

Gestión del Riesgo Manizales - Colombia

**Sistema de Información Sísmica de Manizales –
Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática
SISMan-LISA**

**Desarrollo del sistema de cálculo de daños post-
terremoto de Manizales**



FEBRERO 2015

**AUNAR ESFUERZOS PARA MEJORAR LA GESTIÓN DEL RIESGO MEDIANTE EL
CONOCIMIENTO Y EL DESARROLLO DE SISTEMAS DE INFORMACIÓN EN EL
MUNICIPIO DE MANIZALES, CONTRATO INTERADMINISTRATIVO NO.
179/2012**

**SISTEMA DE INFORMACIÓN SÍSMICA DE MANIZALES – LABORATORIO DE
INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA AUTOMÁTICA
SISMAN-LISA**

**DESARROLLO DEL SISTEMA DE CÁLCULO DE DAÑOS POST-TERREMOTO DE
MANIZALES**

CONTRATISTA

GABRIEL ANDRÉS BERNAL GRANADOS

**INSTITUTO DE ESTUDIOS AMBIENTALES
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA SEDE MANIZALES**

**MANIZALES
FEBRERO 2015**

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	7
Presentación.....	7
Alcance y objetivos.....	9
SISTEMA DE PREPROCESAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS	11
Procesamiento automático	11
Verificación de señales sísmicas.....	14
MODELO DE RESPUESTA DINÁMICA DE SUELOS PARA MANIZALES	19
Respuesta dinámica unidimensional.....	19
Modelo de respuesta sísmica de Manizales.....	24
SISTEMA DE GENERACIÓN DE SHAKEMAPS	35
Parámetros de movimiento fuerte.....	35
Shakemaps	36
SISTEMA DE EVALUACIÓN DE DAÑOS ESPERADOS	47
Base de datos de edificaciones de Manizales	47
Vulnerabilidad sísmica de edificaciones.....	48
Mapas de daño.....	54
REFERENCIAS.....	57



ÍNDICE FIGURAS

FIGURA 1. COMPARACIÓN DE UN REGISTRO ACELEROGRÁFICO SIN CORREGIR Y UNO CORREGIDO POR LÍNEA BASE.....	12
FIGURA 2. COMPARACIÓN DE UN REGISTRO ACELEROGRÁFICO SIN FILTRAR Y FILTRADO.....	13
FIGURA 3. EJEMPLOS DE POSIBLES SEÑALES REGISTRADAS POR UN ACELERÓMETRO	15
FIGURA 4. ESPECTROS DE RESPUESTA PARA LAS SEÑALES DE PRUEBA.....	16
FIGURA 5. ESPECTROS DE FOURIER PARA LAS SEÑALES DE PRUEBA	17
FIGURA 6. DIAGRAMAS DE HUSID PARA LAS SEÑALES DE PRUEBA (LA INTENSIDAD DE ARIAS MOSTRADA NO ESTÁ MULTIPLICADA POR EL FACTOR $\pi/2G$ DE SU DEFINICIÓN ORIGINAL)	18
FIGURA 7. CURVAS DEL MODELO LINEAL EQUIVALENTE.....	24
FIGURA 8. PROFUNDIDAD DEL DEPÓSITO BLANDO (M).....	26
FIGURA 9. TOPOGRAFÍA DEL BASAMENTO ROCOSO (M.S.N.M).....	27
FIGURA 10. ESQUEMA TRIDIMENSIONAL DE LA TOPOGRAFÍA DEL CONTACTO DE ROCA. VALORES EN METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAR.....	28
FIGURA 11. ESQUEMA TRIDIMENSIONAL DE LA TOPOGRAFÍA DE LA SUPERFICIE. VALORES EN METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAR.	29
FIGURA 12. VARIACIÓN EN PROFUNDIDAD DE LA HUMEDAD.....	30
FIGURA 13. VARIACIÓN EN PROFUNDIDAD DEL LÍMITE LÍQUIDO	30
FIGURA 14. VARIACIÓN EN PROFUNDIDAD DEL LÍMITE PLÁSTICO	31
FIGURA 15. VARIACIÓN EN PROFUNDIDAD DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD	31
FIGURA 16. VARIACIÓN EN PROFUNDIDAD DEL ÍNDICE DE LIQUIDEZ.....	31
FIGURA 17. VARIACIÓN EN PROFUNDIDAD DEL PESO ESPECÍFICO	31
FIGURA 18. VARIACIÓN EN PROFUNDIDAD DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTANTE	32
FIGURA 19. CURVAS DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ PARA DIFERENTES VALORES DE IL.....	33
FIGURA 20. CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO PARA DIFERENTES VALORES DE IL.....	33
FIGURA 21. CURVA DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ PARA SUELOS GRANULARES.....	34
FIGURA 22. CURVA DE AMORTIGUAMIENTO PARA SUELOS GRANULARES.....	34
FIGURA 23. ACELEROGRAMA DE PRUEBA EN LA BASE DEL DEPÓSITO BLANDO	36
FIGURA 24. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO	37
FIGURA 25. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 0.05 SEG.....	38
FIGURA 26. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 0.1 SEG.....	39
FIGURA 27. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 0.15 SEG.....	40
FIGURA 28. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 0.3 SEG.....	41
FIGURA 29. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 0.5 SEG.....	42
FIGURA 30. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 1.0 SEG.....	43
FIGURA 31. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 1.5 SEG.....	44
FIGURA 32. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 2.0 SEG.....	45
FIGURA 33. SHAKEMAP DE ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERIODO = 3.0 SEG.....	46
FIGURA 34. DISTRIBUCIÓN DE TIPOS ESTRUCTURALES EN MANIZALES.	47
FIGURA 35. DISTRIBUCIÓN DE NÚMERO DE PISOS EN MANIZALES.	48
FIGURA 36. EJEMPLO DE UNA FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD.	49
FIGURA 37. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MANIZALES.	50
FIGURA 38. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MANIZALES.	51
FIGURA 39. EJEMPLO DE FUNCIONES DE FRAGILIDAD PARA CUATRO ESTADOS DE DAÑO.....	52
FIGURA 40. MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE DAÑOS EN MANIZALES ANTE UN SISMO HIPOTÉTICO.	55
FIGURA 41. MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE DAÑOS EN MANIZALES ANTE UN SISMO HIPOTÉTICO. ZOOM A LA COMUNA 1 - CHIPRE.	55
FIGURA 42. MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE DAÑOS EN MANIZALES ANTE UN SISMO HIPOTÉTICO. ZOOM A LA COMUNA 3 - PLAZA DE BOLIVAR.	56

FIGURA 43. MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE DAÑOS EN MANIZALES ANTE UN SISMO HIPOTÉTICO. ZOOM A LA COMUNA 10 – EL NEVADO..... 56



ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES EN MANIZALES.	50
TABLA 2. FACTORES DE ATRAPADOS Y FATALIDAD PARA LOS TIPOS ESTRUCTURALES.	54



INTRODUCCIÓN

Presentación

Dentro del marco de acción de la Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres de la Organización de Naciones Unidas, se plantea *“habilitar a las sociedades para resistir a los peligros naturales y desastres tecnológicos y ambientales, con el propósito de reducir las pérdidas ambientales, humanas, económicas y sociales”*. En este contexto es preciso desarrollar herramientas que permitan una eficiente concienciación, protección, mitigación y atención de desastres, como componente primordial del desarrollo sostenible. El propósito es la reducción de las pérdidas económicas, humanas, sociales y ambientales.

Los sismos se posicionan como uno de los eventos naturales asociados a desastres de mayor impacto social y económico, dado su alto potencial destructivo y carácter impredecible. Sin embargo, las pérdidas esperadas por la ocurrencia de un terremoto que afecte una población determinada, pueden ser mitigadas por medio de una efectiva reducción en la vulnerabilidad de las poblaciones, así como con el diseño e implementación de planes adecuados de respuesta a emergencias.

La ocurrencia del sismo de Popayán en 1983 derivó en la necesidad de conocer las características y condiciones particulares en las que se generan los terremotos en Colombia, así como la vulnerabilidad propia de las ciudades colombianas y los niveles de riesgo a los que se encuentra expuesta la población. Un primer paso en este sentido se dio con la publicación del Código Colombiano de Construcciones Sismo-resistentes, Decreto 1400 de 1984, el cual se basó en el estudio AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). En 1984 se publica también el Estudio General de Riesgo Sísmico de Colombia, desarrollado de igual manera por la AIS.

En 1997 la AIS publica el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, el cual es un estudio de carácter científico orientado a la determinación de las características sísmicas de las principales fuentes generadoras de terremotos del país. Se identificaron y caracterizaron un total de 32 fuentes, entre fuentes tipo subducción y corticales. Como producto adicional de este estudio se desarrolló el mapa general de amenaza sísmica y el mapa de aceleraciones máximas probables a nivel de terreno firme para Colombia. Con este importante insumo, se conforma en 1998 la primera actualización de la normativa sismo-resistente nacional, bajo el nombre de Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente NSR-98, Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998.

En 2010 se desarrolla por parte de la AIS la actualización del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia (AIS 2012; Salgado et.al. 2010), en el cual fue definido un modelo

actualizado de amenaza sísmica a nivel nacional, lo cual incluye la revisión y actualización de la geometría de las fuentes sismogénicas, nuevos parámetros de sismicidad que incluyen la ocurrencia de sismos importantes hasta el 2010, y funciones de atenuación específicas para el territorio colombiano. Los modelos de atenuación empleados fueron: una versión modificada del publicado por Campbell en 1997, y el propuesto por Gallego y Ordaz en 1999.

La primera actualización de la NSR se llevó a cabo en 2010 por parte de la AIS. La norma NSR-10 incluye los resultados del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, desarrollado por la AIS en 2010, el cual fue desarrollado con un modelo actualizado de amenaza sísmica a nivel nacional (Salgado et.al. 2010). Esta es la normativa vigente en la actualidad, y regula el diseño y construcción de edificaciones en todo el territorio nacional.

Según lo establecido en el numeral A.2.9 de la NSR-10, las ciudades capitales de Departamento y en general las ciudades con población superior a los 100.000 habitantes localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta, deben complementar lo establecido en dicha normativa por medio de estudios particulares de microzonificación sísmica, que den cuenta de las amplificaciones en el movimiento fuerte del terreno como efecto de la respuesta dinámica de los depósitos blandos de suelo. Dentro de este marco, se han realizado en el país varios estudios de microzonificación sísmica de ciudades. El primero de ellos se realizó en la ciudad de Popayán en 1992 con financiación de la Comunidad Económica Europea, y la ejecución técnica de la Universidad de los Andes y el Ingeominas (actualmente Servicio Geológico Colombiano). Posteriormente se realizaron los estudios de microzonificación sísmica de Bogotá (primera versión), ejecutado por la Universidad de los Andes y el Ingeominas; y de Medellín, llevado a cabo por la Universidad EAFIT, Integral, Ingeominas y la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. Hacia abril de 1999 se realizaron también los estudios de microzonificación sísmica de la ciudad de Pereira y los municipios de Dosquebradas y Santa Rosa de Cabal bajo la dirección de la Universidad de los Andes.

Después de la ocurrencia del sismo del Eje Cafetero en enero de 1999, que ocasionó la destrucción de una parte importante de la ciudad de Armenia, se desarrolló el Estudio de Microzonificación Sísmica Indicativa de Armenia-Quindío, en el cual participaron la Universidad de los Andes, la AIS, la Universidad del Quindío e Ingeominas. Este estudio, financiado por la OFDA/AID de los Estados Unidos, fue realizado con el fin de definir los planes de ordenamiento y reconstrucción de la ciudad.

El 30 de enero de 2001, se firma en Bogotá el Decreto 074 de 2001, por medio del cual se complementa y modifica el Código de Construcción de Bogotá y se identifican los límites de la Microzonificación Sísmica y se adoptan los espectros de diseño. La firma de este decreto

obliga al uso de los resultados del estudio de microzonificación sísmica en el diseño de edificaciones nuevas en la ciudad.

La Universidad de los Andes adelantó en el 2002 el Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales, con la colaboración de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales. Así mismo en el 2005, la Universidad de los Andes adelantó el estudio de Microzonificación Sísmica y Estudios Generales de Riesgo Sísmico para las Ciudades de Palmira, Tuluá y Buga en el Valle del Cauca, y en 2006 los Estudios de Amenaza, Respuesta Dinámica y Microzonificación Sísmica para la Ciudad de Ibagué. Hacia mediados del año 2007, el Ingeominas finalizó la realización de la microzonificación sísmica de Cali.

Hacia mediados de 2008, entró en funcionamiento el Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática de Manizales, sistema SISMan-LISA, cuyo principal objetivo es la generación de mapas automáticos de aceleración sísmica en superficie del terreno, y evaluación de daño probable en edificaciones por efecto de un evento sísmico. El proyecto fue desarrollado por el Instituto de Estudios Ambientales de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Manizales, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, y el Centro de Estudios Sobre Desastres y Riesgos de la Universidad de los Andes, basándose en el Sistema de Publicación Automática de Shakemaps SAPS, desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, el cual permite obtener la intensidad sísmica a nivel de superficie del terreno en la Ciudad de México, a partir de la información recolectada por una red de acelerógrafos instalada para tal fin.

Alcance y objetivos

El objetivo de este trabajo es desarrollar a todo costo el sistema de cálculo de daños post terremoto para la ciudad de Manizales, a partir de los registros acelerográficos transmitidos por la red de acelerógrafos de Manizales a la estación receptora central, en el desarrollo de la tarea “Sistema de instrumentación de efectos dinámicos en Manizales”, en el marco del proyecto de extensión "Aunar esfuerzos para mejorar la gestión del riesgo mediante la instrumentación, monitoreo y sistemas de alerta temprana en el municipio de Manizales ", en virtud del contrato interadministrativo no 213.2012 suscrito entre la Corporación Autónoma Regional de Caldas - CORPOCALDAS y la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, ejecutado a través de la Dirección de Investigación y Extensión de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la sede Manizales.

En resumen, los objetivos del presente trabajo son:

- Desarrollo de un sistema experto para el pre-procesamiento y verificación de registros acelerográficos
- Desarrollo de un modelo de respuesta dinámica de suelos para Manizales

- Desarrollo de un sistema de generación de Shakemaps
- Desarrollo del sistema de evaluación de daños esperados
- Desarrollo del sistema de publicación de reportes

Este informe contiene la metodología aplicada y resultados obtenidos para el cumplimiento de los anteriores objetivos. Todos los desarrollos son entregados como una biblioteca de clases compilada en varios archivos DLL (Dynamic-Link Library), junto con una interfaz de usuario. Han sido desarrollados para sistema operativo Windows 7 o superior, en lenguaje Visual Basic .NET, usando herramientas de diseño de última generación para garantizar una óptima operación con una interfaz amigable al usuario.



SISTEMA DE PREPROCESAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS

Dada la naturaleza de la operación automática del SISMAN-LISA, es importante contar con un mecanismo para la verificación de la información que es registrada por la estación central de la red de acelerógrafos, con el fin de descartar posibles situaciones que disparen el equipo de registro y que no correspondan a sismos reales. Para este fin, se diseñó un sistema de procesamiento de señales sísmicas el cual permite determinar, bajo ciertos criterios generales, si una señal registrada es o no una señal correspondiente a un terremoto.

Procesamiento automático

Dentro del conjunto de procesamientos efectuados automáticamente a las señales registradas se encuentran los siguientes.

Corrección de línea base

La corrección de línea base permite establecer como cero el nivel promedio de la señal registrada. Al emplear sensores de movimiento fuerte como acelerógrafos, es común que las señales registradas se encuentren desplazadas del nivel cero, es decir que la señal se encuentra superpuesta a una función constante. Si se emplea una señal de este tipo en posteriores procesos de integración, el resultado será una señal de velocidad o desplazamiento creciente en el tiempo, lo cual es inconsistente con las condiciones reales del movimiento.

Adicionalmente, en equipos acelerómetros como los SMA¹ empleados en la red de acelerógrafos de Manizales, basados en sensores inerciales, un leve giro o desalineación producido al momento de instalarlo en la estación o durante algún mantenimiento, puede inducir el desplazamiento mencionada, lo cual resulta en una necesidad imperativa de corrección.

La corrección por línea base se hace mediante la sustracción a todos los valores del registro en el tiempo, del valor promedio de los mismos. Esto significa que la función constante sobre la cual se encuentra montada toda la señal es sustraída de la misma para garantizar que la señal esté centrada alrededor del eje horizontal.

¹ Acelerómetro SMA (Strong Motion Accelerometer). Fabricante: ITEC S.A.S.

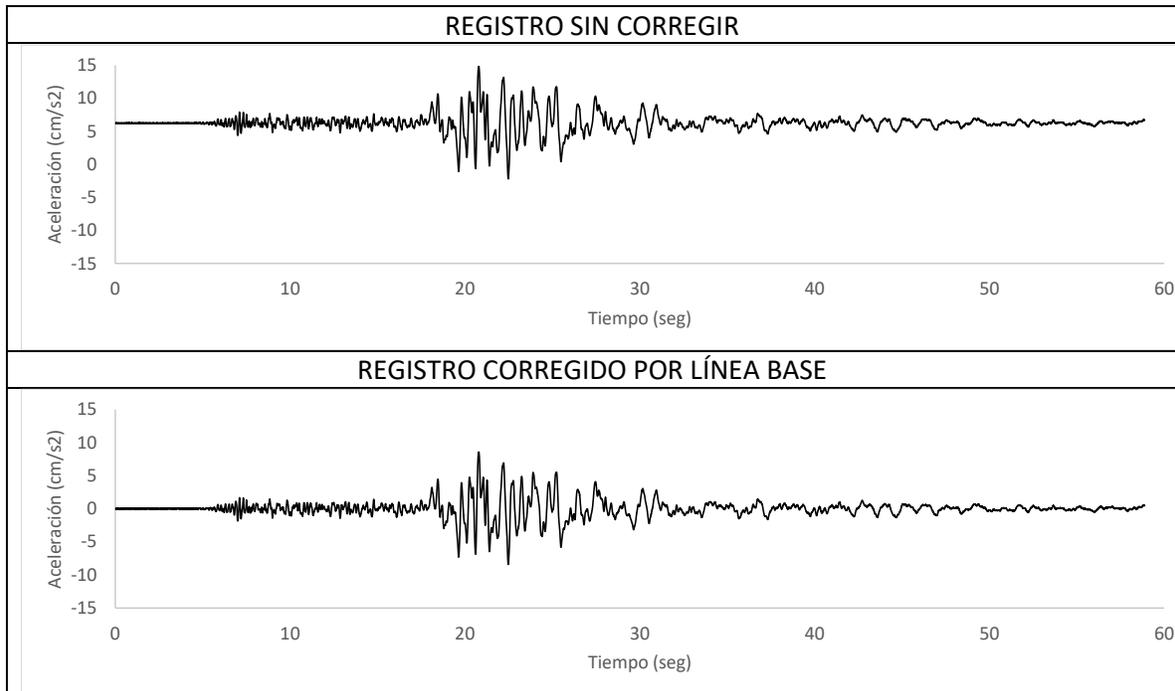


Figura 1. Comparación de un registro acelerográfico sin corregir y uno corregido por línea base.

Diezmado

El diezmado permite disminuir el número de puntos que conforman el registro acelerográfico. A medida que la tecnología de detección y adquisición de datos aumenta, es posible encontrar dispositivos electrónicos para medición de aceleración que soportan frecuencias de muestreo elevadas, lo cual incrementa considerablemente la calidad de los registros. Sin embargo, el gasto en memoria que requiere contener registros tan detallados, deriva en la necesidad de realizar diezmados que permitan reducir el número de datos, sin afectar considerablemente el contenido frecuencial de la señal. Para mantener una uniformidad en todos los registros empleados para el cálculo de daños, el sistema hace un diezmado tal que se garantice una frecuencia de muestreo de máximo 200 datos por segundo.

Filtrado

El filtro permite separar contenidos frecuenciales de interés de algún registro en particular. Dada la naturaleza aleatoria de las aceleraciones por movimiento fuerte, los registros de aceleración recolectados pueden tratarse como señales aleatorias, las cuales tienen una representación en frecuencia de acuerdo con la teoría desarrollada por Fourier. Dentro de la señal existen normalmente frecuencias propias de la señal o señales inducidas por las fuentes sísmicas y ruido asociado con el funcionamiento mismo del sensor.

Con un filtro apropiado, es posible aislar las frecuencias de interés y así mantener solo lo relevante en términos de movimiento fuerte. Se emplea un filtro pasabanda con frecuencia mínima de 0.1 Hz, máxima de 25 Hz y 4 polos para su generación (filtro Butterworth), el cual atenúa las amplitudes que se encuentren fuera del rango de frecuencias especificado. El filtrado se realiza mediante la modificación de la transformada de Fourier de la señal de aceleración por la función de transferencia de un filtro pasabanda, y la aplicación al resultado de la transformada inversa de Fourier para volver al dominio del tiempo.

