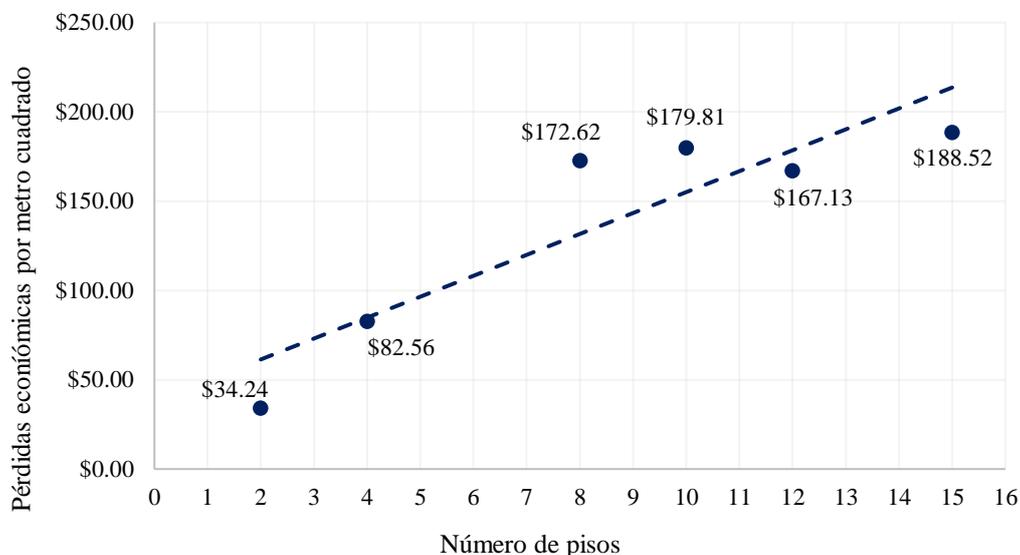
Para el caso de los activos de hormigón armado, se analizaron las estructuras de 2, 4, 8, 10, 12 y 15 pisos, calculando la pérdida promedio por metro cuadrado que exhibe cada uno de ellos, en este sentido, la Tabla 4.3 presenta los valores obtenidos considerando los efectos de sismos de tipo intraplaca.

Tabla 4.3. Pérdida promedio de las edificaciones de hormigón armado para sismos de tipo intraplaca

Número de Pisos (N)	Tasa promedio de excedencia de pérdidas (λ_{prom})	Pérdida económica promedio (\$)	Área promedio (m ²)	Pérdida promedio por m ² (\$/m ²)
2	4.938%	\$12'135.79	354.46	\$34.24
4	10.408%	\$56'151.10	680.09	\$82.56
8	18.801%	\$1'025'880.14	5942.96	\$172.62
10	20.105%	\$1'070'137.02	5951.38	\$179.81
12	21.266%	\$641'111.44	3836	\$167.13
15	21.796%	\$2'136'574.15	11333.63	\$188.52

Complementando esta tabla, en la Figura 4.5 se aprecia la tendencia de estas pérdidas, considerando los efectos de los sismos de tipo intraplaca.

Figura 4.5. Pérdidas económicas por niveles en hormigón armado, considerando sismos de tipo intraplaca



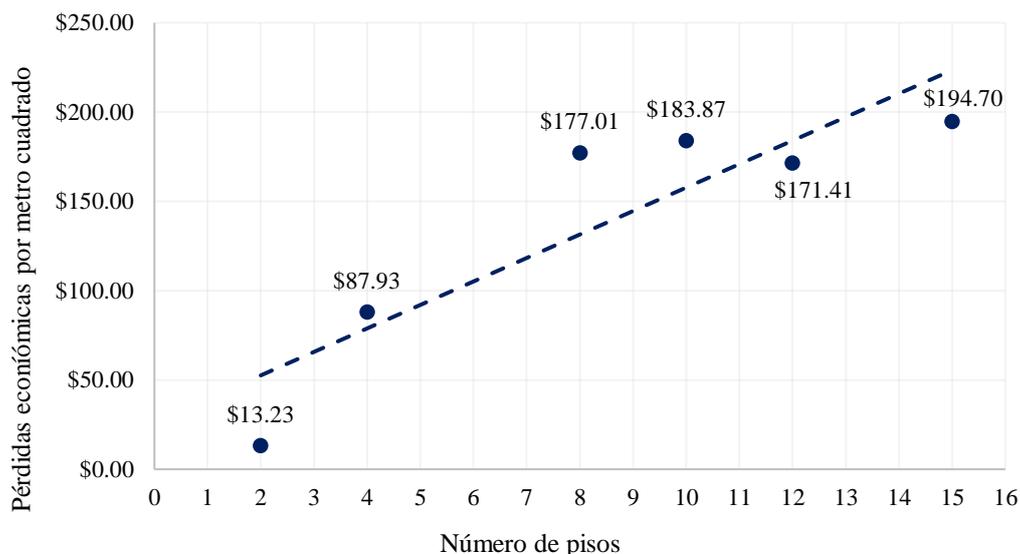
Se implementó la misma metodología, en este caso, considerando los sismos de tipo subducción; con ello, se obtuvo la Tabla 4.4:

Tabla 4.4. Pérdida promedio de las edificaciones de hormigón armado para sismos de tipo subducción

Número de Pisos (N)	Tasa promedio de excedencia de pérdidas (λ_{prom})	Pérdida económica promedio (\$)	Área promedio (m²)	Pérdida promedio por m² (\$/m²)
2	1.814%	\$4'689.40	354.46	\$13.23
4	11.071%	\$59'803.37	680.09	\$87.93
8	19.342%	\$1'051'986.29	5942.96	\$177.01
10	20.578%	\$1'094'268.29	5951.38	\$183.87
12	21.795%	\$657'512.70	3836	\$171.41
15	22.522%	\$2'206'612.62	11333.63	\$194.70

Mientras que, la tendencia de los resultados se muestra a continuación, en la Figura 4.6:

Figura 4.6. Pérdidas económicas por niveles en hormigón armado, considerando sismos de tipo subducción



Acero

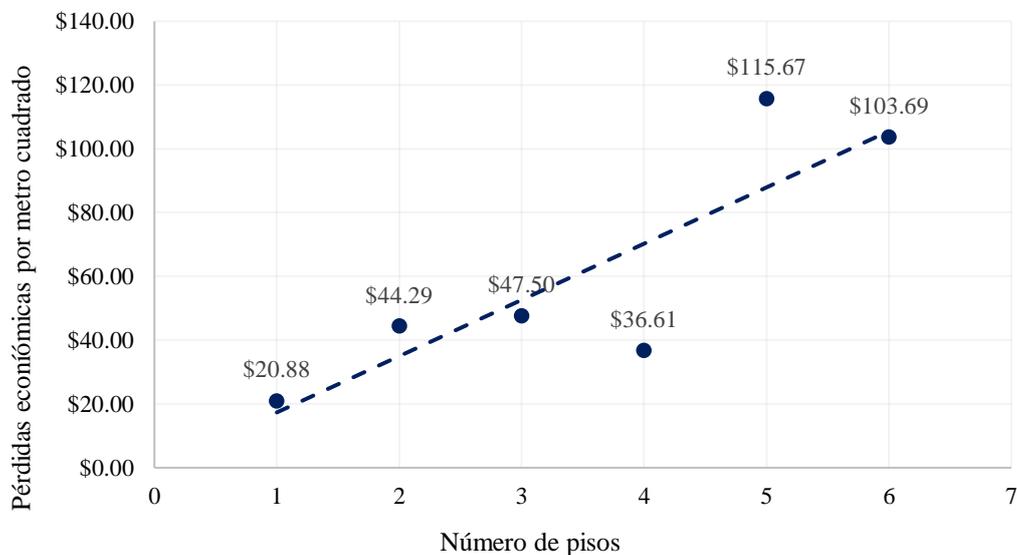
Para este último caso de las edificaciones de acero, se realizó el respectivo análisis para las estructuras de 1, 2, 3, 4, 5 y 6 pisos, obteniendo la pérdida promedio por metro cuadrado que presenta cada uno de ellos. A manera de resumen, la Tabla 4.5 exhibe los valores obtenidos considerando los efectos de sismos de tipo intraplaca.

Tabla 4.5. Pérdida promedio de las edificaciones de hormigón armado para sismos de tipo intraplaca

Número de Pisos (N)	Tasa promedio de excedencia de pérdidas (λ_{prom})	Pérdida económica promedio (\$)	Área promedio (m ²)	Pérdida promedio por m ² (\$/m ²)
1	3.088%	\$18'609.86	891.16	\$20.88
2	6.319%	\$46'137.32	1041.60	\$44.29
3	6.563%	\$38'086.68	801.89	\$47.50
4	10.014%	\$49'207.22	1344	\$36.61
5	13.042%	\$77'497.20	670	\$115.67
6	14.664%	\$114'892.27	1108	\$103.69

A manera de demostración de estos resultados, se exhibe la Figura 4.7, la cual muestra la tendencia de estas pérdidas considerando los efectos de los sismos de tipo intraplaca.

Figura 4.7. Pérdidas económicas por niveles en acero, considerando sismos de tipo intraplaca



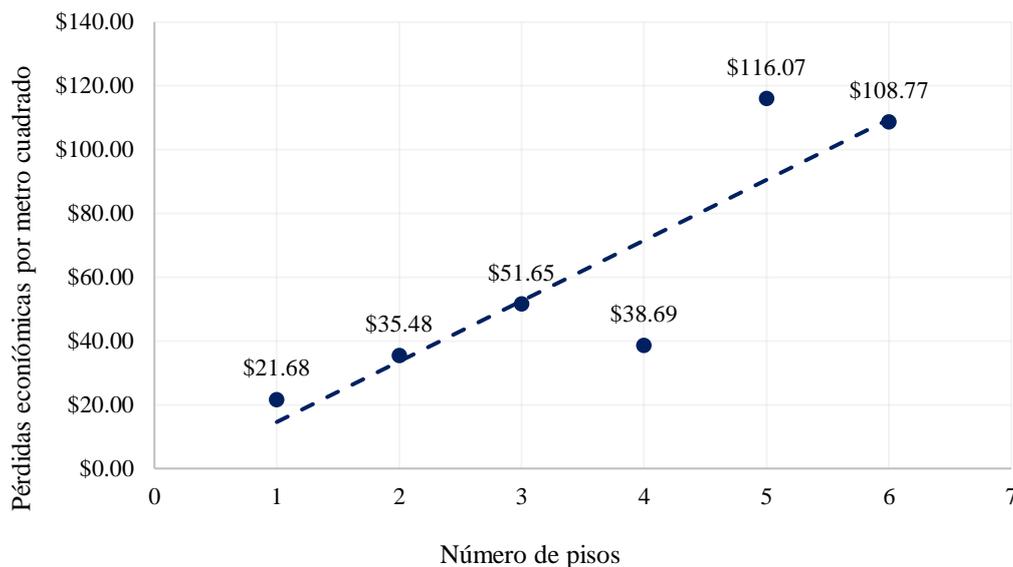
Ahora bien, para el caso de los sismos de tipo subducción, se obtuvo la Tabla 4.6:

Tabla 4.6. Pérdida promedio de las edificaciones de hormigón armado para sismos de tipo subducción

Número de Pisos (N)	Tasa promedio de excedencia de pérdidas (λ_{prom})	Pérdida económica promedio (\$)	Área promedio (m²)	Pérdida promedio por m² (\$/m²)
1	3.216%	\$19'317.02	891.16	\$21.68
2	5.101%	\$36'954.81	1041.60	\$35.48
3	7.129%	\$41'416.58	801.89	\$51.65
4	10.620%	\$52'005.37	1344	\$38.69
5	13.087%	\$77'766.64	670	\$116.07
6	15.381%	\$120'514.39	1108	\$108.77

De esta manera, se obtuvo una tendencia ascendente exhibida en la Figura 4.8:

Figura 4.8. Pérdidas económicas por niveles en acero, considerando sismos de tipo subducción



Comparación

Con base en los resultados obtenidos, se corroboran los resultados expuestos de las tipologías de mampostería, hormigón armado y acero en el capítulo anterior de vulnerabilidad, puesto que, los sismos de subducción son los que representan una mayor amenaza para los activos expuestos de la ciudad de Cuenca, generando mayor cantidad de pérdidas económicas en el caso de la ocurrencia de los mismos.

Se puede apreciar una tendencia ascendente en cuanto a las pérdidas para cada tipología, evidentemente, esto ocurre de acuerdo a lo obtenido en las curvas de vulnerabilidad de las tipologías analizadas en el presente estudio, ya que, como se lo mencionó, a mayor cantidad de niveles presentes en la estructura, mayor daño y pérdida presentará; esto se evidencia en los resultados del presente capítulo.

Comparando los resultados presentados de cada una de las tipologías, se puede resaltar que existen mayores pérdidas para los casos de mampostería, y menores en el caso del acero. Esto se debe, nuevamente, a las curvas de vulnerabilidad obtenidas, pues con ello se evidencia que la mampostería, a pesar de ser el material más barato comparado al hormigón armado y al acero, son los que mayor pérdida económica generarán, al ser más propensos al daño.

Habiendo establecido cada una de las pérdidas para las tipologías estructurales analizadas, a continuación la Figura 4.9, Figura 4.11 y Figura 4.13, representan los mapas de pérdidas totales para la ciudad de Cuenca para sismos de tipo intraplaca; de la misma manera, la Figura 4.10, Figura 4.12 y Figura 4.14, muestran las pérdidas totales obtenidas para la ciudad de Cuenca para sismos de tipo subducción. Los mapas realizados en función de las pérdidas por metro cuadrado y el índice de pérdidas se podrán encontrar en el Anexo D.

Adicionalmente, se ilustran las pérdidas económicas para los sistemas estructurales analizados, mampostería, hormigón armado y acero, registradas en las distintas zonas de la ciudad de Cuenca. Estos mapas constituyen una herramienta importante para entender la distribución geográfica de las pérdidas y la planificación de estrategias de mitigación y recuperación y revelan patrones importantes para destinar los recursos en caso de presentarse un evento catastrófico en la ciudad al identificar las zonas con mayor riesgo.

La Figura 4.15, representa las pérdidas para los sismos de tipo intraplaca, donde es claramente identificable que las zonas que presentan un mayor riesgo son la zona 7, donde se encuentran sectores de desarrollo en altura, como la Av. Ordoñez Lasso; la zona 9, donde se encuentran sectores como la Av. Primero de Mayo y la zona 14 donde podemos encontrar el Parque Industrial.

Por otro lado, la Figura 4.16, ilustra el riesgo por zonas para sismos de tipo subducción, donde obtenemos resultados similares a los sismos de tipo intraplaca.

Figura 4.9. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de mampostería para sismos de tipo intraplaca.

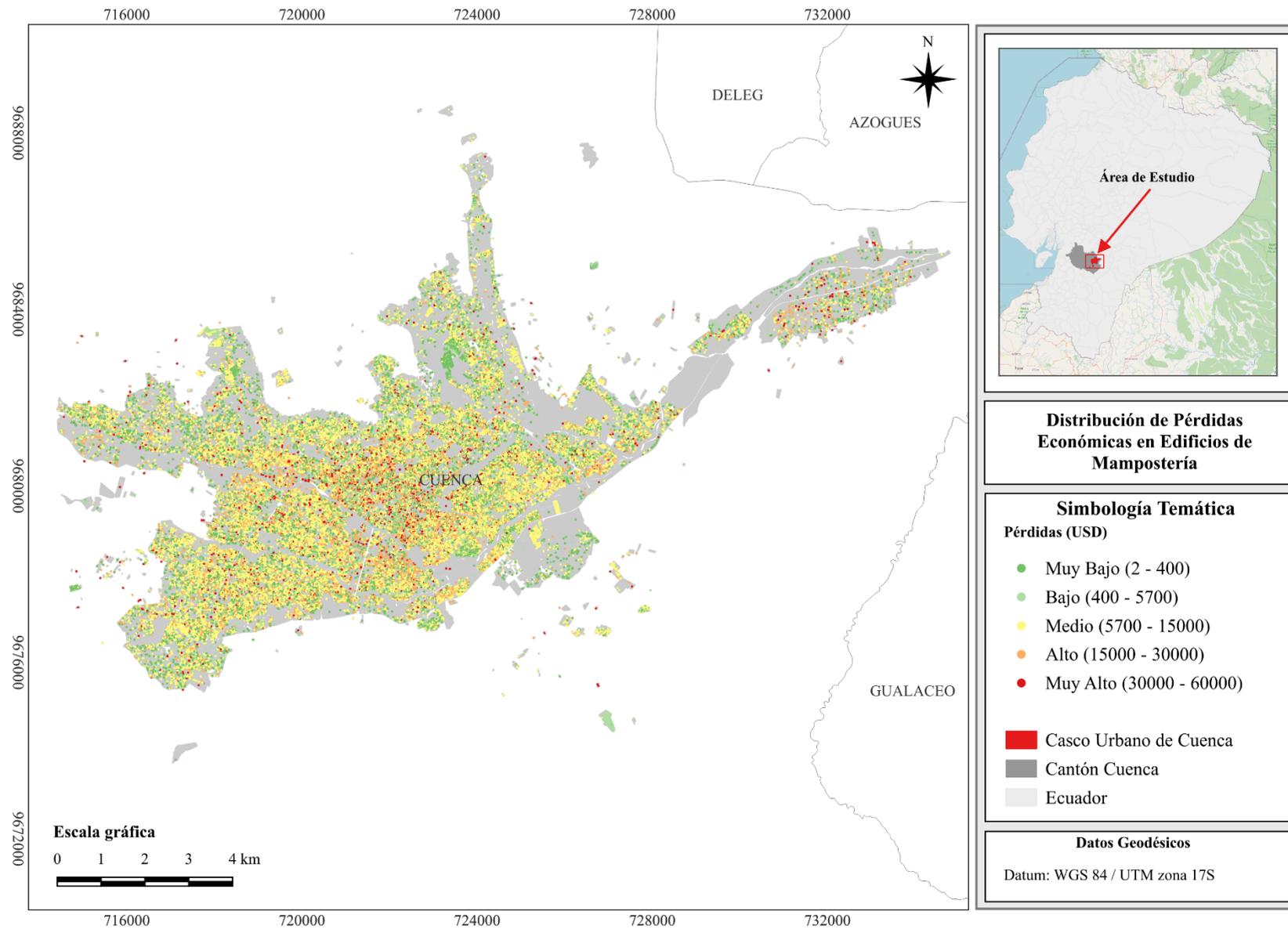


Figura 4.10. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de mampostería para sismos de tipo subducción.

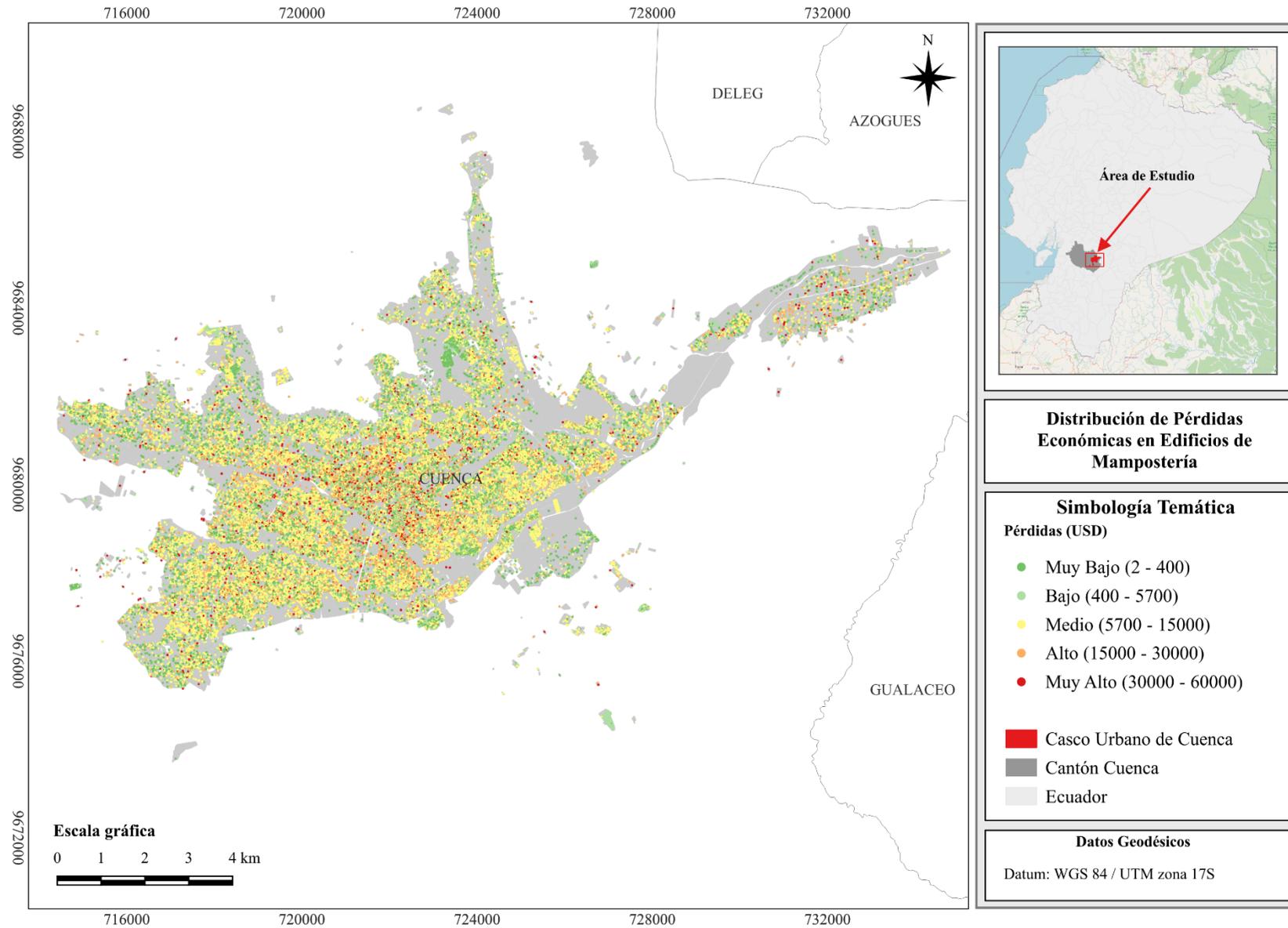


Figura 4.11. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de hormigón armado de tipo intraplaca.

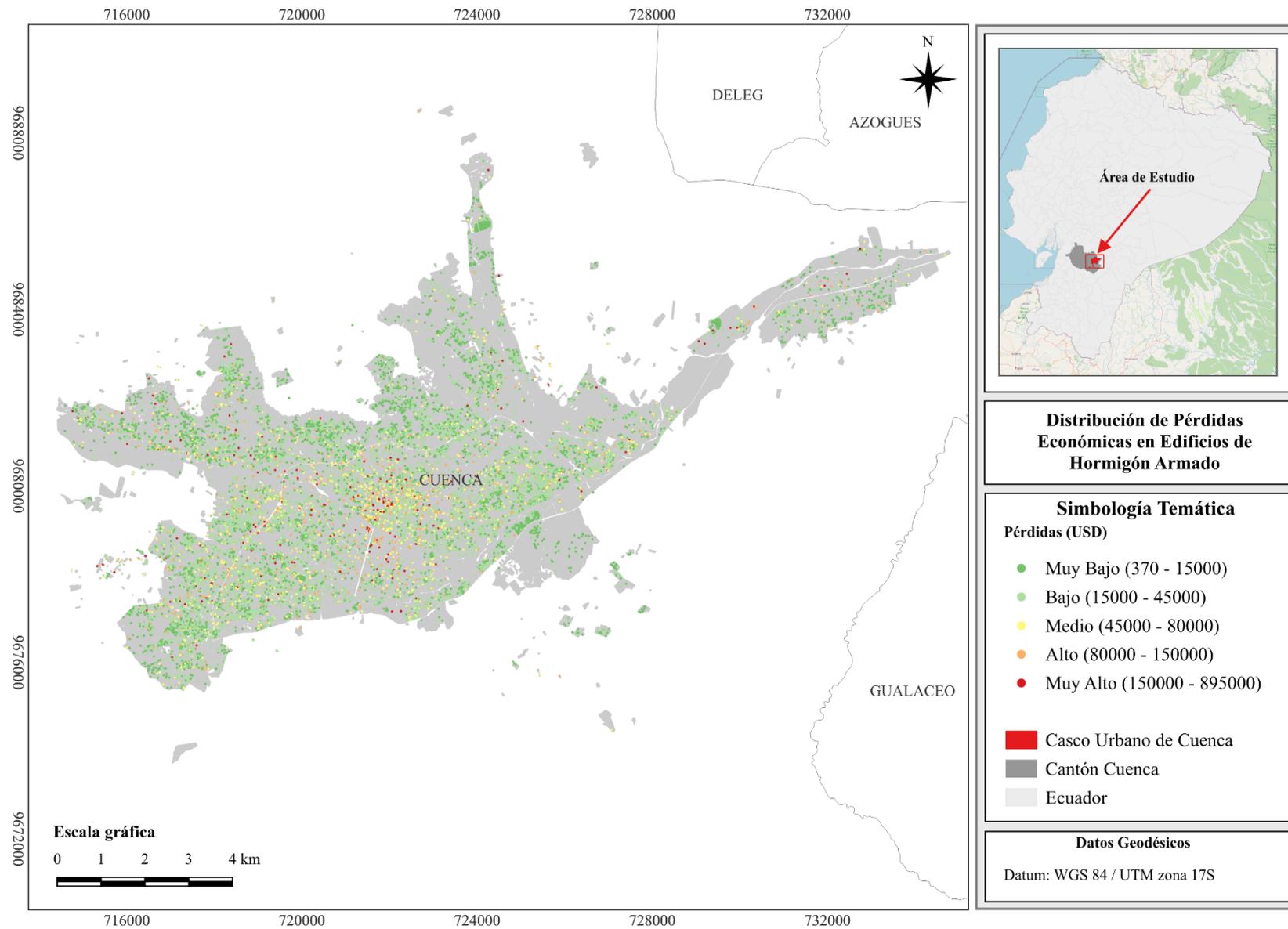


Figura 4.12. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de hormigón armado para sismos de tipo subducción.

