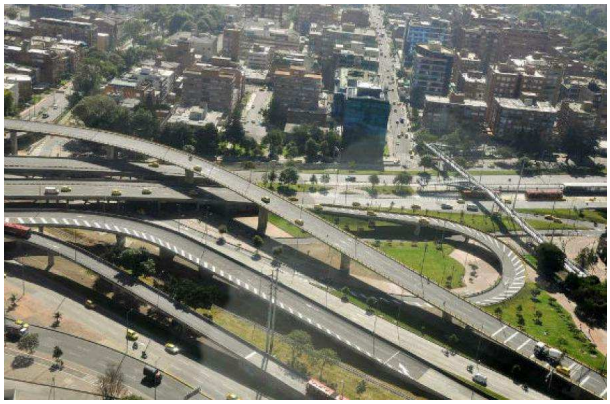
ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C.
Instituto Desarrollo Urbano



Contrato No. 568/2014
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE LOS PUENTES VEHICULARES Y PEATONALES DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ Y DEFINICIÓN DE ESTRATEGIAS DE GESTIÓN DEL RIESGO

INFORME FINAL

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE LOS PUENTES VEHICULARES Y PEATONALES DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ Y DEFINICIÓN DE ESTRATEGIAS DE GESTIÓN DEL RIESGO

Universidad de los Andes
Facultad de Ingeniería

BOGOTÁ – COLOMBIA
MAYO 11 DE 2016

HOJA DE CONTROL DE PROYECTOS Y ENTREGAS

INFORMACIÓN GENERAL:

Contrato	**Contrato No. 1-568/2014** **EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE LOS PUENTES VEHICULARES Y PEATONALES DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ Y DEFINICIÓN DE ESTRATEGIAS DE GESTIÓN DEL RIESGO**
Título:	Informe Final - EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE LOS PUENTES VEHICULARES Y PEATONALES DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ Y DEFINICIÓN DE ESTRATEGIAS DE GESTIÓN DEL RIESGO

AUTORES:

Director de proyecto:	Luis E. Yamin
Especialista en estructural I:	Juan Carlos Reyes
Ingeniero de apoyo I:	Fernando Ramírez
Especialista en estructura II:	Juan Francisco Correal
Especialista en estadística:	Daniel Páez
Ingeniero de apoyo II:	Francisco Galvis
Ingeniero de apoyo III:	Juan Pablo Forero
Ingeniero de apoyo IV:	Sergio Enrique Forero
Auxiliar administrativo:	Elizabeth Montenegro
Ingenieros de proyecto:	Juan Felipe Dorado Nattalia Romero Esteban Prada

CLIENTE:

Nombre:	IDU
Director técnico estratégico:	Sully Rojas
Supervisor del contrato:	Vicente Leal
Supervisor del contrato:	Oscar Velásquez

REVISIONES:

No	Fecha	Presentó	Revisó	Documentos	Firmas
1	Marzo 10 de 2016	Universidad de los Andes	Luis Yamin	Informe Preliminar para revisión	
2	Mayo 11 de 2016	Universidad de los Andes	Luis Yamin	Informe Final Revisado	

DISTRIBUCIÓN:

Fecha	Documento	Medio de envío	Remitente	Destinatario
Marzo 10 de 2016	Informe Preliminar para revisión	Electrónico y Físico	Luis E. Yamin	IDU- Vicente Leal

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES....1

2 OBJETIVOS Y ALCANCE....4

3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES....6

4 ESTADO DEL ARTE....8

4.1 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA PROBABILISTA....8
4.2 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE PUENTES....9
4.2.1 MODELOS DE ANÁLISIS....9
4.2.2 SELECCIÓN DE SEÑALES SÍSMICAS DE ANÁLISIS....10
4.3 ESTIMACIÓN DE DAÑOS Y PÉRDIDAS....10
4.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL RIESGO SÍSMICO....12

5 REVISIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN DISPONIBLE....14

5.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE Y ANÁLISIS....14
5.1.1 GENERALIDADES....14
5.1.2 INVENTARIO GEOMÉTRICO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN....16
5.2 CONCEPTO SOBRE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE....40

6 TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO....42

6.1 GENERALIDADES....42
6.2 DEFINICIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO....42
6.2.1 EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE CONCRETO....42
6.2.2 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN....43
6.2.3 ENSAYO DE PENETRACIÓN FRENTE DE CARBONATACIÓN....44
6.2.4 DETECCIÓN DEL REFUERZO UTILIZANDO FERROSCAN....45
6.3 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE PUENTES....45
6.4 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA TOMA DE DATOS....49
6.5 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE ENSAYOS POR TIPOLOGÍA....52
6.6 RESULTADOS....55
6.6.1 DETECCIÓN DEL REFUERZO USANDO FERROSCAN....55
6.6.2 PROPIEDADES DE LOS NÚCLEOS DE CONCRETO EXTRAÍDOS....56

7 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE EVALUACIÓN DE RIESGO....58

7.1 GENERALIDADES 58
7.2 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA 59
7.3 CARACTERIZACIÓN DE LOS BIENES EXPUESTOS SUSCEPTIBLES A DAÑO 61
7.4 CARACTERIZACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD 63
7.4.1 GENERALIDADES 63
7.4.2 MODELO DE COSTOS Y COMPONENTES 64
7.4.3 MODELO COMPUTACIONAL 66
7.4.4 ANÁLISIS Y RESULTADOS 66
7.5 ESTIMACIÓN PROBABILISTA DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS 67
7.5.1 GENERALIDADES 67
7.5.2 PÉRDIDA ANUAL ESPERADA 67
7.5.3 CURVA DE EXCEDENCIA DE PÉRDIDAS 68
7.5.4 CURVA DE PÉRDIDA MÁXIMA PROBABLE 70

8 AMENAZA SÍSMICA Y RESPUESTA DINAMICA DEL SUELO 72

8.1 GENERALIDADES 72
8.2 MODELO TECTÓNICO IMPLEMENTADO 72
8.3 SISMICIDAD COLOMBIANA 77
8.4 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LA AMENZA SISMICA 80
8.4.1 MODELO DE SISMICIDAD LOCAL DE POISSON 81
8.4.2 PARAMETRIZACIÓN DE LAS FUENTES 82
8.4.3 RELACIONES DE ATENUACIÓN DE INTENSIDADES SÍSMICAS UTILIZADAS 83
8.4.4 SELECCIÓN DE LAS RELACIONES DE ATENUACIÓN 85
8.5 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SISMICA 86
8.5.1 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA Y PERÍODOS DE RETORNO 87
8.5.2 PROGRAMA CRISIS 2007 V7.2 88
8.5.3 MAPAS DE AMENAZA 89
8.5.4 CURVAS DE AMENAZA 90
8.6 RESPUESTA DINÁMICA DEL SUELO 92
8.6.1 GENERALIDADES 92
8.6.2 PROPIEDADES DINÁMICAS Y GEOTÉCNICAS DEL SUELO 95
8.6.3 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA 99
8.6.4 SEÑALES SÍSMICAS DE ANÁLISIS 102
8.6.5 ESPECTROS DE AMPLIFICACIÓN PARA CADA ZONA 105

9 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE LOS PUENTES VEHICULARES Y PEATONALES DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C 111

9.1 INFORMACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA PARA EL ANÁLISIS 111
9.1.1 AMENAZA SÍSMICA EN ROCA 111
9.1.2 EFECTOS DE SITIO 111
9.2 BASE DE DATOS DE EXPOSICIÓN 112
9.2.1 TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL 113
9.2.2 AÑO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE 115
9.2.3 NUMERO DE LUCES DEL PUENTE 116

9.2.4 ESTRUCTURA FINAL DE LA BASE DE DATOS PARA EL ANÁLISIS DE RIESGO 119
9.3 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD 120
9.3.1 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LOS PUENTES A ESTUDIAR 120
9.3.2 MODELO DE COSTOS Y COMPONENTES 121
9.3.3 MODELO COMPUTACIONAL 124
9.3.4 ANÁLISIS Y RESULTADOS 134
9.4 EVALUACIÓN DE RIESGO SÍSMICO 153
9.4.1 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LA EVALUACIÓN PROBABILISTA 154
9.4.2 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DEL RIESGO 157
9.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS 159