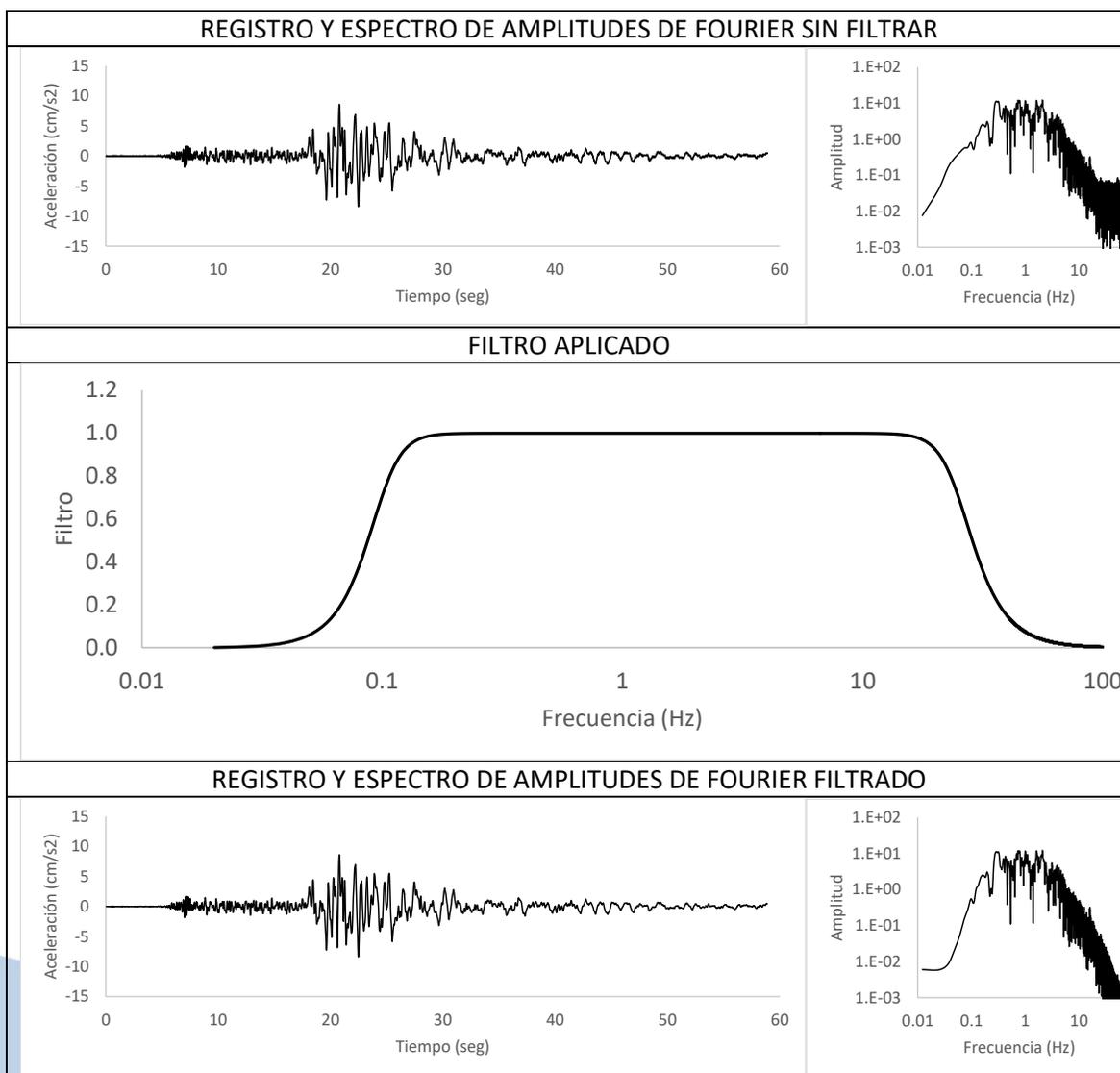


Figura 2. Comparación de un registro acelerográfico sin filtrar y filtrado.

Verificación de señales sísmicas

Con el fin de evitar que el sistema se dispare de manera no deseada se establecen protocolos de verificación automática de las señales sísmicas con el fin de establecer a ciencia cierta que se trata de un terremoto. Esta verificación podría hacerse de manera directa mediante la consulta a otros equipos de la red de acelerógrafos, sin embargo dado que los tiempos de respuesta del SISMAN-LISA deben ser del orden de pocos minutos, se optó por hacer esta verificación sobre la estación central de manera que no se consuma mayor tiempo en el procesamiento completo.

La verificación de las señales sísmicas se realiza mediante el estudio de las siguientes características:

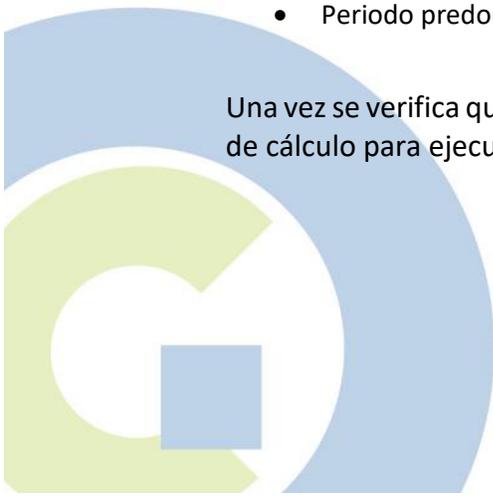
- Espectro de respuesta de pseudoaceleración
- Espectro de Fourier
- Diagrama de Husid

Es posible determinar cuál de varias señales corresponde a una señal sísmica mediante el estudio de las características listadas anteriormente. A continuación se presentan cuatro señales de aceleración en el tiempo, de las cuales solo la primera corresponde a un acelerograma real. Las diferentes características de verificación son entonces calculadas de manera que resulta evidente de estos resultados que en efecto la primera señal es la correcta. Las señales restantes pueden descartarse del todo al corresponder a errores o a movimiento generado por otras fuentes como manipulación indebida del equipo o vibraciones ambientales.

En caso de no ser determinante el resultado de la verificación realizada, el sistema cuenta con mecanismos de verificación de las siguientes características:

- Relación espectral
- Intensidad del espectro de aceleración (ASI)
- Intensidad del espectro de velocidad (VSI)
- Intensidad de Housner
- Duración significativa de la fase intensa
- Periodo predominante

Una vez se verifica que la señal es en efecto de movimiento sísmico, esta es enviada al motor de cálculo para ejecutar el procesamiento.



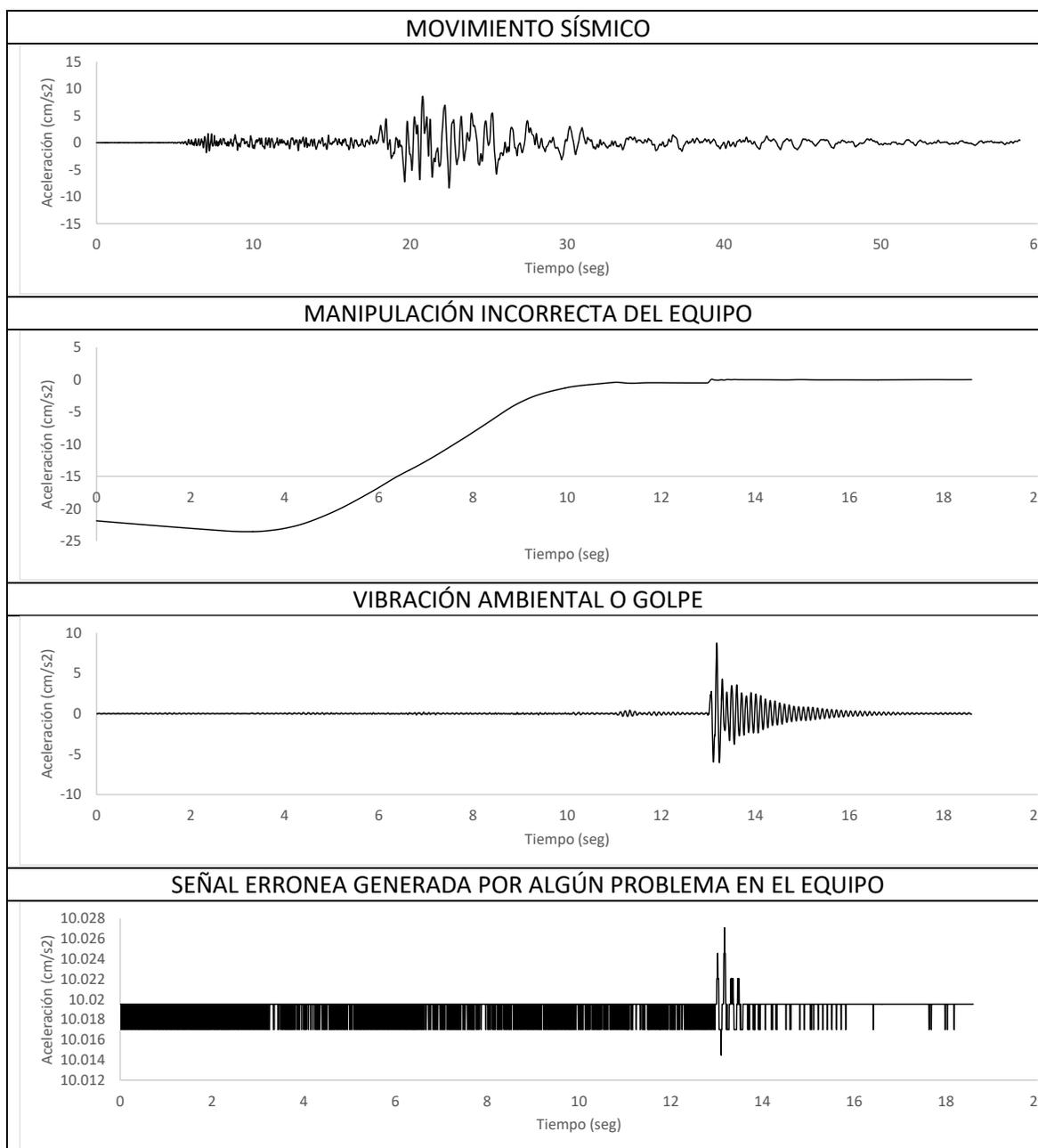


Figura 3. Ejemplos de posibles señales registradas por un acelerómetro

Verificación con el espectro de respuesta

El Espectro de Respuesta muestra los valores máximos de respuesta de un oscilador de un grado de libertad, al ser excitado en la base por una señal de movimiento determinada. Permite hacer evaluaciones de sollicitaciones máximas en una estructura, en función del periodo fundamental de la misma. Los espectros de respuesta se calculan por defecto hasta

3 segundos de periodo fundamental y para un coeficiente de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

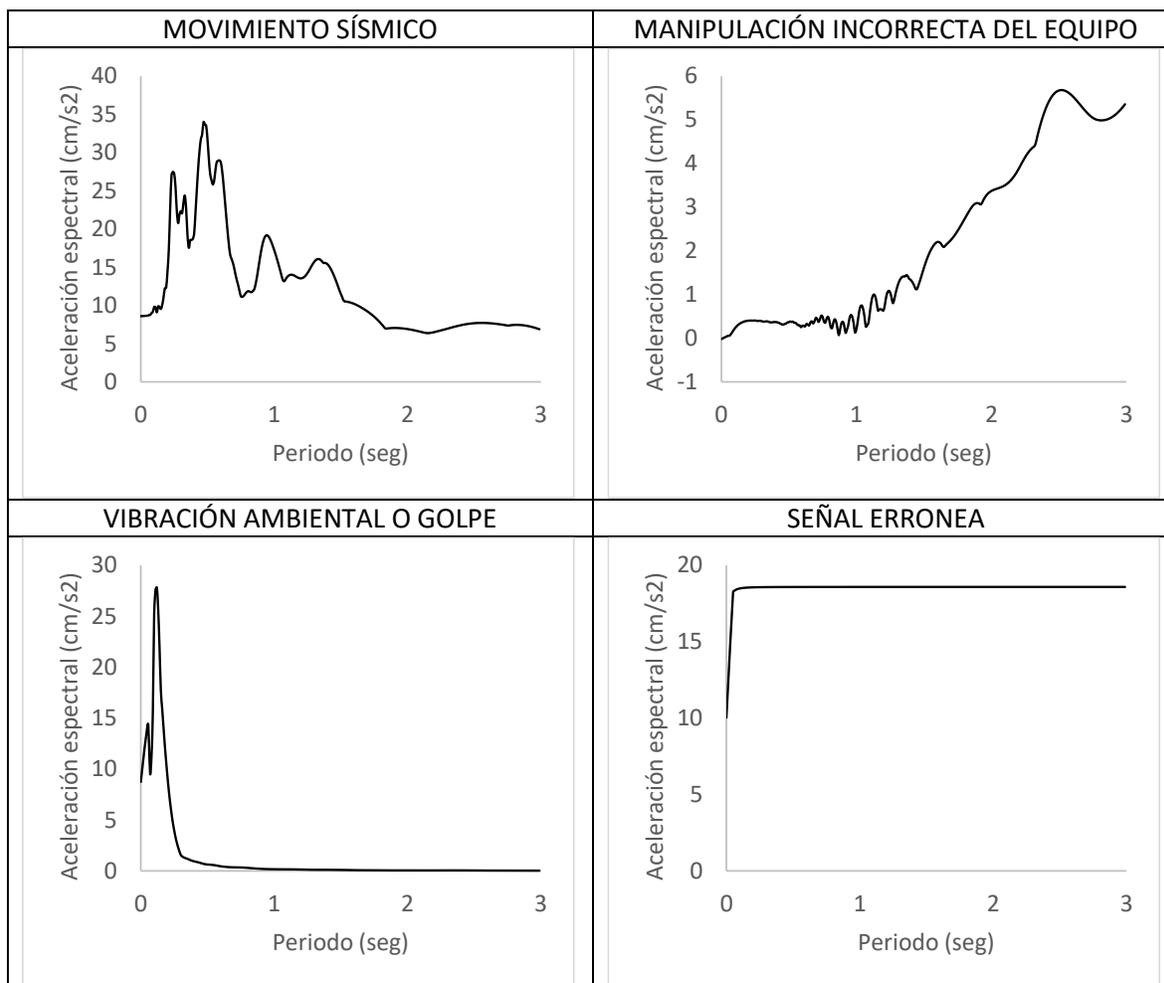


Figura 4. Espectros de respuesta para las señales de prueba

Verificación con el espectro de Fourier

El espectro de Fourier es la representación en frecuencia del registro temporal. Contiene todas las frecuencias existentes en el registro, con sus correspondientes contribuciones en amplitud. Es indicativo de que frecuencias dominantes presenta la vibración, lo cual es un componente importante en análisis de movimiento fuerte.



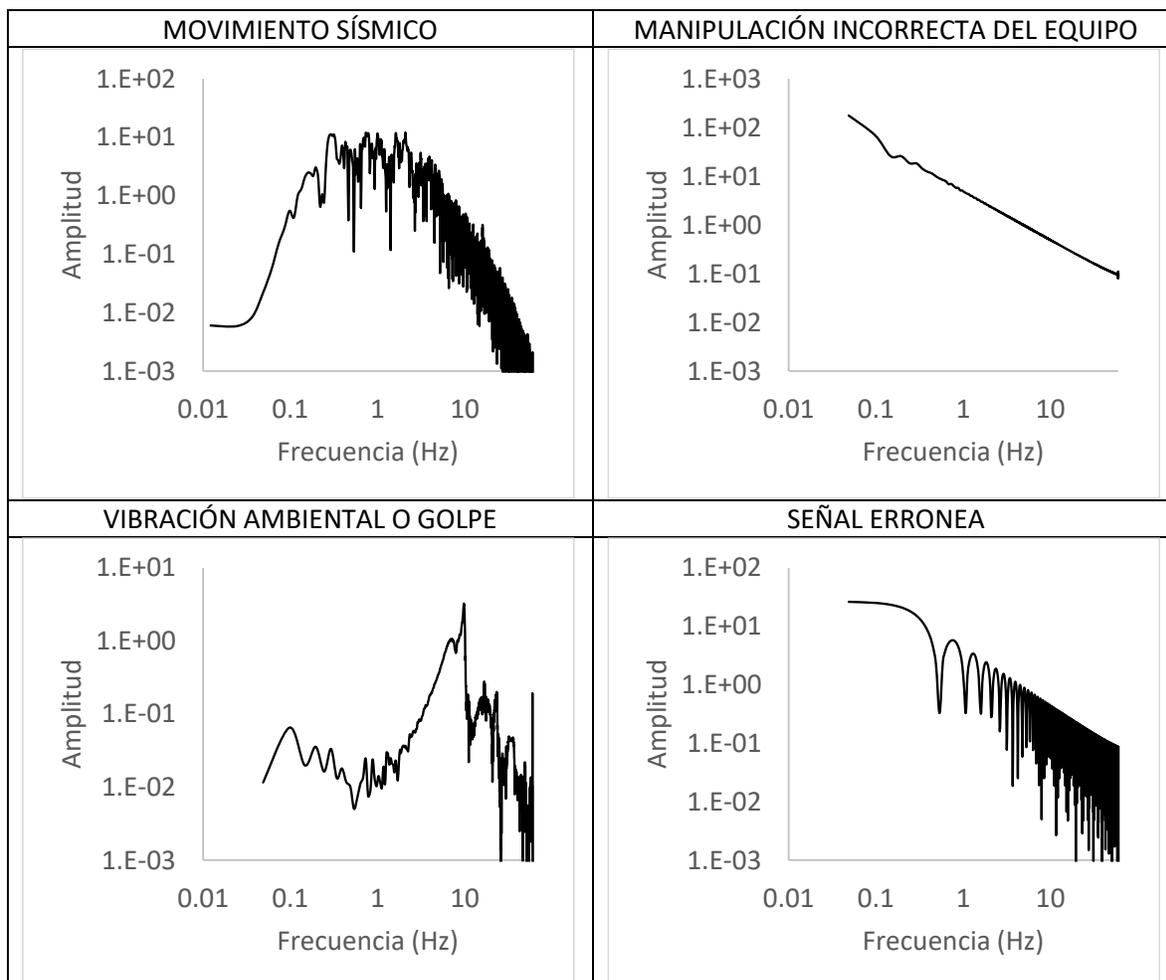
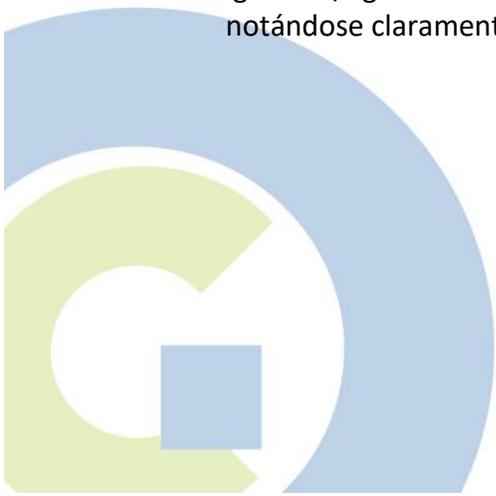


Figura 5. Espectros de Fourier para las señales de prueba

Verificación con el diagrama de Husid

El diagrama de Husid no es más que una gráfica que muestra el valor acumulado de la intensidad de Arias en función del tiempo. La intensidad de Arias se define como la aceleración cuadrática multiplicada por la duración total del registro y por una constante igual a $\pi/2g$. En el diagrama de Husid puede observarse como se acumula dicha intensidad, notándose claramente mayor tasa de incremento sobre la fase intensa del acelerograma.



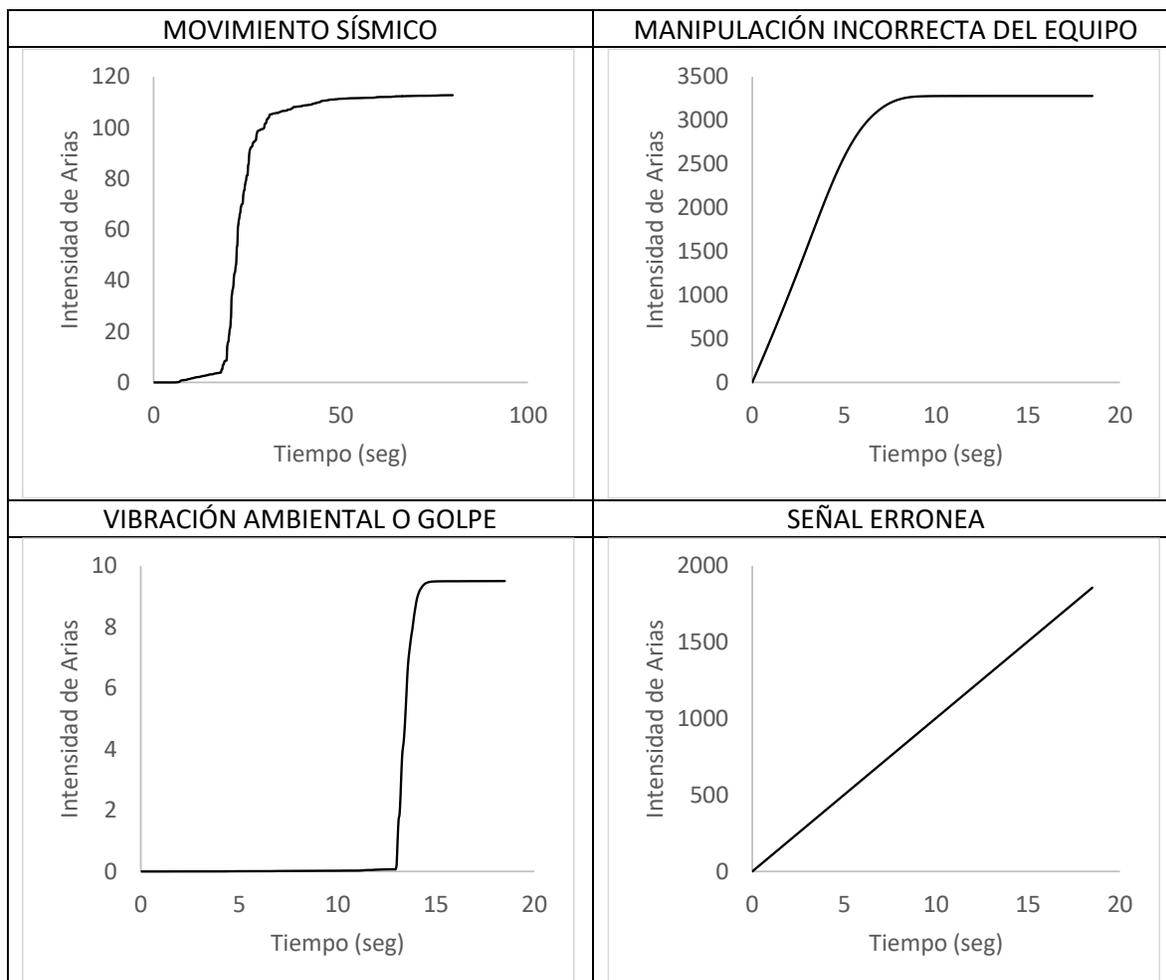


Figura 6. Diagramas de Husid para las señales de prueba (La intensidad de Arias mostrada no está multiplicada por el factor $\pi/2g$ de su definición original)



MODELO DE RESPUESTA DINÁMICA DE SUELOS PARA MANIZALES

La respuesta dinámica de los depósitos blandos de suelo modifica significativamente en amplitud y contenido frecuencial las señales sísmicas registradas a nivel de roca firme. Esta modificación está asociada al cambio de impedancias entre la roca firme y los estratos de suelo generalmente más blandos y menos competentes. La propagación vertical de las ondas de cortante por la estratigrafía local y el comportamiento típicamente no lineal de los estratos de suelo inducen estas modificaciones en el movimiento fuerte que alcanza la cimentación de las construcciones.