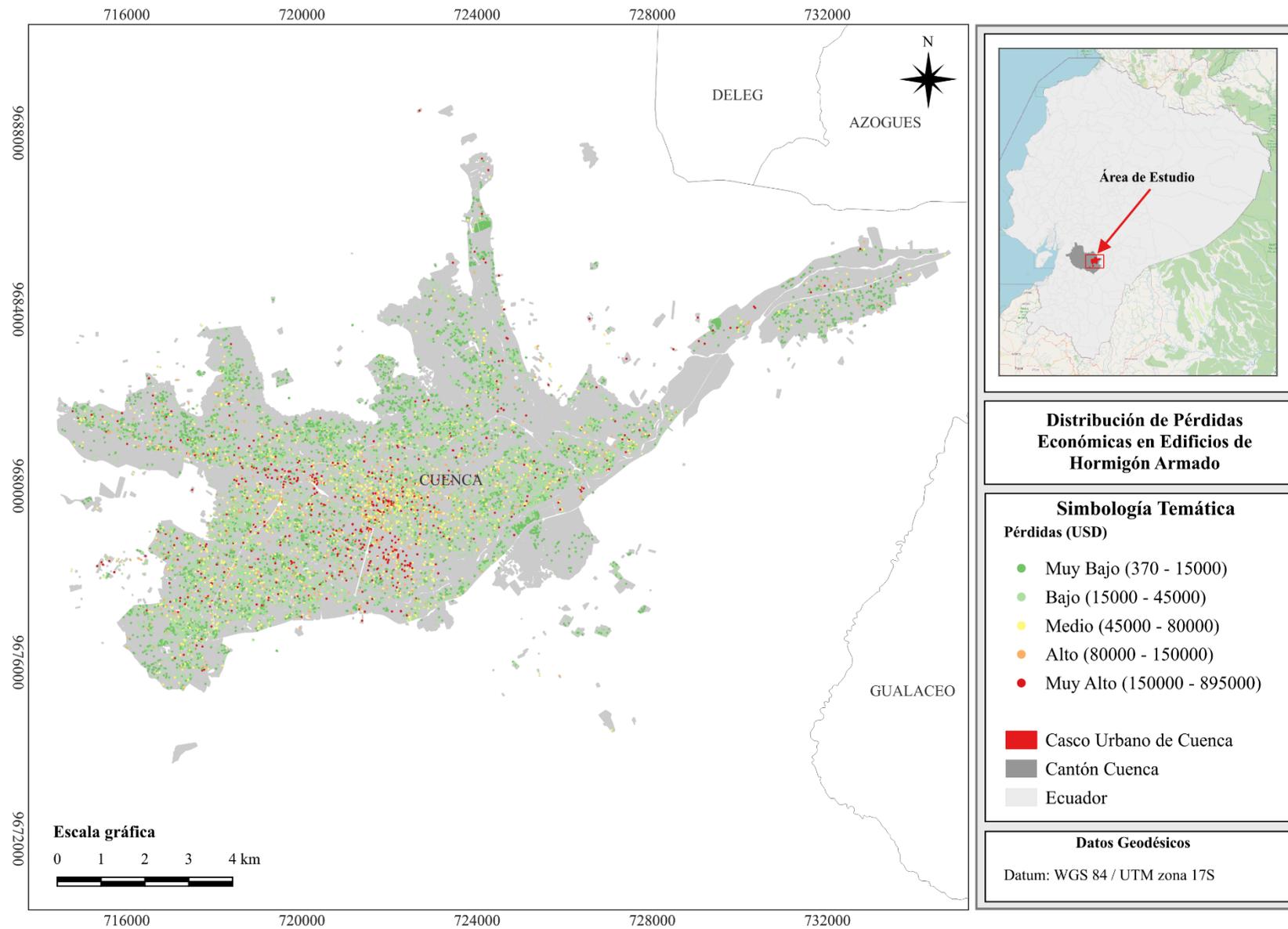


Figura 4.13. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de acero para sismos de tipo intraplaca.

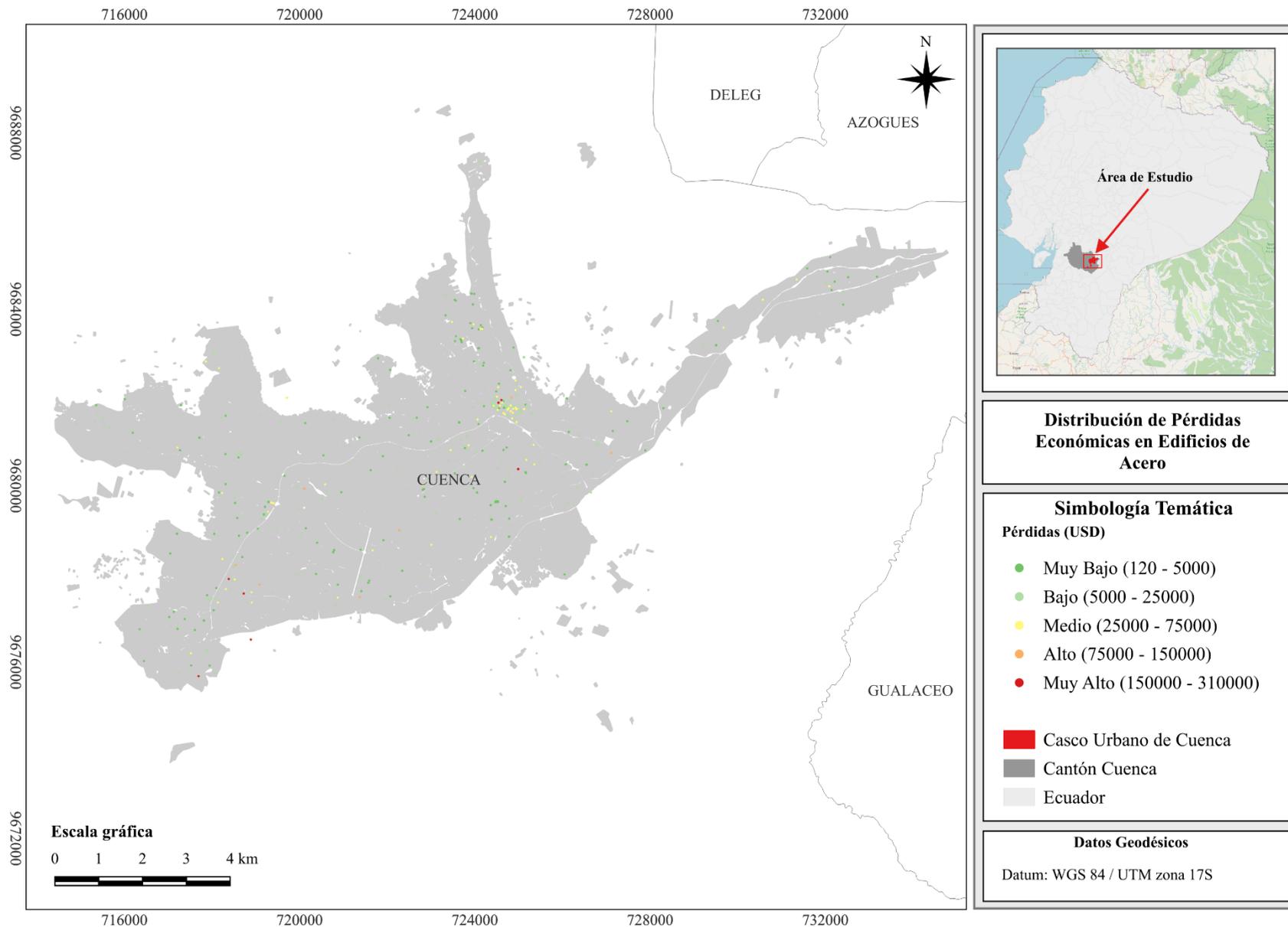


Figura 4.14. Mapa de distribución de pérdidas económicas para edificios de acero para sismos de tipo subducción.

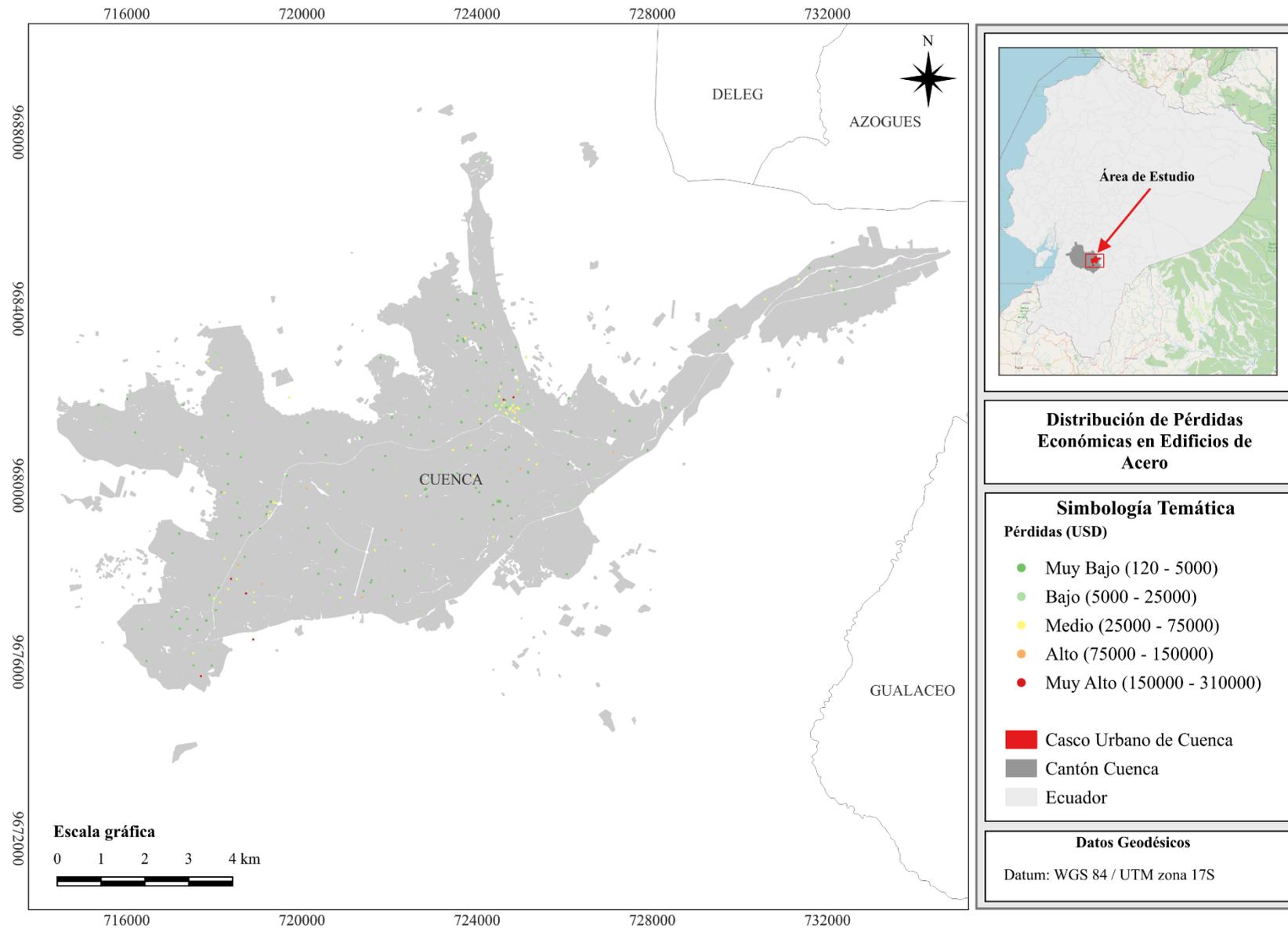


Figura 4.15 Mapa de distribución de pérdidas económicas por zona para los sistemas estructurales analizados para sismos de tipo intraplaca.

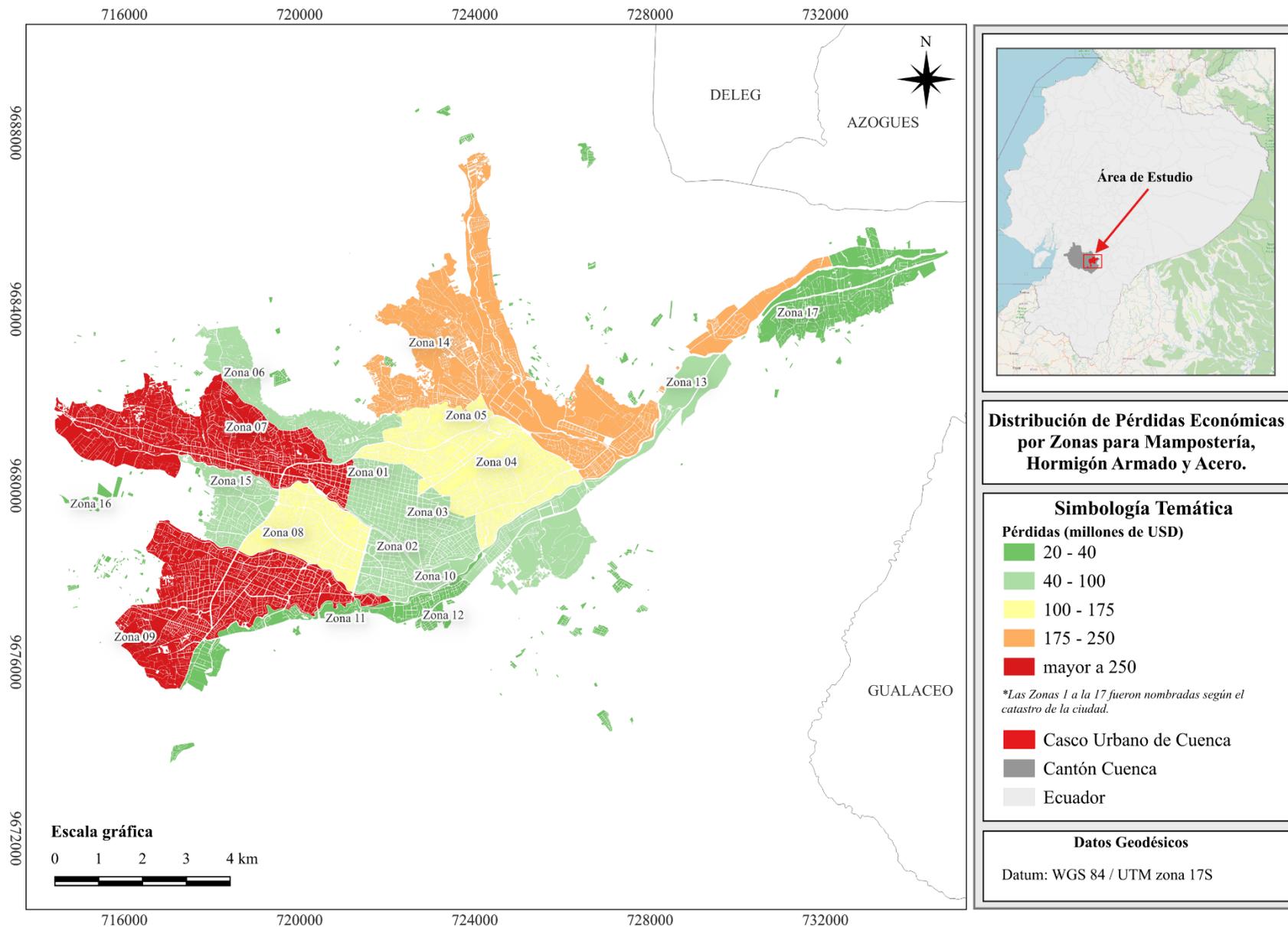
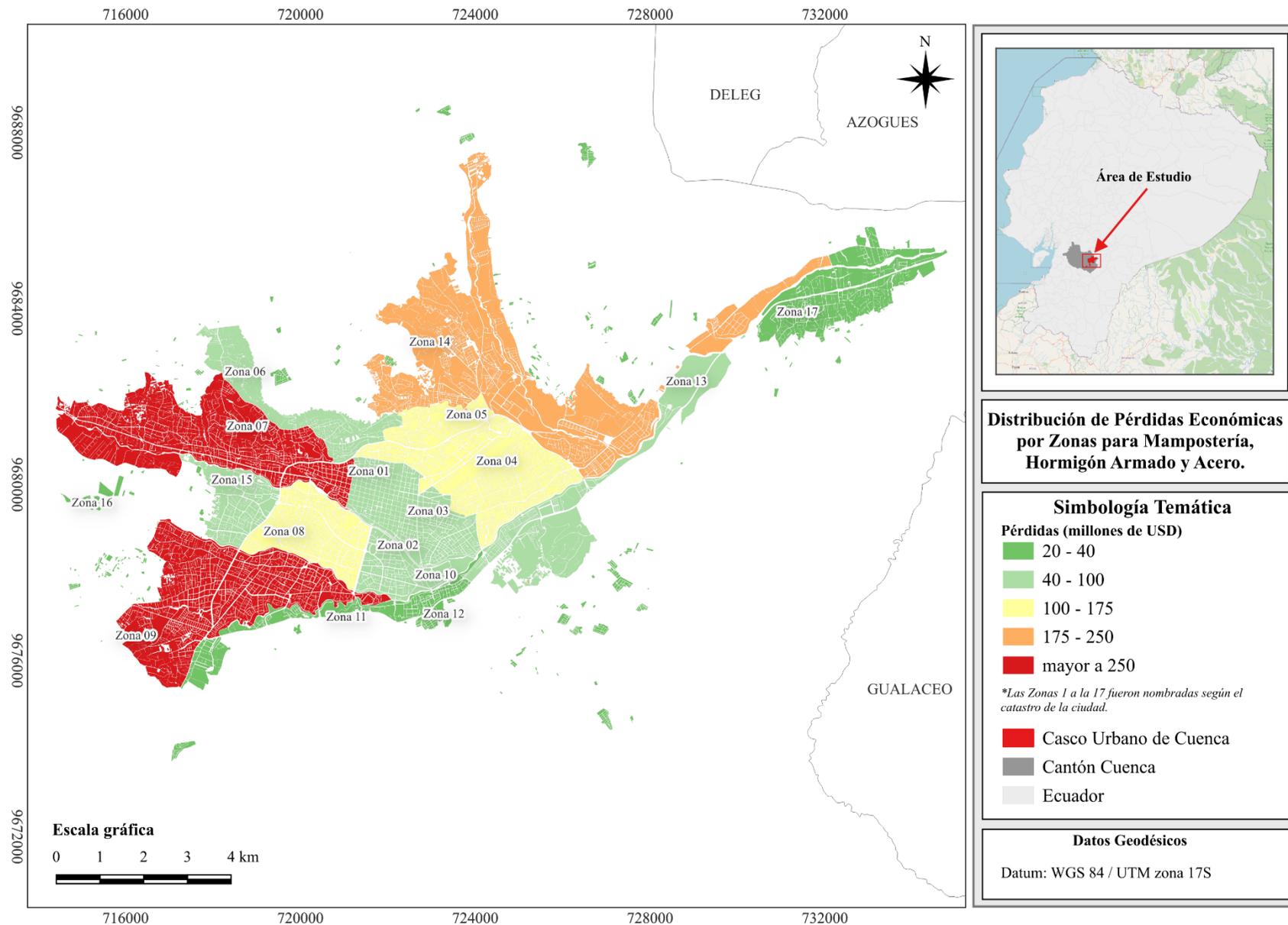


Figura 4.16 Mapa de distribución de pérdidas económicas por zona para los sistemas estructurales analizados para sismos de tipo subducción.



Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

- De manera general, la investigación llevada a cabo en este trabajo, ha proporcionado una visión holística del riesgo sísmico en la ciudad de Cuenca, Ecuador. Desde el análisis del catastro y la identificación de los sistemas estructurales, hasta la evaluación de la vulnerabilidad, se llega a comprender de una mejor manera tanto la exposición como el comportamiento estructural de las edificaciones ante potenciales eventos sísmicos.
- A pesar de que se reconoce que el análisis se basa en modelos simplificados y no considera todos los factores asociados al riesgo sísmico, se destaca la importancia de abordar estos temas, considerando no solo aspectos estructurales, sino también las propiedades del suelo y patologías estructurales, de tal manera que se promueva una gestión efectiva y sostenible del riesgo en la región.
- El análisis histórico de la ciudad de Cuenca ha permitido establecer patrones y tendencias en cuanto a la implementación de materiales y técnicas de construcción en la ciudad, así como también, comprender la evolución y el desarrollo urbanístico de Cuenca, contemplando su influencia en la taxonomía estructural de la ciudad.
- El estudio de la evolución de la mancha urbana y el análisis histórico de los materiales de construcción resultan relevantes al mostrar la dependencia de la ciudad a los recursos disponibles, tales como la madera, el ladrillo y la teja. Así mismo, es posible analizar la temporalidad de la introducción de nuevos materiales, siendo estos el hormigón, el cemento y el acero principalmente, mismos que continúan siendo relevantes en el crecimiento y desarrollo de la construcción en Cuenca.
- El contexto histórico de las normativas de construcción ha permitido identificar 5 períodos clave en la regulación de las construcciones en el país: a) hasta 1951; b) desde 1952 hasta 1977; c) desde 1978 hasta 2001; d) desde 2002 hasta 2015 y, e) desde 2016 hasta 2021.
- Desde la primera normativa en 1951 hasta la normativa vigente (NEC-15), se puede observar una evolución de los estándares de calidad y tecnología, influenciados por el desarrollo de la ingeniería sísmica y normativas internacionales.

- El análisis del catastro de la ciudad establece la base para conocer los activos expuestos ante eventos sísmicos. La información proporcionada es fundamental para asignar sistemas y tipologías estructurales, identificar sistemas resistentes de carga lateral, establecer niveles de ductilidad y determinar la localización geográfica de las edificaciones.
- Los principales sistemas estructurales de la ciudad son la mampostería confinada, la mampostería con vigas de atado y los pórticos de hormigón armado.
- Los indicadores de exposición proporcionan información valiosa para el análisis de vulnerabilidad y fragilidad estructural. Se observa una predominancia de edificaciones de hasta 4 pisos para todos los sistemas estructurales, a excepción de los pórticos de acero y los de hormigón armado, los cuales llegan hasta los 6 y 18 niveles respectivamente.
- El valor de reposición representa información importante para la estimación de pérdidas económicas asociadas a eventos sísmicos que afecten la ciudad. Este análisis es crucial para la planificación de medidas de mitigación y la asignación de recursos en la gestión del riesgo.
- Por otra parte, la metodología de Miranda y Taghavi (2005), ha permitido evaluar la respuesta sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca. Este modelo simplificado proporciona una aproximación útil para el cálculo de la respuesta espectral en términos de aceleración y derivas de entrepiso para portafolios empleando un menor esfuerzo computacional.
- El análisis de vulnerabilidad y fragilidad arroja resultados coherentes, ya que a medida que aumenta la altura de las edificaciones, en los 3 tipos de sistemas analizados, las mismas se vuelven más frágiles y vulnerables, representando una mayor pérdida probable a la hora de evaluar el riesgo sísmico de los mismos, tomando en cuenta las simplificaciones del modelo.
- Es importante recalcar que el análisis se ha realizado con modelos simplificados, en donde no se han considerado incertidumbres que pudieran influir en los resultados, como lo son las incertidumbres epistémicas (propias del modelo, patologías estructurales, etc.) y las aleatorias (del fenómeno, efectos de sitio, etc.), por lo que los resultados obtenidos pudieran variar al incluirse las mismas.

- El análisis del riesgo muestra que las edificaciones que más pérdidas económicas presentan son las edificaciones de hormigón armado debido a su alto costo de reposición.
- Las edificaciones de mampostería tienen un mayor porcentaje de edificaciones con un riesgo considerable.
- Las edificaciones de acero presentan un riesgo bajo en su mayoría.
- Las zonas que presentan un mayor riesgo son la 7, 9 y 14, en donde se encuentran sectores de desarrollo en altura, siendo, en este caso, las delimitaciones de la Av. Ordoñez Lasso, la Av. Primero de Mayo y el Parque Industrial respectivamente.