10 ESTRATEGIAS DE GESTIÓN DEL RIESGO SÍSMICO 161

10.1 CONOCIMIENTO Y GESTIÓN DEL RIESGO 161
10.2 REDUCCIÓN DEL RIESGO 162
10.2.1 CRITERIOS PARA PRIORIZACIÓN DE INTERVENCIONES 162
10.2.2 INDICADORES PRIORIZACIÓN DE INTERVENCIONES 164
10.3 PLANES DE ATENCION DE EMERGENCIAS Y CONTINGENCIAS 164
10.3.1 PLANES DE EMERGENCIA Y CONTINGENCIA 164
10.3.2 MANEJO DE DESASTRES 165
10.3.3 RECURSOS PARA ATENCIÓN DE EMERGENCIAS Y RECONSTRUCCIÓN 166
10.4 PLANES DE REHABILITACIÓN Y RECONSTRUCCION 167
10.5 ESTRATEGIA GENERAL DE PROTECCIÓN FINANCIERA 167
10.5.1 ASPECTOS GENERALES 168
10.5.2 TIPOS DE REASEGUROS 170
10.5.3 ESTRUCTURA DE RETENCIÓN Y TRANSFERENCIA 171

11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 173

11.1 CONCLUSIONES 173
11.1.1 SOBRE LA BASE DE DATOS E INFORMACIÓN DISPONIBLE 173
11.1.2 SOBRE LAS TIPOLOGÍAS DE PUENTES 174
11.1.3 SOBRE LOS ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO 174
11.1.4 SOBRE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE RIESGO 175
11.2 RECOMENDACIONES 176
11.2.1 SOBRE LA INFORMACIÓN REQUERIDA PARA UNA ADECUADA GESTIÓN DE RIESGOS 176
11.2.2 SOBRE LOS TEMAS DE GESTIÓN DE RIESGOS 177

12 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 180

LISTADO DE FIGURAS

Figura 4-1 Modelación no-lineal de puentes típicos 9
Figura 5-1 Clasificación de puentes según su funcionalidad y ubicación 17
Figura 5-2 Puente monolítico de infraestructura tipo péndulo 18
Figura 5-3 Puente monolítico de infraestructura tipo pórtico 19
Figura 5-4 Puente monolítico de infraestructura tipo pantalla 19
Figura 5-5 Puente no monolítico de infraestructura tipo péndulo con superestructura isostática en viga cajón 20
Figura 5-6 Puente no monolítico de infraestructura tipo péndulo con superestructura isostática con viga más placa 20
Figura 5-7 Puente no monolítico de infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga más placa 21
Figura 5-8 Puente no monolítico de infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga cajón 22
Figura 5-9 Puente no monolítico de infraestructura tipo pantalla con superestructura isostática con viga cajón 22
Figura 5-10 Puente no monolítico de infraestructura tipo pantalla con superestructura isostática con viga más losa 23
Figura 5-11 Puente no monolítico de infraestructura tipo péndulo con superestructura hiperestática con viga cajón 23
Figura 5-12 Puente no monolítico de infraestructura tipo pórtico con superestructura hiperestática con viga cajón 24
Figura 5-13 Puente no monolítico de infraestructura tipo pórtico con superestructura hiperestática con otros sistemas diferentes a la viga cajón 24
Figura 5-14 Puente no monolítico de infraestructura tipo pantalla con superestructura hiperestática con viga cajón 25
Figura 5-15 Puente no monolítico de infraestructura tipo pantalla con superestructura hiperestática con otros sistemas diferentes a la viga cajón 25
Figura 5-16 Puente tipo Box Culvert 26
Figura 5-17 Puente peatonal tipo 1 26
Figura 5-18 Puente peatonal tipo 2 27
Figura 5-19 Puente peatonal tipo 3 27
Figura 5-20 Puente peatonal tipo 4 28
Figura 5-21 Puente peatonal tipo 5 28
Figura 5-22 Puente peatonal tipo 6 29
Figura 5-23 Puente peatonal tipo 7 29
Figura 5-24 Puente peatonal tipo 8 30
Figura 5-25 Puente peatonal tipo 9 30
Figura 5-26 Puente peatonal tipo 10 30
Figura 5-27 Puente peatonal tipo 11 31
Figura 5-28 Puente peatonal tipo 12 31
Figura 5-29 Cantidad de puentes vehiculares por tipología estructural 32
Figura 5-30 Cantidad de puentes peatonales por tipología estructural 32
Figura 5-31 Relación Ancho - Tipología estructural de puentes vehiculares 33
Figura 5-32 Relación Ancho - Tipología estructural de puentes peatonales 33
Figura 5-33 Relación Longitud - Tipología estructural de puentes vehiculares 34
Figura 5-34 Relación longitud - Tipología estructural de puentes peatonales 34
Figura 5-35 Relación Galibo - Tipología estructural de puentes vehiculares 35
Figura 5-36 Relación Galibo - Tipología estructural de puentes peatonales 35
Figura 5-37 Relación Zona geotécnica - Tipología estructural de puentes vehiculares 36
Figura 5-38 Relación Zona geotécnica - Tipología estructural de puentes peatonales 36

Figura 5-39 Relación Año de construcción - Tipología estructural de puentes vehiculares....37
Figura 5-40 Relación Año de construcción - Tipología estructural de puentes peatonales....37
Figura 5-41 Relación Año de rehabilitación - Tipología estructural de puentes vehiculares....38
Figura 5-42 Relación Año de rehabilitación - Tipología estructural de puentes peatonales....38
Figura 5-43 Relación Red vital - Tipología estructural de puentes vehiculares....39
Figura 5-44 Relación Red vital - Tipología estructural de puentes peatonales....40
Figura 6-1. Esquema de los modelos de fractura típicos....44
Figura 6-2 Puentes vehiculares seleccionados según su tipología estructural....48
Figura 6-3 Puentes peatonales seleccionados según su tipología estructural....49
Figura 6-4 Toma de datos con Ferroscan....51
Figura 6-5 Toma de muestras de concreto....51
Figura 6-6 Muestras de concreto....51
Figura 6-7 Ensayo de carbonatación....52
Figura 6-8 Ensayo de resistencia a la compresión....52
Figura 7-1 Modelo probabilista de riesgo y sus aplicaciones....58
Figura 7-2 Funciones de vulnerabilidad representativas....64
Figura 7-3 Ilustración conceptual de la prima pura de riesgo (www.ecapra.org)....68
Figura 7-4 Curva de excedencia de pérdida (ilustrativa)....69
Figura 7-5 Curva de pérdidas máximas probables – PML (indicativo)....71
Figura 8-1 Mapa de deformaciones cuaternarias con actividad probable....73
Figura 8-2 Mapa de deformaciones cuaternarias con actividad comprobada....74
Figura 8-3 Proyección fallas en superficie....76
Figura 8-4 Resultados amenaza con catálogo original. Aceleración máxima del terreno, período de retorno: 475 años....78
Figura 8-5 Resultados amenaza con depurado. Aceleración máxima del terreno, período de retorno: 475 años....79
Figura 8-6 Verificación de la completitud del catálogo....80
Figura 8-7 Tasa de excedencia para la falla Cuiza....82
Figura 8-8 Comparación relaciones de atenuación para Mw=6.0....85
Figura 8-9 Aceleración máxima del Terreno para un periodo de retorno de 975 años y periodo estructural de 0 segundos....90
Figura 8-10 Espectro de Amenaza Uniforme para un periodo de retorno de 975 años....91
Figura 8-11 Zonas de Respuesta Sísmica según la MCZSB (Alcaldía Mayor de Bogotá, 2010)....93
Figura 8-12 Zonas de Respuesta Sísmica según Uniandes (2006)....94
Figura 8-13 Modelos de degradación de la Rigidez para diferentes Índices de Plasticidad (IP)....97
Figura 8-14. Modelos de capacidad de amortiguamiento para diferentes índices de plasticidad (IP)....97
Figura 8-15 Modelo de degradación de rigidez para suelos granulares....98
Figura 8-16 Modelo de capacidad de amortiguamiento para suelos granulares....98
Figura 8-17. Ubicación de los Sondeos Seleccionados....101
Figura 8-18 Señal Sísmica de Fuente Activa – A01....103
Figura 8-19 Espectros normalizados señales fuentes activas....104
Figura 8-20 Espectros normalizados señales fuentes subducción....104
Figura 8-21 Espectros de respuesta para la señal A01- Sondeo N33....105
Figura 8-22 Espectros de respuesta para la señal S08 – Sondeo N33....106
Figura 8-23 Espectro de Amplificación para la señal A01 – Sondeo N33....106
Figura 8-24 Espectro de amplificación para la señal S08 – Sondeo N33....107
Figura 8-25 Espectros de amplificación para las señales escaladas a 0.05g....107
Figura 8-26 Espectros de amplificación para las señales escaladas a 0.1g....108
Figura 8-27 Espectros de amplificación para las señales escaladas a 0.2g....108
Figura 8-28 Espectros de amplificación para las señales escaladas a 0.4g....109
Figura 8-29 Espectros de amplificación del suelo para diferentes niveles de intensidad sísmica (Aceleración máxima del terreño)....109