El modelo de respuesta dinámica de los suelos de Manizales es un modelo continuo en el cual es posible calcular la respuesta dinámica en cualquier ubicación dentro de la ciudad. Este modelo está basado en un modelo geotécnico generado para la ciudad de Manizales con fines de Microzonificación Sísmica (Bernal, 2014). Este modelo geotécnico permite determinar sintéticamente la estratigrafía de cualquier ubicación y así proceder a la evaluación unidimensional de la respuesta dinámica del depósito blando.

Respuesta dinámica unidimensional

Los movimientos del terreno a nivel de superficie, sobre un depósito de suelo horizontal y uniforme, pueden ser atribuidos principalmente a la propagación vertical de las ondas de cortante SH desde la formación rocosa. En esos casos el depósito de suelo puede ser considerado como una viga unidimensional de cortante, debido a que los movimientos en el terreno inducidos por la excitación sísmica en la base son únicamente resultado de la deformación de cortante del suelo.

Las metodologías de análisis de la propagación unidimensional de ondas de cortante pueden agruparse en dos categorías principales: análisis en el dominio de la frecuencia y análisis en el dominio del tiempo. En ambos casos el modelo constitutivo del suelo está definido por medio de funciones de variación de la rigidez a cortante y el amortiguamiento histerético del suelo, respecto a la deformación cortante inducida por el movimiento. Por razones de simplicidad, en el desarrollo de este trabajo se empleará un modelo de análisis en el dominio de la frecuencia.

Los análisis de respuesta en el dominio de la frecuencia son los más empleados a nivel mundial, debido a su simplicidad, flexibilidad y bajos requerimientos computacionales. Existen diferentes enfoques para el cálculo de la respuesta dinámica en el dominio de la

frecuencia, aunque todos ellos están centrados en la solución de la ecuación de onda en medios estratificados para ondas de cortante y superficiales.

Uno de los métodos más ampliamente usado es el de la matriz propagadora, desarrollado originalmente por Thompson (1950), y corregido por Haskell (1953). Ha sido empleado no sólo en evaluación de respuesta dinámica, sino en sismología en general, por estar enfocado al análisis de ondas superficiales (Rayleigh y Love) en medios estratificados. Este método (conocido en sismología como el método de Thompson-Haskell) es un caso especial del método de matriz propagadora introducido por Gilbert y Backus (1966). Conceptualmente el método de la matriz propagadora es muy simple. El medio verticalmente heterogéneo se reemplaza por una serie de capas de materiales homogéneos, con características mecánicas conocidas. El movimiento se propaga verticalmente mediante la combinación de las propiedades de todos los estratos en la matriz propagadora.

Si definimos un semi-espacio infinito estratificado en donde la profundidad z es positiva hacia abajo, la ecuación de movimiento para el tránsito de ondas SH es,

$$\frac{d}{dz} \begin{pmatrix} l_1 \\ l_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & \mu(z)^{-1} \\ k^2 \mu(z) - \omega^2 \rho(z) & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} l_1 \\ l_2 \end{pmatrix} \quad (\text{Ec. 1})$$

en donde k es el número de onda, ω es la frecuencia angular, $\mu(z)$ es el módulo de rigidez al corte (como función de z) y $\rho(z)$ es la densidad del medio de tránsito (como función de z). El vector (l_1, l_2) se conoce en sismología como el vector *desplazamiento-esfuerzo* para ondas SH.

La ecuación 1 puede escribirse en forma matricial como,

$$\frac{d\mathbf{f}(z)}{dz} = \mathbf{A}(z)\mathbf{f}(z) \quad (\text{Ec. 2})$$

en donde $\mathbf{f}(z)$ es un vector de $n \times 1$, y $\mathbf{A}(z)$ es una matriz de $n \times n$. Por supuesto, el tamaño n depende del tipo de ondas que se estén trabajando. En esta sección se hará referencia a un tamaño $n = 2$ (ondas de Love), por la naturaleza de la aplicación dada al método. No obstante, la matriz propagadora puede también obtenerse para $n = 4$ (ondas de Rayleigh). La matriz propagadora $\mathbf{P}(z, z_0)$ se define entonces como,

$$\mathbf{P}(z, z_0) = \mathbf{I} + \int_{z_0}^z \mathbf{A}(\zeta_1) d\zeta_1 + \int_{z_0}^z \mathbf{A}(\zeta_1) \int_{z_0}^{\zeta_1} \mathbf{A}(\zeta_2) d\zeta_2 d\zeta_1 + \dots \quad (\text{Ec. 3})$$

en donde \mathbf{I} es la matriz identidad de tamaño 2×2 . Nótese que $\mathbf{P}(z, z_0)$ satisface la ecuación diferencial

$$\frac{d\mathbf{P}(z, z_0)}{dz} = \mathbf{A}(z)\mathbf{P}(z, z_0) \quad (\text{Ec. 4})$$

Adicionalmente, de la ecuación 3 podemos deducir que $\mathbf{P}(z_0, z_0) = \mathbf{I}$. Obtenemos así la propiedad más importante de la matriz propagadora,

$$\mathbf{f}(z) = \mathbf{P}(z, z_0)\mathbf{f}(z_0) \quad (\text{Ec. 5})$$

Mediante el uso de esta propiedad es posible determinar el vector desplazamiento-esfuerzo a cualquier profundidad operando con el vector en z_0 .

Cuando $\mathbf{A}(z)$ es una constante en z , como puede asumirse dentro de una de las capas que componen en semi-espacio infinito, la matriz propagadora toma una forma simple,

$$\begin{aligned} \mathbf{P}(z, z_0) &= \mathbf{I} + (z - z_0)\mathbf{A} + \frac{1}{2}(z - z_0)^2\mathbf{A}\mathbf{A} + \dots \\ &= \exp[(z - z_0)\mathbf{A}] \end{aligned} \quad (\text{Ec. 6})$$

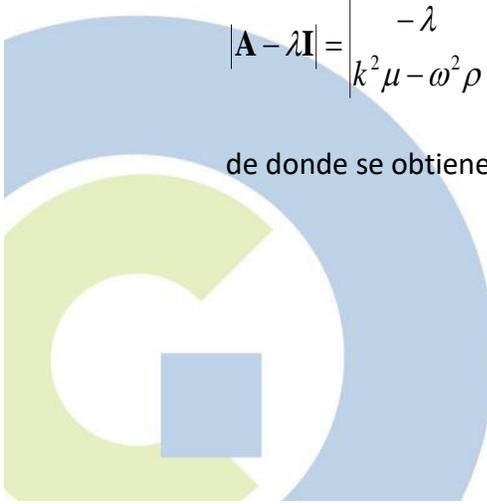
Para una matriz cuadrada \mathbf{A} con valores propios λ , una función de la matriz \mathbf{A} puede expandirse usando la fórmula de Sylvester como,

$$F(\mathbf{A}) = \sum_{i=1}^n F(\lambda_i) \frac{\prod_{r \neq i} (\mathbf{A} - \lambda_r \mathbf{I})}{\prod_{r \neq i} (\lambda_i - \lambda_r)} \quad (\text{Ec. 7})$$

Los valores propios de \mathbf{A} se determinan de la operación

$$|\mathbf{A} - \lambda \mathbf{I}| = \begin{vmatrix} -\lambda & \mu^{-1} \\ k^2 \mu - \omega^2 \rho & -\lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{Ec. 8})$$

de donde se obtiene



$$\lambda = \pm\eta = \pm\sqrt{k^2 - \frac{\omega^2}{\beta^2}} \quad (\text{Ec. 9})$$

Reemplazando los valores propios en la ecuación 7 obtenemos

$$\mathbf{P}(z, z_0) = \exp[(z - z_0)\mathbf{A}] = \begin{pmatrix} \cosh \eta(z - z_0) & (\eta\mu)^{-1} \sinh \eta(z - z_0) \\ \eta\mu \sinh \eta(z - z_0) & \cosh \eta(z - z_0) \end{pmatrix} \quad (\text{Ec. 10})$$

Esta matriz genera el vector desplazamiento-esfuerzo $\mathbf{f}(z)$ como una función del vector $\mathbf{f}(z_0)$, cuando z y z_0 pertenecen a la misma capa. Para un medio estratificado de m capas, el vector $\mathbf{f}(z)$ se determina mediante la multiplicación sucesiva de las matrices de los estratos individuales, es decir

$$\mathbf{f}(z) = \mathbf{P}(z, z_{m-1})\mathbf{P}(z_{m-1}, z_{m-2}) \cdots \mathbf{P}(z_1, z_0)\mathbf{f}(z_0) \quad (\text{Ec. 11})$$

para $z_{m-1} < z < z_m$. Por lo tanto, la matriz propagadora final que satisface $\mathbf{f}(z) = \mathbf{P}(z, z_0)\mathbf{f}(z_0)$ para el medio estratificado de m capas puede determinarse como,

$$\mathbf{P}(z, z_0) = \exp[(z - z_{m-1})\mathbf{A}_m] \prod_{l=1}^{m-1} \exp[(z_l - z_{l-1})\mathbf{A}_l] \quad (\text{Ec. 12})$$

Aplicando este método a la respuesta dinámica de depósitos de suelo blando, es posible determinar el vector desplazamiento-esfuerzo inducido por el movimiento sísmico, como función del incidente en la base del depósito, solamente conociendo la señal incidente y las propiedades mecánicas elásticas de los estratos que conforman el medio de tránsito.

Dado que se trata de operaciones matriciales simples, el método de Thompson-Haskell es computacionalmente muy eficiente. Sin embargo, considera que los estratos del medio se comportan de manera elástica lineal, lo cual para la respuesta sísmica de depósitos de suelo no es aplicable sino en el caso en que el movimiento tenga una intensidad muy baja a nivel de la base del estrato, es decir, provee únicamente la respuesta elástica del depósito. Dado que en general el objetivo del análisis de amenaza y riesgo es considerar posibles terremotos catastróficos, la respuesta no lineal del suelo ante intensidades importantes a nivel del basamento rocoso es esencial para estimar adecuadamente el movimiento fuerte esperado en la cimentación de las estructuras. Por esta razón el método de la matriz propagadora no puede emplearse por sí solo. Detalles del método de la matriz propagadora pueden consultarse en Aki y Richards (2002).

El método más empleado en la actualidad es el modelo de respuesta lineal equivalente propuesto por Idriss y Seed (1968) y Seed e Idriss (1970). En este método se calcula la respuesta lineal del estrato de suelo usando el método de la matriz propagadora y, por medio de un proceso iterativo, se ajustan las propiedades (rigidez a cortante y amortiguamiento) en función de modelos constitutivos de comportamiento no lineal del suelo.

El modelo lineal equivalente consiste en una modificación del modelo de Kelvin-Voigt para tener en cuenta algunos tipos de no linealidades. La no linealidad y el comportamiento de esfuerzo deformación de los suelos es modelado como el de un material con rigidez degradante descrita por la curva de Ramberg y Osgood (1943) (ver Figura 7). El módulo de corte equivalente, G , es tomado como el módulo secante G_{SEC} , que depende de la amplitud de deformación cortante γ . Como se muestra en la Figura 7, G_{SEC} para un ciclo histerético simétrico controlado por deformación es:

$$G_{SEC} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \tag{Ec. 13}$$

En donde τ_c y γ_c son el esfuerzo y la deformación cortante respectivamente. El amortiguamiento con respecto al crítico en el modelo lineal equivalente β , se calcula para obtener la misma pérdida de energía en un ciclo de carga a la que se presenta en un ciclo de histéresis del suelo.

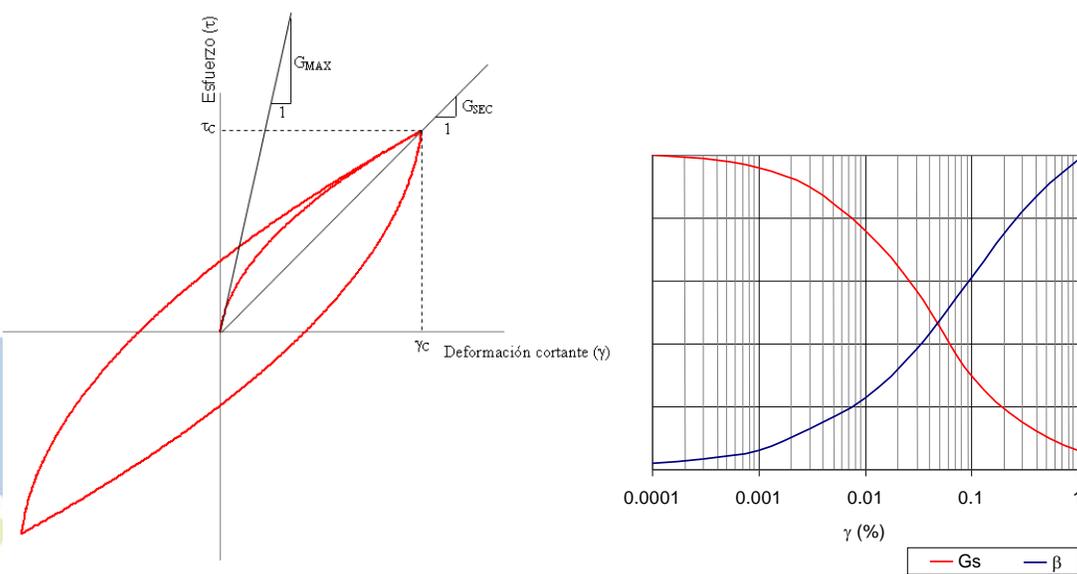


Figura 7. Curvas del modelo lineal equivalente.

Las hipótesis generales en las que se basa el modelo lineal equivalente son las siguientes:

1. Los estratos de suelo se extienden uniformemente y hasta el infinito en dirección horizontal y la capa inferior es el semiespacio infinito.
2. La respuesta principal del depósito de suelo es la producida por la propagación vertical de ondas de cortante (SH) provenientes de la formación de roca subyacente.
3. Las propiedades no lineales del suelo se modelan a través de sistemas viscoelásticos lineales equivalentes. Cada estrato que se modela es homogéneo e isotrópico y se caracteriza por su densidad de masa, espesor, módulo de corte y factor de amortiguamiento y por las características de degradación de estas últimas propiedades con la deformación por cortante.

Mediante el procedimiento descrito, se propagan verticalmente las ondas SH inducidas por el movimiento fuerte (acelerogramas) por una columna de material estratificado para la cual se conocen todas sus características dinámicas. El resultado es la obtención de los acelerogramas a nivel de superficie del terreno, junto con la función de transferencia no lineal de la columna de suelo. De esta manera se obtienen la respuesta sísmica en cada una de las estratigrafías sintéticas definidas en el modelo. Las principales razones para el uso de esta formulación tipo de modelos son:

- Este tipo de modelos han demostrado una gran capacidad para reproducir el comportamiento registrado en depósitos de suelos con características similares a las que se presentan en la ciudad de Manizales.
- Estos modelos han sido utilizados a nivel mundial para estudios similares al que acá se presenta.
- Para generar modelos bidimensionales o tridimensionales del depósito de suelo es necesario contar con información de mayor nivel de detalle que la disponible.

Modelo de respuesta sísmica de Manizales

El modelo de respuesta sísmica de los suelos de Manizales se compone de lo siguiente: modelo geométrico de formaciones geológicas superficiales, condiciones de borde y modelo geotécnico.

Modelo geométrico de formaciones superficiales

De la geología superficial de la ciudad, y según lo indicado en Bernal (2014), se establece como límite del depósito de suelo blando el contacto superficial de las formaciones duras Casabianca y Manizales. La Figura 8 presenta un mapa de profundidad del depósito blando con la cual es posible determinar la topografía del límite inferior de los depósitos de suelo blando, o contacto rocoso (Figura 9).



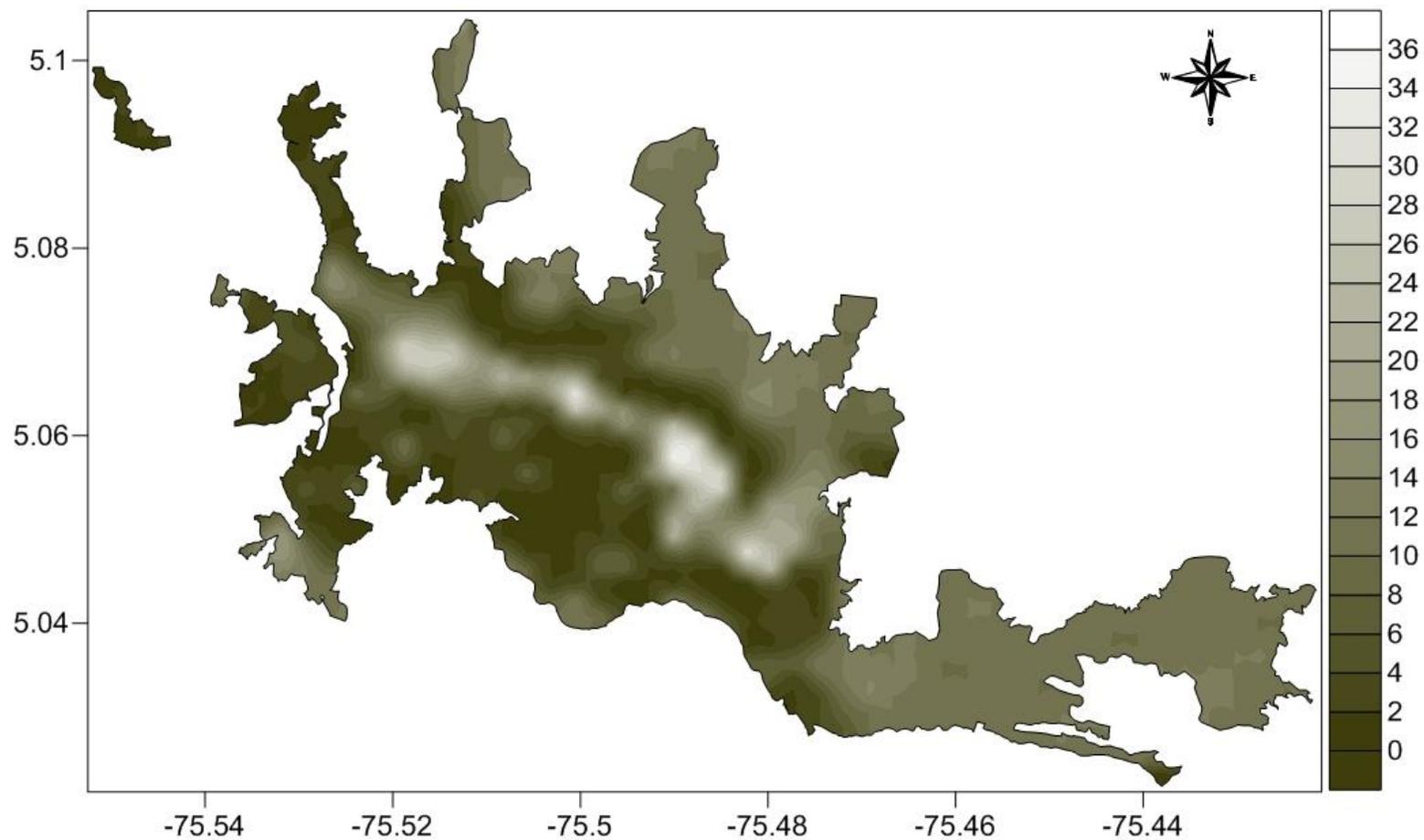


Figura 8. Profundidad del depósito blando (m).