Recomendaciones

- La ciudad cuenta con un catastro con información que nos permitió establecer una taxonomía estructural para la ciudad, sin embargo, se considera importante su actualización en base a atributos relevantes para la ingeniería y arquitectura, como lo son el tipo de uso, altura, condiciones geométricas y sistema estructural, de esta forma se contará con información más certera, sin necesidad de análisis y extrapolaciones adicionales para la definición de la taxonomía estructural y el modelo de exposición.
- Se recomienda la realización de investigaciones adicionales sobre las limitaciones identificadas en la investigación, como la consideración de incertidumbres epistémicas (patologías estructurales, cambios en la geometría, masa, modo de vibrar, entre otras) y aleatorias (intensidades, formas espectrales, entre otras) en el análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico.
- El uso de modelos simplificados permite realizar análisis de gran magnitud, como es el caso del catastro de Cuenca, no obstante, resulta necesario recomendar realizar procedimientos complementarios como lo son los análisis no lineales, de tal manera que se profundice en su validación para garantizar su fiabilidad y su capacidad para reflejar, con menor incertidumbre, la realidad de las edificaciones al estar expuestos a eventos sísmicos.
- Se recomienda seguir con más estudios de taxonomía, vulnerabilidad estructural y riesgo sísmico de la ciudad de manera continua, de tal manera que, se cuente con información actualizada que permita establecer una mayor cantidad de alternativas de mitigación en referencia al riesgo que presentará la ciudad a futuro.

Referencias Bibliográficas

- Albornoz, B. (2008). *Planos e Imágenes de Cuenca*. Cuenca: I. Municipalidad de Cuenca.
- Álvarez, M., & Serrano, J. (2010). *Cuenca: Su crecimiento urbano y paisajístico desde 1950 - 2008*. Cuenca.
- American Society of Civil Engineers 7-16. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- Araujo, L. (2018). *HISTORIA SISMICA DEL ECUADOR*. Quito: Universidad Central del Ecuador (UCE).
- ATC-13. (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*. Applied Technology Council. Redwood City, California. USA.
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2020). *Perfil de riesgo de desastres por evento sísmico de Ecuador*. <https://doi.org/10.18235/0002852>
- Barbat, A.H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*. Calidad Siderúrgica, S.R.L.
- Bertalanffy L. (1968). *General System Theory. Foundations, Development, Applications New York: Braziller. Versión castellana: Teoría General de los Sistemas*. Madrid: FCE, 1976: 54
- Brunnier, J. (1951), *Código de Construcciones del Ecuador*. Quito: Registro Oficial del Ecuador.
- Bustos, J. D. (2010). *Los movimientos telúricos en la ciudad de Cuenca, estrategias de comunicación no convencionales*. Cuenca.
- Caldas, V. & Sigcha, P. (2017). *Breve análisis cronológico de la introducción de materiales relevantes dentro de las edificaciones del Centro Histórico de Cuenca entre los años 1880 y 1980*. Tesis de pregrado, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

- Cunalata Vásquez, F., & Caiza Sanchez, P. (2022). *Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. Revista Politécnica*, 50(1), 55–64.
<https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- Del Pino, I., Compete, F., Abad, M., Tommerback, M., Cepeda, F., Rocha, P., Ponce, J., Peralta, C., Kubeš, M. (2009). *Ciudad y Arquitectura Republicana Ecuador 1850-1950*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) & National Institute of Building Sciences (NIBS). (2009). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology; Earthquake Model, HAZUS-MH MR4, Technical Manual*. Washington D.C.: author.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2012). *HAZUS MH - 2.1*. Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2023). *What is Hazus?*
<https://www.fema.gov/flood-maps/tools-resources/flood-map-products/hazus/about>
- GAD Municipal de Cuenca. (2022). *Plan De Desarrollo Y Ordenamiento Territorial Del Cantón Cuenca*. Cuenca, Ecuador
- GAD Municipal de Cuenca. (2022). *Plan de Uso y Gestión del Suelo del cantón Cuenca*. Cuenca, Ecuador.
- GAD Municipal de Cuenca. (2023). *Ordenanza De Aprobación De Los Planos Del Valor Del Suelo Urbano Y Rural Del Cantón Cuenca, De Los Valores De Las Tipologías De Las Edificaciones, Sus Factores Y Coeficientes De Corrección, Y De Las Tarifas Del Impuesto Predial Que Regirán Para El Bienio 2024-2025*. Cuenca, Ecuador.

- Global Earthquake Model Foundation. (2019). *Ecuador Risk Profile*.
<https://downloads.openquake.org/countryprofiles/ECU.pdf>
- Günay, M., & Mosalam, K. (2012). *PEER Performance Based Earthquake Engineering Methodology*.
https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_5606.pdf
- Heather, J., Malamud, C., Samuelson, P., Stanley, T., & Ed Walters. (2012). *Public Safety Standards Republic of Ecuador*. Public safety standards of the Republic of Ecuador. <https://law.resource.org/pub/ec/index.html>
- INEC. (2023). Censo de Población y Vivienda 2022.
<https://censoecuador.ecudatanalytics.com/>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (1977). *Guía Popular de Construcción Sismo Resistente*. Quito.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2001). *Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C): Requisitos Generales de Diseño*. Quito
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (2012). *Terremoto de Esmeraldas de 1906 - Uno de los sismos más grandes de la historia reciente*.
<https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/575-terremoto-de-esmeraldas-de-1906-uno-de-los-sismos-m%C3%A1s-grandes-la-historia>
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (2013). *Terremoto del 5 de agosto de 1949*. <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>
- Jalayer, F., & Ebrahimian, H. (2023). *Modified Cloud Analysis: An efficient tool for seismic fragility assessment*. 14th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering.
- Lovon, H., Silva, V., Vicente, R., Ferreira, T. M., & Costa, A. A. (2021). *Characterization of the masonry building stock in Portugal for earthquake*

risk assessment. Engineering Structures, 233.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111857>

- Lovon, H., Tarque, N., Silva, V., & Yepes-Estrada, C. (2018). *Development of Fragility Curves for Confined Masonry Buildings in Lima, Peru*.
- Miranda, E. & Taghavi, SH. (2005). *Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. I: formulation*. Journal of Structural Engineering 131, 212-220
- Moposita, E., Guaranga, C., Mas, M., & Noboa, G. (2019). *VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO CIENCIAS DE LA SALUD Y DEL SER HUMANO. UNIVERSIDAD ESTATAL DE BOLÍVAR. 2019. Revista De Investigación Talentos, 8(1), 27 - 35*. <https://doi.org/10.33789/talentos.8.1.141>
- NBC. (1995), *National Building Code of Canada*, Associate Committee on the National Building Code, National Research Council of Canada, Ottawa, NRCC 23174, 454 p. <https://doi.org/10.4224/40001256>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2015). *Cargas (no Sísmicas)*. Ecuador: Dirección de Comunicaciones Sociales, MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2015). *Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*. Ecuador: Dirección de Comunicaciones Sociales, MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2015). *Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Ecuador: Dirección de Comunicaciones Sociales, MIDUVI.
- Olarte Navarro, J. (2005). *BASES TÉCNICAS PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS CON FINES DE SEGUROS DE TERREMOTO*. Lima: CISMID.
- Ordaz, M., Cardona, O., Reinoso, E., Yamin, L., & Barbat, A. (2011). *Enfoque integral para la Evaluación Probabilista del Riesgo (CAPRA): Iniciativa Internacional para la Efectividad de la Gestión del Riesgo de Desastre*. Granada, España.

- OSSO. (2009). *Primera aproximación a un atlas de amenazas, exposición y riesgos relativos en los países de la subregión Andina*. Cali: CAPRADE.
- Porter, K. (2021). *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*. University of Colorado Boulder, 139 pp.
- Quezada, R., Jiménez-Pacheco, J., & García, H. (2021). *CARACTERIZACIÓN DEL PATRIMONIO EDIFICADO DEL CENTRO HISTÓRICO DE CUENCA-ECUADOR*. Cuenca.
- Quinde, P. (2014). *Estudio de Peligro Sísmico del Ecuador y espectros de diseño sísmico para la ciudad de Cuenca*. México, DF.
- Quinde, P. & Reinoso, E. (2016). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 94 1-26.
- Quinde, P. (2019). *Estudio de las demandas de energía sísmica en el Valle de México y su relación con el daño estructural*. Universidad Nacional Autónoma de México, Coordinación General de Estudios de Posgrado, UNAM.
- Ramos, P. (2018). *Funciones de vulnerabilidad para equipos eléctricos con fines de riesgo sísmico*. Universidad Nacional Autónoma de México, Coordinación General de Estudios de Posgrado, UNAM.
- 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.
- Riga, E., Karatzetzou, A., Apostolaki, S., Anastasiadis, A., & Pitilakis, K. (2021). *How much may the precision of site conditions modelling affect seismic risk assessment at large urban scale? The case of Thessaloniki, Greece*. Thessaloniki.
- Secb, R. o. H. S. (s. f.). *STRUCTURE magazine | FEMA P-58 – The preferred alternative for seismic due-diligence*.
<https://www.structuremag.org/?p=24494#:~:text=FEMA%20P%2D58%20was%20developed,this%20new%20method%20incorporates%20earthquake>

- Silva, V., Brzev, S., Scawthorn, C., Yepes-Estrada, C., Dabbeek, J., & Crowley, H. (2022). *A Building Classification System for Multi-hazard Risk Assessment*.
- Stone, H. (2017). *Exposure and vulnerability for seismic risk evaluations*. University College London. <https://doi.org/10.1080/19475705.2022.2068457>
- U.S. Geological Survey. (s.f.). *Hazards*. <https://www.usgs.gov/programs/earthquake-hazards/hazards>
- Velásquez, A. P. (2017). *Tipos de muestreo*. México: CONACYT. <http://132.248.9.195/ptd2014/junio/0714448/0714448.pdf>

Anexos

Anexo A

Figura A.1. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería no reforzada y su número de niveles.

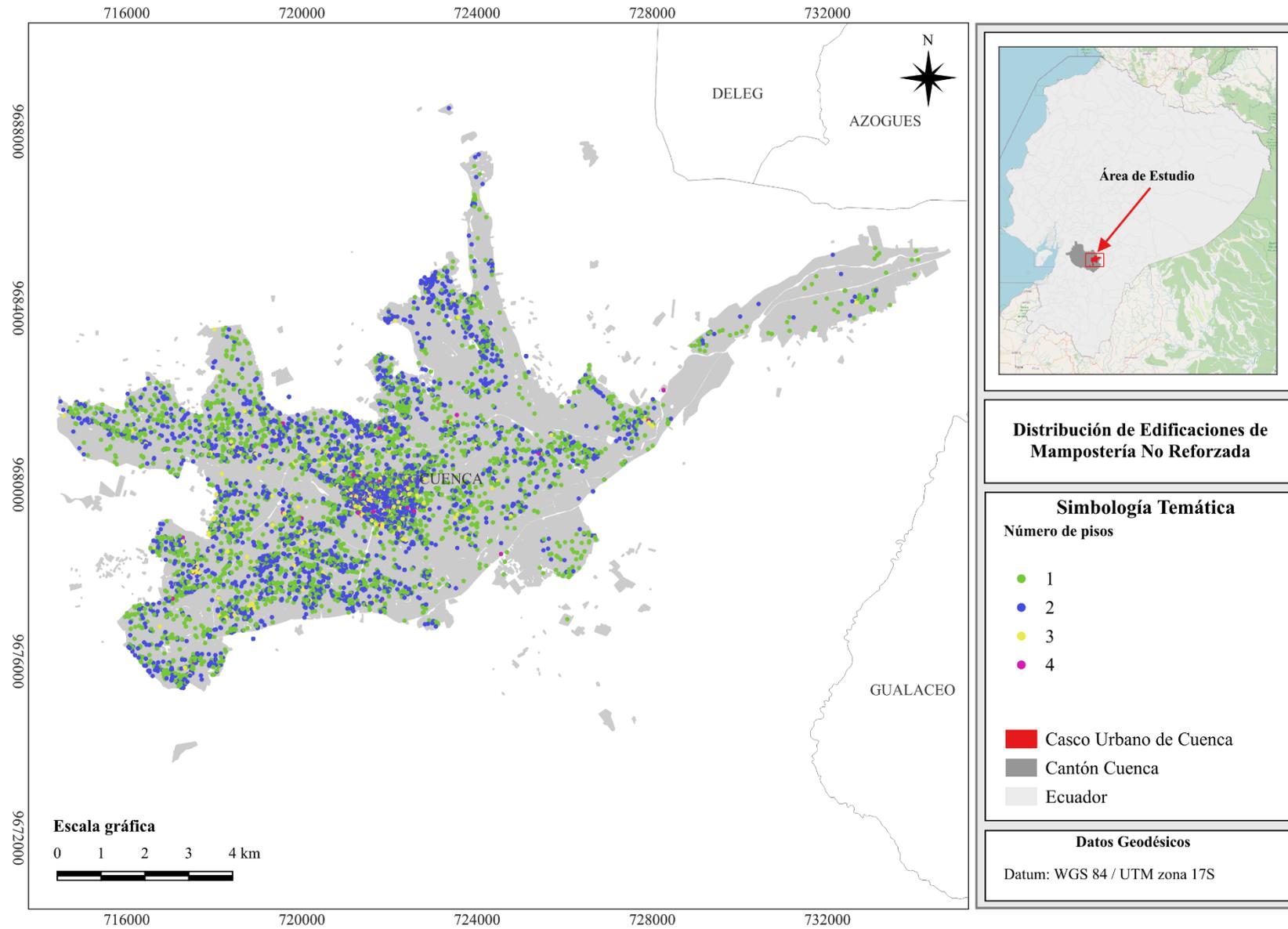


Figura A.2. Mapa de la distribución espacial de los edificios de acero y su número de niveles.

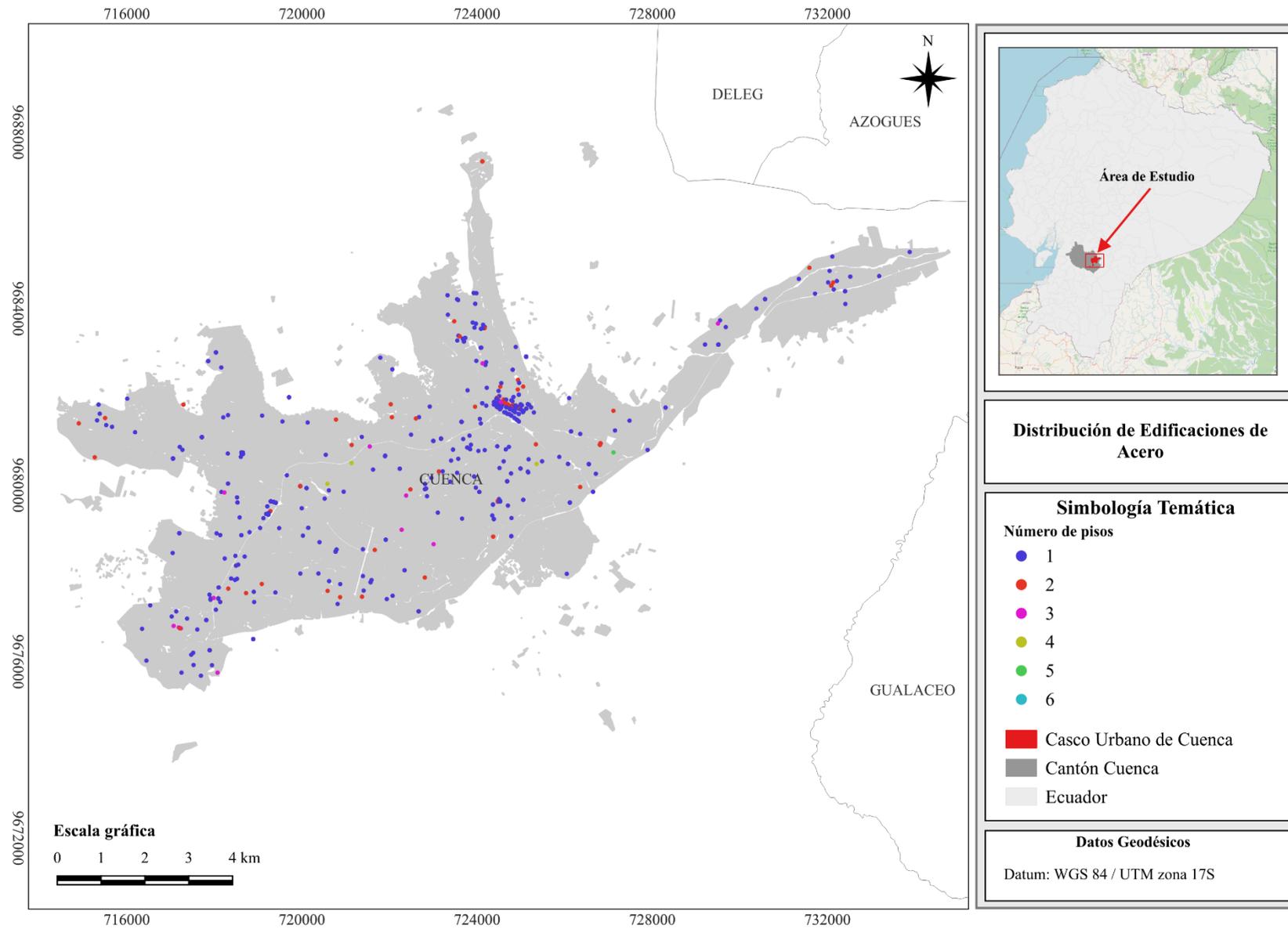


Figura A.3. Mapa de la distribución espacial de los edificios de madera y su número de niveles.

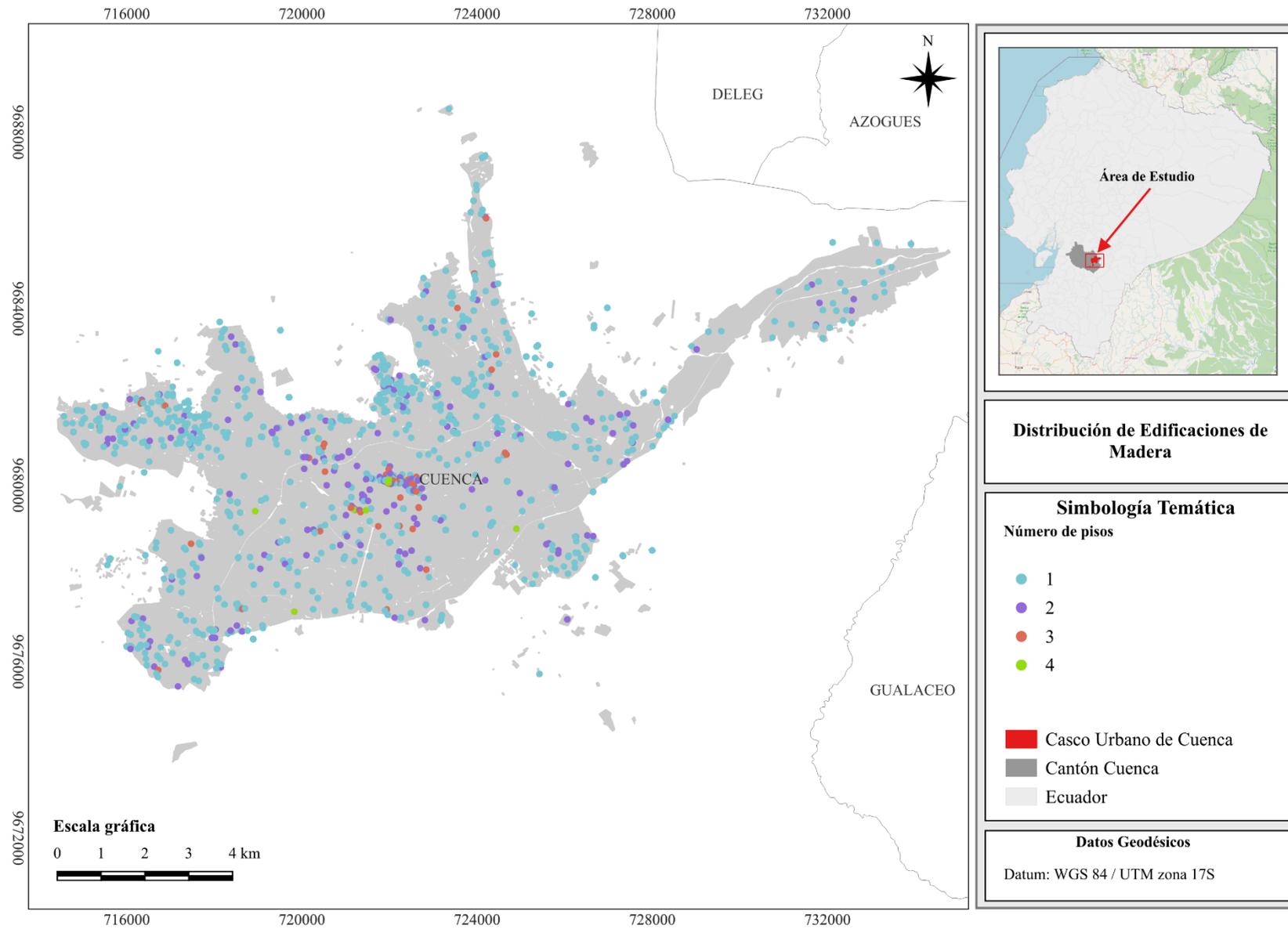
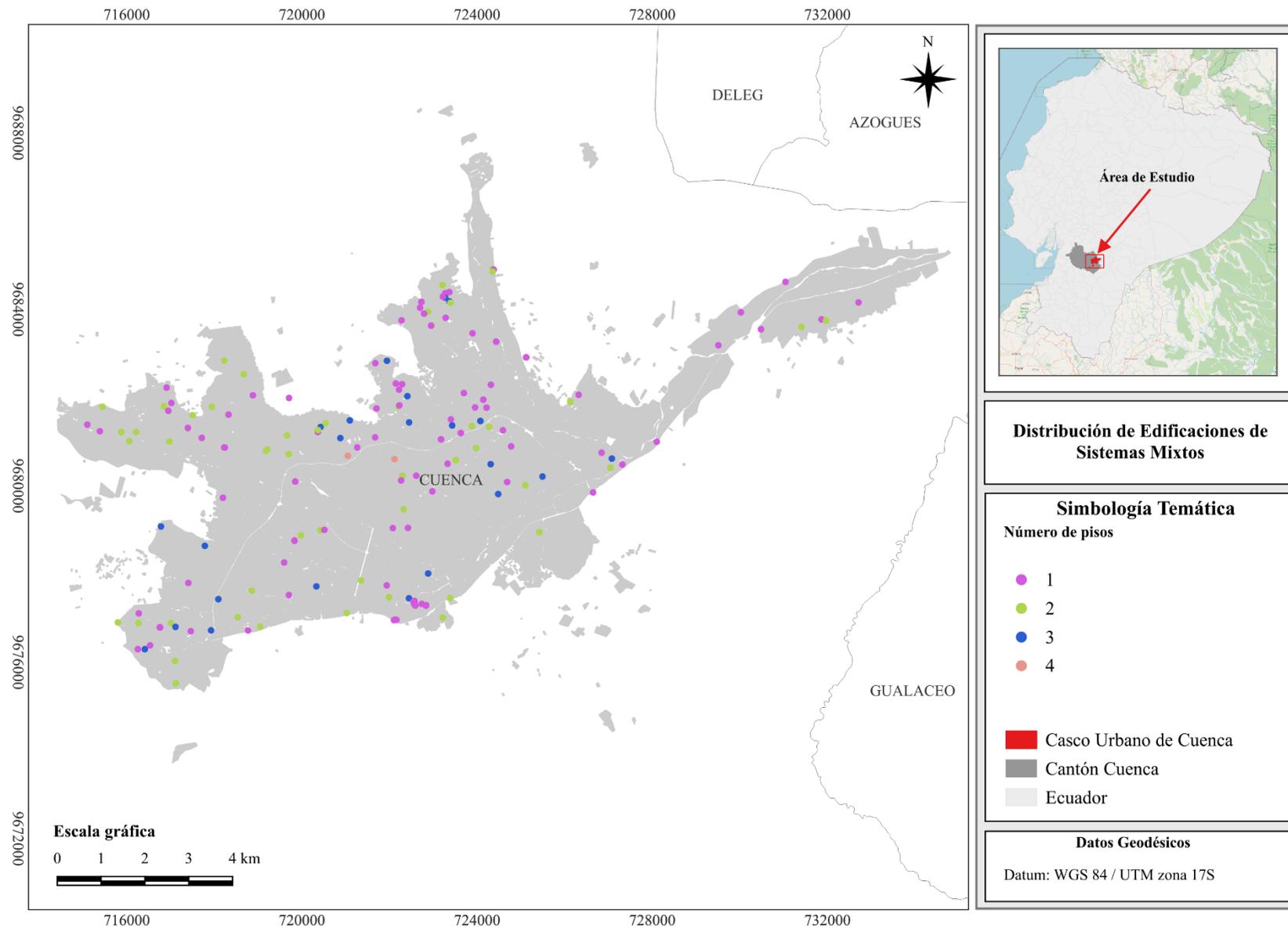


Figura A.4. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería no reforzada y su número de niveles.