Figura 9-1 Distribución de puentes vehiculares según su tipología estructural....114
Figura 9-2 Distribución de puentes peatonales según su tipología estructural....114
Figura 9-3 Distribución de tipologías vehiculares según el año de construcción del puente....116
Figura 9-4 Distribución de tipologías vehiculares según el número de luces del puente....116
Figura 9-5 Algoritmo de asignación de curvas de vulnerabilidad para puentes vehiculares....118
Figura 9-6 Valor expuesto según tipología estructural....124
Figura 9-7 Modelo de apoyos en estribos....126
Figura 9-8 Modelo de Mander para el concreto....127
Figura 9-9 Modelo de Raynor para el Acero....127
Figura 9-10 Definición del comportamiento del tope sísmico en el modelo....128
Figura 9-11 Definición del comportamiento del elemento longitudinal intermedio....128
Figura 9-12 Definición del comportamiento de cimentación....129
Figura 9-13 Geometría de puentes vehiculares (ilustrativo)....131
Figura 9-14 Geometría de puentes peatonales (ilustrativo)....131
Figura 9-15 Propiedad de los materiales en las tipologías vehiculares....132
Figura 9-16 Masas asignadas a superestructura....133
Figura 9-17 Masas asignadas a los pórticos....133
Figura 9-18 Modo 1 del puente....134
Figura 9-19 Modo 2 del puente....134
Figura 9-20 Pushover representativos....135
Figura 9-21 Algoritmo de generar funciones de vulnerabilidad....136
Figura 9-22 Función de vulnerabilidad para la Tipología 1 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal....137
Figura 9-23 Función de vulnerabilidad para la Tipología 1 con buen diseño sísmico en dirección Transversal....137
Figura 9-24 Función de vulnerabilidad para la Tipología 1 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal....138
Figura 9-25 Función de vulnerabilidad para la Tipología 1 con mal diseño sísmico en dirección Transversal....138
Figura 9-26 Función de vulnerabilidad para la Tipología 2 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal....139
Figura 9-27 Función de vulnerabilidad para la Tipología 2 con buen diseño sísmico en dirección Transversal....139
Figura 9-28 Función de vulnerabilidad para la Tipología 2 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal....140
Figura 9-29 Función de vulnerabilidad para la Tipología 2 con mal diseño sísmico en dirección Transversal....140
Figura 9-30 Función de vulnerabilidad para la Tipología 3 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal....141
Figura 9-31 Función de vulnerabilidad para la Tipología 3 con buen diseño sísmico en dirección Transversal....141
Figura 9-32 Función de vulnerabilidad para la Tipología 3 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal....142
Figura 9-33 Función de vulnerabilidad para la Tipología 3 con mal diseño sísmico en dirección Transversal....142
Figura 9-34 Función de vulnerabilidad para la Tipología 4 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal....143
Figura 9-35 Función de vulnerabilidad para la Tipología 4 con buen diseño sísmico en dirección Transversal....143
Figura 9-36 Función de vulnerabilidad para la Tipología 6 de 1 luz con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal....144

Figura 9-37 Función de vulnerabilidad para la Tipología 6 de 1 luz con buen diseño sísmico en dirección Transversal 144
Figura 9-38 Función de vulnerabilidad para la Tipología 6 de 1 luz con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal 145
Figura 9-39 Función de vulnerabilidad para la Tipología 6 de 1 luz con mal diseño sísmico en dirección Transversal 145
Figura 9-40 Función de vulnerabilidad para la Tipología 9 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal 146
Figura 9-41 Función de vulnerabilidad para la Tipología 9 con buen diseño sísmico en dirección Transversal 146
Figura 9-42 Función de vulnerabilidad para la Tipología 9 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal 147
Figura 9-43 Función de vulnerabilidad para la Tipología 9 con mal diseño sísmico en dirección Transversal 147
Figura 9-44 Función de vulnerabilidad para la Tipología 11 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal 148
Figura 9-45 Función de vulnerabilidad para la Tipología 11 con buen diseño sísmico en dirección Transversal 148
Figura 9-46 Función de vulnerabilidad para la Tipología 11 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal 149
Figura 9-47 Función de vulnerabilidad para la Tipología 11 con mal diseño sísmico en dirección Transversal 149
Figura 9-48 Función de vulnerabilidad para la Tipología 16 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal 150
Figura 9-49 Función de vulnerabilidad para la Tipología 16 con buen diseño sísmico en dirección Transversal 150
Figura 9-50 Función de vulnerabilidad para la Tipología 21 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal 151
Figura 9-51 Función de vulnerabilidad para la Tipología 21 con buen diseño sísmico en dirección Transversal 151
Figura 9-52 Función de vulnerabilidad para la Tipología 27 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal 152
Figura 9-53 Función de vulnerabilidad para la Tipología 27 con buen diseño sísmico en dirección Transversal 152
Figura 9-54 Curva de pérdidas globales PML 155
Figura 9-55 Pérdida Anual Esperada total y promedio por tipo estructural 157
Figura 9-56 Distribución espacial de pérdidas físicas directas (en términos de la pérdida anual esperada)....158
Figura 9-57 Distribución espacial de pérdidas relativas 159
Figura 10-1 Concentración del riesgo por puente.....163
Figura 10-2 Estructura de retención y transferencia 172

LISTADO DE TABLAS

Tabla 5-1 Referencia para documentación entrega por le IDU o recopilada por Uniandes....14
Tabla 5-2 Listado de información disponible....15
Tabla 5-3 Listado de información disponible....16
Tabla 5-4 Cantidad de puentes peatonales y vehiculares por Fase....17
Tabla 6-1 Ensayos de campo y laboratorio realizados a cada puente....42
Tabla 6-2 Criterios de selección de los puentes vehiculares para revisión....46
Tabla 6-3 Criterios de selección de los puentes peatonales para revisión....47
Tabla 6-4 Puentes Seleccionados para ensayos de campo y laboratorio....47
Tabla 6-5 Programación general de ensayos....53
Tabla 6-6 Programación general de ensayos....55
Tabla 6-7 Resumen del análisis de los ensayos de resistencia a la Compresión....56
Tabla 7-1 Base de datos de edificaciones en formato Shape(ilustrativa)....63
Tabla 7-2 Perdidas máximas probables para diferentes periodos de retorno (Ilustrativa)....71
Tabla 8-1 Relaciones de atenuación utilizadas en el Estudio de Amenaza Sísmica de 2009....84
Tabla 8-2 Sondeos Seleccionados de la Base de Datos Geotécnica de Bogotá....99
Tabla 8-3 Señales provenientes de fuentes activas....103
Tabla 8-4 Señales provenientes de fuentes de subducción....103
Tabla 9-1 Clasificación de puentes vehiculares....113
Tabla 9-2 Clasificación de puentes peatonales....113
Tabla 9-3 Listado de atributos de los puentes vehiculares en la base de datos actualizada....119
Tabla 9-4 Clasificación de puentes peatonales....120
Tabla 9-5 Tipologías estructurales representativas para puentes vehiculares....120
Tabla 9-6 Tipologías estructurales representativas para puentes peatonales....121
Tabla 9-7 Componentes susceptibles de daño por tipología....121
Tabla 9-8 Parámetros que controlan el daño en cada componente....122
Tabla 9-9 Costos Unitario para cada componente susceptible....123
Tabla 9-10 Valor de costos de construcción de puentes en la ciudad de Bogotá....123
Tabla 9-11 Principales características geométricas de los modelos realizados....129
Tabla 9-12 Principales componentes estructurales de los modelos realizados....130
Tabla 9-13 Resultados de pérdidas anuales esperadas....154
Tabla 9-14 Pérdidas anuales esperadas de los puentes críticos....155
Tabla 9-15 Perdida anual esperada por tipología estructural....156
Tabla 9-16 Escalas de categorización....158

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO 1 – ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO
ANEXO 2 – ESPECTROS DE AMENAZA Y DE AMPLIFICACIÓN
ANEXO 3 – MODELOS COMPUTACIONALES DE TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES
ANEXO 4 – PRIORIZACIÓN DE PUENTES

1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El Instituto de Desarrollo Urbano ha venido adelantado actividades de consultoría enfocadas a la ejecución de inventarios y diagnósticos de la infraestructura vial, incluyendo la infraestructura de puentes. Es así como el IDU dentro del desarrollo del Proyecto de Servicios Urbanos para Bogotá adelantó los contratos de consultoría IDU-BM-187 del 2006 y IDU-BM-115 del 2009 en los cuales se ejecutaron las Fases I y II del Inventario Geométrico y de Diagnóstico de Puentes para Bogotá D.C.