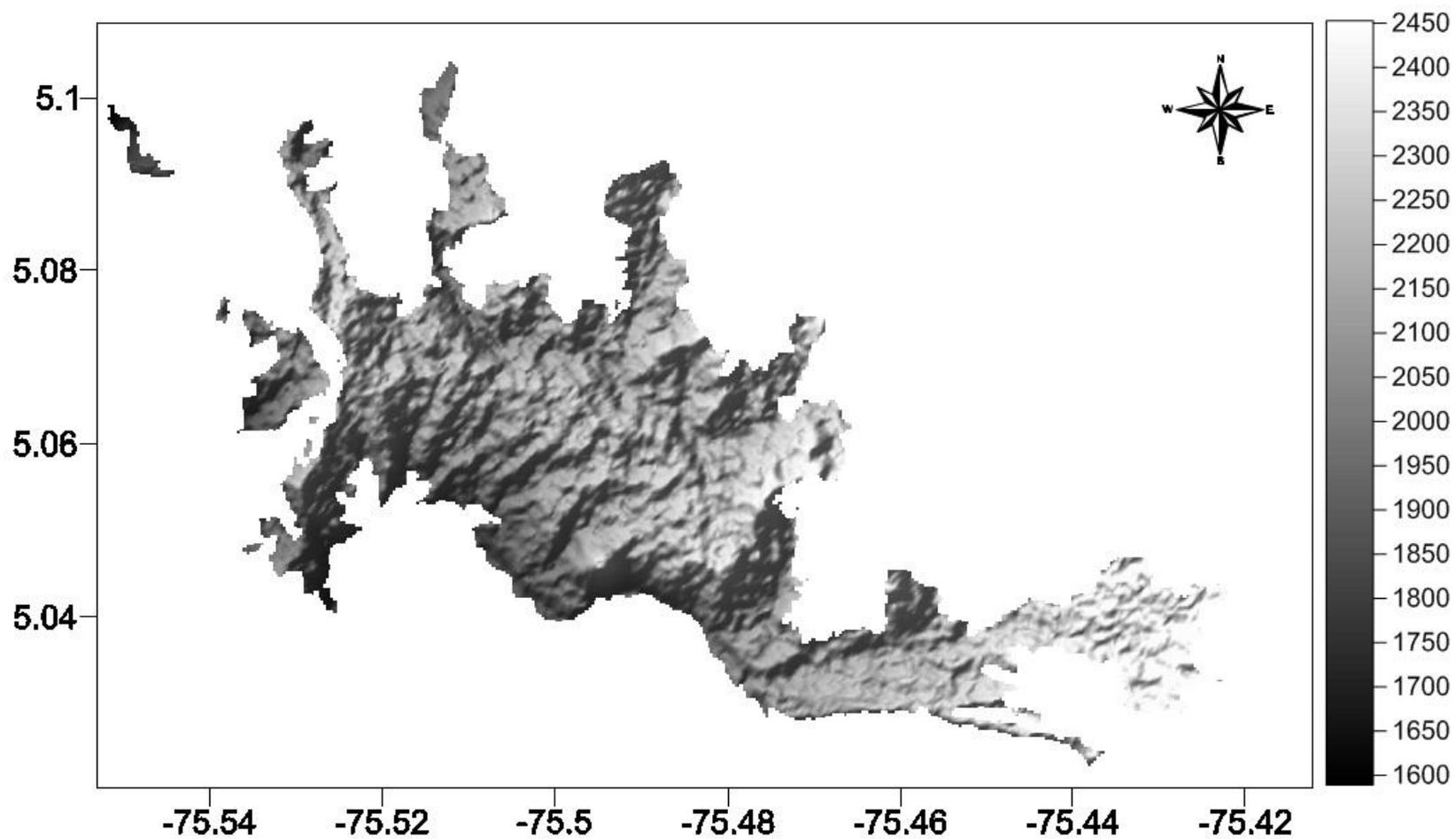


Figura 9. Topografía del basamento rocoso (m.s.n.m).

Condiciones de borde

Las condiciones de borde, como se entienden en este modelo, corresponden a dos características:

- El límite superficial de la geometría del depósito, es decir, la topografía superficial
- La localización en profundidad del nivel freático.

La topografía empleada en este estudio tiene una resolución espacial de 30 m y fue obtenida del proyecto ASTERGDEM² de la NASA. Para el caso de la geometría de la tabla de agua, se estableció un valor promedio de 7 metros de profundidad para toda la ciudad. Esta suposición se adoptó por simplicidad dada la dificultad en la definición de la variación espacial de este parámetro.

La topografía y la base del depósito de suelo blando constituyen la geometría del modelo, y permiten definir espesores de suelo blando en toda la ciudad. La Figura 10 y Figura 11 muestran un esquema tridimensional de las capas de topografía de contacto rocoso y topografía superficial, respectivamente.

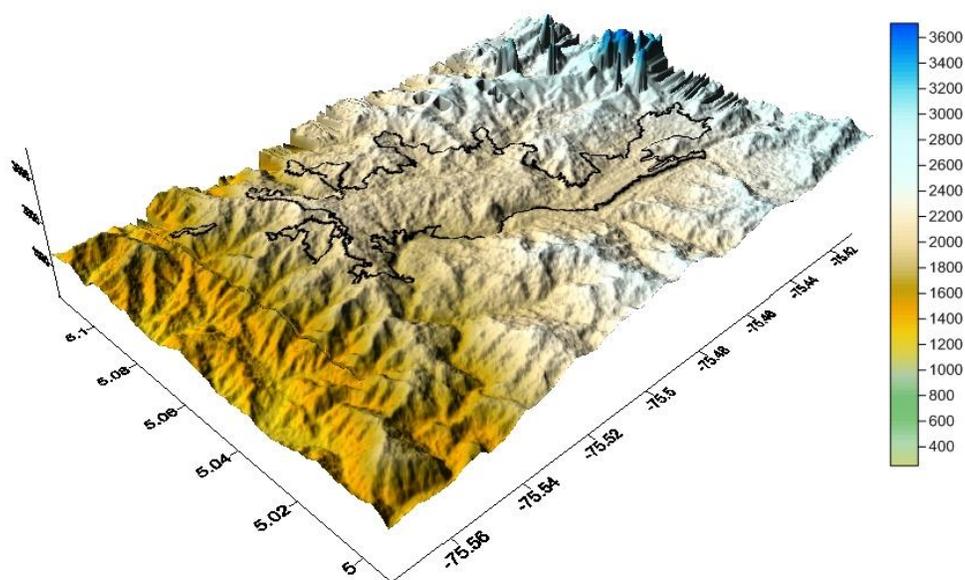


Figura 10. Esquema tridimensional de la topografía del contacto de roca. Valores en metros sobre el nivel del mar.

² ASTER Global Digital Elevation Map. <http://asterweb.jpl.nasa.gov/>

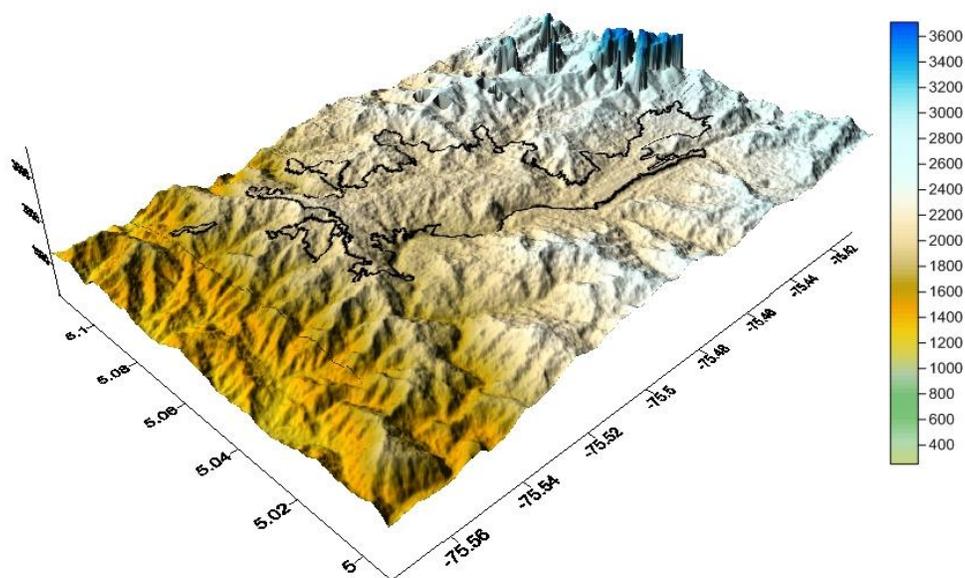


Figura 11. Esquema tridimensional de la topografía de la superficie. Valores en metros sobre el nivel del mar.

Modelo geotécnico

En este estudio se aplica una metodología moderna de evaluación de los efectos de sitio en grandes extensiones, la cual se basa en la generación de estratigrafías sintéticas sobre ubicaciones arbitrarias en la ciudad, las cuales no han sido exploradas anteriormente. Estas estratigrafías son la base para la evaluación de la respuesta dinámica de los suelos blandos.

Las estratigrafías se construyen en función de la geometría de las formaciones geológicas y de los tipos de suelo definidos para cada una. Los tipos de suelo representan la variación en profundidad de los momentos estadísticos de todas las propiedades geotécnicas. Esto quiere decir que las propiedades geotécnicas se modelan como variables aleatorias. Las propiedades geotécnicas incluidas en el modelo son:

- Contenido de humedad
- Límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico)
- Propiedades índice (índice de plasticidad e índice de liquidez)
- Peso específico
- Velocidad de onda de cortante

Se definen entonces los siguientes parámetros, en función de la profundidad, para cada una de las propiedades listadas: *valor esperado*, *varianza*, *límite mínimo* y *límite máximo*. Con

estos parámetros se define una distribución de probabilidad normal truncada para cada propiedad. Esto permite simular estratigrafías en cada sitio de cálculo. La simulación de estratigrafías se realiza bajo tres preceptos fundamentales que se asumen ciertos:

1. Las formaciones geológicas superficiales son las que dan origen a los depósitos de suelo blando.
2. Materiales con el mismo origen geológico tienden a tener propiedades similares, que presentan variaciones importantes en la profundidad.
3. Las propiedades geotécnicas que caracterizan los suelos tienen incertidumbre. Esta incertidumbre puede ser cuantificada mediante análisis estadísticos sobre los datos de los suelos asociados a la misma formación geológica.

Dado que se definió que los suelos blandos de Manizales están asociados principalmente al depósito de caída piroclática (Bernal, 2014), se define un único tipo de suelo para la ciudad. Este tipo está descrito completamente por las características listadas anteriormente, las cuales se obtienen mediante un análisis estadístico sobre los datos disponibles en los sondeos existentes. La variación en profundidad de las propiedades geotécnicas que definen el suelo superficial de Manizales se presenta de la Figura 12 a la Figura 18.

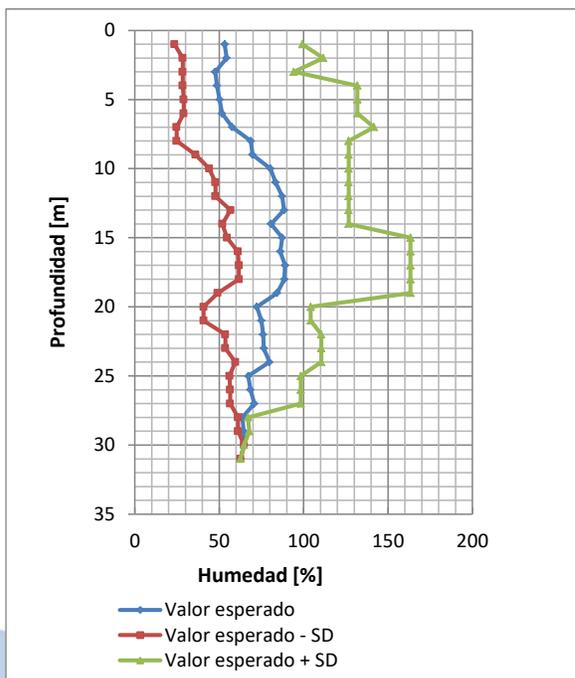


Figura 12. Variación en profundidad de la humedad.

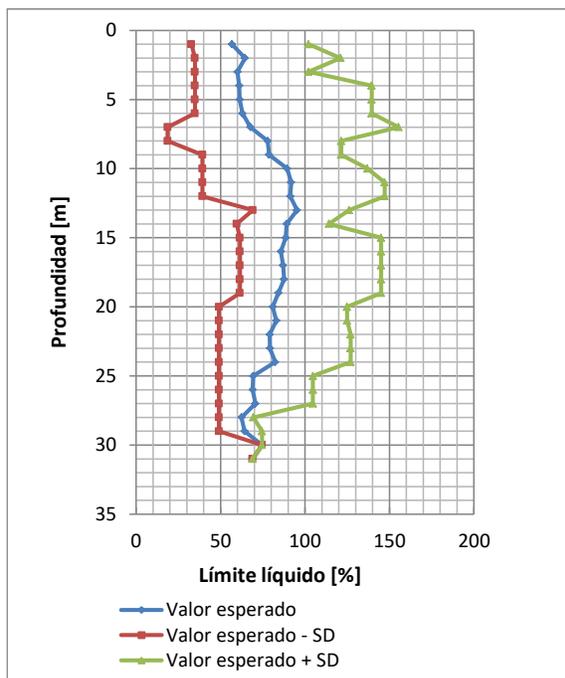


Figura 13. Variación en profundidad del límite líquido

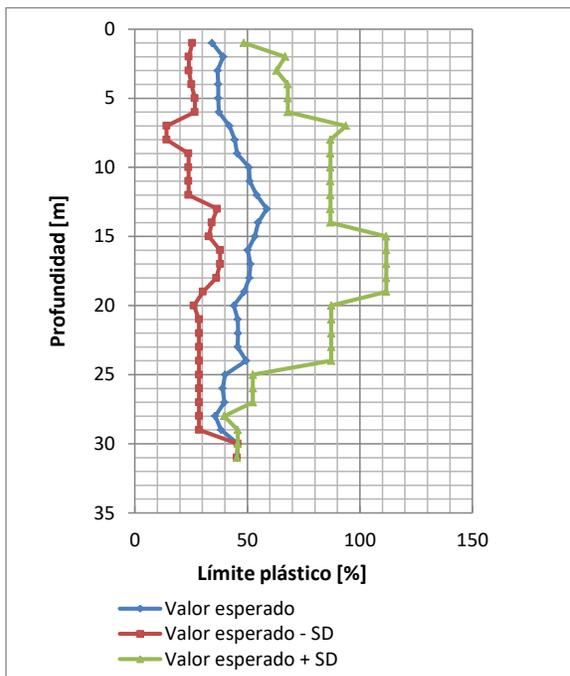


Figura 14. Variación en profundidad del límite plástico

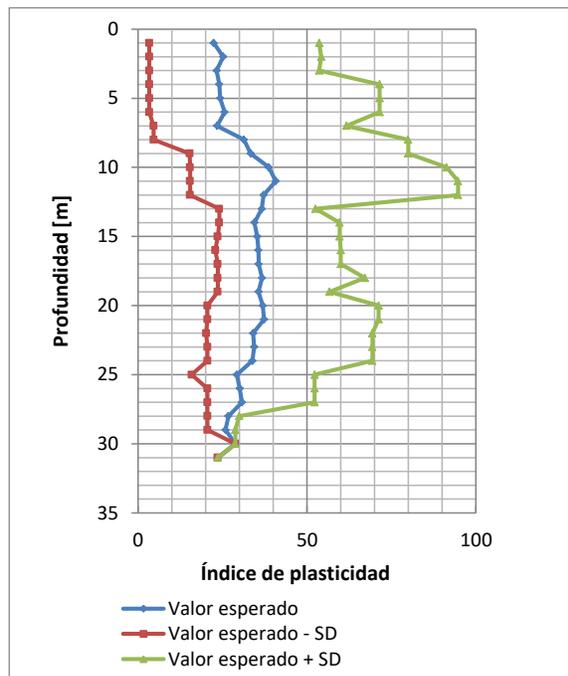


Figura 15. Variación en profundidad del índice de plasticidad

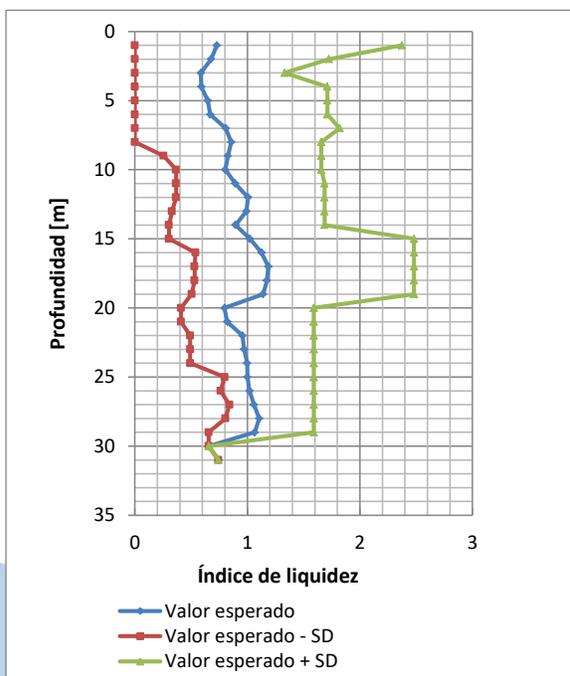


Figura 16. Variación en profundidad del índice de liquidez

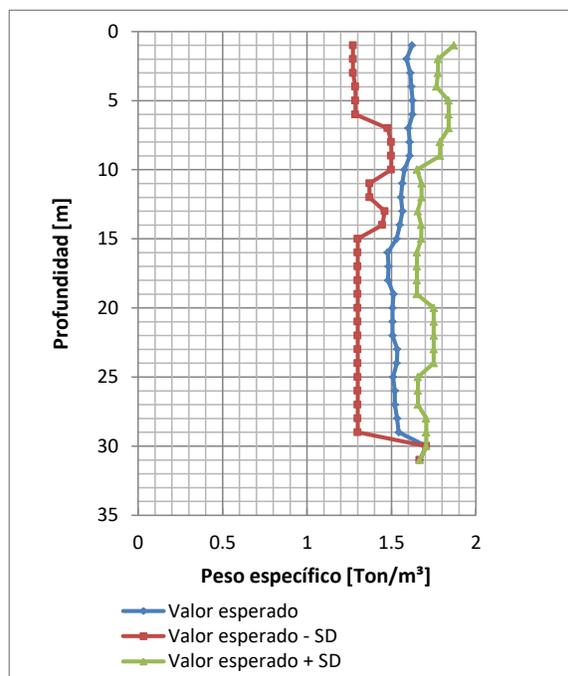


Figura 17. Variación en profundidad del peso específico

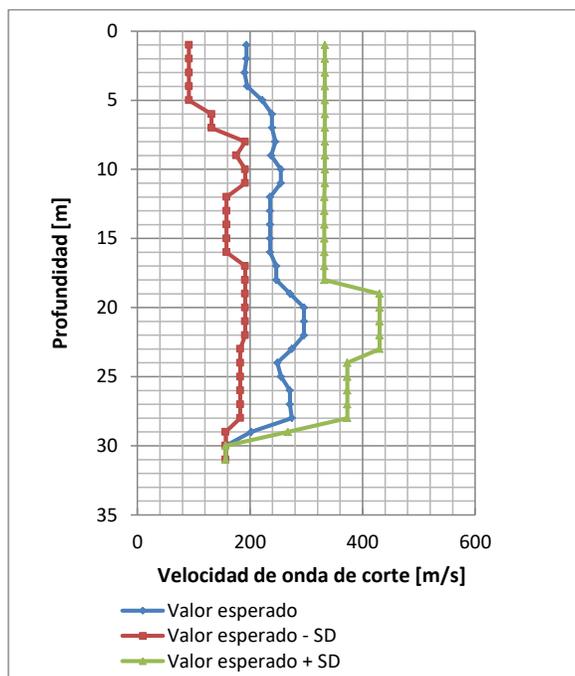


Figura 18. Variación en profundidad de la velocidad de onda de cortante

Las curvas de degradación del módulo de cortante y amortiguamiento para el suelo fueron obtenidas del estudio Uniandes, 2002, en el cual se definieron estas curvas como función del índice de liquidez, por ser esta una propiedad que correlaciona muy bien con las variaciones en amortiguamiento y módulo de corte para diferentes niveles de deformación cortante.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\gamma}{0.0006 + 0.0002 \cdot IL} \right)^2 \right]} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$\beta = (0.1528 + 0.0205 \cdot IL) \cdot \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (\text{Ec. 15})$$

En donde, G/G_0 es la relación de variación del módulo de cortante respecto al módulo máximo (G_0), β es el amortiguamiento, γ es la deformación cortante e IL es el índice de liquidez. La Figura 19 y Figura 20 muestran las curvas de degradación del módulo de cortante y amortiguamiento, respectivamente, para diferentes valores del índice de liquidez.