Anexo B

Figura B.1. Mapa de la distribución espacial de los edificios de mampostería no reforzada y el periodo en el que fueron construidos.

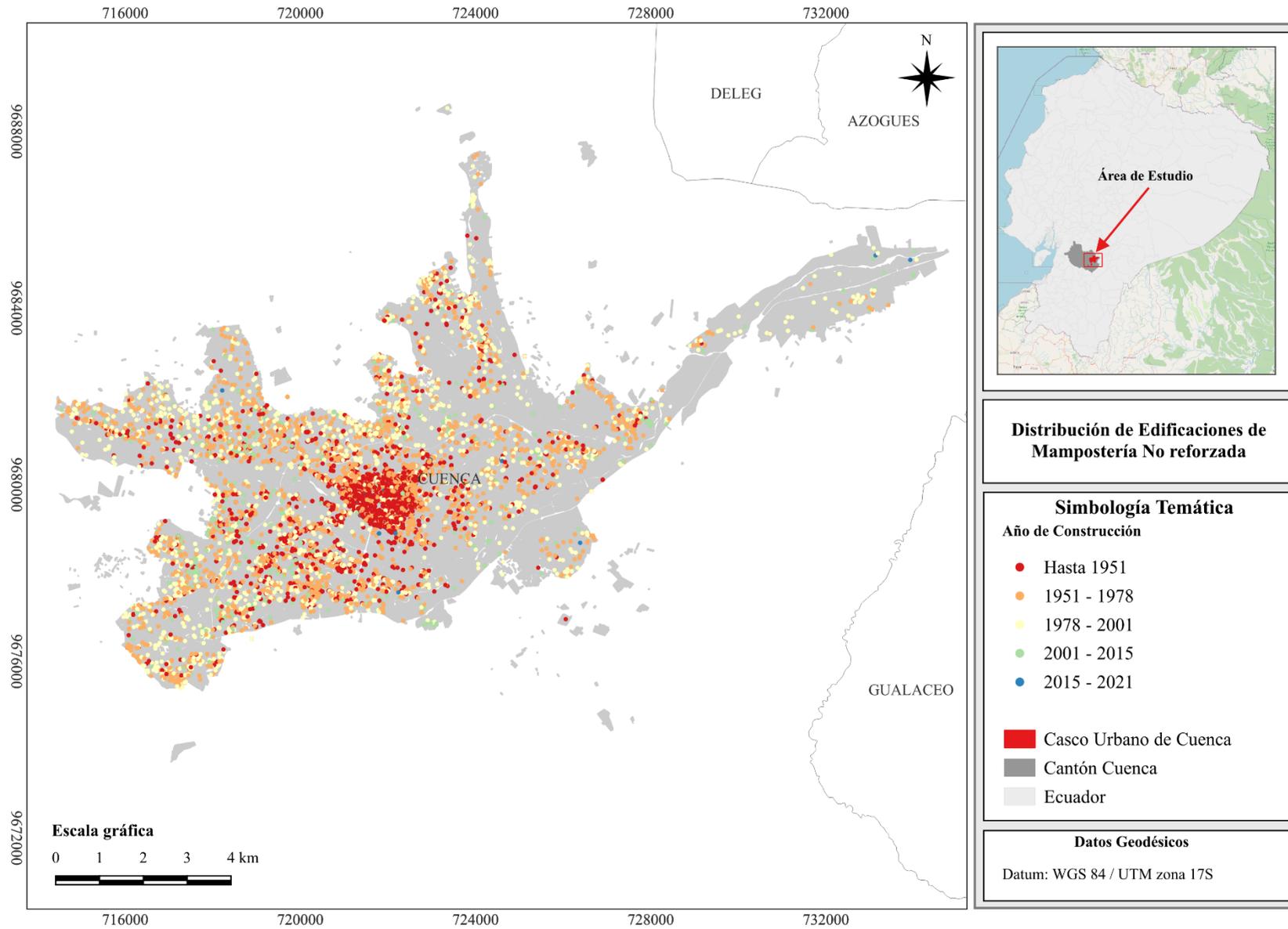


Figura B.2. Mapa de la distribución espacial de los edificios de acero y el periodo en el que fueron construidos.

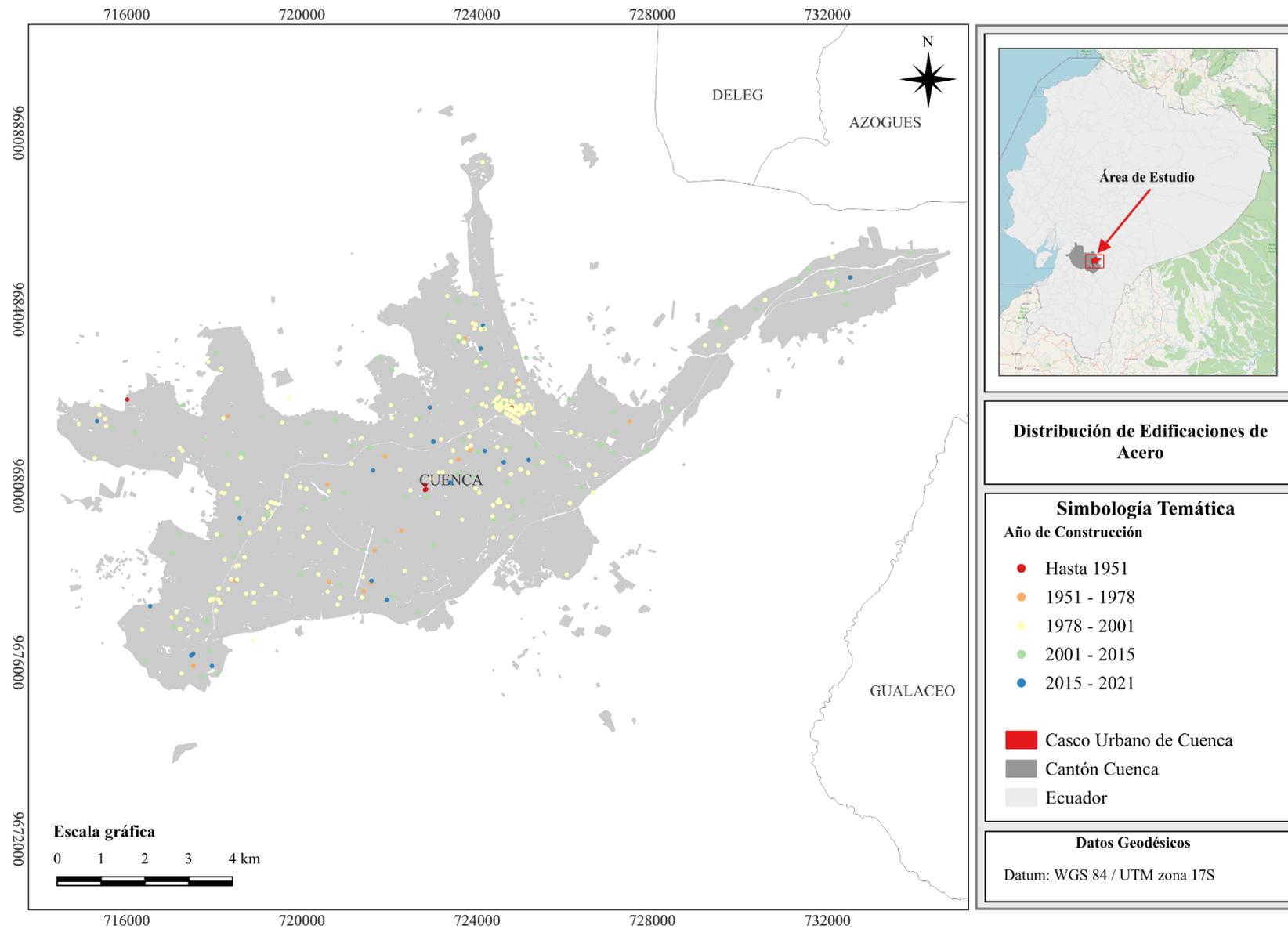


Figura B.3. Mapa de la distribución espacial de los edificios de madera y el periodo en el que fueron construidos.

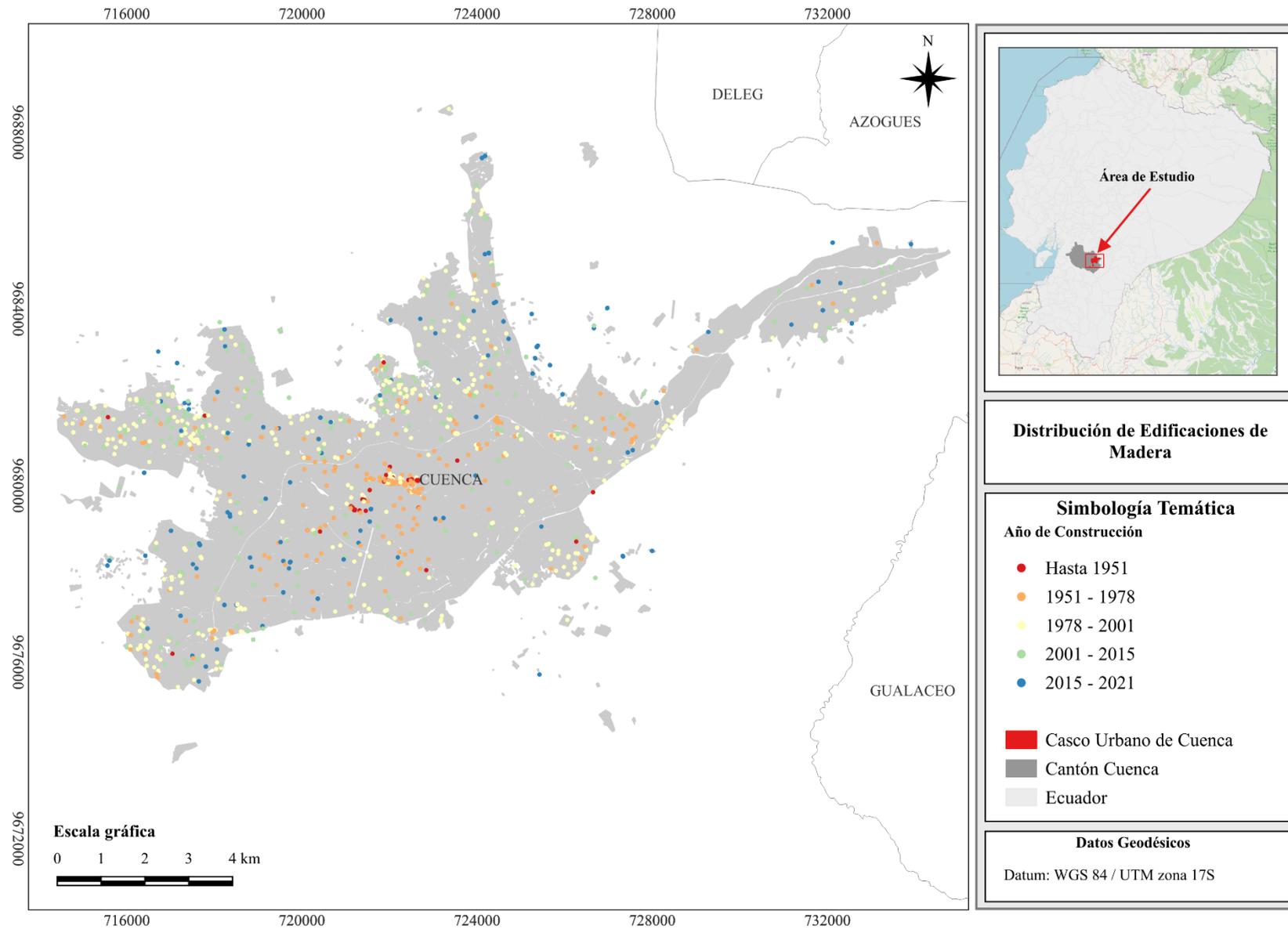
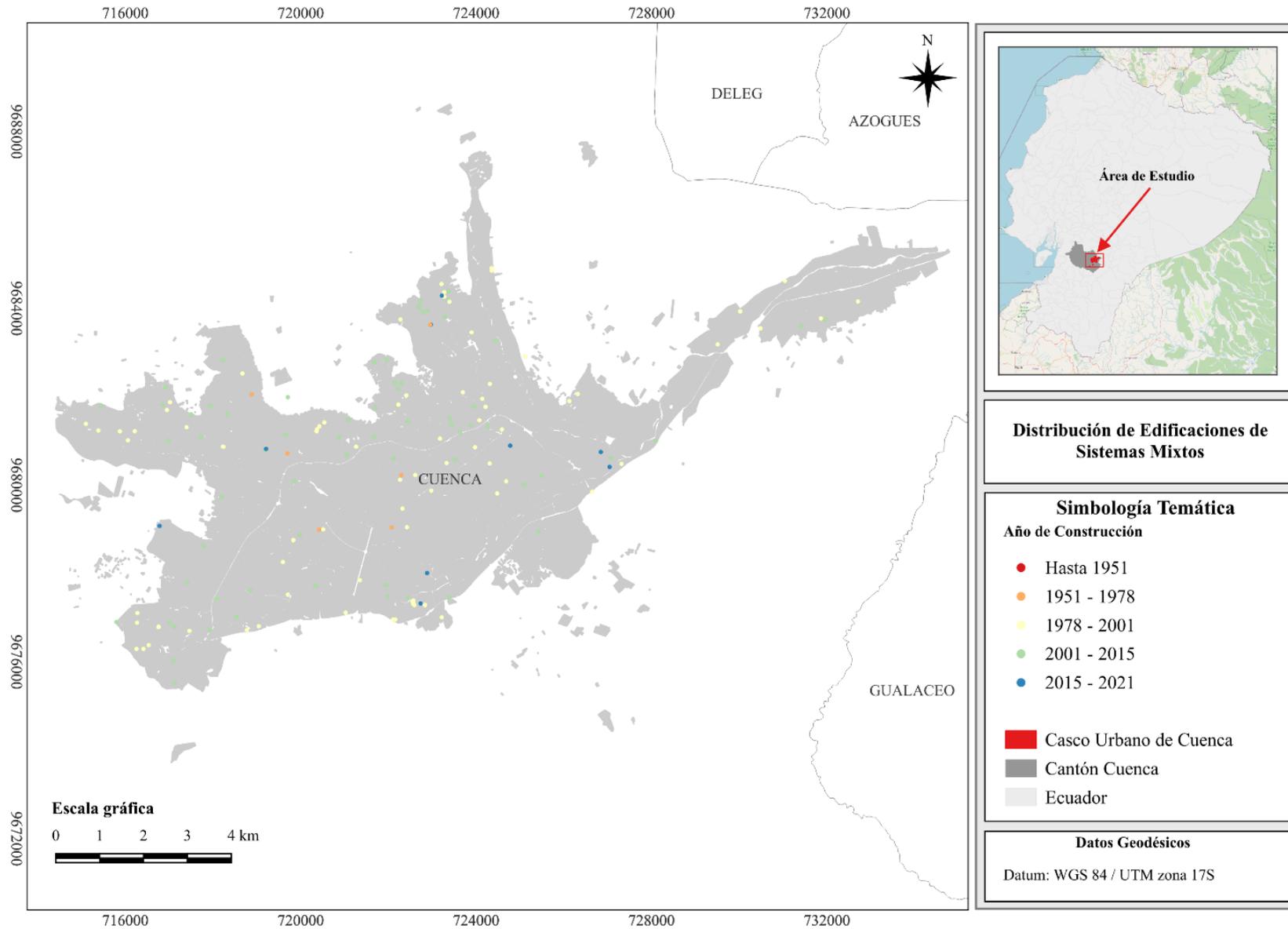


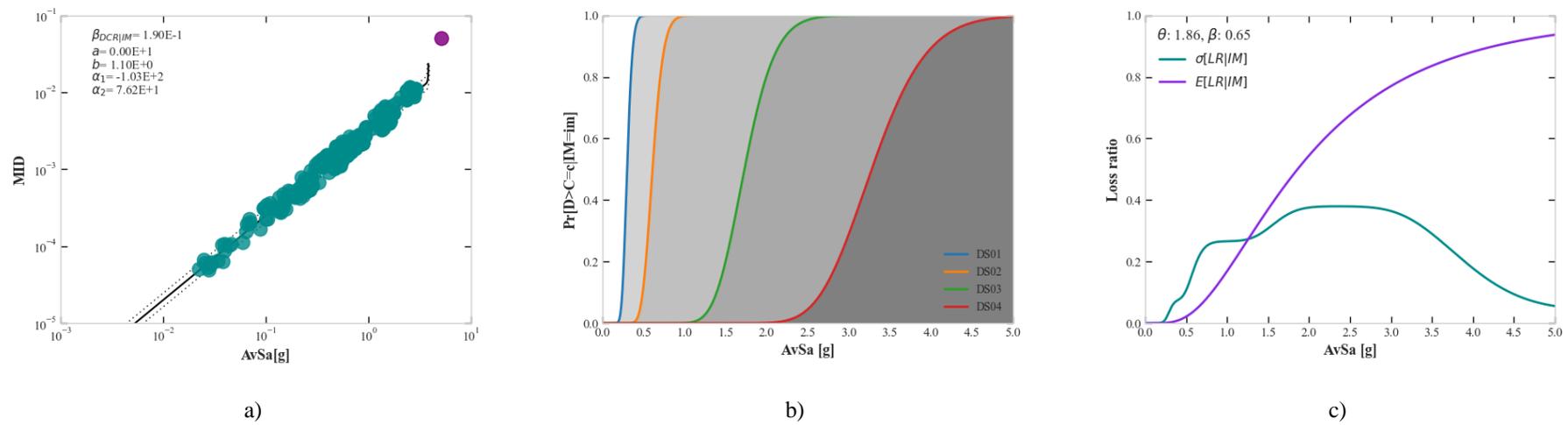
Figura B.4. Mapa de la distribución espacial de los edificios de sistemas mixtos y el periodo en el que fueron construidos.



Anexo C

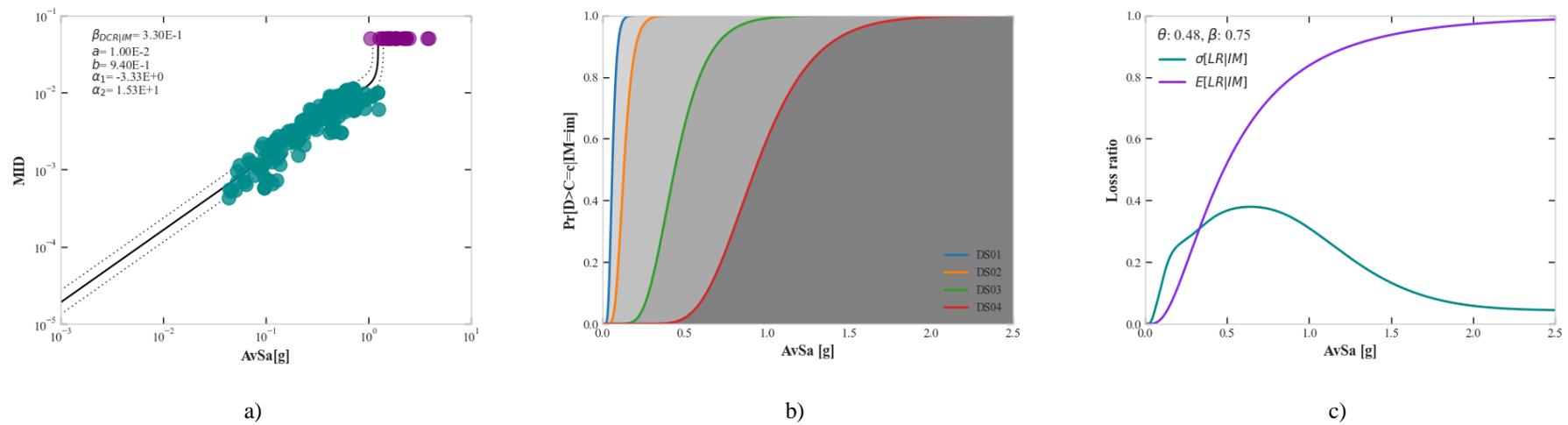
CI Mampostería

Figura C.1. Análisis de estructuras de mampostería de 1 piso, considerando sismos de tipo subducción.



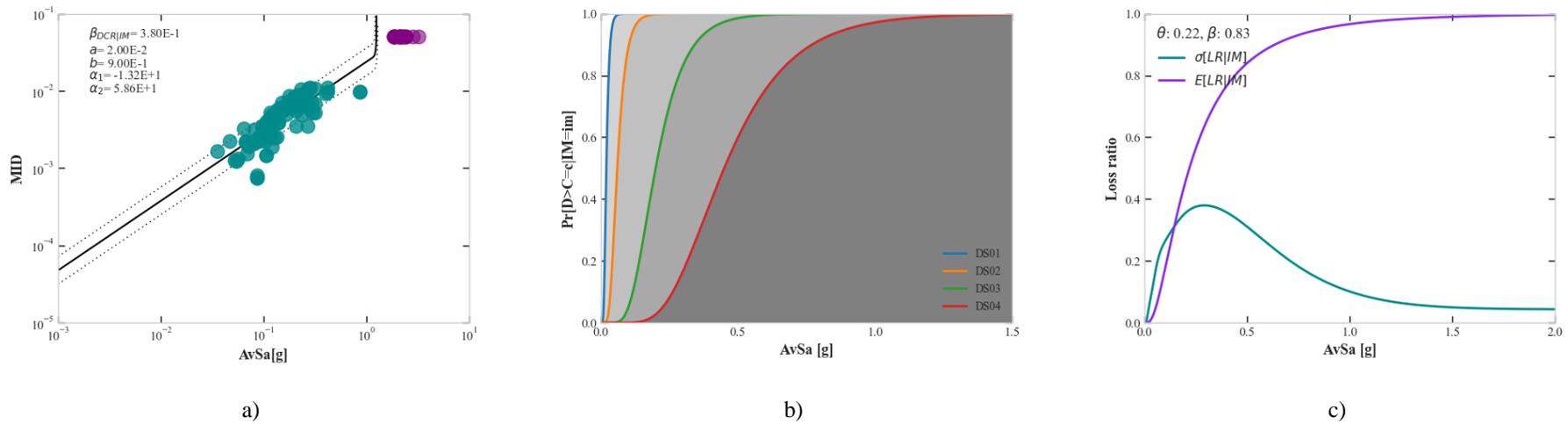
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura C.2. Análisis de estructuras de mampostería de 2 pisos, considerando sismos de tipo subducción



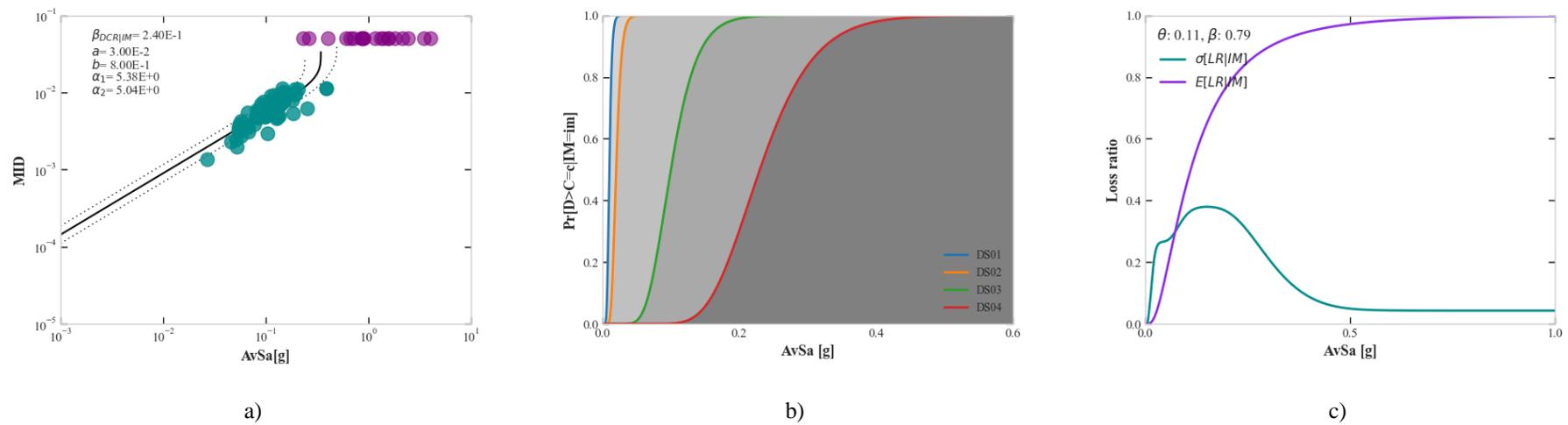
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura C.3. Análisis de estructuras de mampostería de 3 pisos, considerando sismos de tipo subducción



Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura C.4. Análisis de estructuras de mampostería de 4 pisos, considerando sismos de tipo subducción

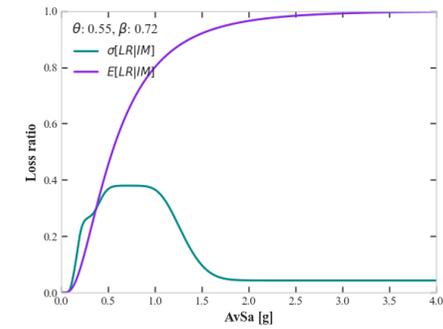
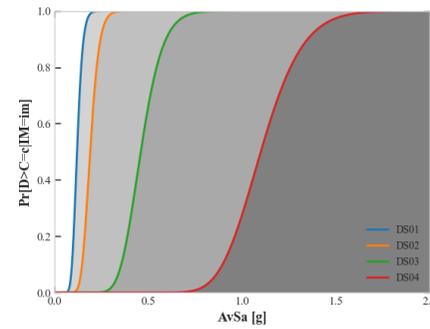
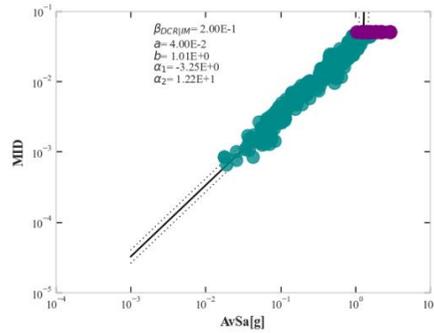


Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

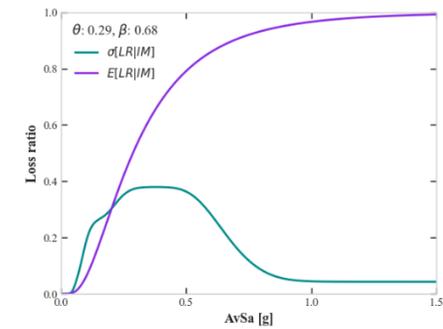
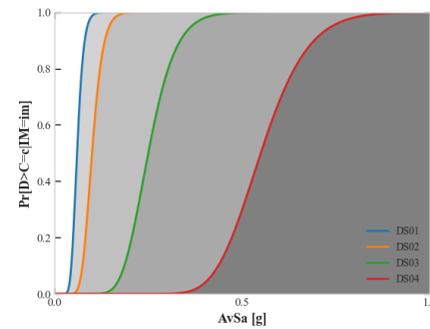
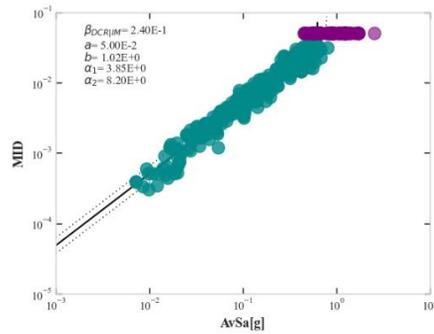
C2 Hormigón Armado

Figura C.5. Análisis de estructuras de hormigón armado, considerando sismos de tipo intraplaca.