Con el fin de complementar el inventario geométrico y de diagnóstico de puentes para Bogotá, el IDU ha adelantado visitas de inventario básico a los puentes que no fueron incluidos en los contratos de consultoría IDU-BM-187 del 2006 y IDU-BM-115 del 2009. Este inventario básico se está elaborando desde el año 2014, y hasta la fecha de la suscripción del acta de inicio del presente contrato se tiene la ubicación y georreferenciación de 147 puentes vehiculares y 137 puentes peatonales.

Considerando que los puentes existentes en la ciudad de Bogotá han sido construidos a lo largo de tiempo, con especificaciones de diseño y construcción diferentes, es posible establecer diferentes tipologías estructurales dependiendo de sus características geométricas y estructurales más relevantes. En la consultoría IDU-BM-187 del 2006 y IDU-BM-115 del 2009 se establecieron 15 tipologías estructurales para los puentes vehiculares y 12 tipologías para los puentes peatonales. Partiendo de estas clasificaciones es posible establecer los parámetros sísmicos que permiten determinar las funciones de vulnerabilidad de las tipologías estructurales más comunes en la ciudad de Bogotá, que junto con la amenaza y la exposición, permiten realizar un análisis de riesgo sísmico, estimar las pérdidas probables que permitan desarrollar estrategias para mitigar los daños después de un eventual sismo, y definir mecanismos de financiación del riesgo.

Por otro parte, se han desarrollado varios estudios enfocados a la estimación de pérdidas así como a la evaluación de la vulnerabilidad funcional de los puentes de la Ciudad de Bogotá. En el estudio de microzonificación sísmica de Bogotá (Ingeominas y Uniandes, 1999) se incluyó, además del modelo de amenaza, el estudio Evaluación de la Vulnerabilidad Funcional Urbana de Santa Fe de Bogotá, el cual presenta las estimaciones de las pérdidas esperadas en diferentes sectores o líneas vitales como redes de acueducto, teléfono, energía, gas, entre otras. A su vez, en el estudio de Escenarios de Riesgo Sísmico para Bogotá (CEDERI, 2005), se desarrollaron evaluaciones cualitativas de la vulnerabilidad de esta

infraestructura, con fines de priorización y estrategias de mitigación del riesgo. Por otro lado, Mora et al. (2011) presenta metodologías para la evaluación de relaciones de beneficio - costo probabilistas sobre la reducción del riesgo sísmico en infraestructuras aplicando dicha metodología a diferentes sectores de Bogotá. Adicional a lo anterior, en el año 2007, la Universidad de los Andes desarrolló el proyecto IDU-123-2077 que tiene como fin la adecuación del sistema de instrumentación de puentes de la ciudad y generar una metodología para la estimación del daño en puentes típicos de la ciudad ante la ocurrencia de un evento sísmico importante. Actualmente, el Distrito cuenta con un estudio de la vulnerabilidad de la red vital en Bogotá frente a emergencias sísmicas. (Contrato No. 20121746 Consorcio Red Vial Bogotá).

Los diversos estudios relacionados han sido útiles para recopilar la información básica sobre el inventario de puentes de la ciudad y para realizar unas primeras estimaciones del riesgo sísmico del sistema. Sin embargo se identifican claramente unas deficiencias y debilidades que deben ser resueltas con miras a contar con unas valoraciones más confiable sobre el nivel de riesgo sísmico de los puentes de Bogotá y las posibles estrategias para la gestión de este riesgo.

Ante esta situación, surge la necesidad de llevar a cabo un proyecto que permita avanzar en los siguientes temas específicos:

- Rendir el concepto técnico en relación al análisis de la información suministrada por el IDU y la información recopilada por parte del grupo de ingeniería de la Universidad de los Andes, incluyendo el Inventario Geométrico y Diagnóstico de Puentes para Bogotá D.C y los planos record de los puentes vehiculares y peatonales.
- Llevar a cabo unos ensayos de caracterización de propiedades básicas de materiales y de aspectos geométricos, dimensionales y de detalles en varios puentes cuya estructura principal sea en concreto reforzado y que permita corroborar la información relacionada con las propiedades de los materiales que componen los puentes.
- Plantear y hacer un desarrollo inicial en referencia a una metodología para el análisis de evaluación del riesgo sísmico de los puentes de Bogotá y plantear las posibles opciones relacionadas con asuntos de gestión, mitigación, retención y transferencia del riesgo en casos de escenarios catastróficos generados por eventos sísmicos con posibles consecuencias en la red de puentes de la ciudad de Bogotá.

Este informe presenta entonces resultados de las actividades realizadas en el marco del contrato No. 568 - 2014 entre el IDU y la Universidad de los Andes y relacionados con los

temas anteriores. Claramente la gran limitación de estas evaluaciones es la calidad y completitud en la información disponible, en particular de la base de datos del inventario de puentes de la ciudad. Aunque dentro del proyecto se ha hecho un gran esfuerzo para complementar y mejorar la información, esta labor excede ampliamente el alcance de las actividades previstas. Es por esta razón que, en el marco del presente proyecto, la valoración técnica está basada en la información disponible la cual ha sido suministrada por el IDU y por el trabajo de recolección de información realizado por parte del grupo de ingeniería de la Universidad de los Andes. Si llegare a existir información adicional a la que se reporta en este informe, esta deberá ser analizada con el fin de ver las posibles implicaciones en las recomendaciones finales que se plantean. Los resultados que se presentan reflejan la calidad y completitud de la información disponible hasta el momento lo cual se analiza en detalle en uno de los numerales del informe. Esto se establece claramente en las conclusiones del estudio indicando además la necesidad de llevar a cabo una actualización integral de la información básica de puentes de la ciudad que permita potenciar y aplicar los resultados presentados con miras a una adecuada gestión del riesgo en este importante sector.

2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo principal del proyecto consiste en la evaluación del riesgo sísmico de los puentes peatonales y vehiculares de la ciudad de Bogotá y la definición de las estrategias de gestión del riesgo en Fase I, en Bogotá D.C. El análisis de riesgo se realiza con base en la información existente en el IDU en particular el inventario de puentes de la ciudad.

De acuerdo con lo establecido en los términos de referencia y en la propuesta presentada el alcance del proyecto incluye lo siguiente:

- Identificación y valoración de toda la información suministrada por el IDU y revisión y recopilación por parte de la Universidad de toda la información relacionada que incluye inventarios parciales de puentes disponibles, planos arquitectónicos y estructurales record de puentes vehiculares y peatonales en la carpeta record del IDU y en el Centro de Documentación del IDU, fotografías disponibles y levantadas de sistemas de información geográfica, etc.
- Análisis estadístico para establecer los criterios de selección de las tipologías estructurales más relevantes en la ciudad de Bogotá y de los puentes en concreto reforzado a los cuales se les realizaron ensayos de campo y laboratorio, que permitieron corroborar la información contenida en los planos record en cuento a las propiedades de los materiales de construcción y tener una cuantificación sobre las calidad de los materiales en una muestra aleatoria de puentes de la ciudad.
- Evaluación de la acción sísmica en cada una de las localización de puentes en la ciudad a partir de la selección del periodo del retorno, el cálculo de los espectros de probabilidad uniforme, la adaptación de los espectros a formas espectrales presentadas en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), la Norma Colombiana de diseño de puentes (CCP-14) y en especial los relacionados en la Microzonificación sísmica de Bogotá, identificando el tipo de suelo de los lugares de interés para caracterizar el espectro de respuesta en función del tipo de suelo.
- Establecer, con base en las tipologías estructurales de los puentes de la Ciudad de Bogotá y los escenarios sísmicos definidos, los datos geométricos que representan cada una de las tipologías objeto del presente estudio con el fin de realizar la evaluación del comportamiento sísmico de cada una de estas estructuras, por medio de modelos estructurales en un software especializado. El análisis de las estructuras se realiza a partir del análisis dinámico no lineal, análisis estático no lineal (*push-over)* y análisis que incluyen efectos P-delta.