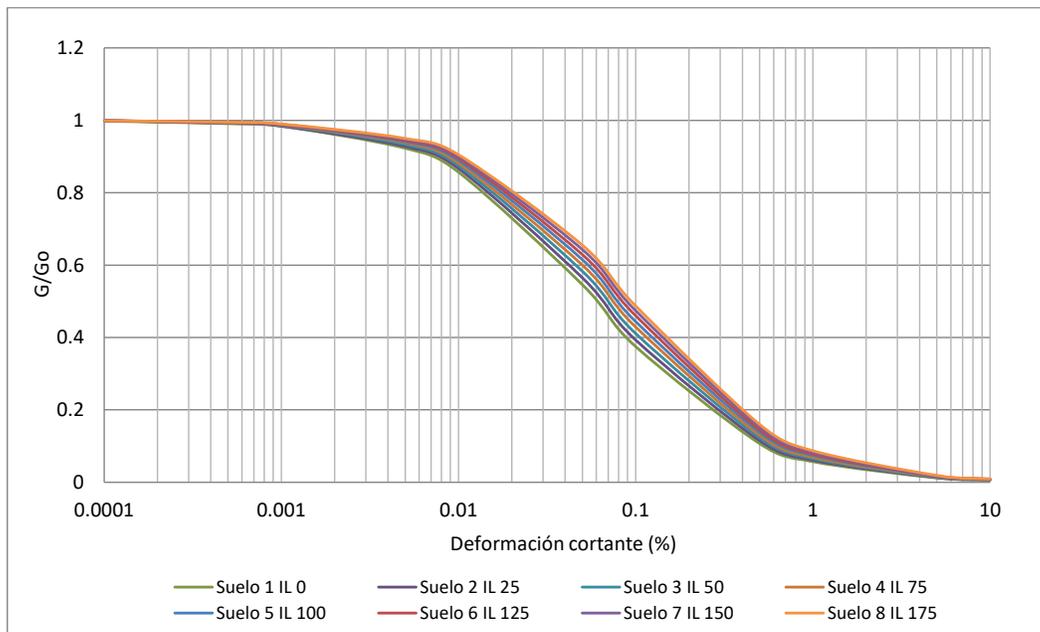


Figura 19. Curvas de degradación de rigidez para diferentes valores de IL.

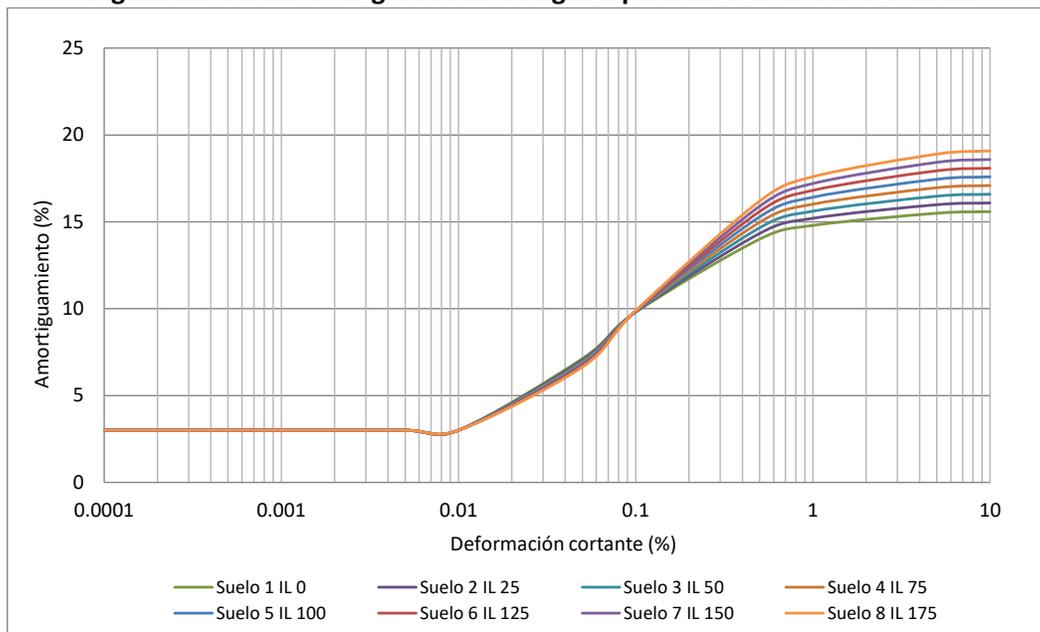


Figura 20. Curvas de amortiguamiento para diferentes valores de IL.

Como modelo de degradación de rigidez y amortiguamiento, se emplea el valor promedio de la relación propuesta por Seed e Idriss (1970) (ver Figura 21 y Figura 22).

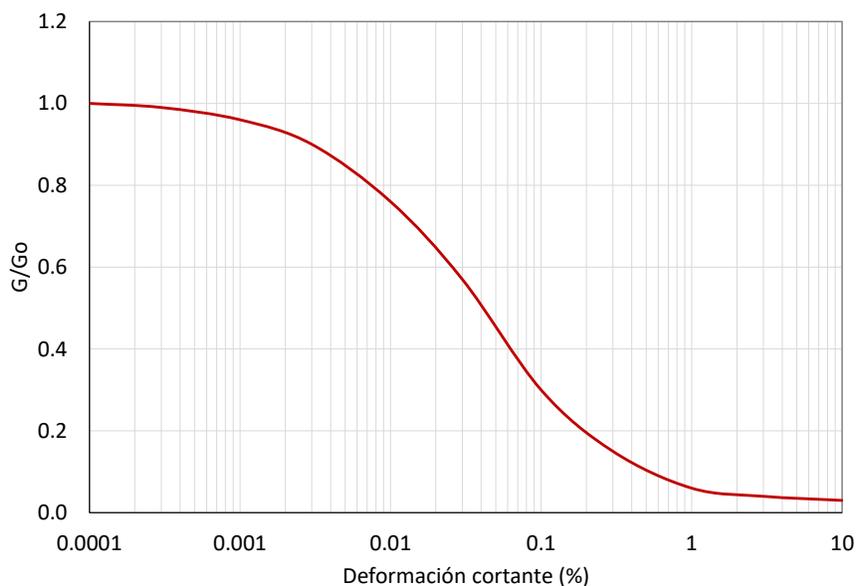


Figura 21. Curva de degradación de rigidez para suelos granulares.

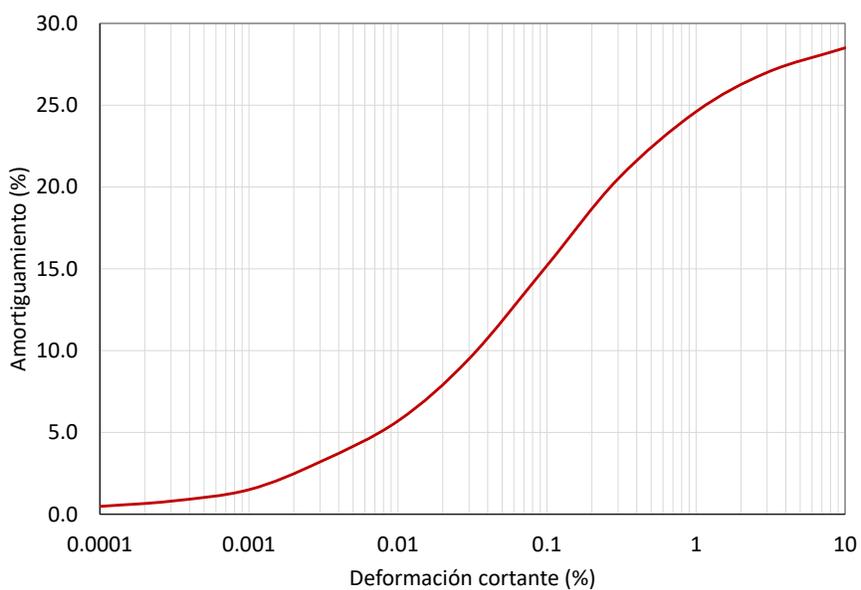


Figura 22. Curva de amortiguamiento para suelos granulares.

SISTEMA DE GENERACIÓN DE SHAKEMAPS

Una vez calculada la respuesta dinámica en toda la ciudad tras la ocurrencia de un terremoto, dicha información se traduce a una serie de mapas que dan cuenta de la intensidad del movimiento fuerte en toda la ciudad. A mapas de este estilo se les conoce comúnmente como ShakeMaps (i.e. mapas de sacudida) y son de gran importancia en el contexto del desarrollo del SISMAN-LISA dado que son la base para poder establecer el nivel de intensidad de movimiento fuerte en la ubicación de cada una de las edificaciones de la ciudad.

Parámetros de movimiento fuerte

El daño en las estructuras puede fácilmente asociarse a un parámetro único de movimiento fuerte, el cual no es más que una simplificación de la complejidad real del campo de aceleraciones incidente en una edificación. Para estimar el daño en edificaciones normalmente es suficiente contar con los siguientes parámetros de movimiento fuerte:

- Aceleración pico del terreno (PGA)
- Aceleraciones espectrales para varios periodos estructurales.

No obstante esta realidad, el sistema generará mapas de otras variables de interés en ingeniería sísmica, con el objetivo de generar la mayor cantidad de información posible para la completa caracterización del evento sísmico. Los parámetros adicionales a calcular son:

- Velocidad pico del terreno (PGV)
- Desplazamiento pico del terreno (PGD)
- Relación PGV/PGA
- Aceleración RMS (Root-Mean Square)
- Velocidad RMS
- Desplazamiento RMS
- Intensidad de Arias
- Intensidad característica
- Densidad específica de energía
- Velocidad absoluta acumulada
- Intensidad del espectro de aceleración (ASI)
- Intensidad del espectro de velocidad (VSI)
- Intensidad de Housner
- Duración total
- Duración significativa
- Periodo predominante
- Periodo medio
- Frecuencia media

Empleando el procedimiento de interpolación espacial de Krigging, el sistema generará mapas raster de la distribución geográfica de cada uno de los parámetros de movimiento fuerte definidos anteriormente. Estos mapas son los Shakemaps que servirán de insumo para el cálculo de los daños esperados.

Shakemaps

A modo de ejemplo, se presentan algunos Shakemaps calculados para la ciudad de Manizales, generados a partir de la respuesta dinámica en 1715 ubicaciones sintéticas en la ciudad ante el acelerograma en roca presentado en la Figura 23. Es importante aclarar que dada la extensión geográfica de la ciudad, se asume que el movimiento en roca, el cual es registrado en la estación central de la red de acelerógrafos, es igual en todas las ubicaciones de roca de la ciudad en la base del depósito blando, lo cual

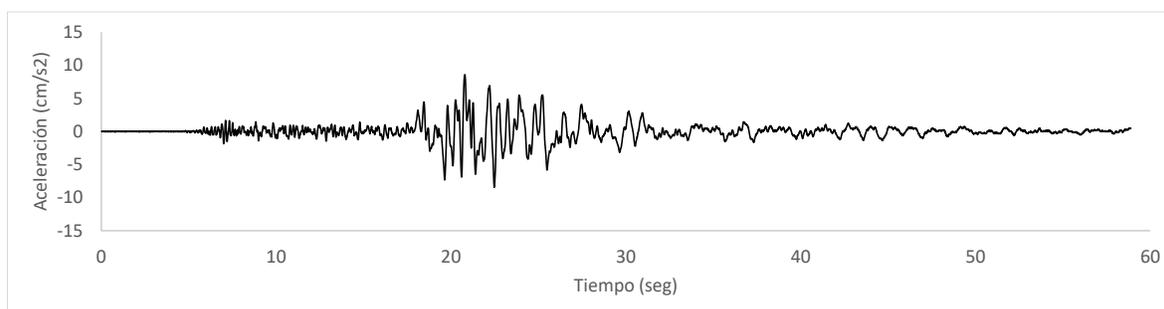


Figura 23. Acelerograma de prueba en la base del depósito blando

La Figura 24 a la Figura 33 muestran los Shakemaps en términos de la aceleración máxima del terreno y aceleraciones espectrales para 9 periodos estructurales. Como se mencionó anteriormente, el procedimiento de cálculo es muy eficiente en términos computacionales. La generación de la respuesta dinámica completa en la ciudad de Manizales, bajo las condiciones ya mencionadas, demora solamente 20 segundos.

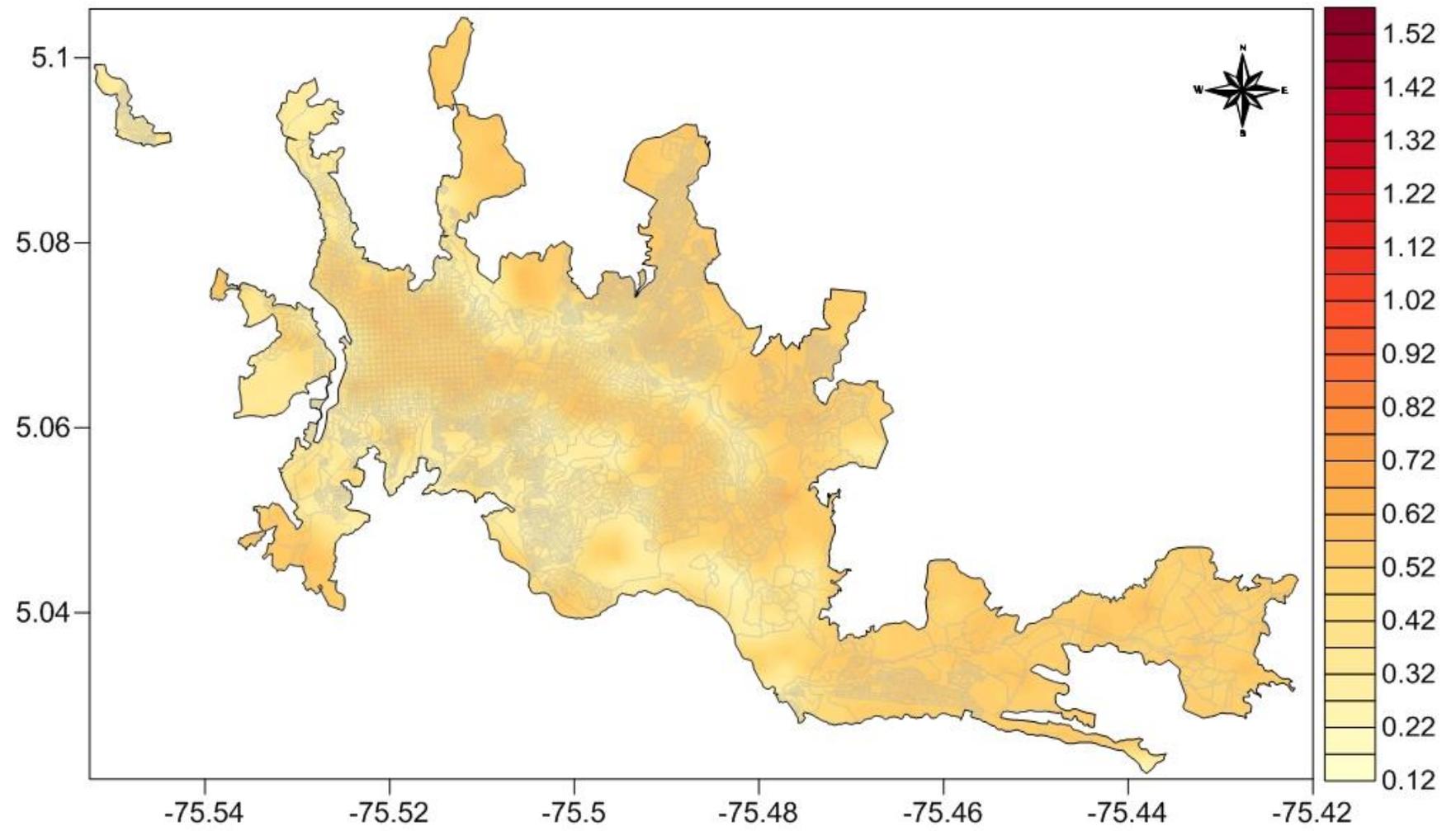


Figura 24. Shakemap de aceleración máxima del terreno

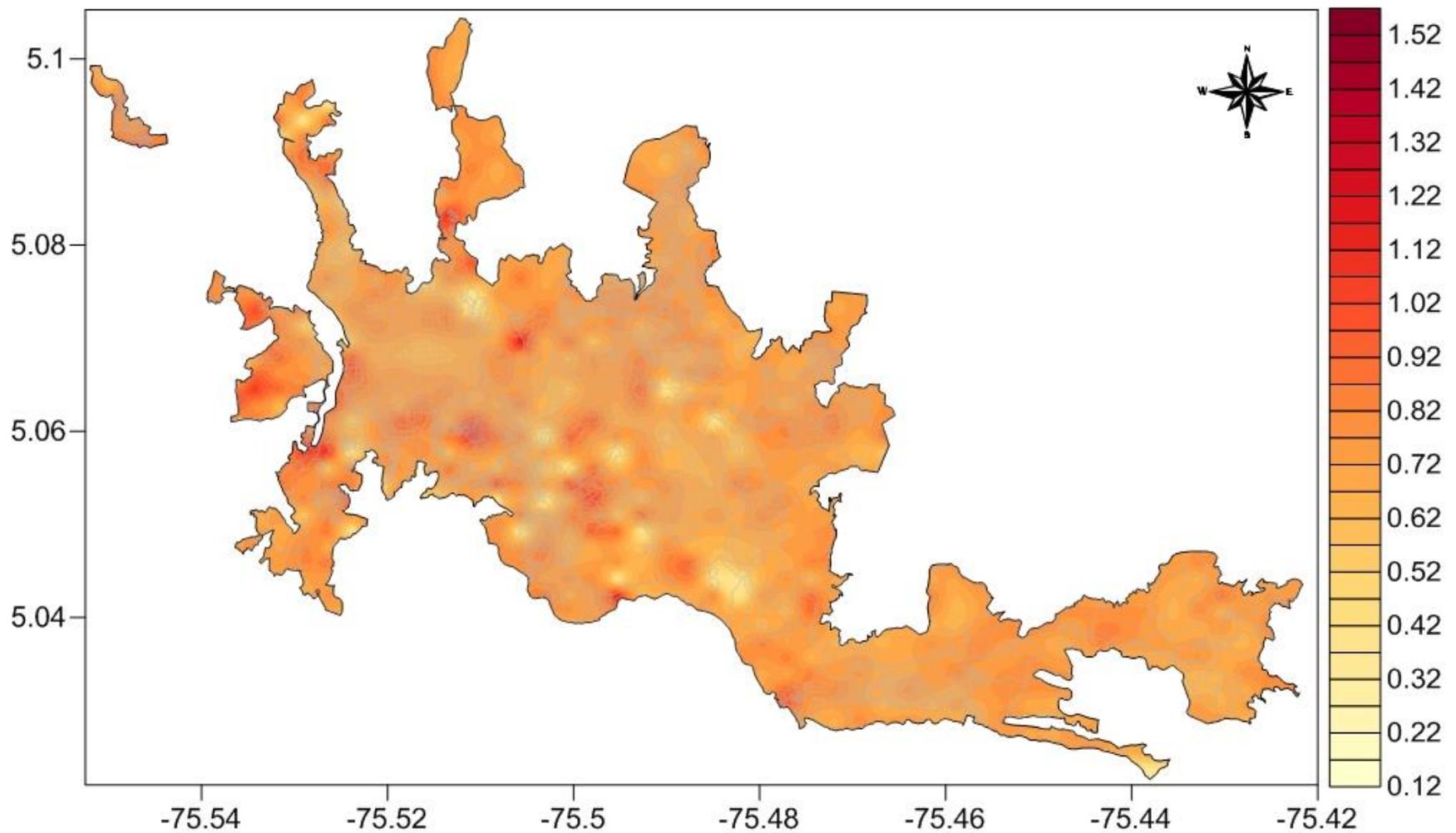


Figura 25. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 0.05 seg.

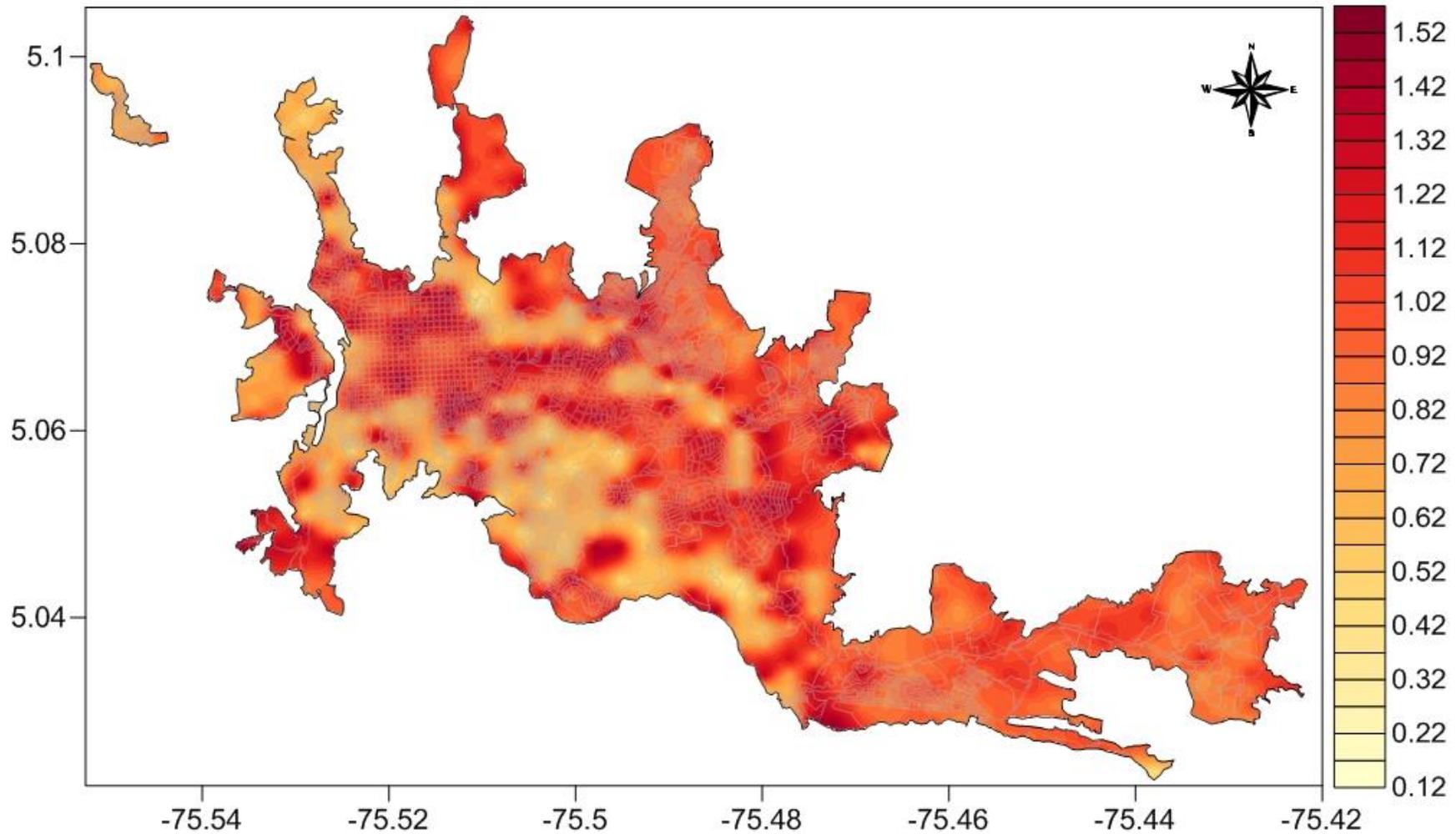


Figura 26. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 0.1 seg.