Low code (2 pisos)



Low code (4 pisos)



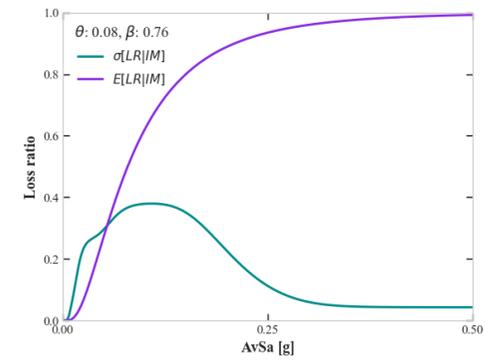
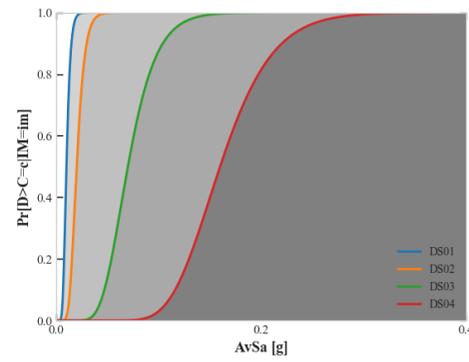
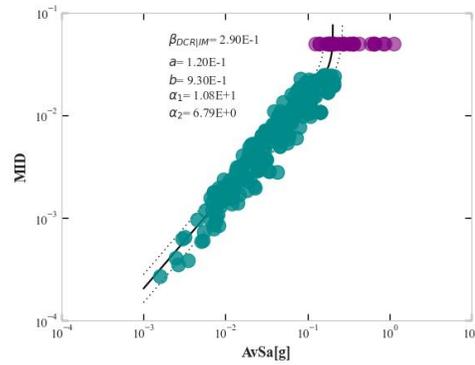
a)

b)

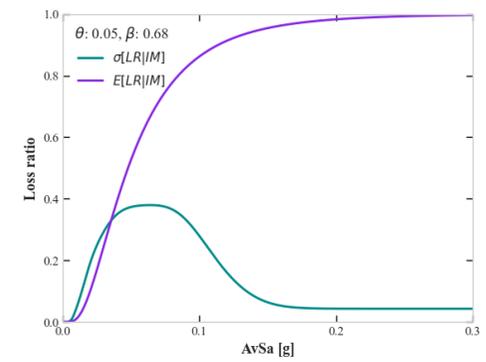
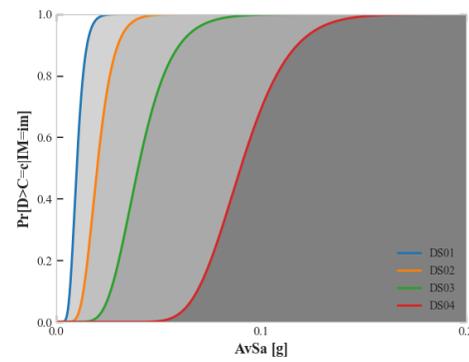
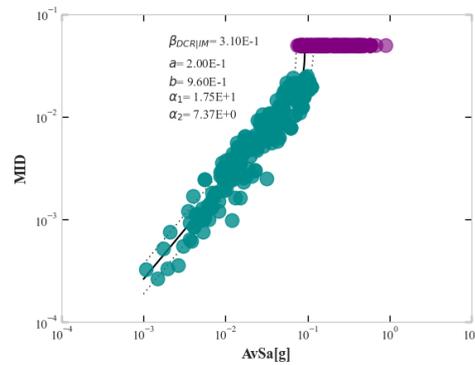
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (8 pisos)



Low code (10 pisos)



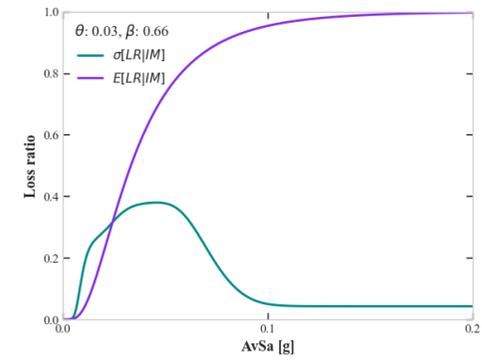
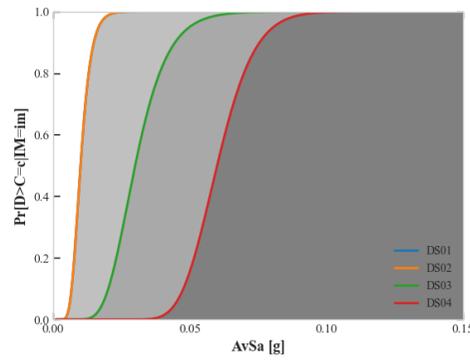
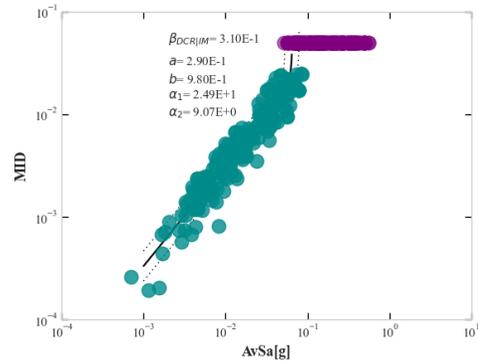
a)

b)

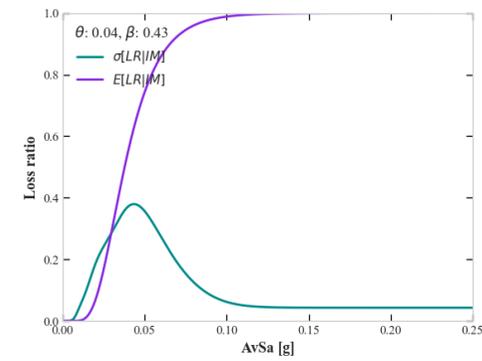
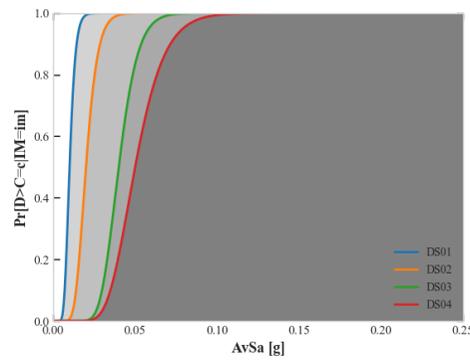
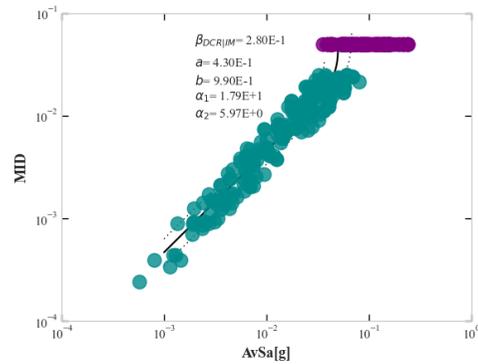
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (12 pisos)



Low code (15 pisos)



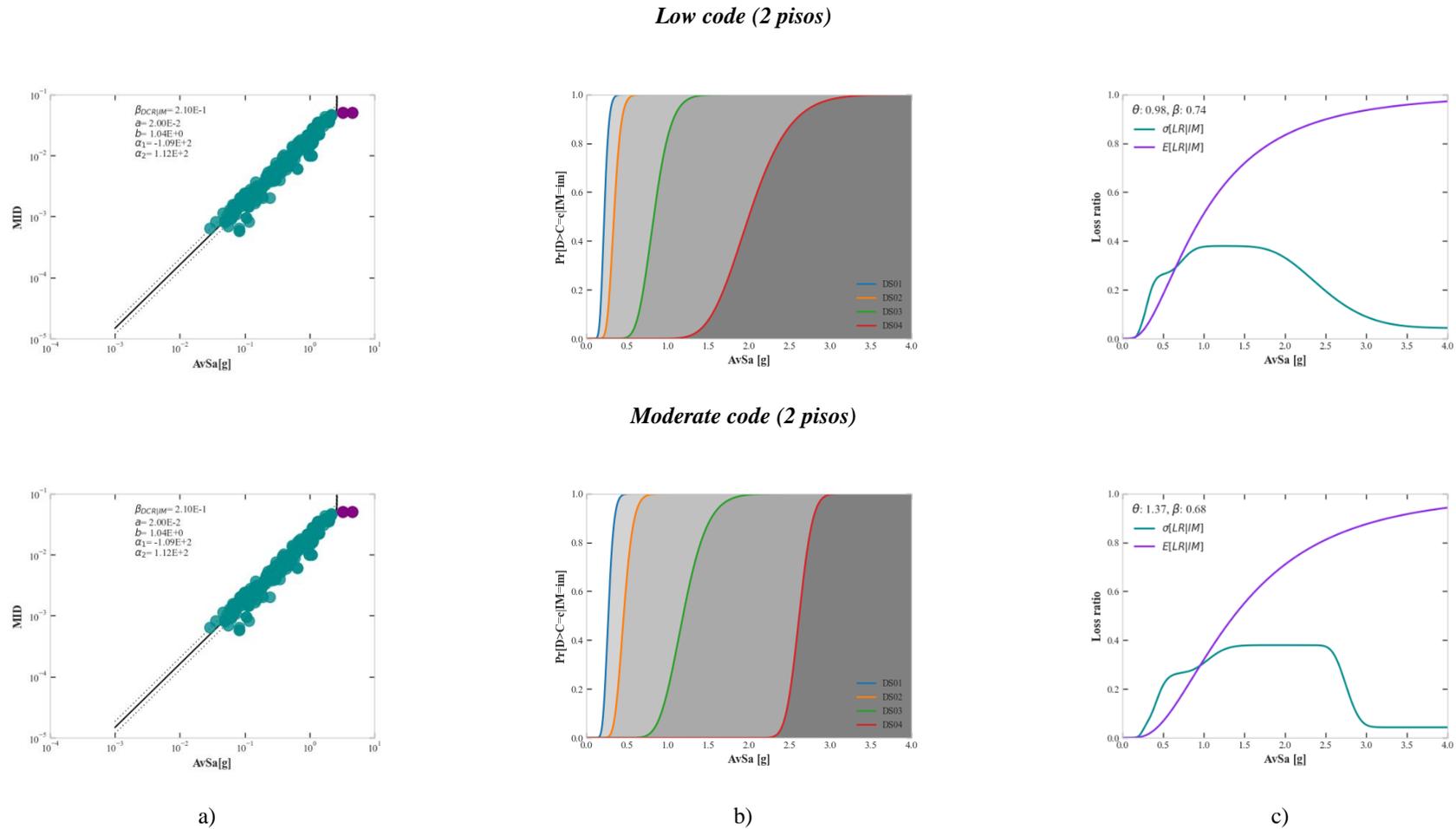
a)

b)

c)

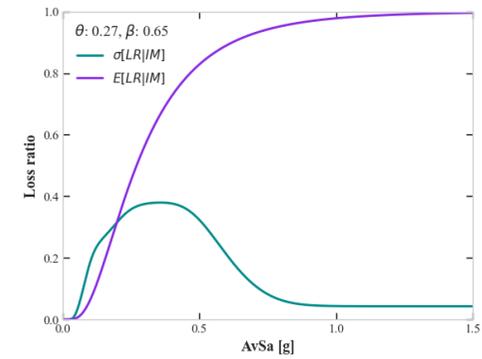
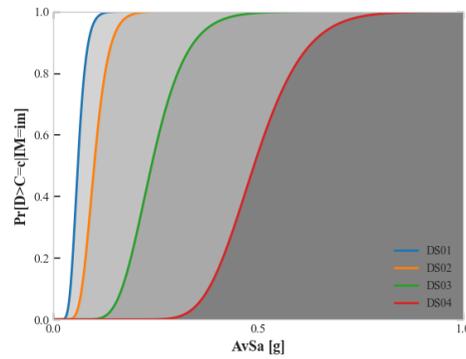
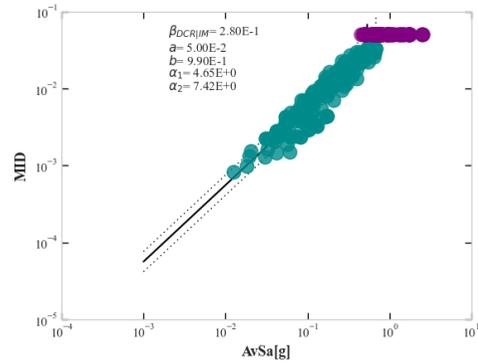
Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Figura C.6. Análisis de estructuras de hormigón armado, considerando sismos de tipo subducción.

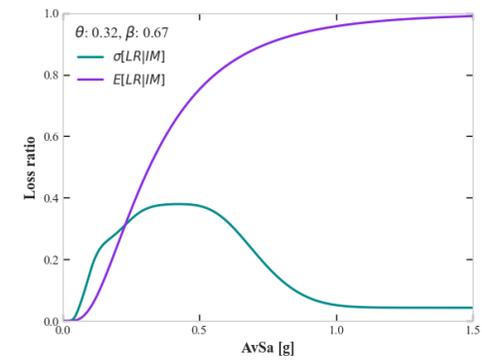
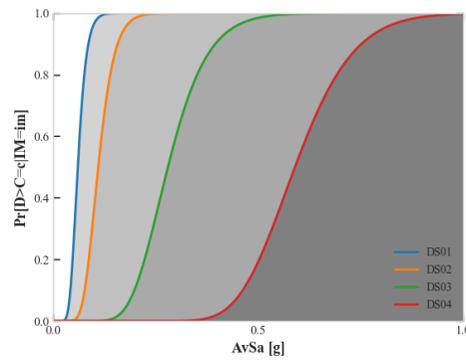
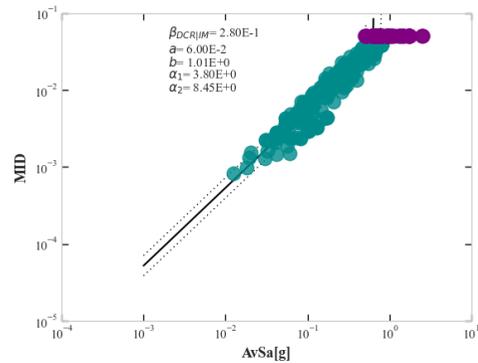


Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (4 pisos)



Moderate code (4 pisos)



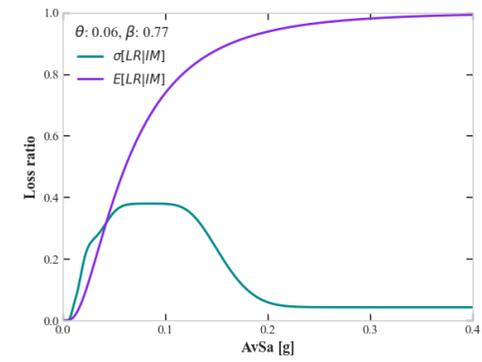
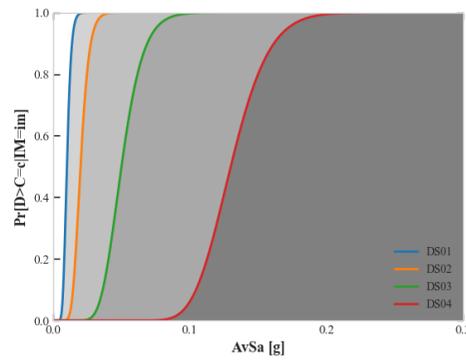
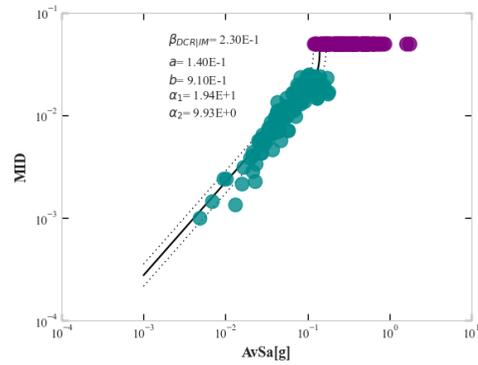
a)

b)

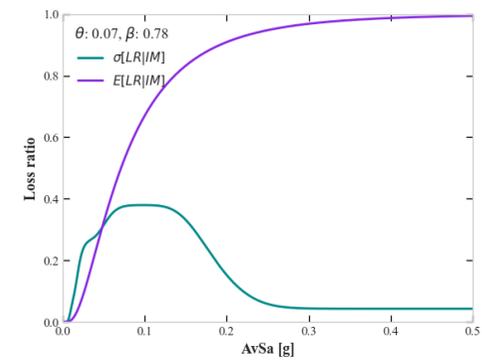
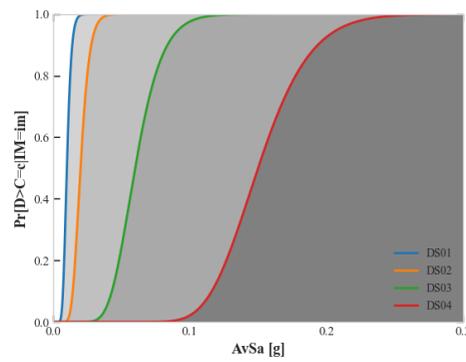
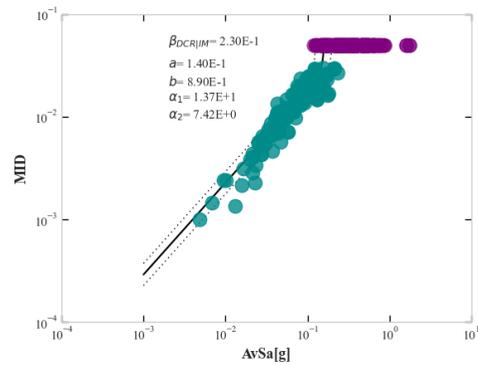
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (8 pisos)



Moderate code (8 pisos)



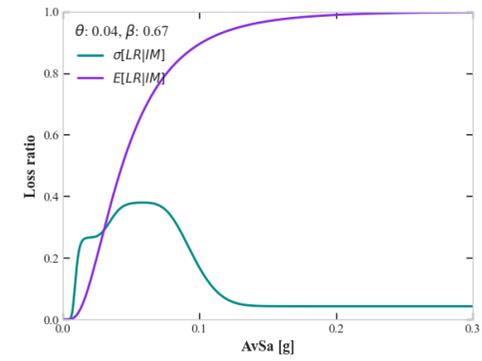
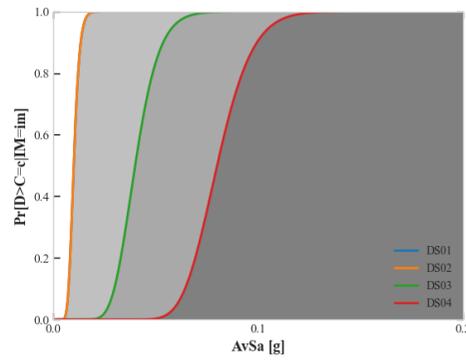
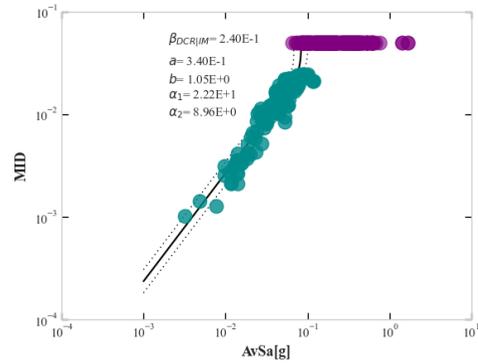
a)

b)

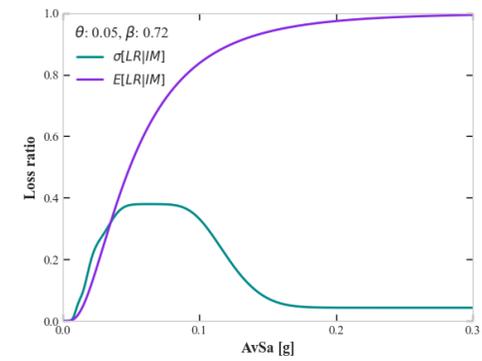
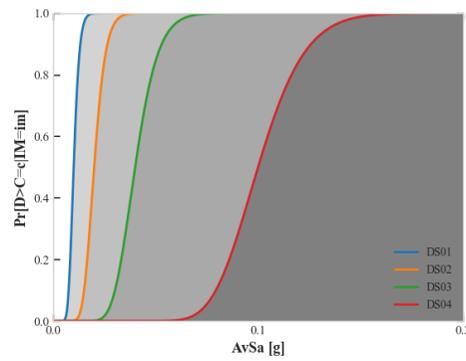
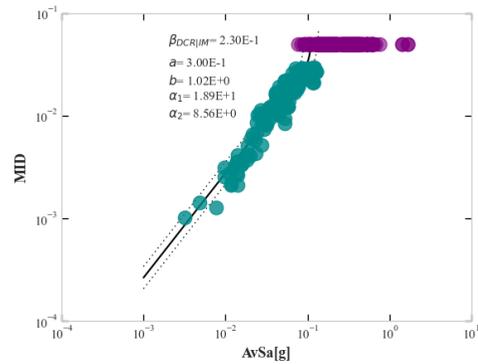
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (10 pisos)



Moderate code (10 pisos)



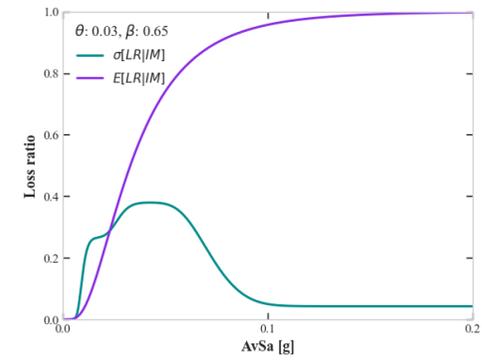
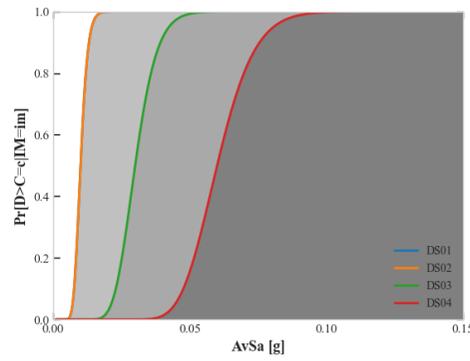
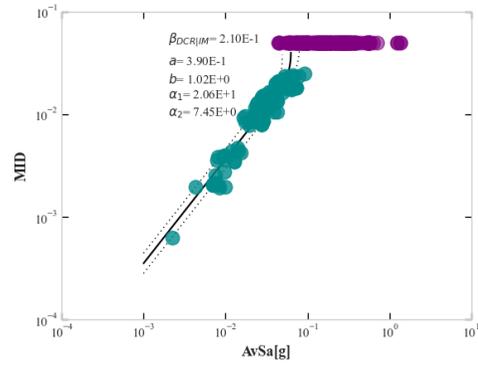
a)

b)