- Definir los niveles de daño de las tipologías estructurales de los puentes vehiculares y peatonales, y determinar las funciones de costo de reparación y costo de reposición de las tipologías estructurales en función del nivel de daño esperado.
- Elaborar las funciones de vulnerabilidad, de cada una de las tipologías estructurales que representan a los puentes construidos en la ciudad de Bogotá, mediante la modelación para la evaluación de las pérdidas probabilistas de los puentes para escenarios sísmicos específicos y para el conjunto de escenarios, lo cual permite generar resultados de riesgo probabilista para el portafolio de puentes de la ciudad.
- Enunciar los planes de mitigación del riesgo que resulten viables para el portafolio de puentes de la ciudad los cuales deben permitir gestionar eventuales planes de reforzamiento y rehabilitación y estrategias de protección financiera entre otras posibles aplicaciones en gestión del riesgo sísmico.

3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES

A continuación se presenta un listado de términos con sus respectivas definiciones de los conceptos cuyo significado no esté contenido en el texto. Esto se realiza con el fin de tener un entendimiento más completo de los conceptos técnicos que contempla el análisis del riesgo sísmico.

Amenaza sísmica: Fenómeno físico asociado con un sismo, tal como el movimiento fuerte del terreno o la falla del mismo, que tiene el potencial de producir una pérdida.
Amenaza sísmica probabilista: Probabilidad que una amenaza sísmica específica, usualmente un parámetro de movimiento del terreno, exceda un nivel cuantificable en un sitio determinado y durante un tiempo de exposición dado.
Análisis de amenaza sísmica: Cálculo de la amenaza sísmica probabilista para uno o varios lugares que se ilustra usualmente mediante una curva o un mapa de amenaza sísmica.
Atenuación de la respuesta sísmica: Disminución de los parámetros característicos de las señales sísmicas con respecto a la distancia recorrida por las ondas sísmicas entre el foco y el punto de análisis.
Capinado: Proceso de nivelación de las bases de una muestra de concreto por medio de una capa de azufre.
Curva de amenaza sísmica: Gráfico de la amenaza sísmica probabilista, usualmente especificada en términos de una probabilidad anual de excedencia, o de un período de retorno versus un parámetro específico de movimiento del terreno para un sitio dado.
Escenario estocástico: Escenario no determinista determinado por las acciones predecibles del proceso y los elementos aleatorios del sistema.
Espectro de amenaza uniforme: Espectro de respuesta cuyas amplitudes representan un nivel uniforme de amenaza sísmica probabilística en todos los períodos o frecuencias.
Espectro de diseño: Conjunto de curvas utilizadas en el diseño de obras de ingeniería que relacionan la aceleración, la velocidad y el desplazamiento de la masa en vibración con el período de vibración y el amortiguamiento del sistema compuesto por la masa, el vibrador y el amortiguador. En general relacionan la aceleración absoluta, la velocidad relativa y el desplazamiento relativo con el período.
Espectro de respuesta: Respuesta máxima a un acelerograma de un grupo de sistemas amortiguados de un solo grado de libertad, que se gráfica en función del período o de la frecuencia natural no amortiguada del sistema.
Fuentes corticales: Son los sismos que se originan a profundidades mínimas de 5Km y máximas de 50Km. Estas distancias fueron definidas en el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009.

Fuentes profundas: Son los sismos que se originan a una profundidad mayor a 50Km. Estas distancias fueron definidas en el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009.

Fuentes sismogénicas: Proceso de interacción entre las placas tectónicas o fallas en un área de interés en específico.

Funciones de fragilidad: Probabilidad de daño de cada uno de los estados de daño definidos para cada componente susceptible de una estructura dependiente de algún parámetro de demanda sísmica.

Funciones de vulnerabilidad: Daño asociado (en términos de pérdidas físicas y/o humanas) a una estructura dependiente de una intensidad sísmica.

Ley de atenuación: Ley que define el comportamiento de un parámetro descriptivo del movimiento producido por el sismo en función de la distancia a la fuente de liberación de la energía del mismo.

Mapa de amenaza sísmica: Mapa que muestra contornos de un parámetro específico de movimiento del terreno para una amenaza sísmica probabilista o un período de retorno.

Mapa de zonificación sísmica: Mapa usado en los códigos de edificaciones para identificar áreas con requerimientos de diseño sísmico uniformes.

Mecanismo focal: Representación de las posibles formas de ruptura que originan un sismo y configuración de los esfuerzos tectónicos en la zona de interés.

Modelo de fibras: Modelación de las propiedades de las secciones compuestas de materiales, considerando aumento de la resistencia con respecto al confinamiento del concreto.

Refrentado: Proceso general de nivelación de las bases de una muestra de concreto.

Rótula plástica: Describe la deformación asociada a un estado de plastificación del elemento estudiado. En ingeniería sísmica, se relaciona a una disipación de energía por medio de rotación plástica del elemento.

Sismos históricos: Para el contexto local, se entienden como sismos históricos todos los eventos registrados ocurridos entre 1566 y 1922, fechas entre las cuales está el primer registro de un evento sísmico en territorio colombiano (Popayán) y la puesta en funcionamiento del primer sismógrafo en el país.

Subestructura: Parte del puente que recibe las cargas de la superestructura (ver abajo) y las trasmite a las fundaciones.

Superestructura: Parte del puente que recibe directamente la carga viva (automóviles, camiones, trenes, entre otros).

Probabilidad de excedencia: Probabilidad de que un nivel específico de amenaza o riesgo sísmico sea excedido en un lugar o región durante un lapso de tiempo determinado.

Zona sísmica: Región en la cual los requisitos de diseño sismo resistente de obras de ingeniería son uniformes.

4 ESTADO DEL ARTE

A continuación se presente un breve resumen del estado del arte de los temas que se relacionan con la evaluación del riesgo sísmico de puentes.

4.1 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA PROBABILISTA

La amenaza sísmica en términos probabilistas (para un sitio en específico) puede representarse por medio de algún parámetro de intensidad sísmica determinado (aceleración pico horizontal del terreno, aceleraciones espectrales, velocidad máxima del terreno o cualquier otra) que puede verse excedido con una probabilidad determinada en un lapso de tiempo dado (Kramer, 1996). Esta evaluación se realiza mediante distribuciones de probabilidad de las magnitudes en cada una de las fuentes, de las posibles ubicaciones de sismos a lo largo de la fuente y de la predicción del parámetro de atenuación en la respuesta sísmica. El proceso se lleva a cabo mediante cuatro etapas:

a) Identificar y caracterizar la geometría, la distribución de probabilidad de ocurrencia de rupturas y la recurrencia de magnitudes para cada una de las fuentes sísmicas.
b) Desarrollar una distribución de ocurrencias de eventos sísmicos para cada fuente utilizando una relación de recurrencias.
c) Determinar el valor de los parámetros de intensidad sísmica en el sitio de interés para terremotos de cualquier magnitud posible, que ocurran en cualquier ubicación de acuerdo con la geometría de cada una de las fuentes sísmicas identificadas. La estimación de los parámetros de movimiento debe incluir los efectos de sitio.
d) Combinar las incertidumbres en la ubicación de los eventos sísmicos y en la predicción de los parámetros de intensidad sísmica para obtener la probabilidad de que el parámetro de intensidad sísmica de interés sea excedido en un lapso de tiempo determinado.

Hazus (FEMA, 2003) o el CRISIS 2007 (Ordaz et al., 2007) emplean modelos de análisis de amenaza probabilista que permiten la generación de mapas de diferentes parámetros de intensidad sísmica de análisis para un conjunto de eventos que representan todas las posibles ubicaciones y combinaciones de magnitudes en la zona de influencia. Cada parámetro de intensidad se caracteriza por el valor medio y una medida de dispersión. Cada escenario estocástico tiene asociada una frecuencia anual o probabilidad de ocurrencia.

4.2 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE PUENTES

4.2.1 Modelos de Análisis

La modelación computacional de análisis se realiza a partir de modelos tridimensionales de componentes estructurales incluyendo la no-linealidad geométrica y del material, la cimentación y los efectos de interacción dinámica suelo-estructura según sea necesario. Nielson (2005) en su tesis doctoral, propone una modelación tridimensional paramétrica para poder obtener las demandas sísmicas de puentes representativos del centro y sudeste de los Estados Unidos. A partir de un análisis de las tipologías y características típicas de las mismas, se propone una parametrización de elementos claves de los puentes (número de luces, continuidad en los apoyos, configuración de columnas, características de estribos, entre otras). De esta forma se obtienen configuraciones típicas y representativas para el 88% de los puentes en la zona analizada. Los modelos analizados contemplan el comportamiento transversal y longitudinal de los estribos, juntas de dilatación, apoyos elásticos e interacción suelo-estructura. La no linealidad de las columnas se considera por medio de un modelo de fibras y las consideraciones geométricas que presenta la superestructura (Figura 4-1).