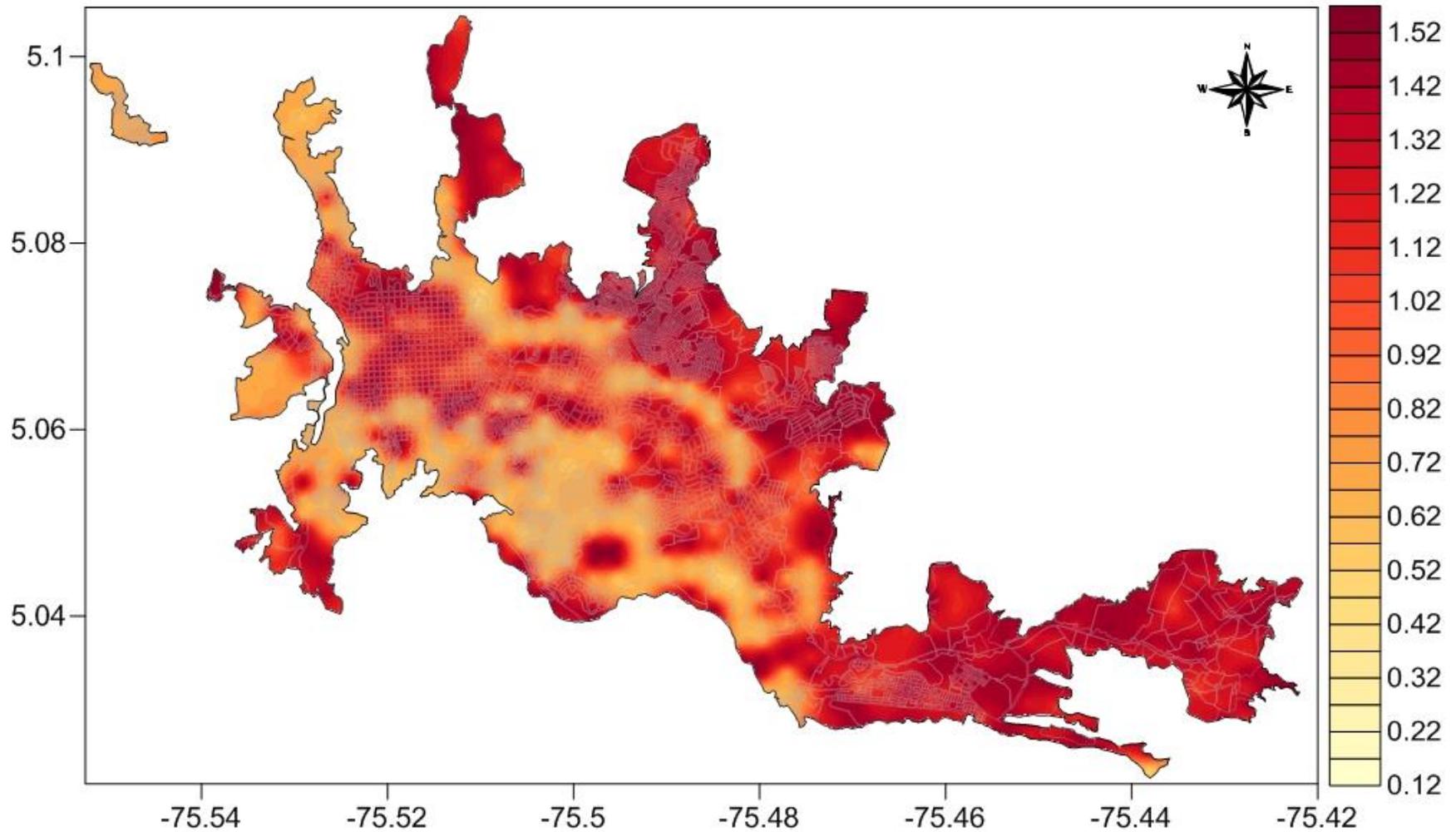


Figura 27. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 0.15 seg.

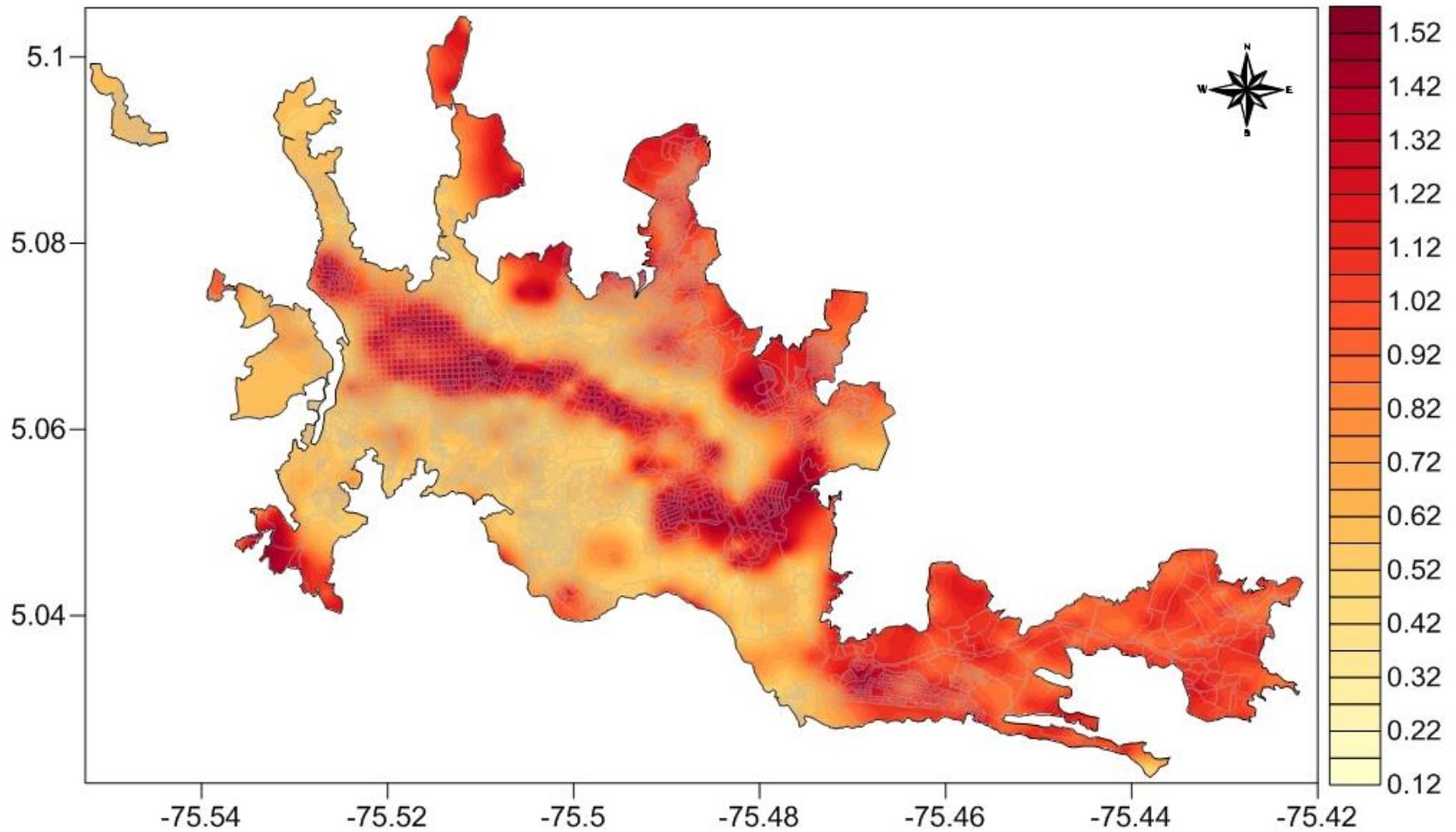


Figura 28. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 0.3 seg.

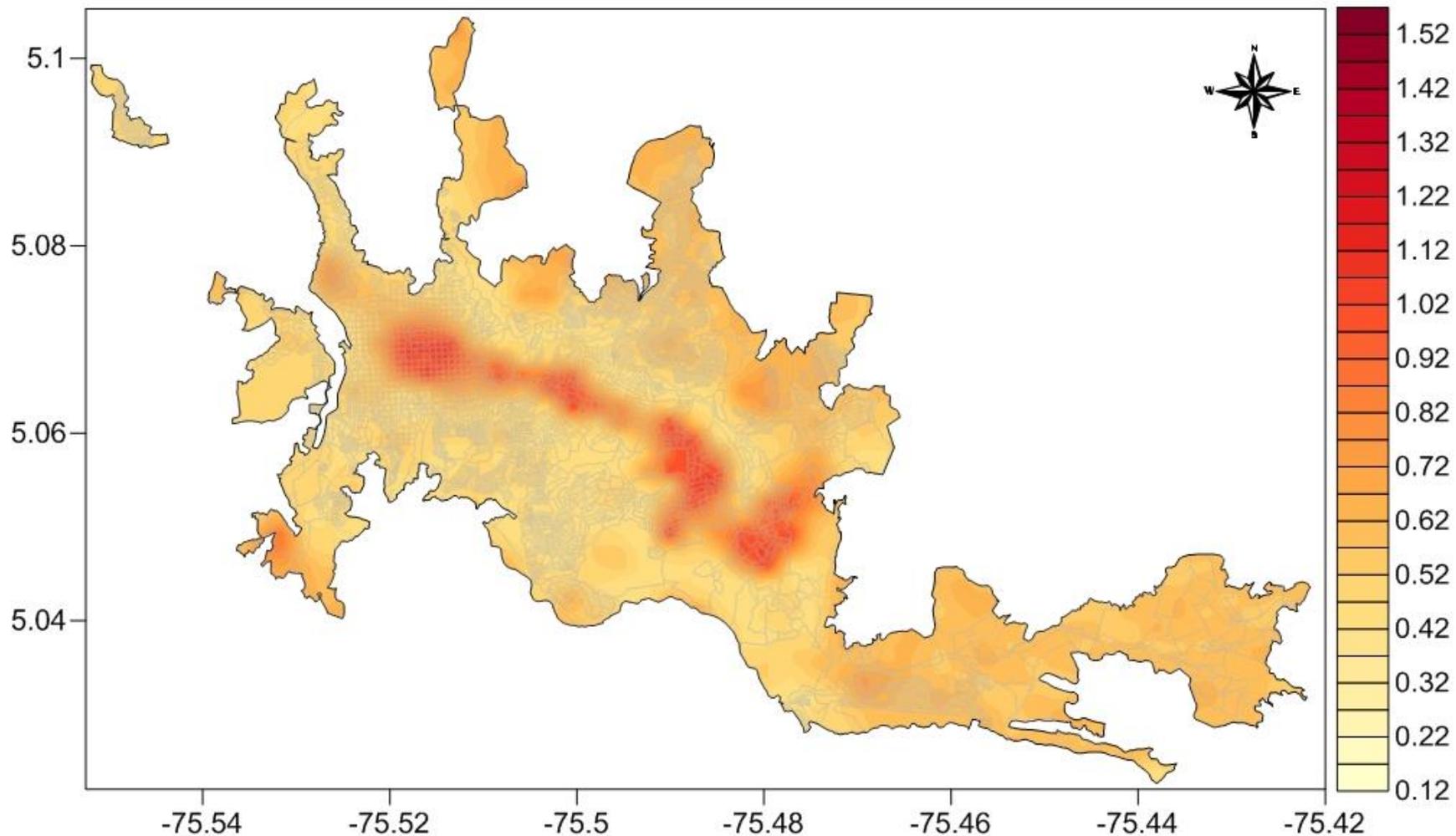


Figura 29. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 0.5 seg.

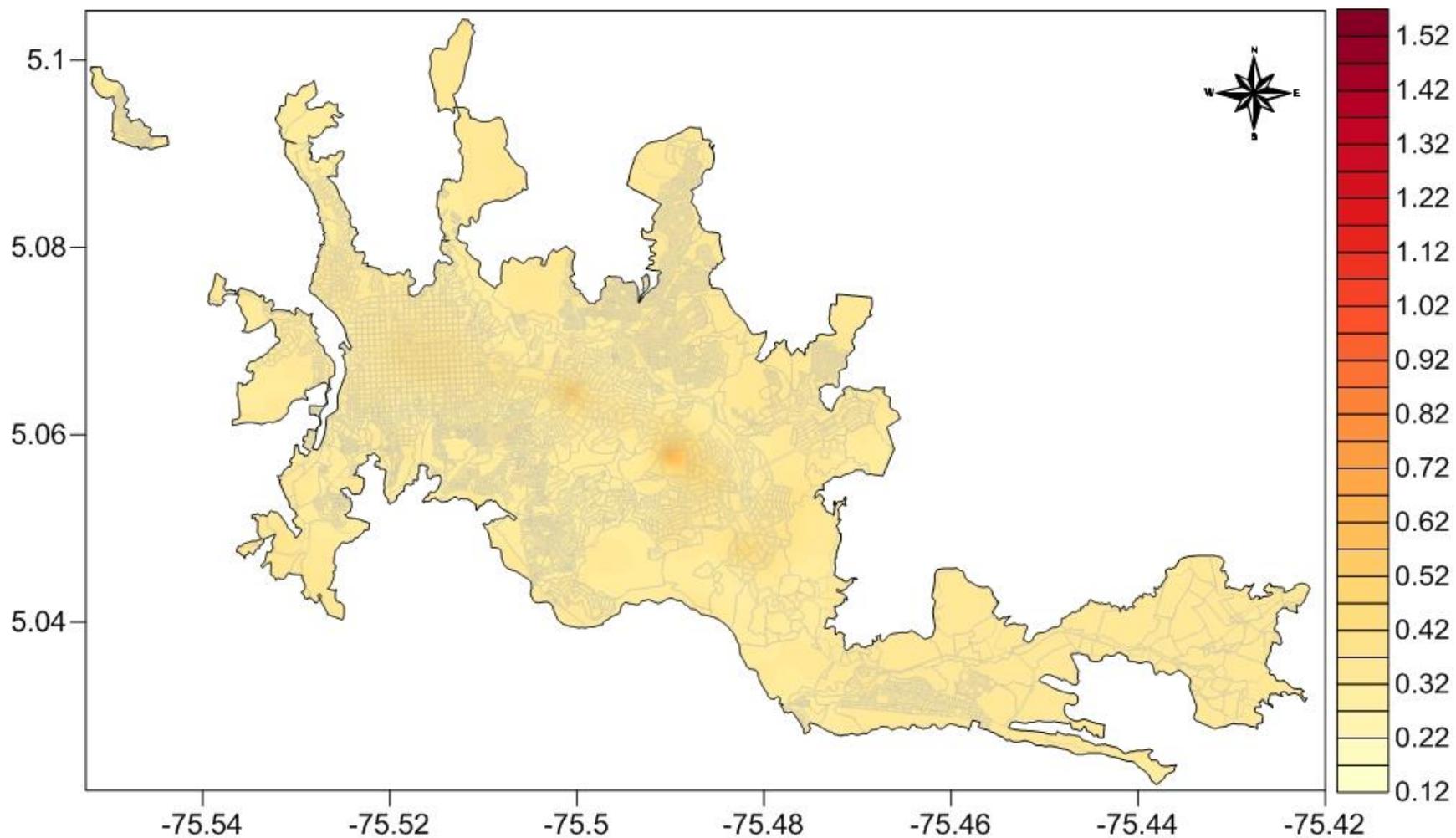


Figura 30. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 1.0 seg.

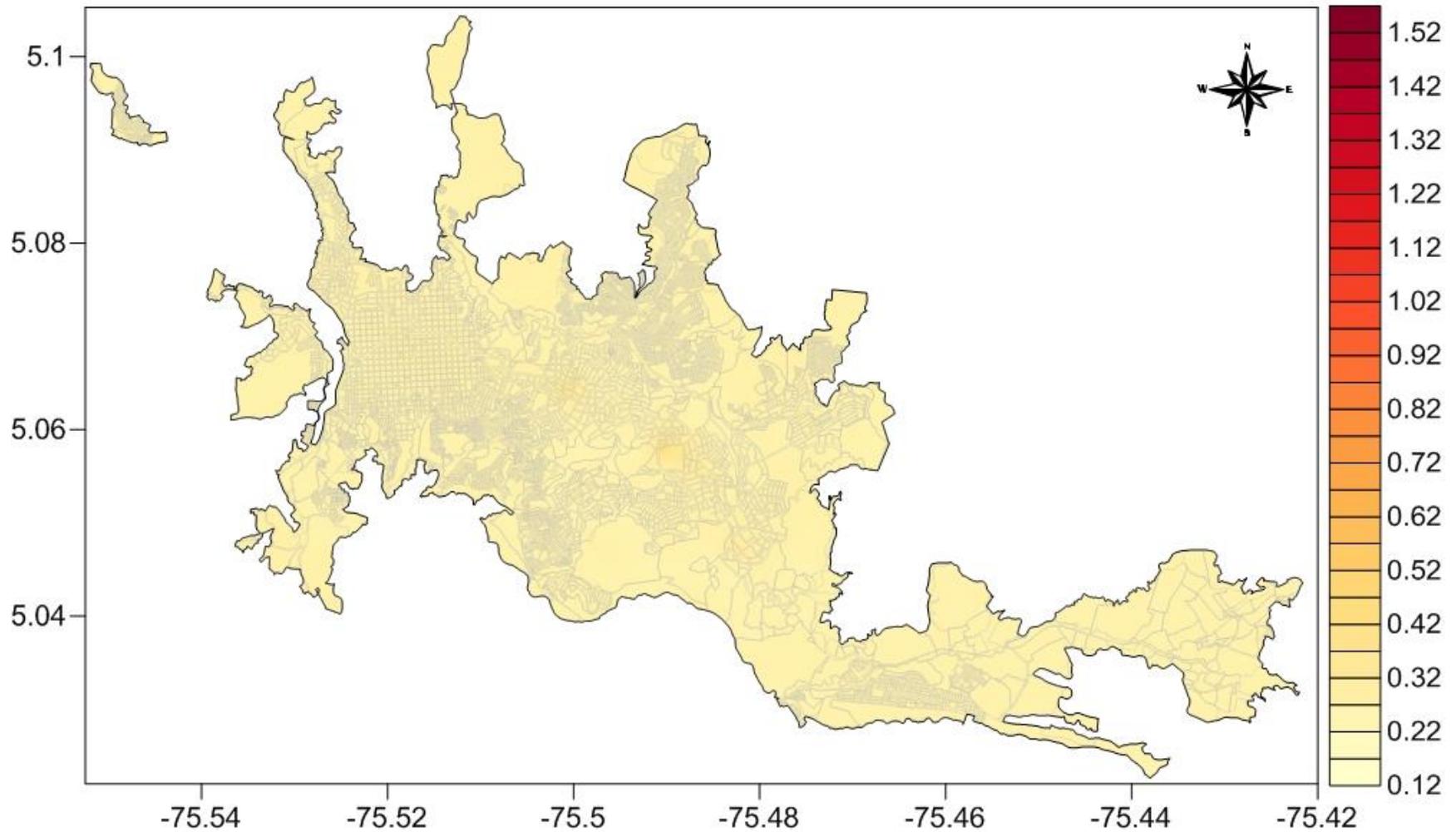


Figura 31. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 1.5 seg.