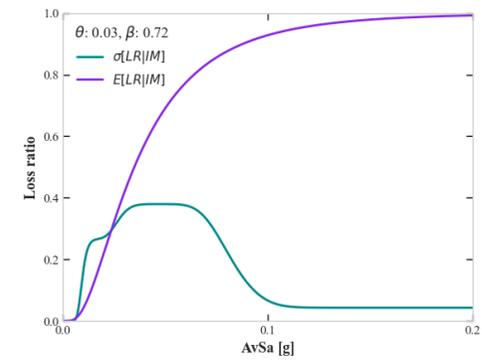
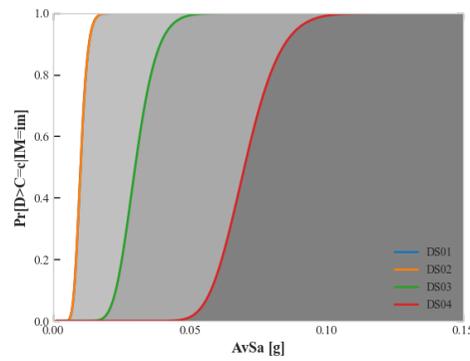
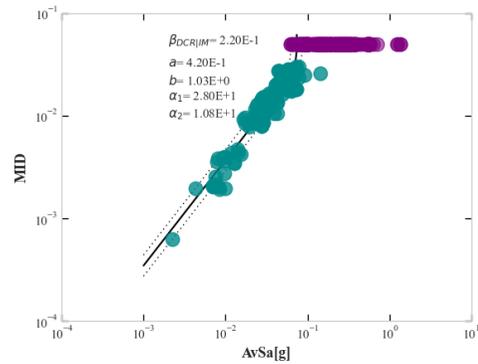
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (12 pisos)



Moderate code (12 pisos)



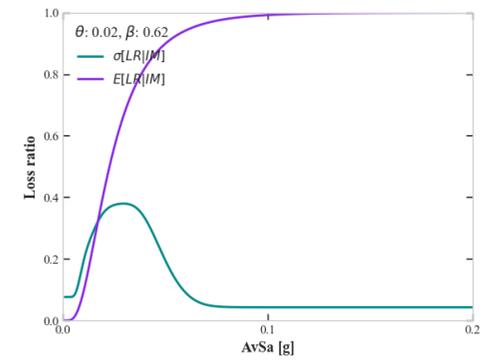
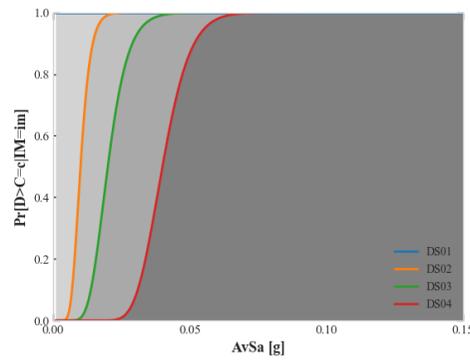
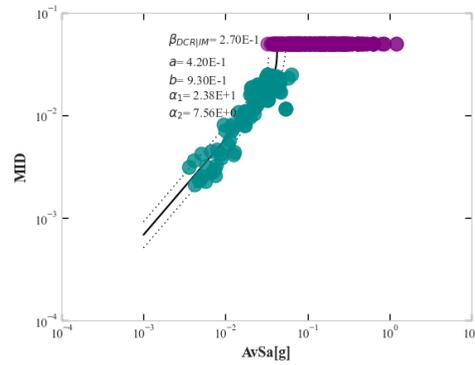
a)

b)

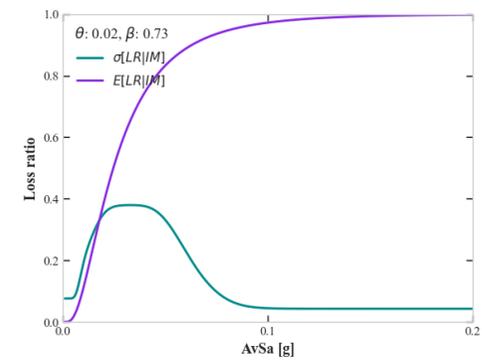
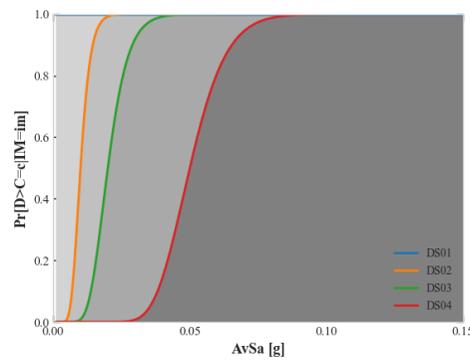
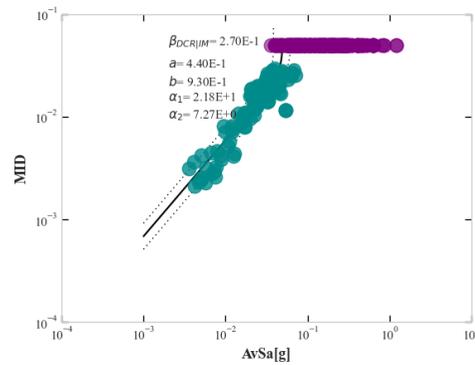
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (15 pisos)



Moderate code (15 pisos)



a)

b)

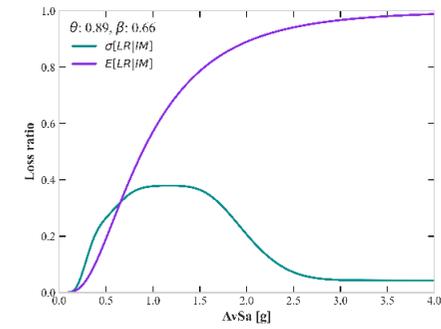
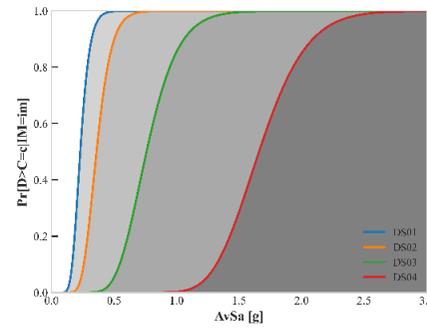
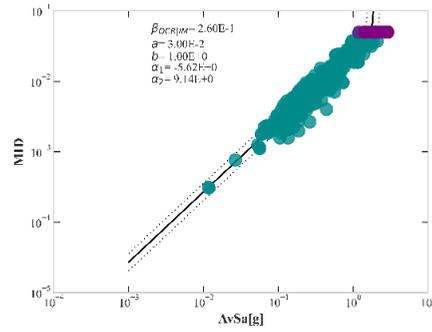
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

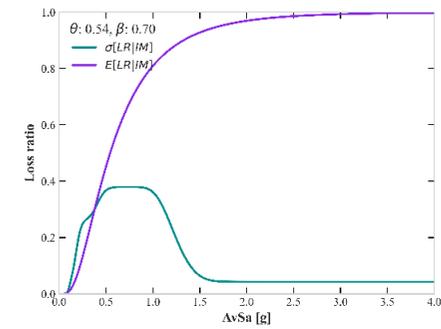
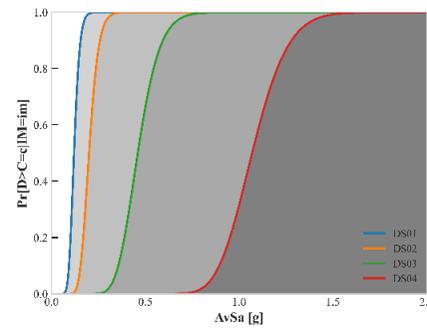
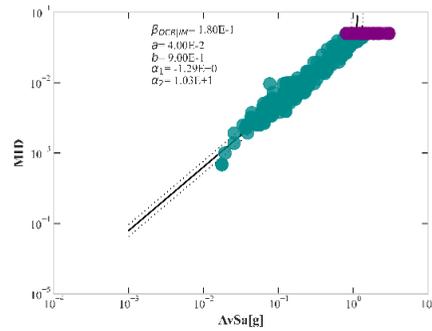
C3 Acero

Figura C.7. Análisis de estructuras de acero, considerando sismos de tipo intraplaca.

Low code (1 pisos)



Low code (2 pisos)



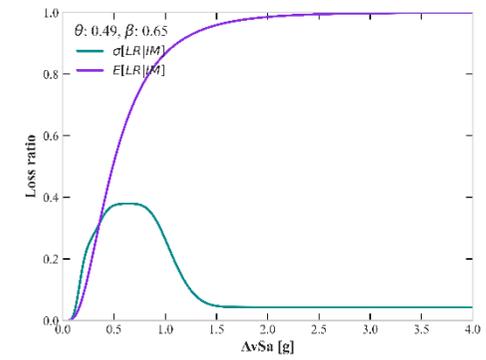
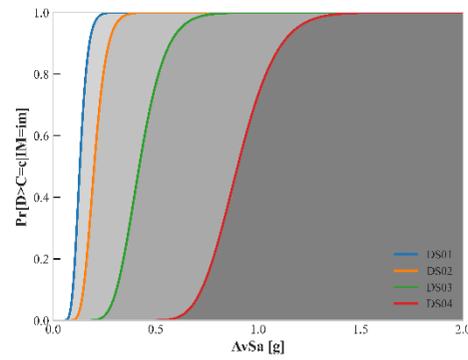
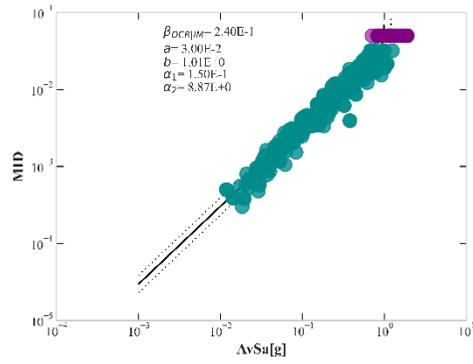
a)

b)

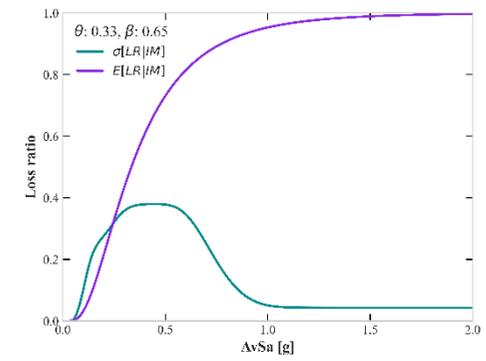
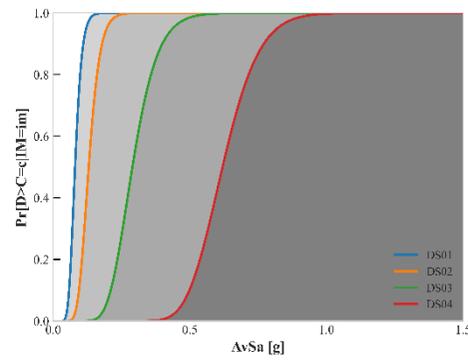
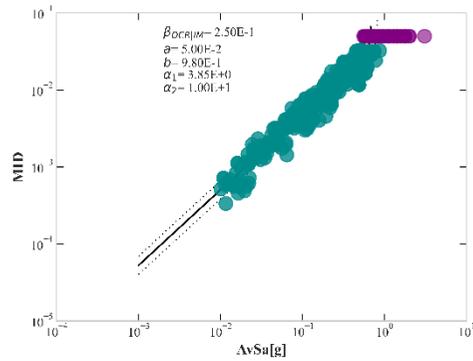
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (3 pisos)



Low code (4 pisos)



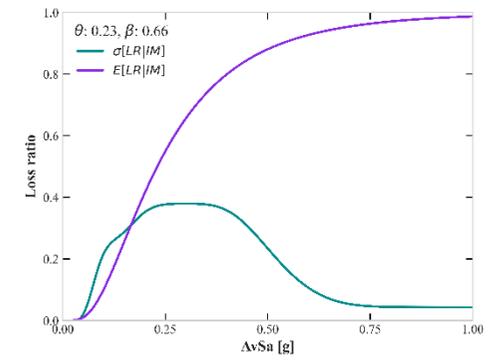
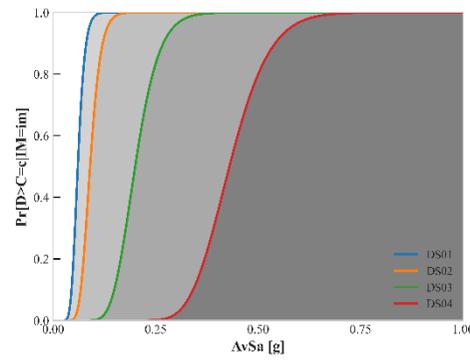
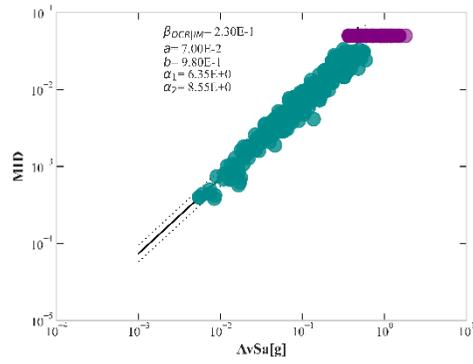
a)

b)

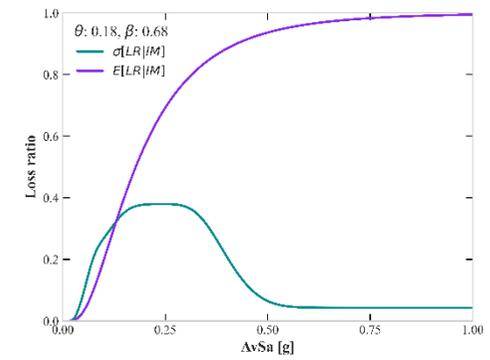
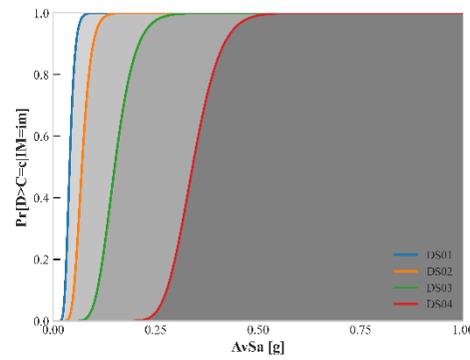
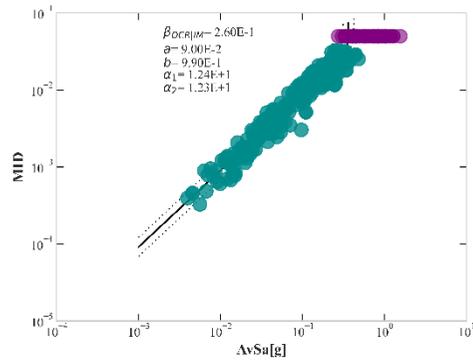
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (5 pisos)



Low code (6 pisos)



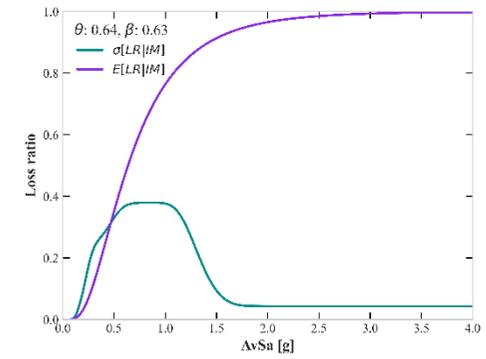
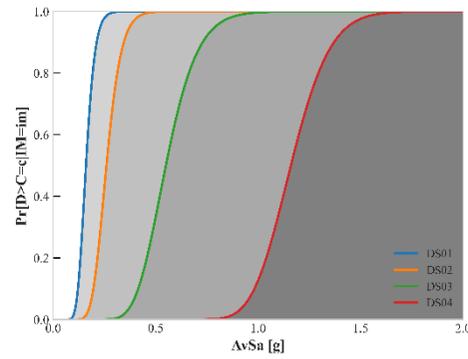
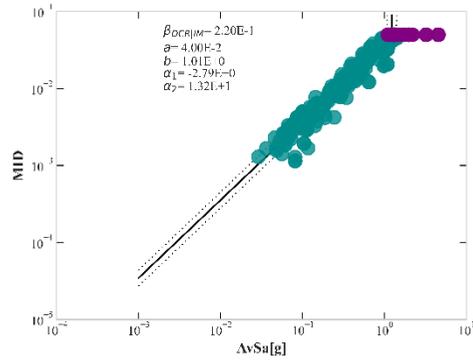
a)

b)

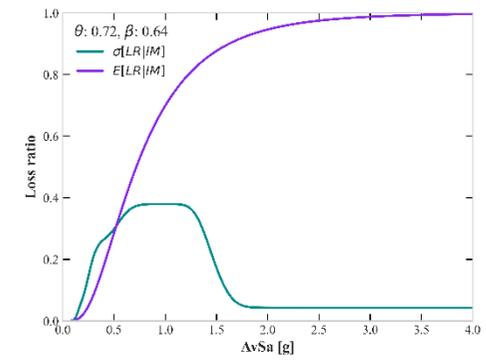
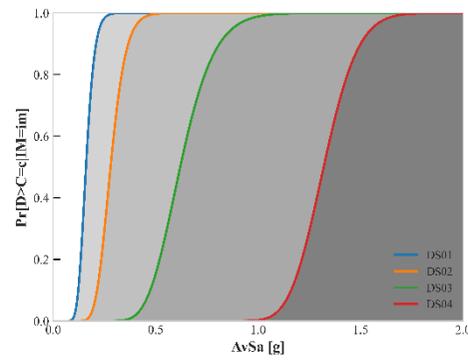
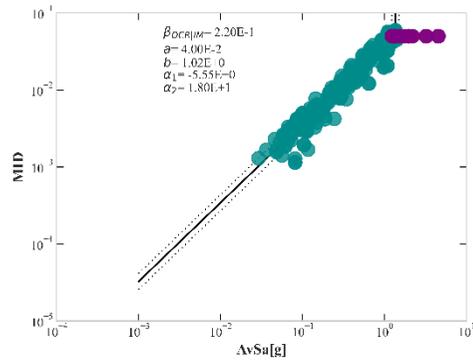
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (2 pisos)



Moderate code (2 pisos)



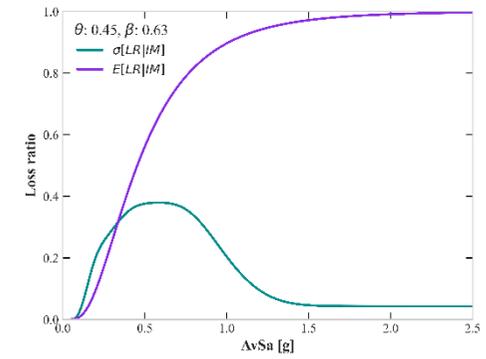
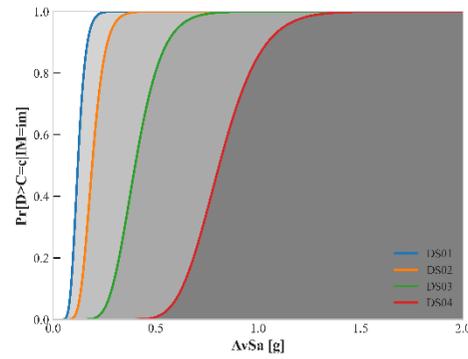
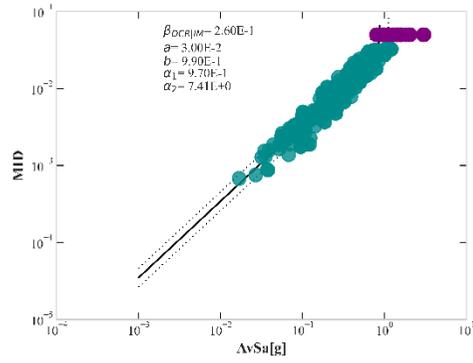
a)

b)

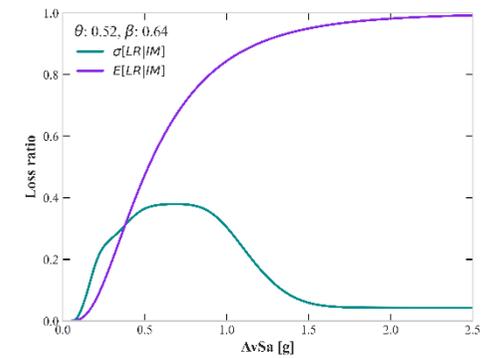
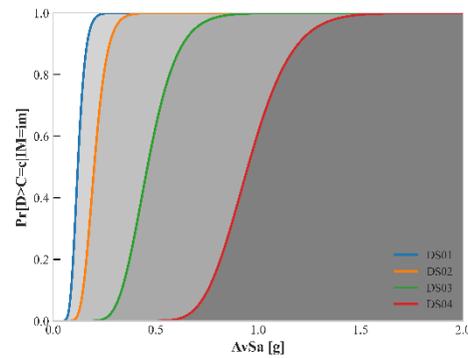
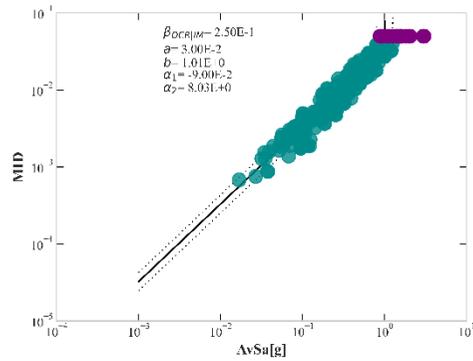
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (3 pisos)



Moderate code (3 pisos)



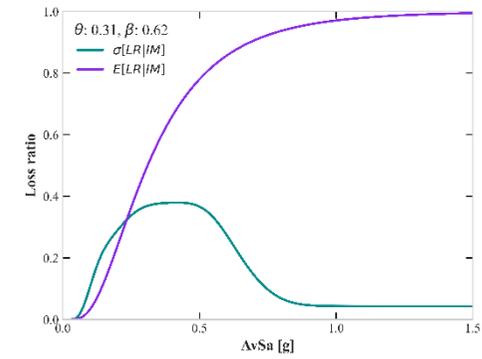
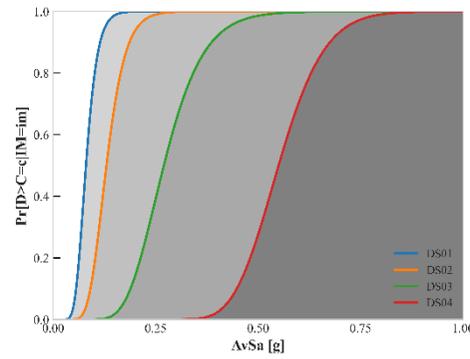
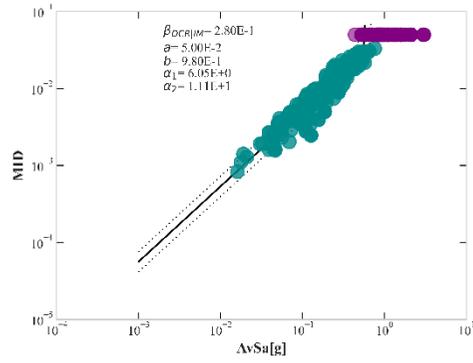
a)

b)

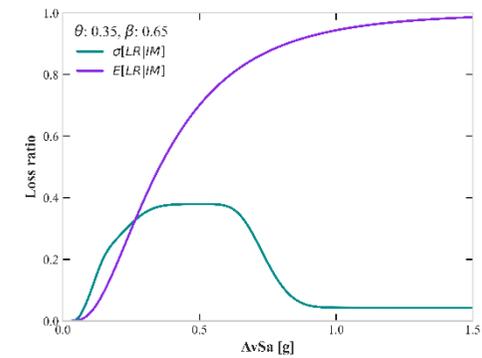
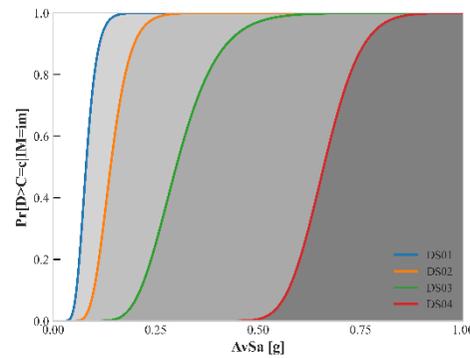
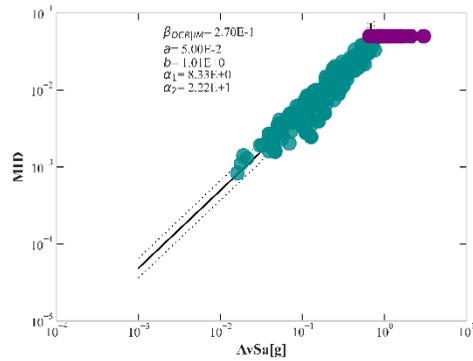
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (4 pisos)