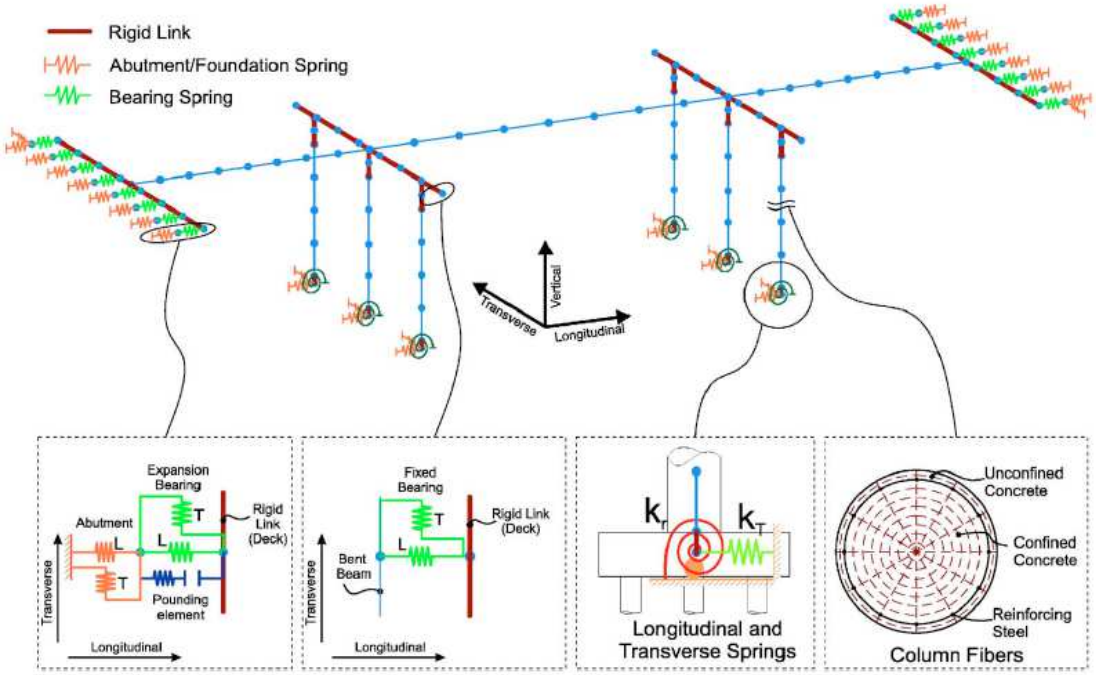


Figura 4-1 Modelación no-lineal de puentes típicos

4.2.2 Selección de Señales Sísmicas de Análisis

Dentro de las metodologías para modificar las señales de análisis, las más utilizadas son el escalamiento directo de las señales y el ajuste a la respuesta espectral (Shome el at., 1998). En la primera sólo se modifica la amplitud de la señal, manteniendo las demás características de la señal, correspondientes al mecanismo focal, efectos de propagación de onda y las características no estacionarias del movimiento del terreno. En la segunda, se modifica la amplitud de la señal para ajustar al espectro de respuesta de ésta a un espectro predeterminado de manera específica en el rango de períodos estructurales de interés. A pesar de que estas modificaciones llevan, en general, a señales no realistas (Bommer & Acevedo, 2004), los métodos de ajuste espectral utilizando "wavelets" en el dominio del tiempo pueden resultar en señales realistas que conservan las características no estacionarias de la señal original (Hancock et al., 2006). Nuevos métodos han sido propuestos para escalar las señales con base en los análisis de capacidad modales no lineales (Kalkan & Chopra, 2009) o el escalamiento de dos componentes simultáneas para el análisis tridimensional de edificaciones (Reyes & Chopra, 2010). También normas como la ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), Eurocódigo-8 (CEN, 2004) o NSR-10 (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de Colombia, 2010) traen recomendaciones específicas para la selección de señales sísmicas y su ajuste a la aceleración espectral para el primer modo de la edificación bajo estudio, para efectos de llevar a cabo análisis de respuesta dinámica no lineal de estructuras.

4.3 ESTIMACIÓN DE DAÑOS Y PÉRDIDAS

La estimación de daños y pérdidas tiene en cuenta la selección de los elementos susceptibles de cada puente, una asignación de estados de daño para cada uno y una posterior asignación de valores de reparación para cada nivel de daño especificado.

Una de las formas más comunes para representar analíticamente los daños en estructuras es a través de las funciones de fragilidad. En éstas, cada uno de los estados de daño principales se representa mediante una función de probabilidad acumulada (Nielson, 2007). Esta investigación propone una forma de ensamblar funciones de vulnerabilidad a partir de los parámetros de demanda y capacidad de cada componente considerado como susceptible en el análisis de cada puente. Las funciones de fragilidad se pueden elaborar de la siguiente forma:

$$P[D > C] = \Phi\left[\frac{ln(S_d/S_c}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}}\right] \qquad \text{(Ec. 3-1)}$$

Donde, *Sd* corresponde a la mediana de demanda, *Sc* la mediana de capacidad, β las dispersiones y Φ la curva de distribución acumulada.

Paralelamente, existen varias metodologías para la generación de curvas de fragilidad para puentes típicos considerando la contribución de los componentes principales del mismo. Algunos de estos componentes son las columnas, pilares, estribos, entre otros. Mediante herramientas probabilistas, se estima la fragilidad para un puente cuya configuración y construcción son típicas del centro y sureste de los Estados Unidos. El estudio muestra que el puente considerado como un sistema es más frágil que cualquiera de los componentes individuales analizados, considerando que las columnas representen la totalidad del sistema se puede llegar a diferencias considerables en estados de daño avanzados. Esto indica que a la hora de generar curvas de fragilidad se deben tener en cuenta la mayor cantidad de componentes existentes (Nielson & DesRoches, 2006; Choi & Jeon, 2003).

En el contexto nacional, existen estudios que desarrollan una metodología para la evaluación del estado de los puentes existentes. Se analizan elementos claves para la toma de decisiones con respecto a la priorización de la inversión para el mantenimiento, rehabilitación y/o sustitución. Como objetivos específicos se tienen: identificación de las variables que intervienen en la evaluación del estado de los puentes y su correspondiente peso, creación de la herramienta computacional que permita interrelacionar las diferentes variables, y validación de la metodología mediante la evaluación de puentes existente en el departamento de Cundinamarca (Parra, Alonso & Muñoz, 2011).

The Manual for Bridge Evaluation, está enfocado a la evaluación general de puentes incluyendo el estado, mantenimiento y capacidad de carga. También incluye información relevante a tener en cuenta para la inspección visual y especial de puentes. Los procedimientos de inspección están reglamentados por los sistemas de administración de puentes como el SIPUCOL y las normas (NBIS) the National Bridge Inspection Standards. El manual también incluye ejemplos de aplicación y procedimientos detallados para ensayos de materiales, evaluación de fatiga y ensayos no destructivos (AASHTO, 2011).

Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1- Bridges presenta una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad de puentes, y propone reforzamientos y medidas de mitigación de acuerdo a los resultados obtenidos. También incluye otras estructuras viales como taludes, túneles y pavimentos. El manual incluye un procedimiento de evaluación para priorizar los puentes que necesitan una eventual repotenciación, posteriormente, plantea una metodología para evaluar la capacidad del puente estableciendo un nivel de desempeño y amenaza con el fin de evaluar la efectividad de diferentes

alternativas de repotenciación (costo e instalación). Finalmente ofrece alternativas de rehabilitación para periodos de retorno preestablecidos. Es importante considerar que este manual considera luces máximas de 150m y establece el nivel de desempeño a partir del periodo de retorno, la importancia del puente y la vida útil remanente (FHWA,2006).

4.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL RIESGO SÍSMICO

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) de los Estados Unidos desarrolla la metodología para el análisis del riesgo Hazus MH (FEMA, 1999). Esta herramienta metodológica surge como una necesidad por parte de los planificadores y especialistas en la atención de los efectos generados por los desastres naturales. La metodología Hazus pretende capturar pérdidas económicas globales. La representación de la amenaza se realiza mediante información probabilista y escenarios estocásticos. Por otro lado, mediante un análisis no lineal simplificado (usando el espectro de demanda sísmica y la curva de capacidad de la edificación) se establece el punto de comportamiento en términos del parámetro sísmico seleccionado. El daño se estima mediante funciones de fragilidad para diferentes estados de daño en elementos estructurales, no estructurales y contenidos cuyos parámetros de intensidad pueden ser la aceleración máxima de piso o la deriva máxima de entrepiso. Para la determinación de los parámetros de demanda se utiliza el método del espectro de capacidad.