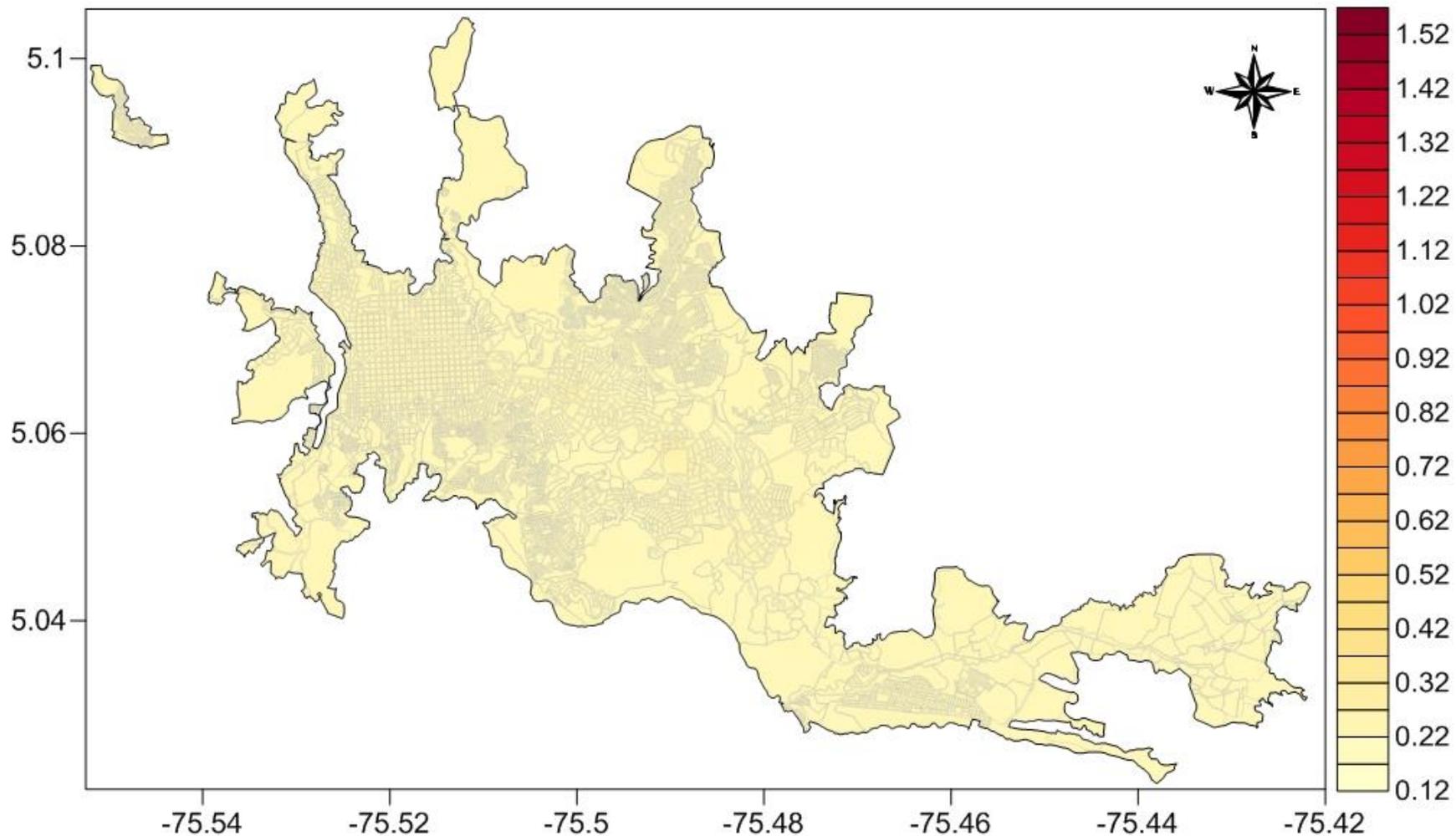


Figura 32. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 2.0 seg.

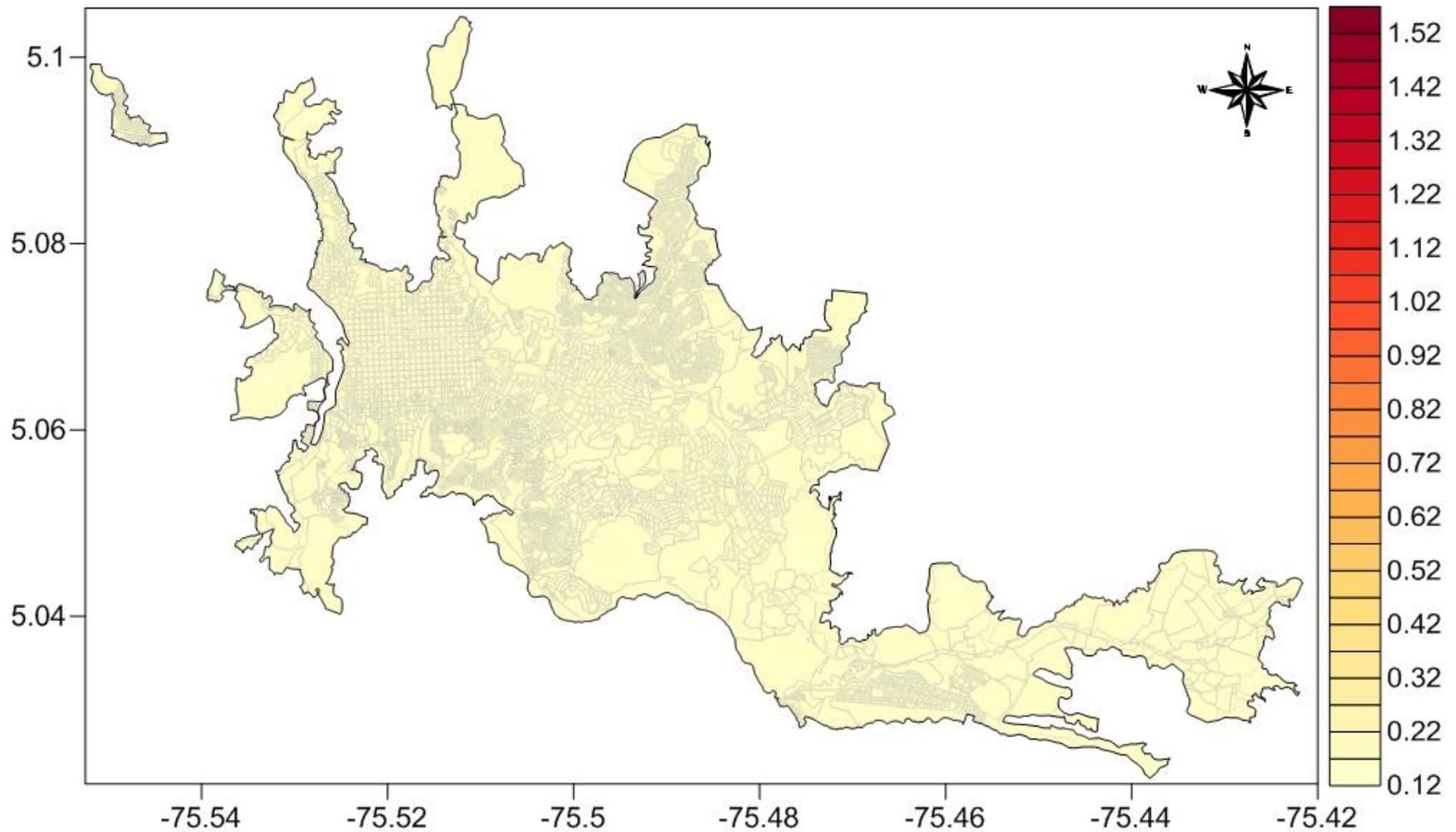


Figura 33. Shakemap de aceleración espectral para periodo = 3.0 seg.

SISTEMA DE EVALUACIÓN DE DAÑOS ESPERADOS

A partir de los Shakemaps para un evento en particular, el sistema evalúa los daños esperados en todas las edificaciones de la ciudad de Manizales, de manera que se cuente por parte de las autoridades e instituciones encargadas de la atención de la emergencia, con información de primera mano que indique los posibles lugares de mayor afectación en la ciudad.

Base de datos de edificaciones de Manizales

La base de datos que contiene la ubicación y demás características de las edificaciones de Manizales fue compilada por Gonzales (2014) y es usada en este trabajo como base para la evaluación de daños. Dicha base de datos cuenta con 85.816 edificaciones. En la Figura 34 se presenta la distribución de número de inmuebles por tipo estructural incluido en la base de datos de la ciudad.

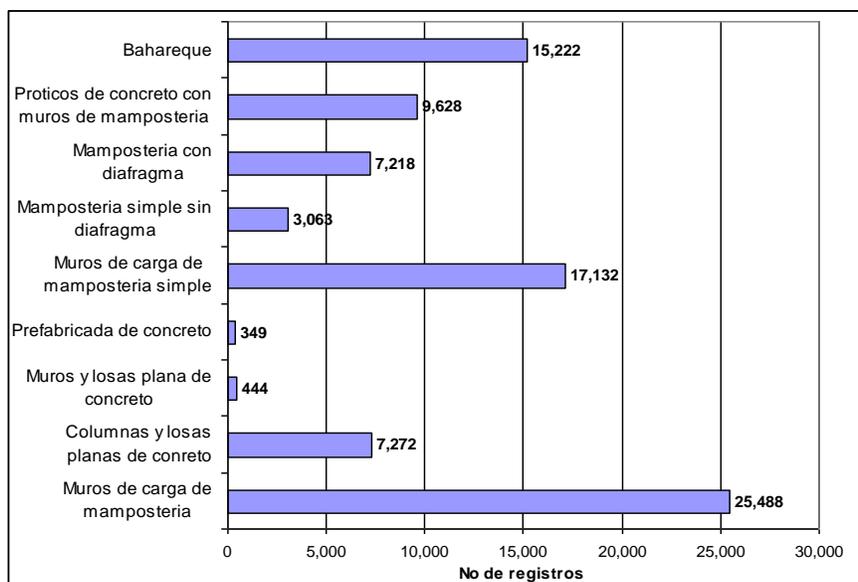


Figura 34. Distribución de tipos estructurales en Manizales.

De igual manera en la Figura 35 se presenta la distribución de número de inmuebles por número de pisos.

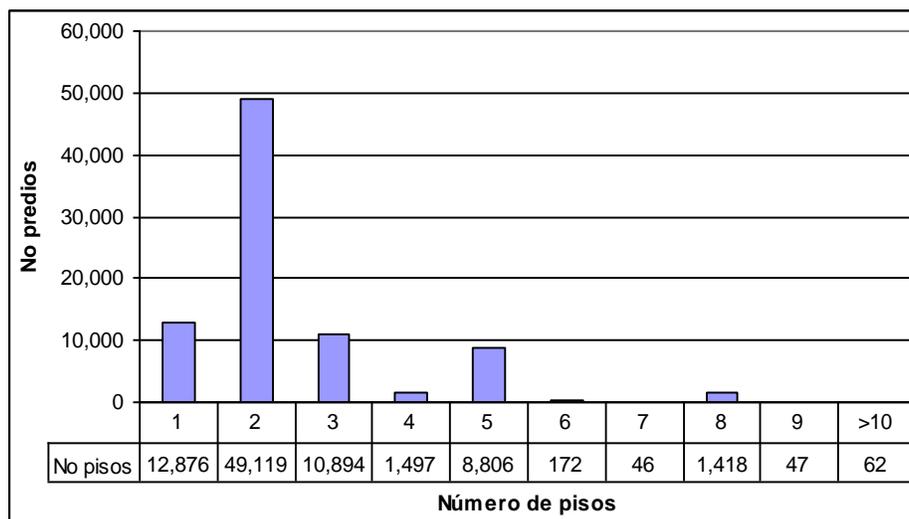


Figura 35. Distribución de número de pisos en Manizales.

Vulnerabilidad sísmica de edificaciones

El daño esperado en las edificaciones de Manizales se calcula por medio de funciones de vulnerabilidad sísmica. La vulnerabilidad, la cual es una característica intrínseca de los elementos expuestos, caracteriza el comportamiento de una construcción durante la ocurrencia de un sismo. Las curvas de vulnerabilidad relacionan los momentos de probabilidad (valor esperado y varianza) de la pérdida en el elemento expuesto, como función de la intensidad de movimiento fuerte que ocurra en su ubicación

Las funciones de vulnerabilidad definen la distribución de probabilidad de la pérdida (p) como función de la intensidad producida durante un sismo específico, es decir, condicional a la ocurrencia de un nivel de intensidad (s) en la ubicación del elemento expuesto. La pérdida p generalmente se entiende como la pérdida relativa al valor de reposición del elemento expuesto.

Estas funciones de vulnerabilidad se definen entonces mediante curvas que relacionan el valor esperado del daño y la desviación estándar del daño con la intensidad del fenómeno (ver Figura 36). La pérdida se asume típicamente como distribuida Beta, con su función de densidad de probabilidad dada como (Ordaz 2008),

$$f(p|s) = \frac{\Gamma(a+b)}{\Gamma(a)\Gamma(b)} p^{a-1} (1-p)^{b-1} \quad (\text{Ec. 16})$$

en donde Γ es la función Gamma y los parámetros a y b están dados por,

$$a = \frac{1 - (1 + c^2(p|s)) \cdot E(p|s)}{c^2(p|s)} \quad (\text{Ec. 17})$$

$$b = a \cdot \frac{1 - E(p|s)}{E(p|s)} \quad (\text{Ec. 18})$$

en donde $E(p|s)$ es el valor esperado de la pérdida y $c(p|s)$ es su coeficiente de variación, dada la intensidad de movimiento en el sitio. ($c(p|s) = \sigma(p|s)/E(p|s)$, en donde $\sigma(p|s)$ es la desviación estándar de la pérdida).

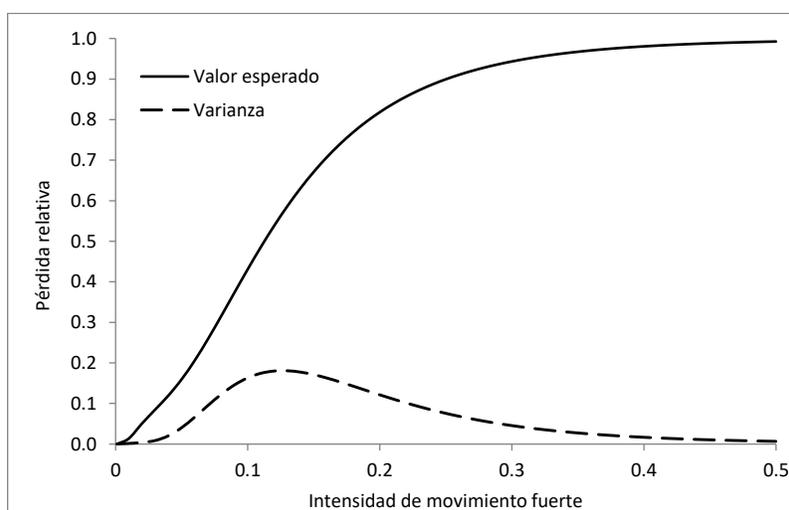


Figura 36. Ejemplo de una función de vulnerabilidad.

La Tabla 1 muestra una descripción general de los diferentes sistemas constructivos incluidos en la base de edificaciones. La Figura 37 y Figura 38 la muestran las funciones de vulnerabilidad de cada uno de los sistemas listados en la Tabla 1, en términos de sus funciones de valor esperado y desviación estándar de la pérdida, para la intensidad de movimiento fuerte correspondiente.

Tabla 1. Sistemas estructurales de edificaciones en Manizales.

Código	Sistema estructural	Diafragma	Cubierta	Fachada	Altura
S_MS-SLSB-1	Mampostería simple	Sin diafragma	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_MS-RLSB-2	Mampostería simple	Diafragma rígido	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_CP-SLSB-1	Concreto prefabricado	Sin diafragma	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_CP-FLSB-2	Concreto prefabricado	Diafragma flexible	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_PAA-SLSB-B	Pórticos en acero arriostrados	Sin diafragma	Ligera	Frágil sin dilatar	Medio
S_A-SLSB-1	Bahareque	Sin diafragma	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_A-FPSB-2	Bahareque	Diafragma flexible	Pesada	Frágil sin dilatar	Bajo
S_PCR-RLSB-2	Pórticos en concreto resistentes a momentos	Diafragma rígido	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_PCM-RCSB-5	Pórticos y muros en concreto	Diafragma rígido	Concreto	Frágil sin dilatar	Alto
S_PCL-RCSB-2	Pórticos en concreto, losa-columna	Diafragma rígido	Concreto	Frágil sin dilatar	Bajo

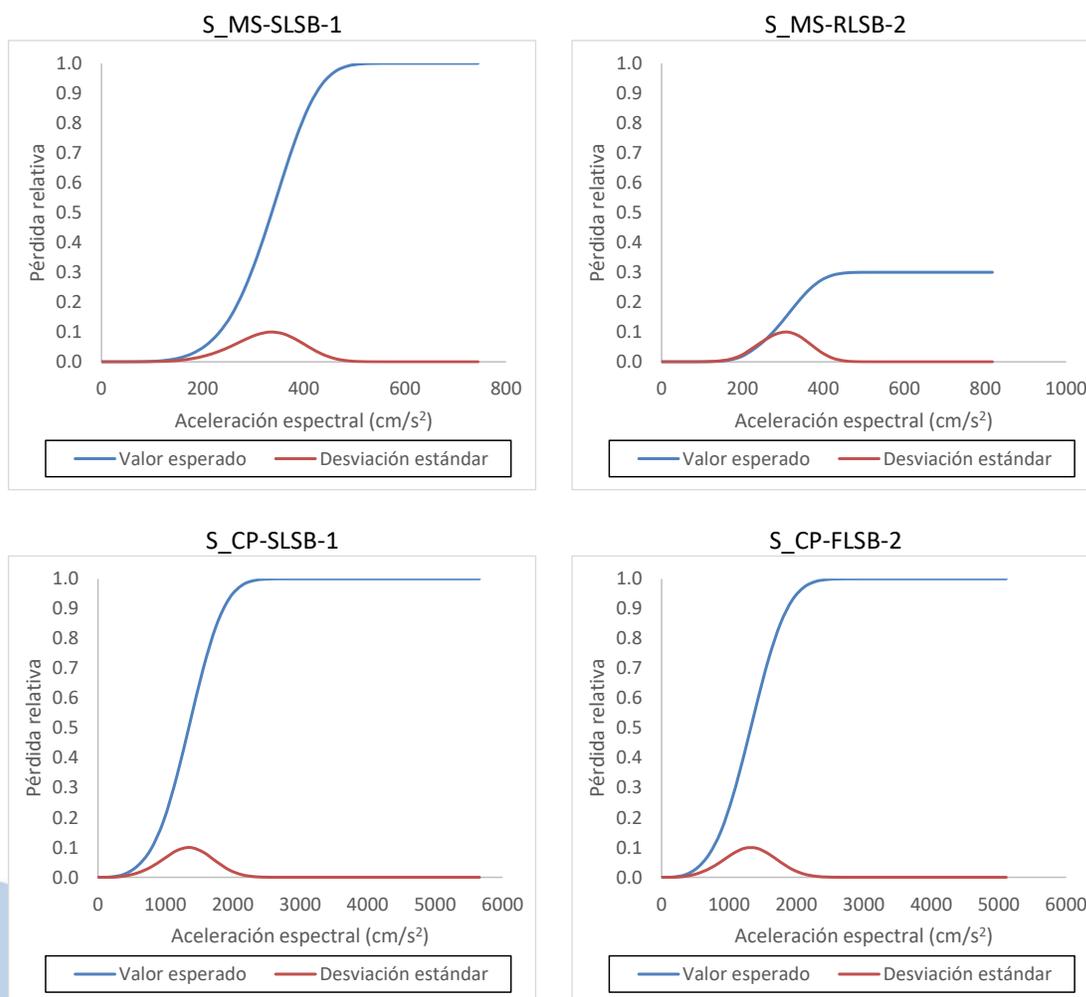


Figura 37. Funciones de vulnerabilidad de los sistemas estructurales de Manizales.

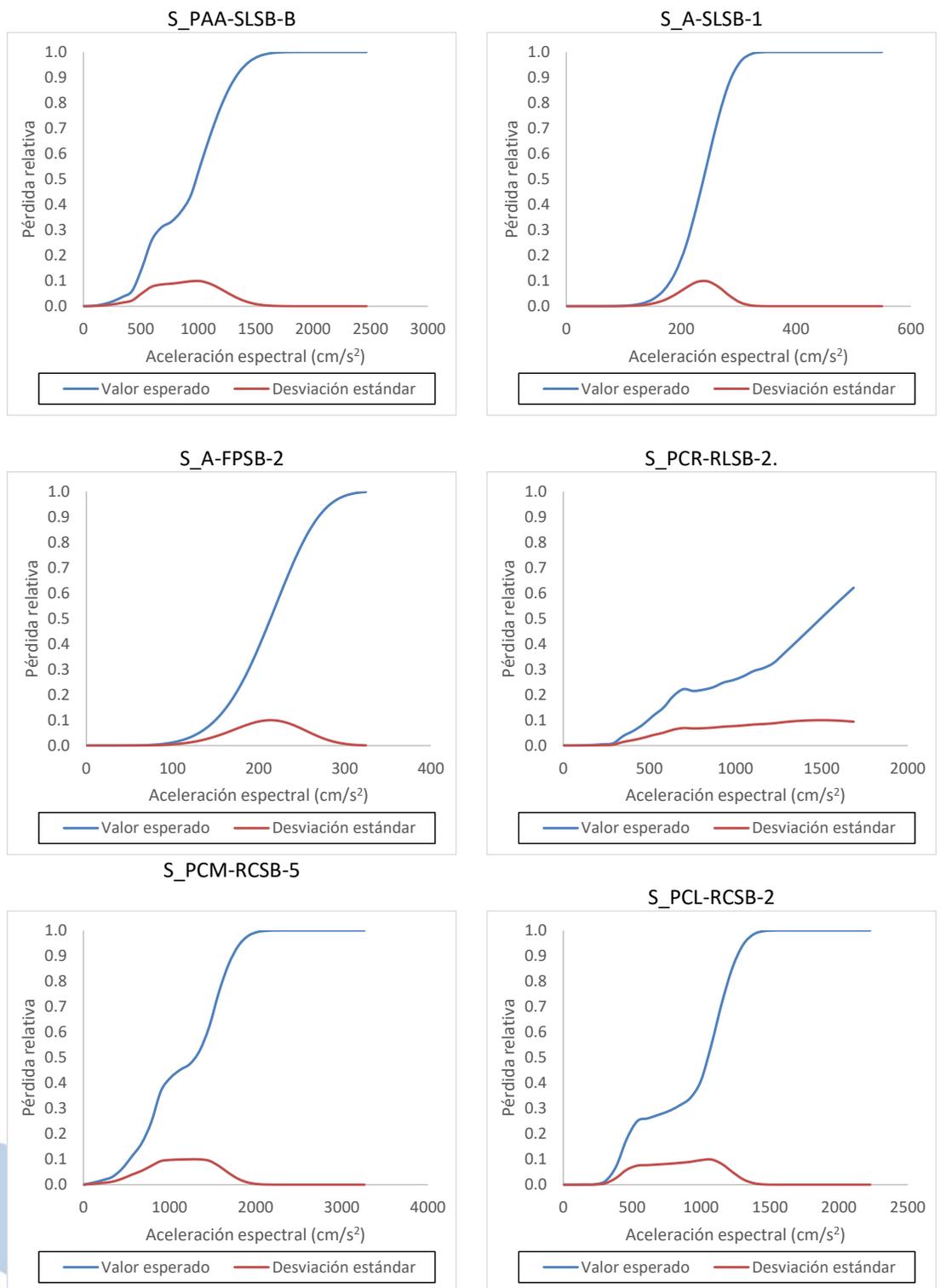


Figura 38. Funciones de vulnerabilidad de los sistemas estructurales de Manizales.