Moderate code (4 pisos)



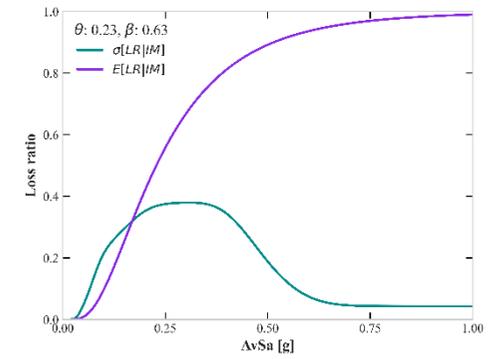
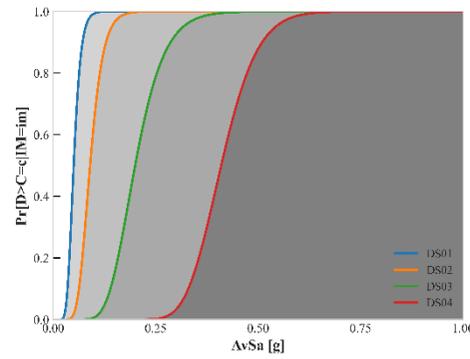
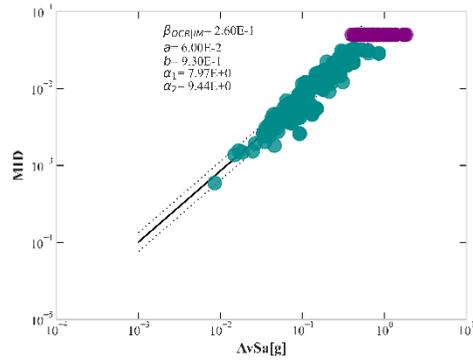
a)

b)

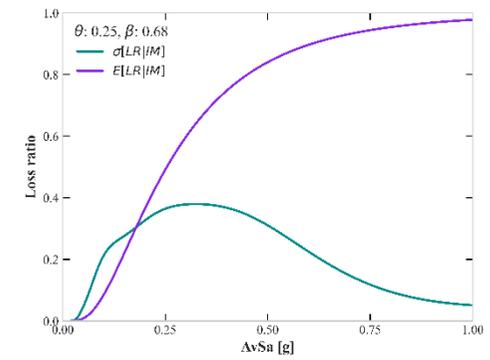
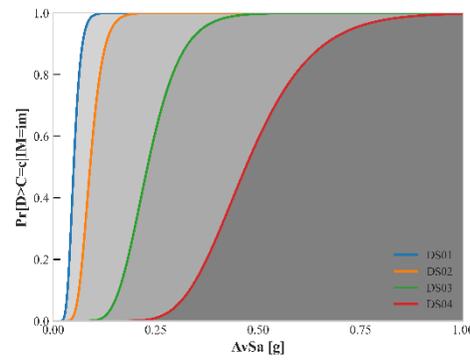
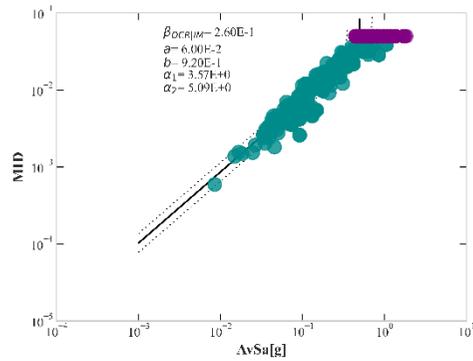
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (5 pisos)



Moderate code (5 pisos)



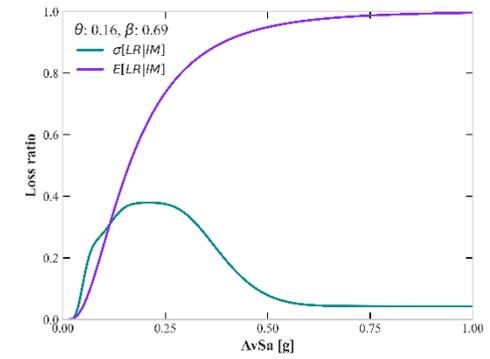
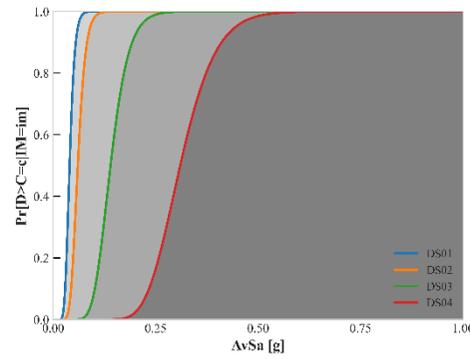
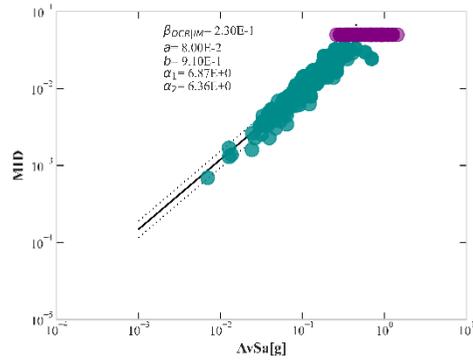
a)

b)

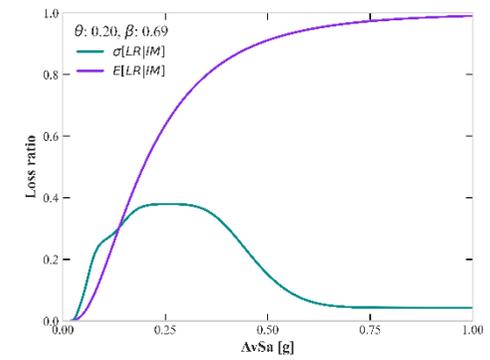
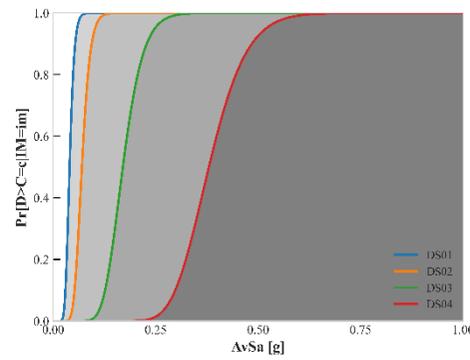
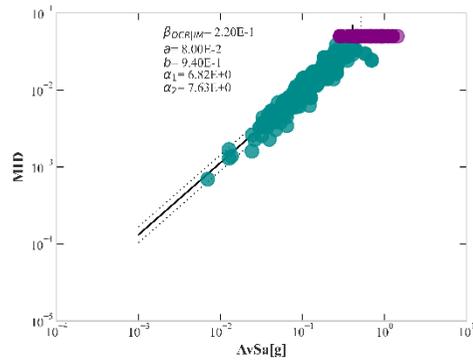
c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Low code (6 pisos)



Moderate code (6 pisos)



a)

b)

c)

Nota: a) Nube de puntos; b) funciones de fragilidad; c) función de vulnerabilidad y desviación estándar.

Anexo D

Figura D.1. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m² para edificios de mampostería para sismos de tipo intraplaca.

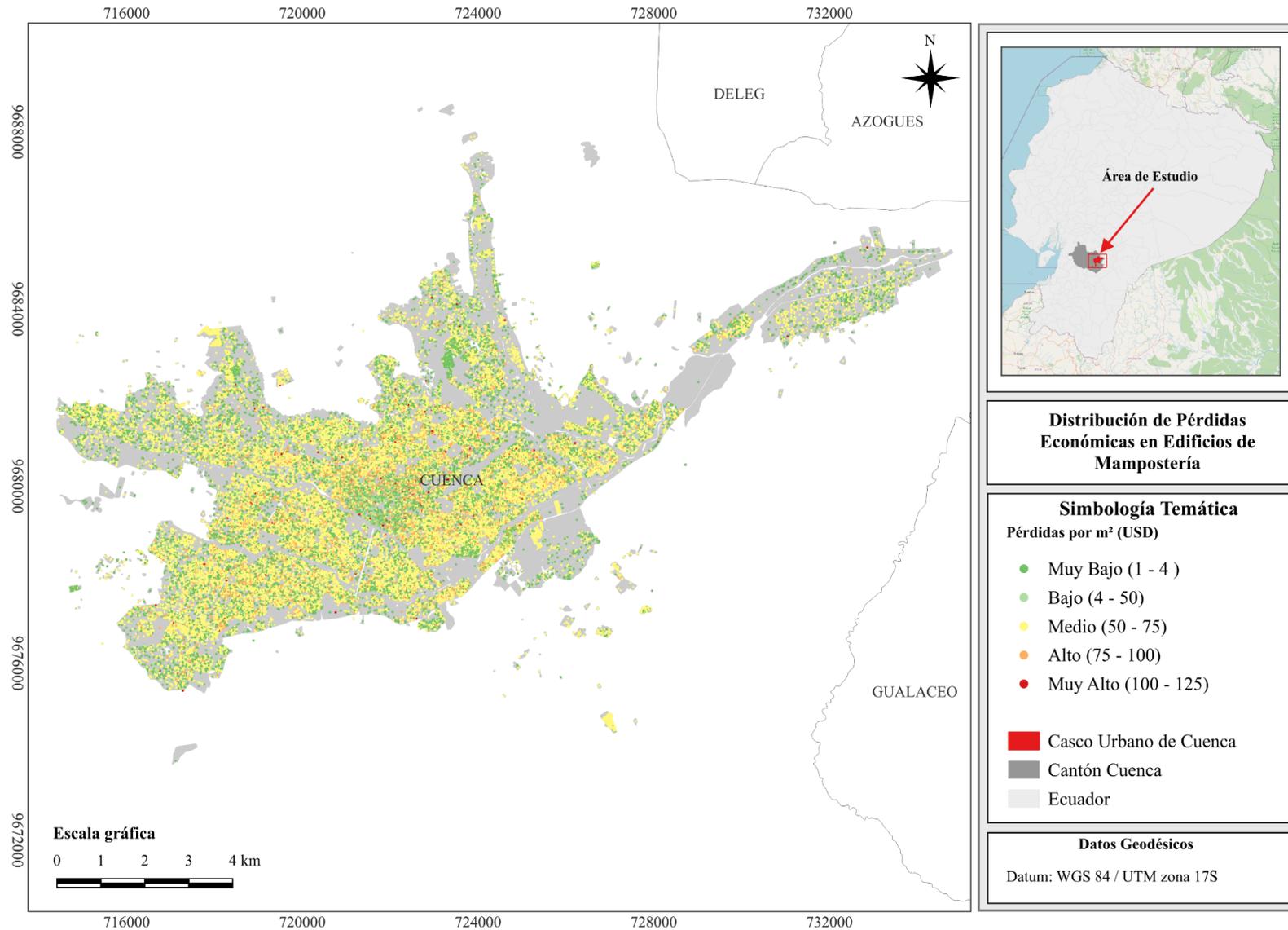


Figura D.2. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de mampostería para sismos de tipo intraplaca.

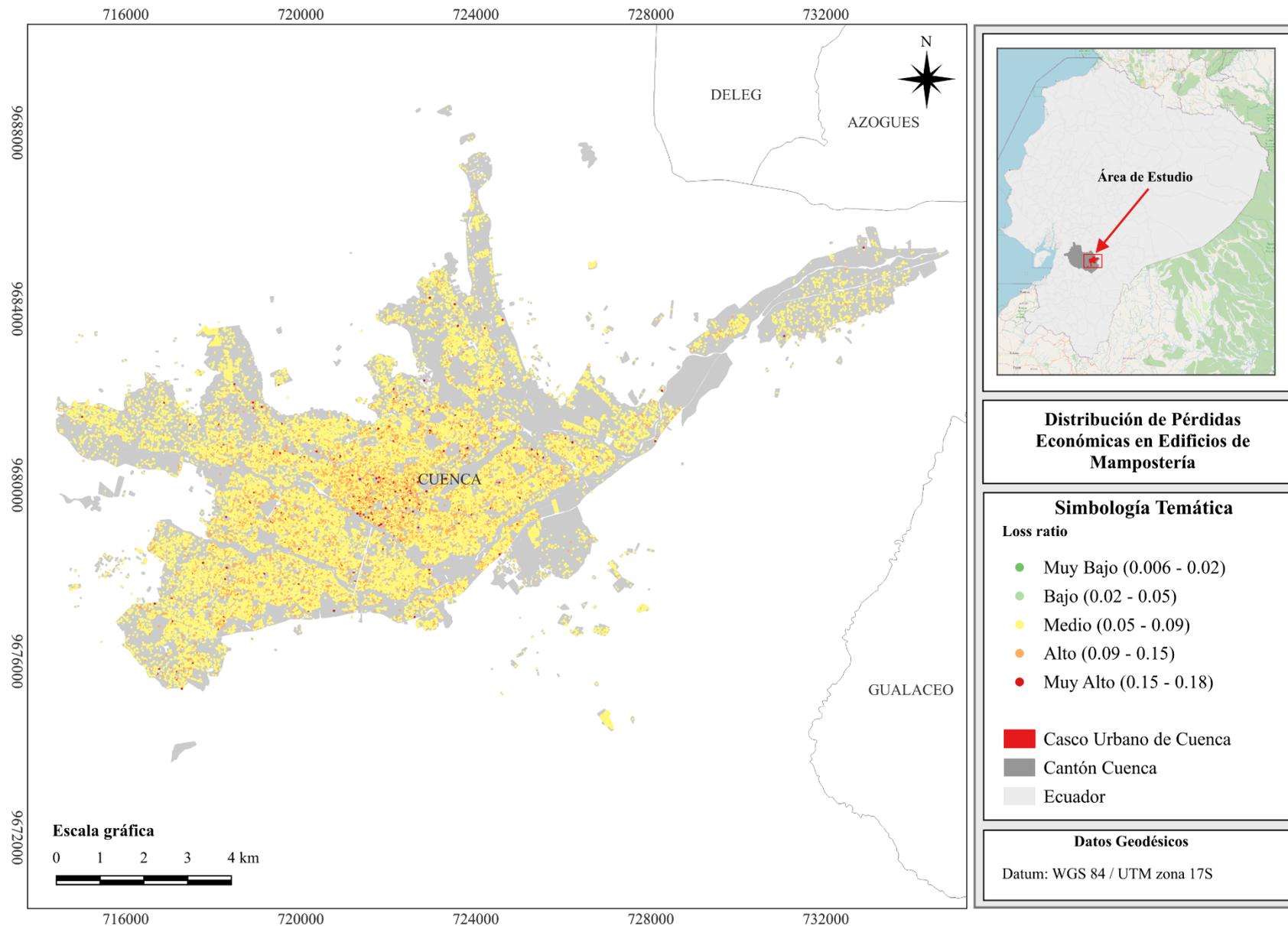


Figura D.3. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m² para edificios de mampostería para sismos de tipo subducción.

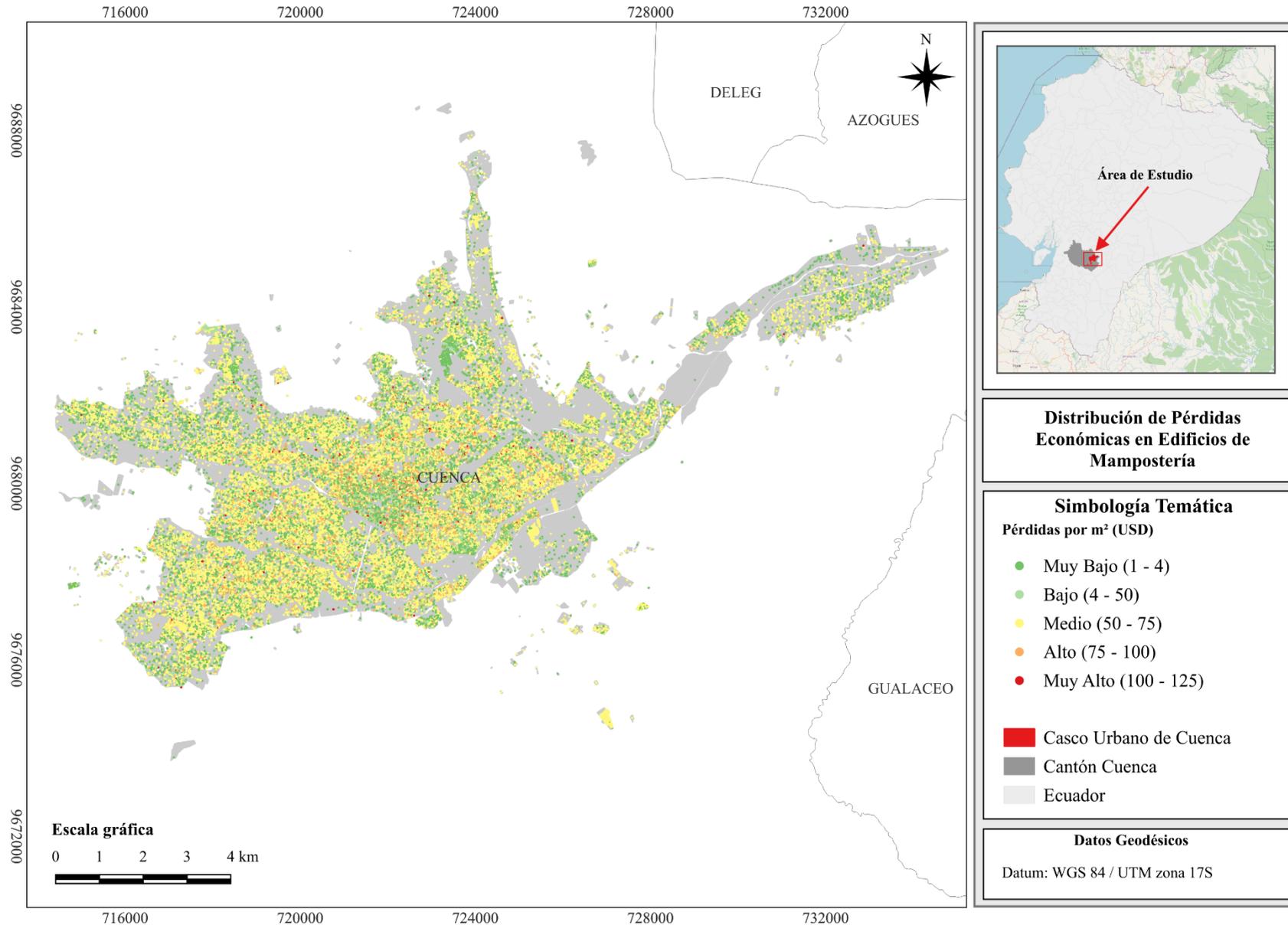


Figura D.4. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de mampostería para sismos de tipo subducción.

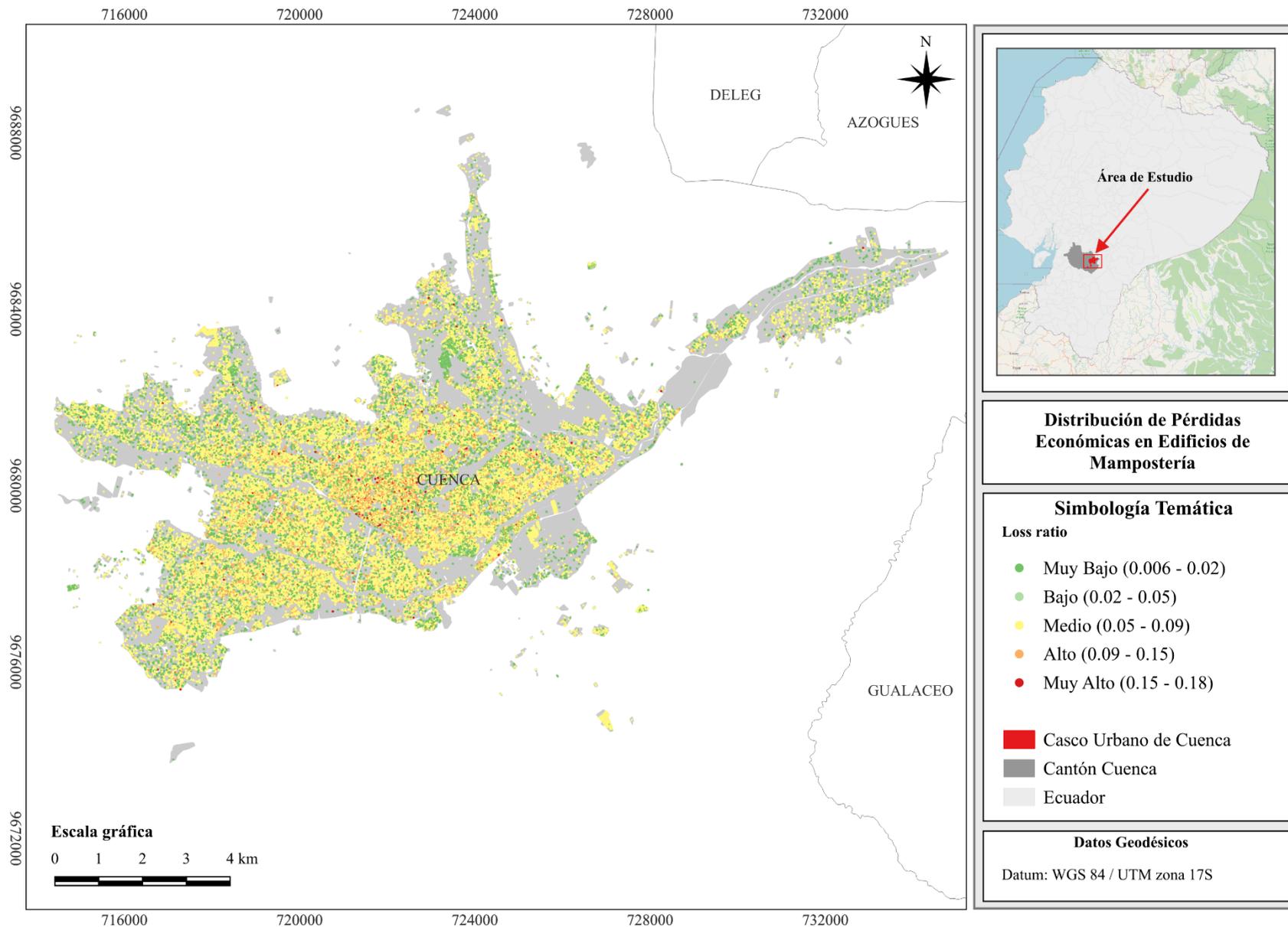


Figura D.5. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m² para edificios de hormigón armado para sismos de tipo intraplaca.

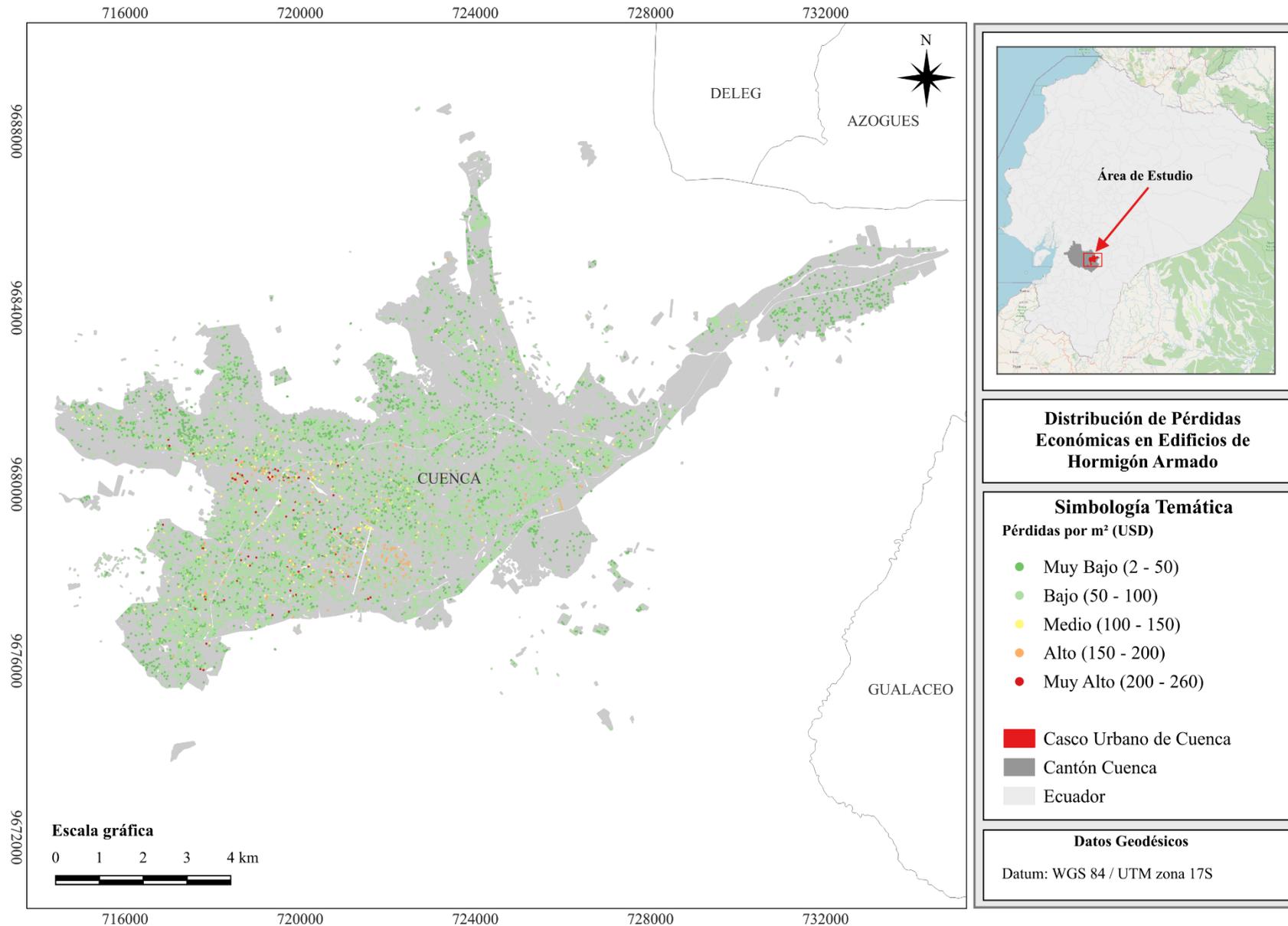


Figura D.6. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de hormigón armado para sismos de tipo intraplaca.