El proyecto RISK-UE (2013) desarrollado en la Unión Europea pretende integrar metodologías para estimar escenarios de riesgo sísmico en las ciudades europeas. De manera específica, RISK-UE adoptó dos metodologías para estimar el daño sísmico esperado en edificios, las cuales se identificaron con los nombres LM1 y LM2. En la metodología LM1 o de nivel 1, el peligro sísmico se define mediante los grados de intensidades de la escala macro-sísmica EMS-98 y la vulnerabilidad sísmica de los edificios se expresa principalmente mediante el índice de vulnerabilidad total. En la metodología LM2 o de nivel 2, el peligro sísmico se expresa en términos de espectros de respuesta lineal con un amortiguamiento del 5%, la vulnerabilidad sísmica de los edificios tipo se expresa mediante curvas de fragilidad y el cálculo de las pérdidas se realiza con los espectros de capacidad. La metodología propone que para estimar las probabilidades de que se presenten cada uno de los 5 estados de daño que se definen (0-Nulo; 1-Ligero; 2-Moderado; 3-Substancial a fuerte; 4-Muy fuerte; 5-Destrucción), en los edificios de una zona urbana, será necesario: a) clasificar a cada edificio dentro de una tipología estructural; b) estimar el índice de vulnerabilidad total de cada edificio; c) estimar la intensidad sísmica que afectará a cada uno de los edificios y; d) calcular la distribución de daño a partir del índice de vulnerabilidad total de cada edificio, y de la intensidad sísmica que se estimó, afectará a cada edificio.

Por iniciativa del Banco Mundial y del Banco Interamericano de Desarrollo – BID, en el año 2008 se publica la metodología CAPRA- Central America Probabilistic Risk Assessment (ERN-AL, 2011; Yamin et al., 2013). Se trata de una plataforma multi-amenaza para la estimación del riesgo probabilista. La amenaza sísmica se representa mediante mapas de diferentes parámetros de intensidad sísmica para un amplio conjunto de escenarios estocásticos. Se conforman bases de datos georreferenciadas de las edificaciones expuestas, cada una de las cuales se caracteriza con el valor de reposición y una función de vulnerabilidad específica en términos de cualquiera de los parámetros de intensidad sísmica definidos (aceleración pico del terreno, aceleraciones espectrales, derivas de entrepiso espectrales o cualquier otra). Finalmente, el análisis de riesgo se lleva a cabo mediante la determinación de la función de probabilidad del daño con base en las curvas de vulnerabilidad predefinidas. La integración probabilista de resultados permite estimar las pérdidas anuales esperadas, las pérdidas máximas probables y las pérdidas esperadas para escenarios deterministas.

Para el presente caso, considerando la versatilidad y disponibilidad de la herramienta y la experiencia adquirida en proyectos recientes por parte de Uniandes, se ha seleccionado la plataforma CAPRA para efectos de llevar a cabo los análisis de riesgo de los puentes de la ciudad.

5 REVISIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN DISPONIBLE

5.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE Y ANÁLISIS

5.1.1 Generalidades

El presente informe se basa en la información suministrada por el IDU que se relaciona a continuación y en la información complementaria recolectada por la el grupo de ingeniería de la Universidad de los Andes dentro del alcance del presente proyecto. Con el fin de organizar la información disponible, esta se ha catalogado de acuerdo con el tipo de documento o contrato de consultoría entregado por el Instituto de Desarrollo Urbano o consultado por la Universidad.

La Tabla 5-1 indica la documentación entregada o recopilada, y su referencia correspondiente. La información disponible se reporta en la Tabla 5-2. Dado que cada una de las referencias que se presentan en la tabla incluye un listado extenso de documentos, en el resto del presente informe se hace referencia a la primera columna de la Tabla 5-1.

Tabla 5-1 Referencia para documentación entrega por le IDU o recopilada por Uniandes

Referencia	Dimensiones de análisis
RVE - 1	Red vital de emergencia de Bogotá D. C.
SHP - 1	Shape y base de datos de los puentes inventariados en Fase I, Fase II y Fase III (inspección básica) del inventario y diagnóstico de los puentes de la ciudad de Bogotá D. C.
PFI - 1	Consultoría IDU-BM-187 del 2006; Fase I del inventario y diagnóstico de los puentes de la ciudad de Bogotá D. C.
PFII - 1	Consultoría IDU-BM-115 del 2009; Fase II del inventario y diagnóstico de los puentes de la ciudad de Bogotá D. C.
IBP - 1	Inventario básico de puentes; Fase III del inventario y diagnóstico de los puentes de la ciudad de Bogotá D. C.
DTAI - 1	Informes de inspección de puentes – Inventario Básico
PCR - 1	Planos record en dwg de puentes vehiculares y peatonales de la Carpeta Record del IDU
PCD - 1	Planos record en pdf de puentes vehiculares y peatonales del Centro de Documentación del IDU

Tabla 5-2 Listado de información disponible

Ref.	Descripción del Contenido	Fecha	Formato	Comentarios
RVE - 1	Informe ejecutivo de la red vital de emergencia de la ciudad de Bogotá D.C	16-09-2015	pdf	
RVE - 1	Mapa de propuestas de vías alternas para asegurar la funcionalidad de la red vial vital	16-09-2015	pdf	
RVE - 1	Mapa de la red vital de la ciudad de Bogotá D.C	16-09-2015	pdf	
SHP - 1	Shape de Bogotá D.C con puentes vehiculares, peatonales y sin inventariar	08-09-2015	shp	
SHP - 1	Base de datos de puentes vehiculares y peatonales	08-09-2015	mdb	
SHP - 1	Shape de Bogotá D.C con puentes vehiculares y peatonales	08-09-2015	shp	
SHP - 1	Inventario de elementos geo-referenciados en la base de datos de puentes vehiculares y peatonales	09-09-2015	pdf	
SHP - 1	Matriz de elementos geo-referenciados en la base de datos de puentes vehiculares y peatonales	09-09-2015	pdf	
SHP - 1	Diccionario de atributos contenidos en la base de datos de puentes vehiculares y peatonales	09-09-2015	xlsx	
PFI - 1	Fichas técnicas de 170 puentes peatonales y 171 puentes vehiculares	29-10-2015	xlsx y dwg	Contiene un archivo en Excel y un plano por cada puente
PFI - 1	Análisis de los resultados obtenidos en la Fase I del inventario y diagnóstico de puentes los puentes de Bogotá D.C	29-10-2015	xlsx, doc y ppt	8 archivos en Excel, un archvo de Word y una presentación en pp
PFI - 1	Metodologías y procedimientos de elaboración del inventario y diagnóstico de puentes los puentes de Bogotá D.C	16-09-2015	xlax y pdf	4 archivos de Excel, 8 archivos de pdf y seis carpetas con anexos
PFI - 1	Formatos de inspección de 170 puentes peatonales y 171 puentes vehiculares	16-09-2015	pdf	341 archivos en pdf
PFI - 1	Registro fotográfico de 339 puentes	16-09-2015	jpg	339 carpetas con archivos jpg
PFII - 1	Fichas técnicas de 102 puentes peatonales y 118 puentes vehiculares	16-09-2015	xlax	
PFII - 1	Información de los elementos que componen cada puente inventariado	16-09-2015	xlax y dwg	
PFII - 1	Informe final del contrato IDU-BM-115 del 2009; que incluye metodología de inventario y diagnóstico de puentes	16-09-2015	xlax, doc y dwg	
IBP - 1	Esquema de rutas para visitas de inspección de puentes sin inventariar	29-10-2015	pdf	Esquemas de rutas para 75 puentes
IBP - 1	Fichas de inventario básico de puentes con registro fotográfico de cada puente	29-10-2015	pdf y jpg	Contiene 12 carpetas
IBP - 1	Informes técnicos de inspección visual de puentes peatonales y vehiculares	08-09-2015	pdf	Contiene informes de 393 puentes
PCR - 1	Planos record de puentes vehiculares y peatonales	29-10-2015	dwg	
PCD - 1	Planos record de puentes vehiculares y peatonales	29-10-2015	pdf	

5.1.2 Inventario geométrico y análisis de la información

A partir de los inventarios adelantados en las consultorías IDU-BM-187 del 2006 y IDU-BM-115 del 2009 el Instituto de Desarrollo Urbano desarrollo una base de datos de georreferenciación de los puentes de la Ciudad de Bogotá, con información geométrica básica, ubicación, y estado de cada uno de los puentes inventariados.