Funciones de fragilidad

El daño en edificaciones se caracteriza comúnmente mediante curvas de fragilidad. Estas curvas permiten establecer la probabilidad de una edificación se encuentren en un estado de daño específico. Típicamente se clasifican los estados de daño como: Leve, Moderado, Alto y Colapso (ver Figura 39).

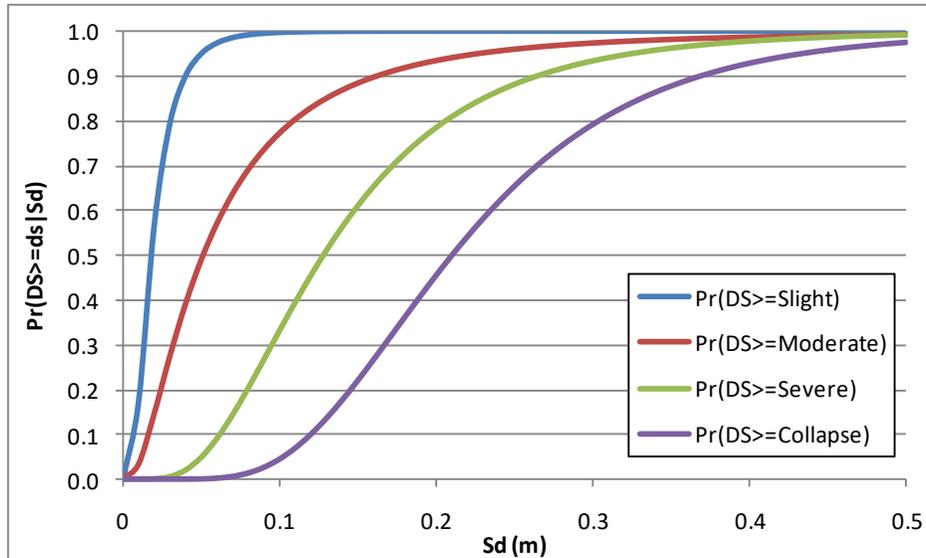


Figura 39. Ejemplo de funciones de fragilidad para cuatro estados de daño.

Los estados de daño en las funciones de fragilidad son útiles para caracterizar estados físicos en una estructura. Estos son por ende cualitativos y descriptivos del estado de una estructura. Estas curvas guardan una relación matemática directa con las funciones de vulnerabilidad. Supongase que se tienen N estados de daño (ds) identificados para un sistema estructural. Para cada estado de daño, un valor de pérdida (p) debe ser asignado (como pérdida relativa al valor de la edificación). En otras palabras, cuando la estructura llegue al estado de daño ds_i , su propietario deberá pagar un costo de reparación p_i . Así pues, los momentos de probabilidad de la pérdida en la edificación (curva de vulnerabilidad) se pueden determinar en función de los estados de daño (curva de fragilidad) como:

$$E(p | s) = \sum_{i=1}^N p_i \Pr(DS = ds_i | s) \quad (\text{Ec. 19})$$

$$\sigma^2(p | s) = \sum_{i=1}^N (p_i - E(p | s))^2 \Pr(DS = ds_i | s) \quad (\text{Ec. 20})$$

Tomando ventaja de esta relación matemática, puede obtenerse la probabilidad de que una edificación esté en un estado de daño cualquiera (es decir, supere una pérdida p asociada

a ese estado de daño) a partir de las curvas de vulnerabilidad como (en términos de pérdida relativa):

$$\Pr(P > p) = \int_p^1 f(p | s) dp \quad (\text{Ec. 21})$$

Estimación de víctimas en edificaciones

El primer paso para estimar las víctimas probables ante la ocurrencia de un sismo es calcular el daño de cada estructura. Para ello se deberá tomar en cuenta la intensidad sísmica y las características de vulnerabilidad. Una vez que se estima el daño se puede asociar este a una cierta probabilidad de colapso.

El número de víctimas, NV_i , para el edificio i se puede calcular como:

$$NV_i = \text{Ocupantes} \times \text{Atrapados} \times \text{Fatalidad} \times PC \quad (\text{Ec. 22})$$

En donde *Ocupantes* es el número total de personas que están presentes en el edificio i ; este dato se calcula para cada uno de los escenarios (día y noche), *Atrapados* es el porcentaje de ocupantes del edificio que quedan atrapadas con vida debajo de los escombros de la edificación, este factor depende del tipo estructural, *Fatalidad* es la relación porcentual del número estimado de atrapados que eventualmente mueren por el colapso o los daños en la edificación y *PC* es la probabilidad de colapso de la edificación. La Tabla 2 muestra los valores de % de atrapados y de fatalidad asumidos para diferentes tipos de edificaciones.

Es importante notar que se asumen las siguientes hipótesis para el cálculo de víctimas mortales tras la ocurrencia de un evento sísmico:

- No habrá incendios que aumenten el número de víctimas.
- Se considera que el clima será templado, sin heladas ni calores excesivos que aumenten el número de víctimas.
- Se considera que las labores de emergencia no se verán rebasadas y que siempre habrá atención inmediata y hospitales suficientes.
- No se consideran explícitamente muertos por causas de pánico (infartos, caídas, suicidio) ni muertos por impacto de los contenidos de las edificaciones.

Tabla 2. Factores de atrapados y fatalidad para los tipos estructurales.

ID	Valor	ATRAPADOS [%]	FATALIDAD [%]
0	LOTES O SIN ÁREA CONSTRUIDA	0%	0%
1	ADOBE O TAPIA PISADA	5%	15%
2	BAHAREQUE	2%	10%
3	MAMPOSTERÍA SIMPLE	5%	15%
4	MAMPOSTERÍA CONFINADA	5%	15%
5	MAMPOSTERÍA REFORZADA	5%	15%
6	PÓRTICOS DE CONCRETO + MAMPOSTERÍA	30%	50%
7	PÓRTICOS DE CONCRETO + DIVISIONES LIGERAS	30%	50%
8	PÓRTICOS DE CONCRETO + MUROS CONCRETO	20%	40%
9	RETICULAR CELULADO	50%	50%
10	MUROS DE CONCRETO	15%	30%
11	PREFABRICADO DE CONCRETO	10%	15%
12	PÓRTICOS DE ACERO	2%	10%
13	BODEGAS LUCES CORTAS	7%	20%
14	BODEGAS LUCES MEDIAS	7%	30%
15	BODEGAS LUCES LARGAS	7%	30%
16	IGLESIAS	20%	40%
17	COLISEOS Y ESTADIOS	20%	40%
18	MAMPOSTERÍA SEMICONFINADA	5%	15%

Mapas de daño

A partir de las evaluaciones de intensidad de movimiento fuerte y daños en las edificaciones de Manizales, el SISMAN-LISA genera una serie de mapas vectoriales temáticos con la información calculada en términos de daños y afectación, edificio por edificio. La Figura 40 muestra un ejemplo de un mapa de daños en la ciudad. La Figura 41 a la Figura 43 muestran mapas de acercamiento a diferentes comunas en la ciudad.

En resumen, el sistema genera los siguientes mapas:

- Mapa de la Relación Media de Daño
- Mapa de la probabilidad de colapso de las edificaciones
- Mapa de la probabilidad de daños altos en las edificaciones
- Mapa de la probabilidad de daños moderados en las edificaciones
- Mapa de la probabilidad de daños leves en las edificaciones
- Mapa de número probable de víctimas mortales
- Mapas de número probable de heridos

- Mapa de número probable de atrapados

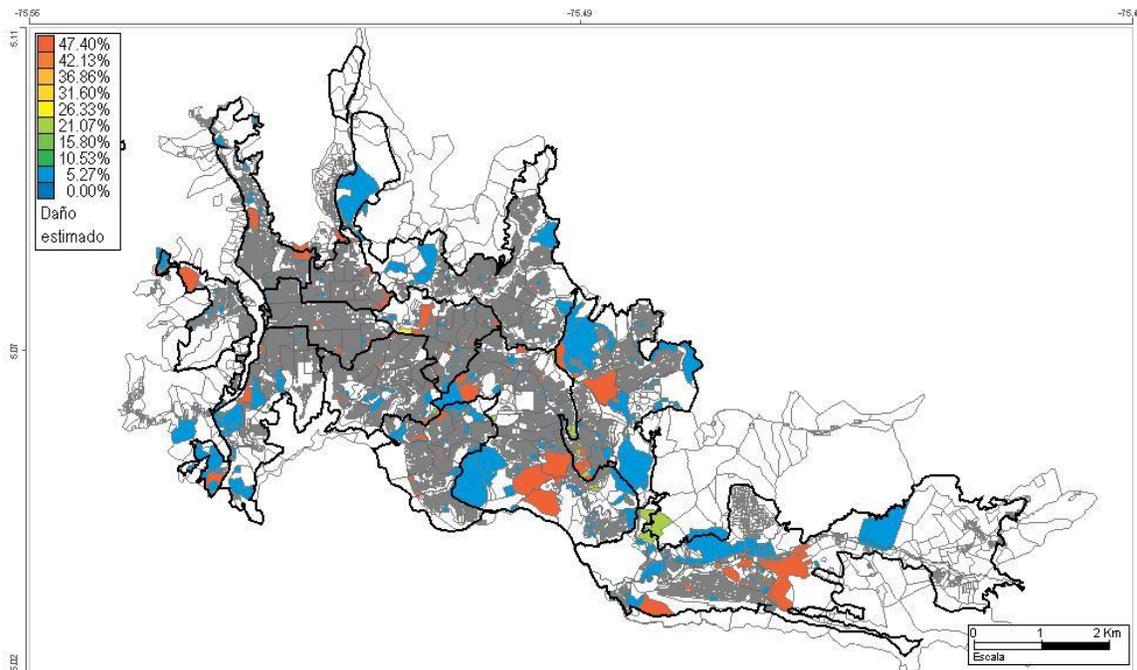


Figura 40. Mapa de distribución de daños en Manizales ante un sismo hipotético.

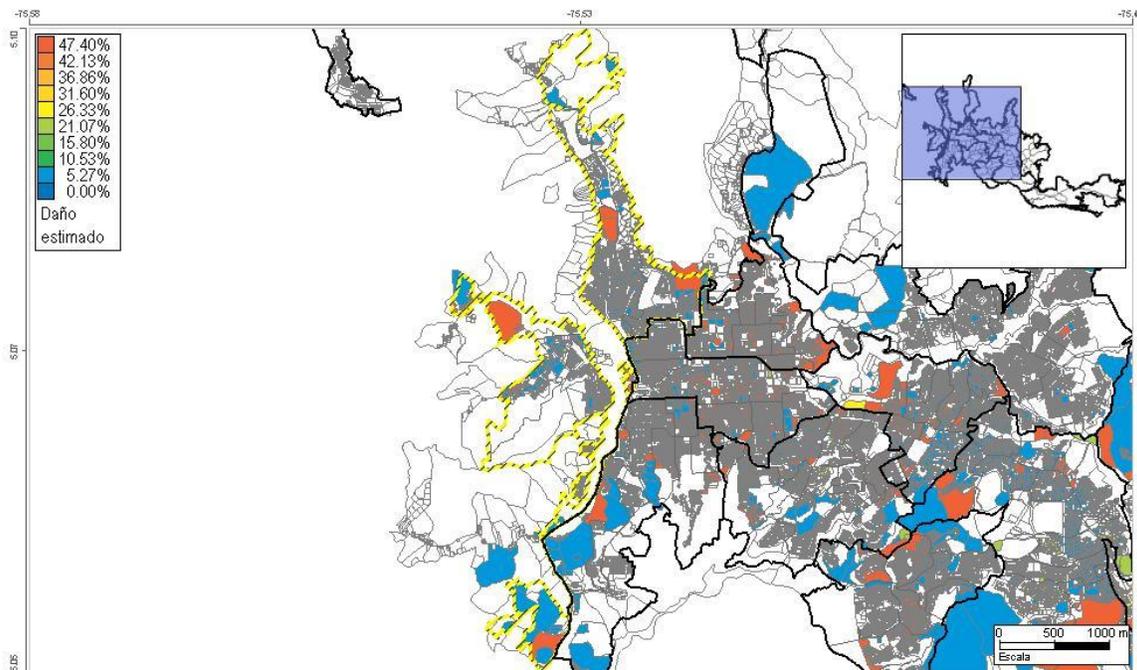


Figura 41. Mapa de distribución de daños en Manizales ante un sismo hipotético. Zoom a la Comuna 1 - Chipre.

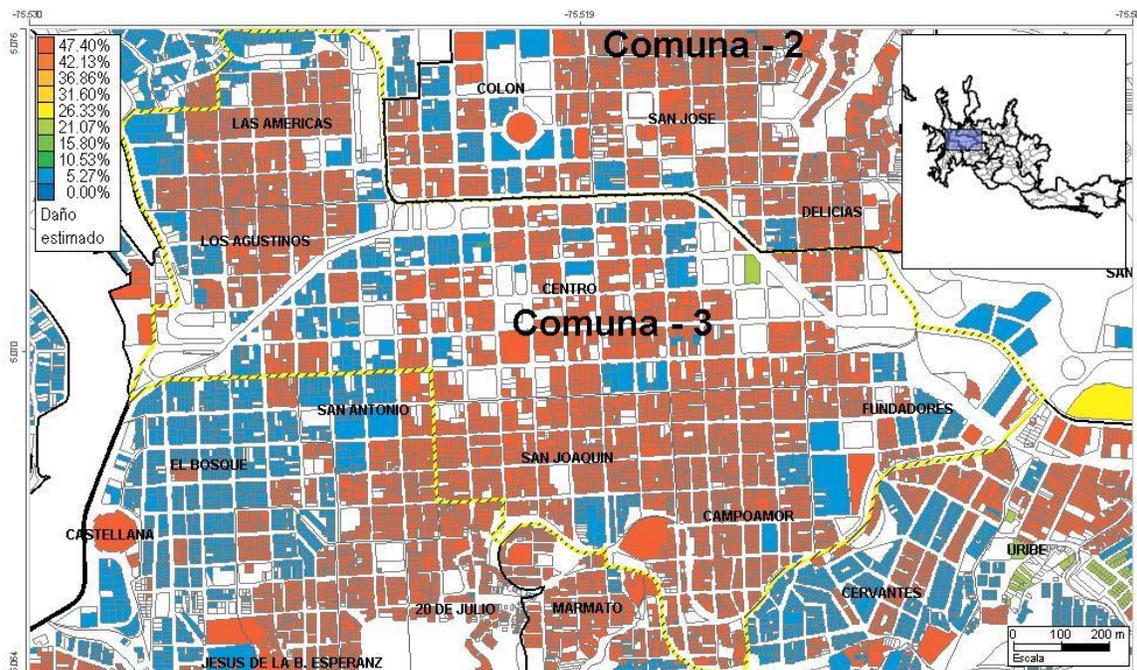


Figura 42. Mapa de distribución de daños en Manizales ante un sismo hipotético. Zoom a la Comuna 3 – Plaza de Bolívar.

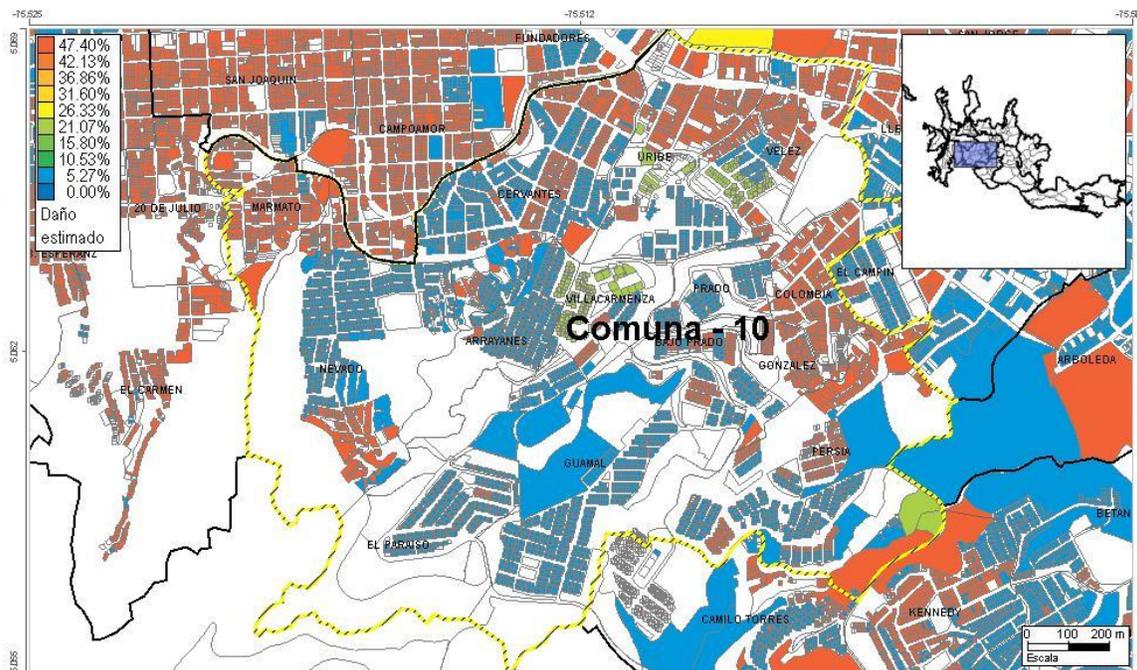


Figura 43. Mapa de distribución de daños en Manizales ante un sismo hipotético. Zoom a la Comuna 10 – El Nevado.

REFERENCIAS

Bernal, G. (2014). Armonización de la Microzonificación Sísmica de Manizales. Reporte de consultoría preparado para la Universidad Nacional de Colombia en el marco del Convenio Interinstitucional Gestión del Riesgo en Manizales con la Corporación Autónoma Regional de Caldas – CORPOCALDAS.

Bernal, G. (2012). “Strong Motion Analyst”. Programa para el procesamiento de información sísmológica.

Bernal, G. (2013). “Seismic Microzonation Studio”. Programa para la modelación tridimensional de entornos geológicos con fines de evaluación de respuesta sísmica de suelos.

Gonzalez, D. (2014). Base de datos de predios de Manizales. Reporte de consultoría preparado para la Universidad Nacional de Colombia en el marco del Convenio Interinstitucional Gestión del Riesgo en Manizales con la Corporación Autónoma Regional de Caldas – CORPOCALDAS.

Haskell, N. A. (1953). The Dispersion of Surface Waves in Multilayered Media. Bulletin of the Seismological Society of America, 43, pp. 17-34

NSR-10. Normas Colombianas de diseño y Construcción Sismo-resistente. Ministerio de Vivienda. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010.

Salgado M., Bernal G., Yamín L., Cardona O. (2010). Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. Rev. de Ing. 32: 28-37. Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.

Thompson, W. T. (1950). Transmission of Elastic Waves through a Stratified Solid. Journal of Applied Physics, 21, pp. 89-93

Universidad de los Andes. (2002). “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales”. Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles – CIMOC. Centro de Estudios sobre Desastres y Riesgos – CEDERI. 2002.

Bogotá, Febrero 19 de 2015

Señores

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

SEDE MANIZALES

Att: Dr. Freddy Leonardo Franco Idarraga

Supervisor de la Orden Contractual

Ciudad.

Ref: Informe final de la Orden Contractual Menor de Consultoría N° 23 de 2014.

Estimados Señores:

De acuerdo los términos establecidos en la Orden Contractual Menor de Consultoría N° 23 de 2014 suscrita entre la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales y Gabriel Andrés Bernal Granados, a continuación hago entrega del informe final descrito en la referencia.

Quedo atento a cualquier aclaración o complementación requerida.

Cordialmente,

Gabriel Andrés Bernal Granados
CC. 80189824 de Bogotá