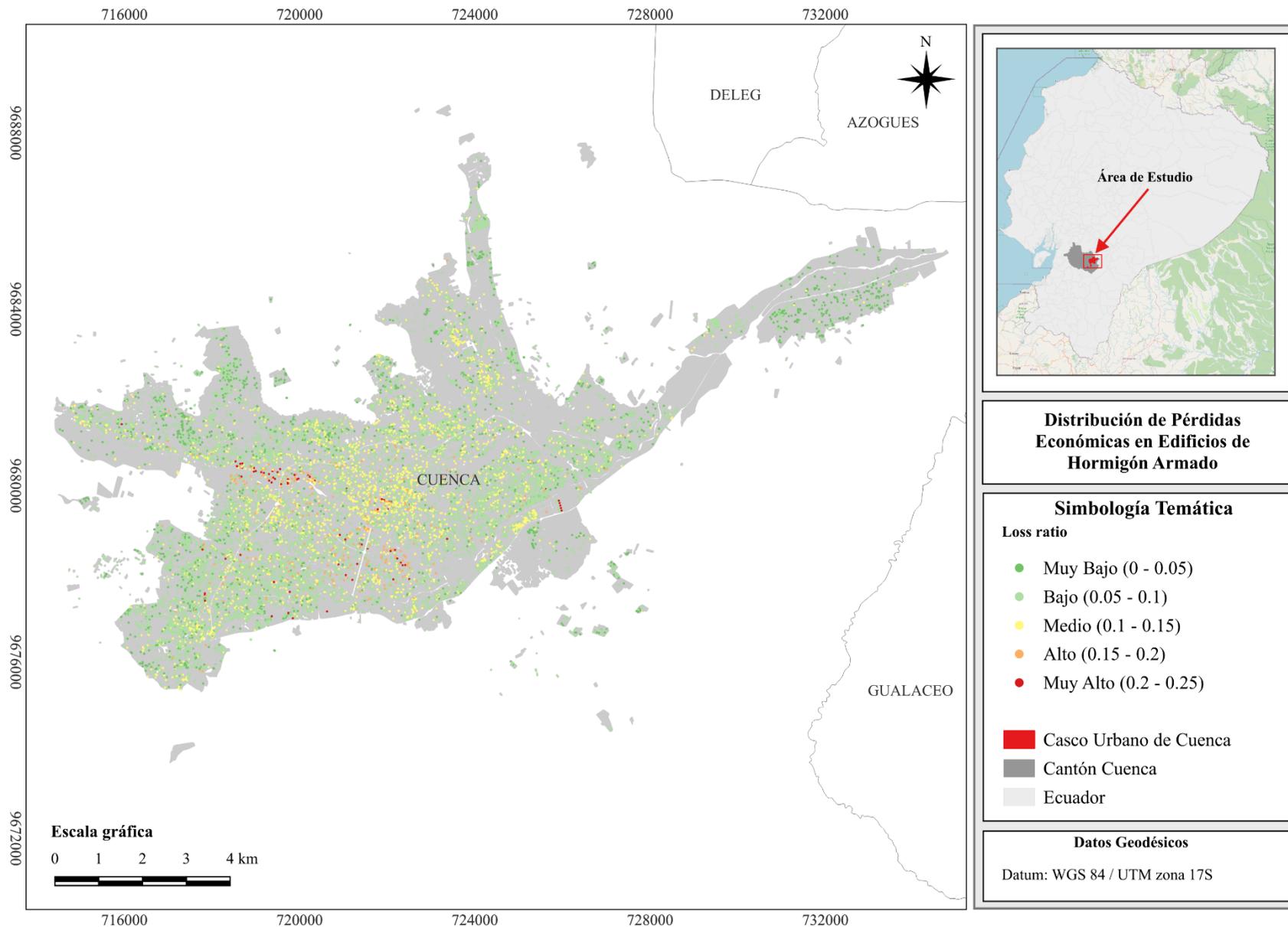


Figura D.7. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m² para edificios de hormigón armado para sismos de tipo subducción.

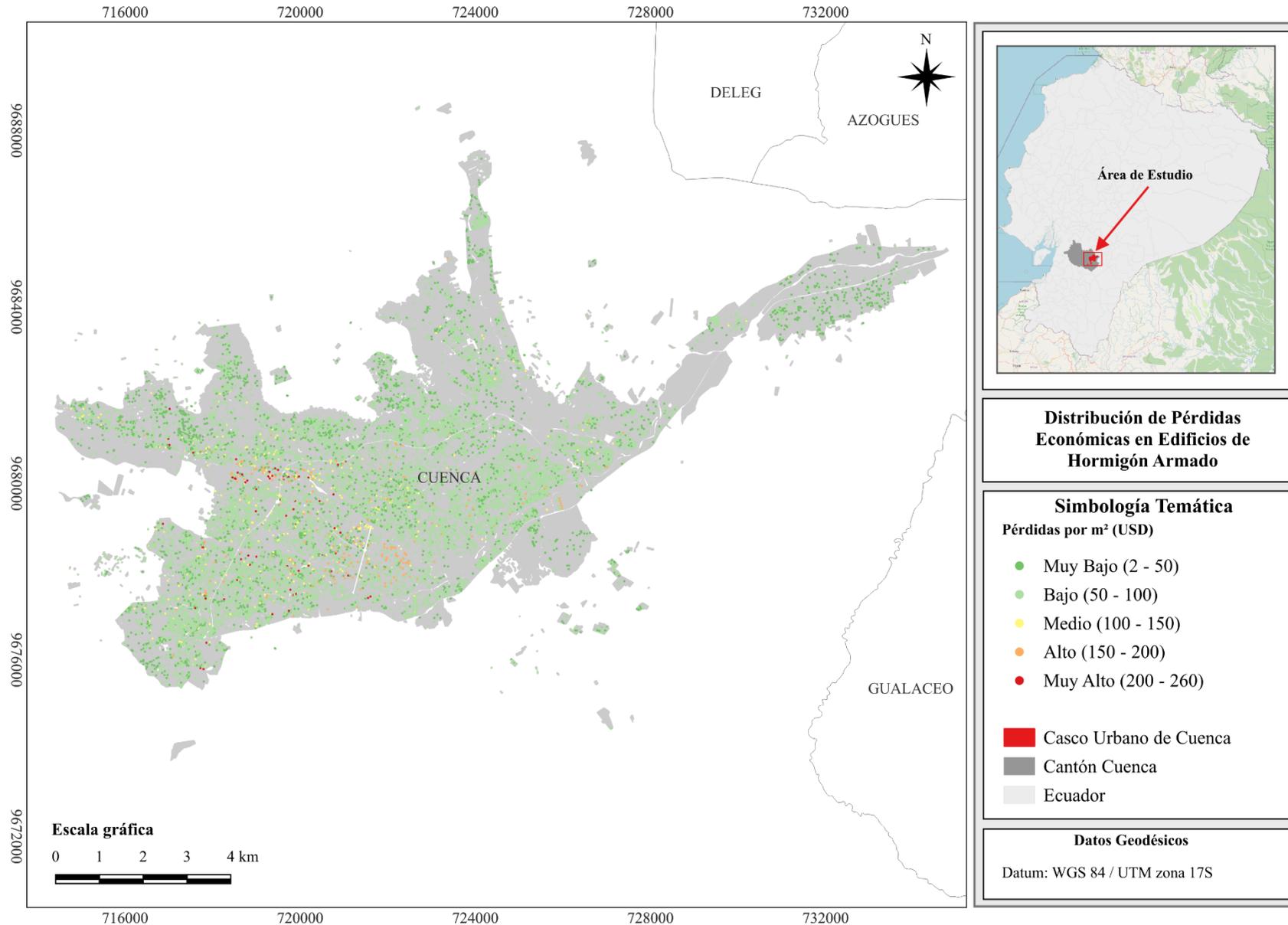


Figura D.8. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de hormigón armado para sismos de tipo subducción.

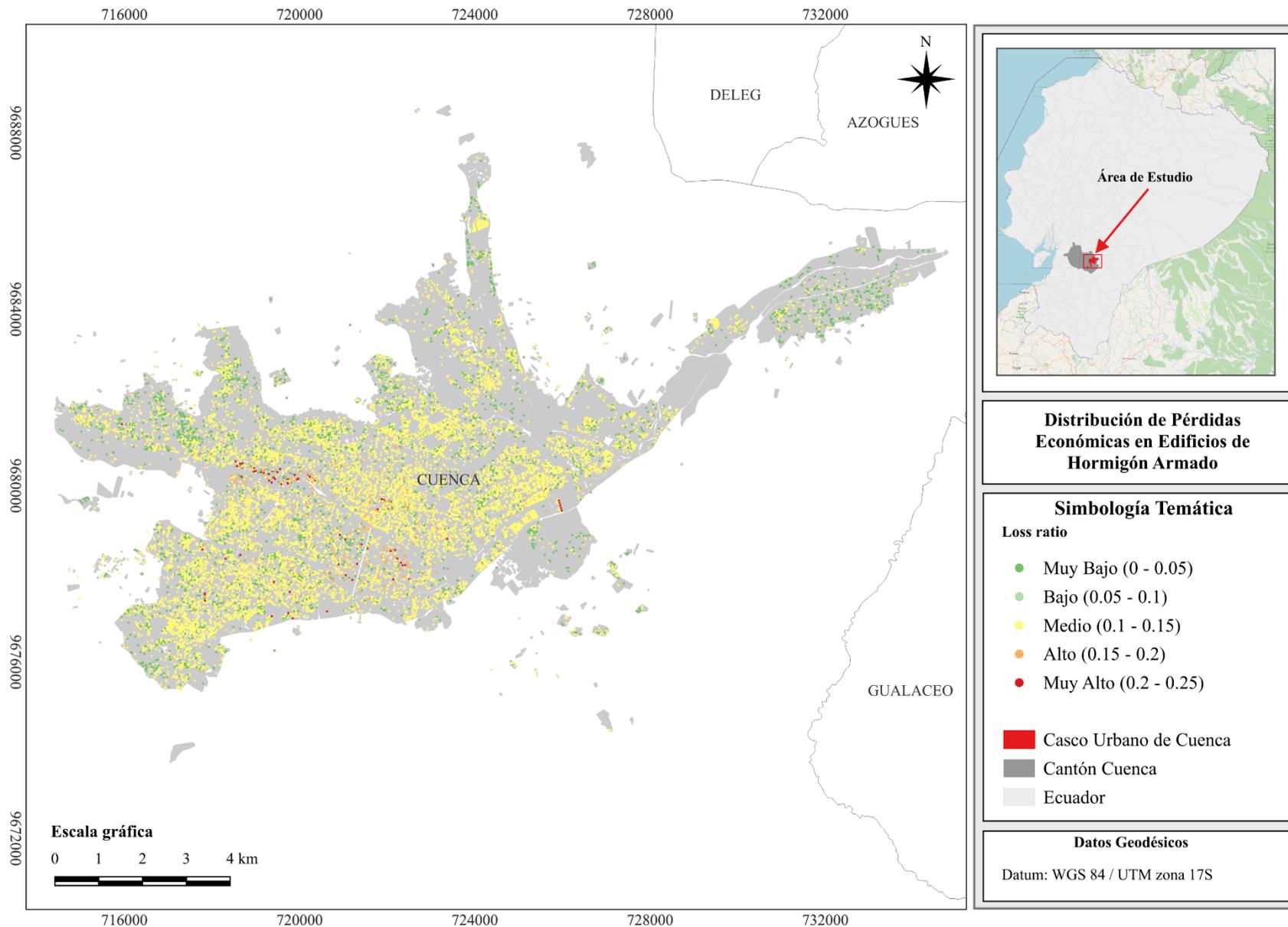


Figura D.9. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m² para edificios de acero para sismos de tipo intraplaca.

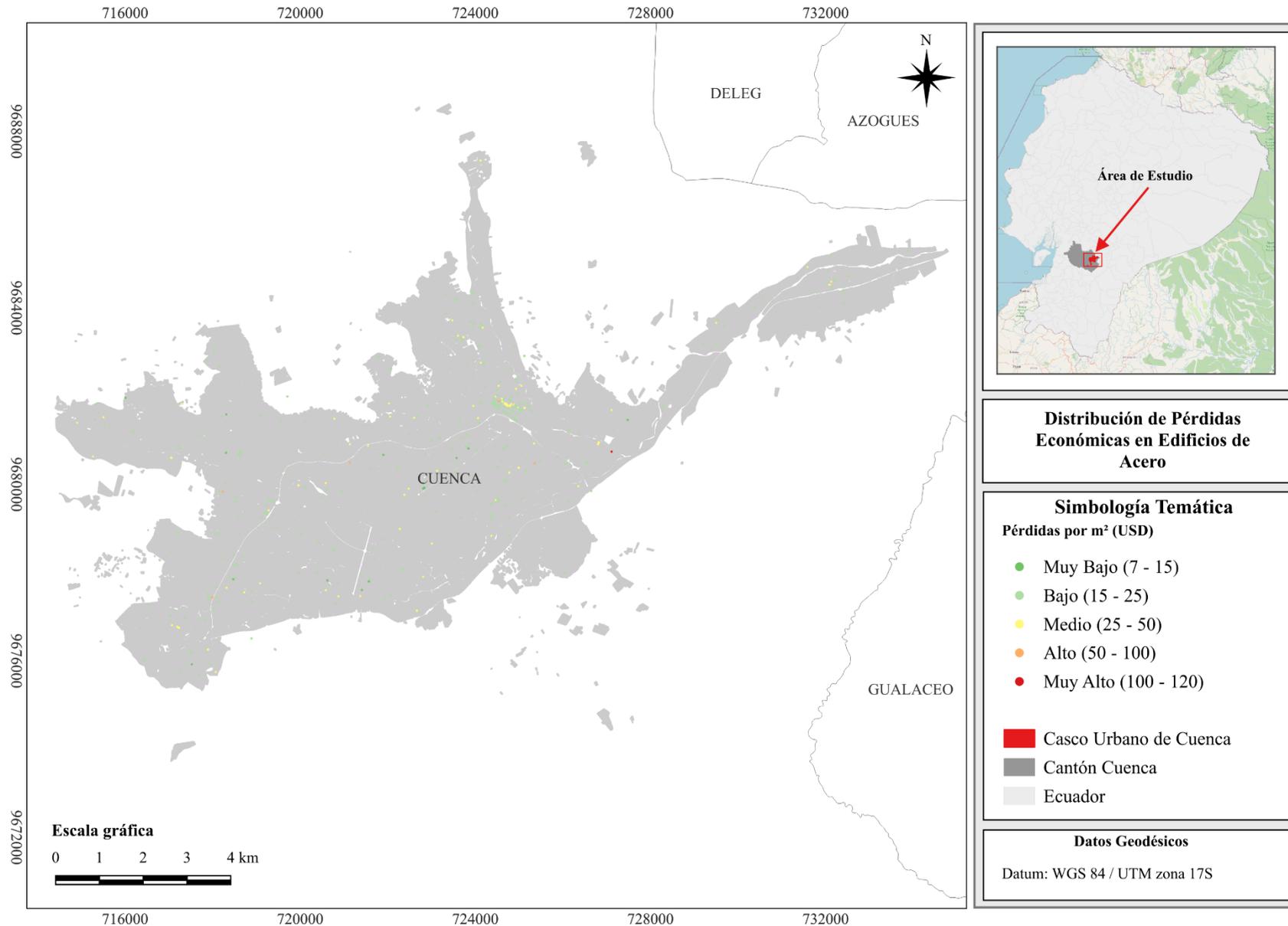


Figura D.10. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de acero para sismos de tipo intraplaca.

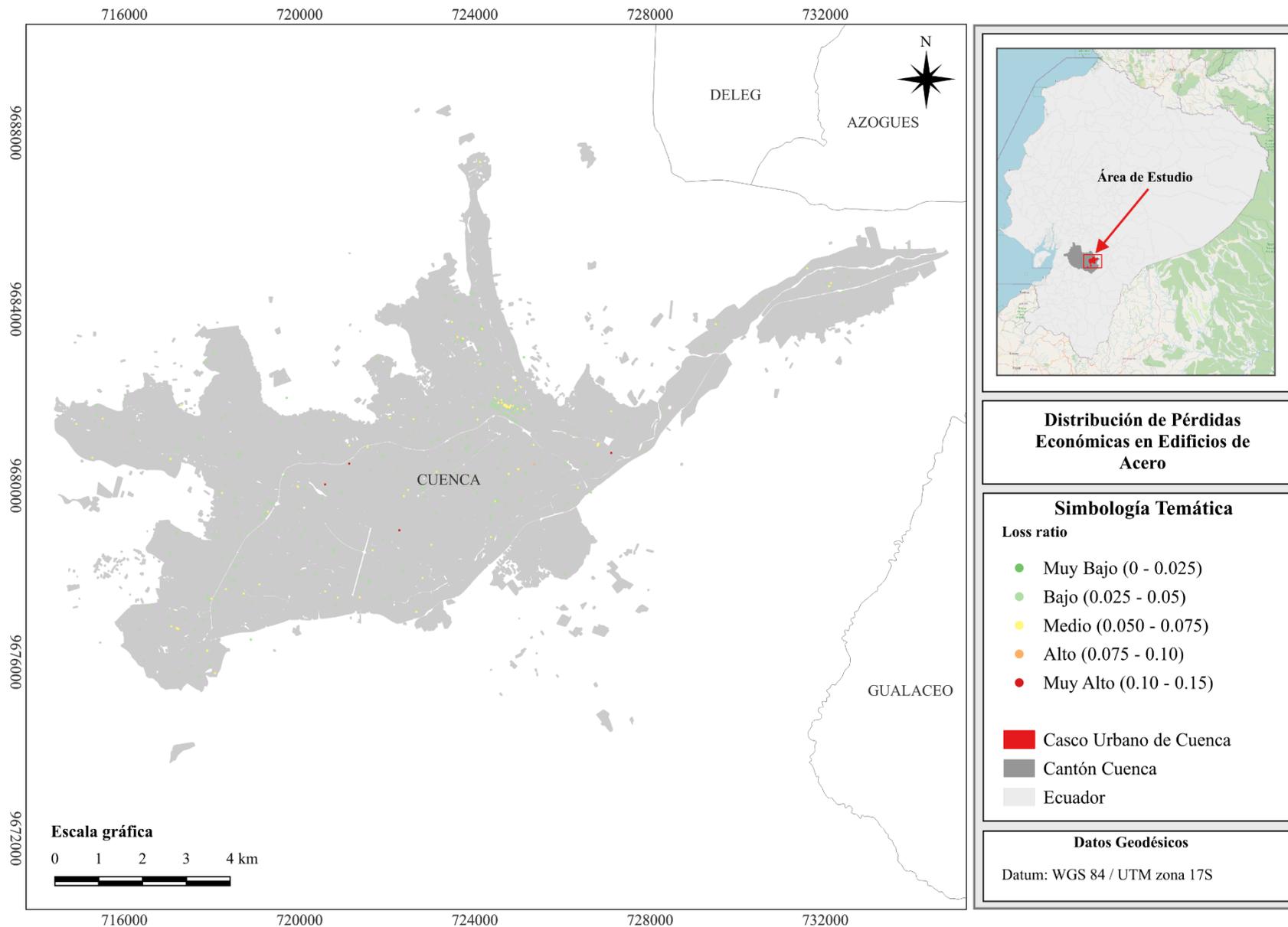


Figura D.11. Mapa de distribución de pérdidas económicas por m² para edificios de acero para sismos de tipo subducción.

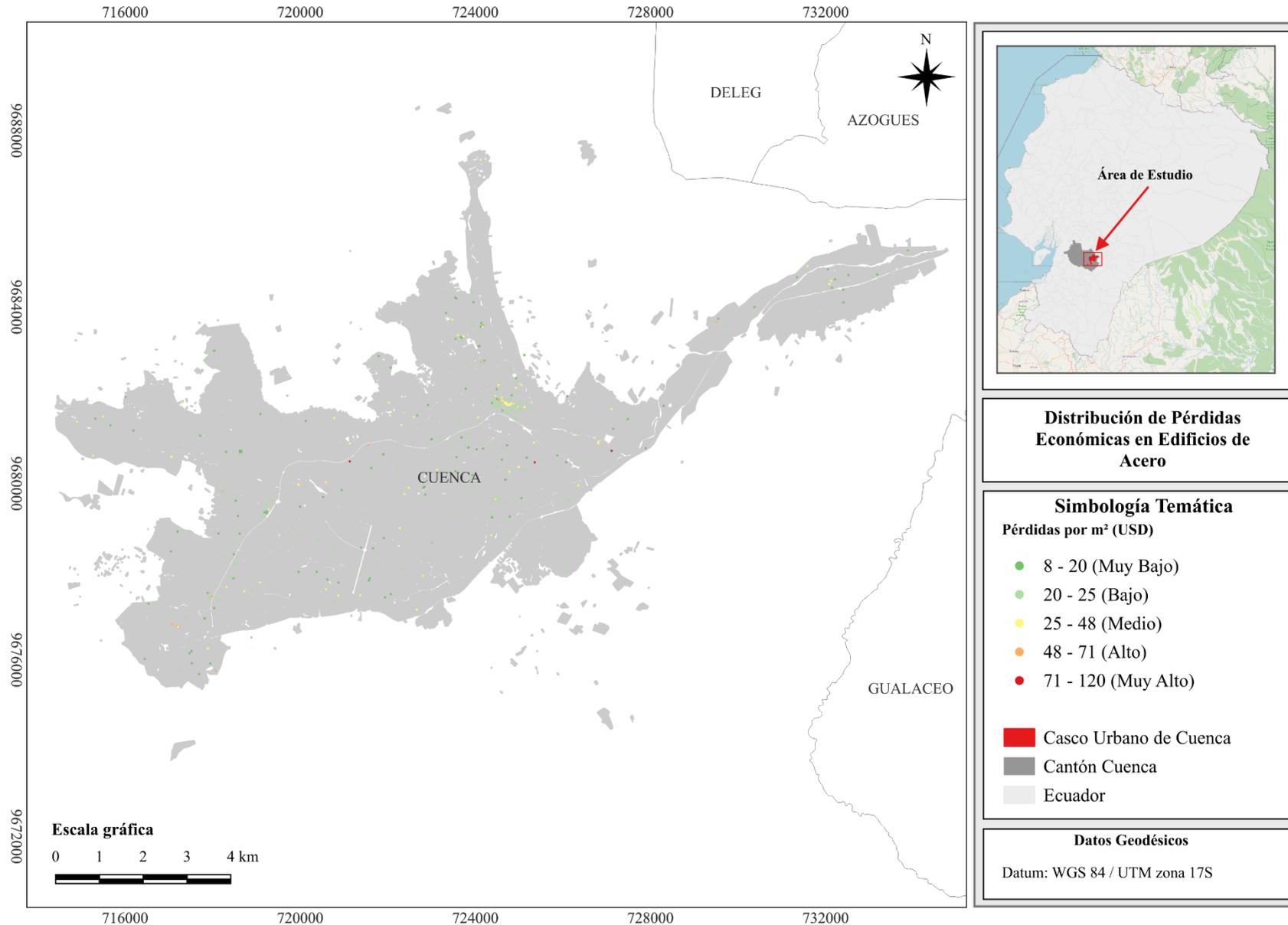


Figura D.12. Mapa de distribución del índice de pérdidas económicas para edificios de acero para sismos de tipo subducción.