Cabe aclarar que al revisar las fichas técnicas elaboradas en cada consultoría, se pueden identificar componentes geométricos detallados que no están contenidos en la base de datos. Por lo que se puede deducir que es posible complementar la base de georreferenciación de puentes de Bogotá.

Para el desarrollo del proyecto se toma como punto de partida la base de georreferencias de puentes del IDU (Ver referencias RVE-1, SHAP-1, PFI-1, PFII-1 y DTAI-1), de tal manera que es importante establecer los componente individuales de cada puente que pueden ser relevantes para la posterior elaboración de una base de datos de exposición.

A continuación se realiza un análisis estadístico de los componentes de la base de georreferenciación del IDU, que el equipo de trabajo de la Universidad de los Andes considera importantes en la elaboración de la base de datos de exposición.

5.1.2.1 *Clasificación general de puentes*

La base de datos (SHP -1) contiene una clasificación general de los puentes según su funcionalidad y ubicación como se presenta a continuación:

Tabla 5-3 Listado de información disponible

No.	TIPO DE PUENTE	
1	PVE	Puente vehicular sobre vías principales
2	PPE	Puente peatonal sobre vías principales
3	PVC	Puente vehicular sobre cuerpos de agua
4	PPC	Puente peatonal sobre cuerpos de agua

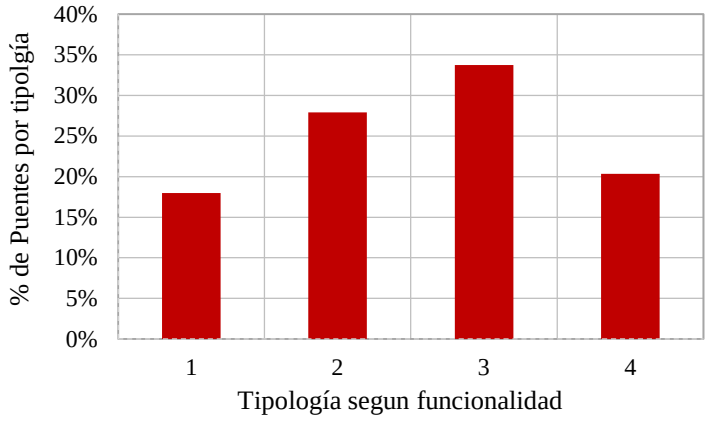


Figura 5-1 Clasificación de puentes según su funcionalidad y ubicación

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes - IDU

De acuerdo con la Figura 5-1, el 34% de los puentes inventariados en la base de datos (845 puentes) corresponden a puentes vehiculares sobre cuerpos de agua, seguido por los puentes peatonales sobre vías principales con 28%, puentes peatonales sobre cuerpos de agua con 20% y puentes vehiculares sobre principales con 18%.

La Figura 5-1 contiene información de los puentes inventariados en la Fase I, Fase II y Fase III del inventario geométrico y diagnóstico de puentes de Bogotá, como se muestra a continuación.

Tabla 5-4 Cantidad de puentes peatonales y vehiculares por Fase

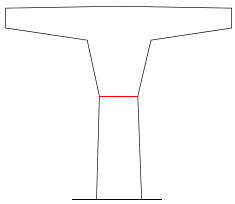
FASE	Puentes Peatonales	Puentes Vehiculares
I	170	171
II	102	118
III	137	147
Total	409	436

Es importante aclarar que la Fase III no contiene información en la base de datos que nos permita identificar la tipología estructural y características geométricas relevantes de cada puente. Por esta razón en el análisis de la base de datos entregada por IDU solo se tendrán en cuenta los puentes inventariados durante la Fase I y Fase II, es decir 289 puentes vehiculares y 272 puentes peatonales.

5.1.2.2 *Clasificación de puentes vehiculares – Fase I y II según su tipología estructural*

Con el fin de identificar las tipologías asignadas a los puentes en la Fase I y Fase II del inventario y diagnóstico de puentes de Bogotá D.C (ver Tabla 5-2), a continuación se presenta una descripción de las tipologías estructurales de puentes vehiculares, relacionadas en la base de datos del IDU.

1. **Puentes monolíticos de infraestructura tipo péndulo:** puente en el cual la superestructura está ligada a la infraestructura de tal forma que se transmiten todos los esfuerzos y el conjunto súper e infra se comportan como un solo elemento. La continuidad estructural hace que los esfuerzos que se generan en la losa y las vigas se transmitan a la infraestructura. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre vigas metálicas o de concreto reforzado o pre-esforzado. La losa hace parte integral con la viga mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante. Generalmente son vigas cajón continuas (viga dorsal) con refuerzo para momentos negativos en los apoyos. La viga está fundida integralmente con la columna para dar continuidad a la estructura.



(a) Sección transversal

(b) Sección longitudinal

Figura 5-2 Puente monolítico de infraestructura tipo péndulo

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

2. **Puentes monolítico de infraestructura tipo pórtico:** este puente tiene la infraestructura constituida por pórticos planos de concreto reforzado de sección constante o variable con dos o más columnas. Las columnas se unen mediante la viga cabezal. La superestructura generalmente está compuesta por una placa superior apoyada sobre vigas metálicas o de concreto reforzado o preesforzado. Hay continuidad entre ellas y los pórticos. La placa

hace parte integral con las vigas mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante entre la losa y las vigas.

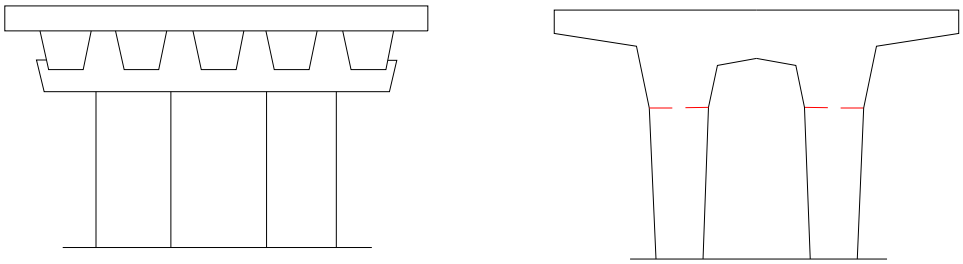


Figura 5-3 Puente monolítico de infraestructura tipo pórtico
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

3. **Puentes monolítico de infraestructura tipo pantalla:** es un puente en el cual la infraestructura está constituida por pantallas planas de concreto de sección constante o variable en la cual la viga cabezal es monolítica con la pantalla de apoyo. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre vigas metálicas o de concreto reforzado o preesforzado. Hay continuidad entre ellos y la pantalla. La losa hace parte integral con las vigas mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante.

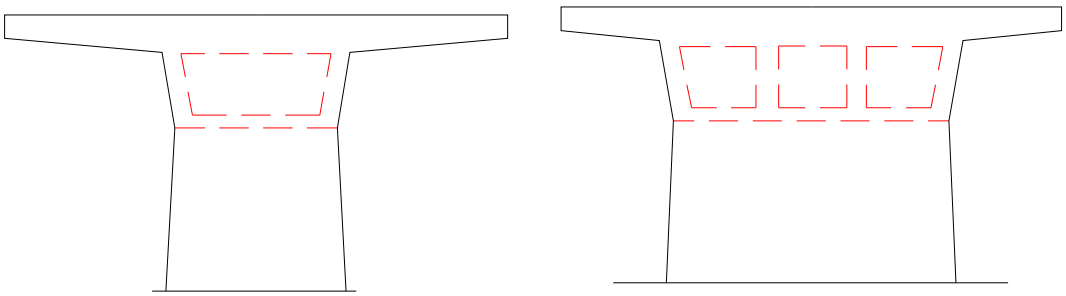


Figura 5-4 Puente monolítico de infraestructura tipo pantalla
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

4. **Puente no monolítico, infraestructura tipo péndulo con superestructura isostática en viga cajón:** no existe continuidad entre la superestructura e infraestructura, en consecuencia no existe transmisión de esfuerzos o momentos entre estos elementos. La superestructura es isostática o estáticamente determinada. En este tipo de estructuras las vigas están unidas a la viga cabezal con un apoyo de segundo grado en un extremo y en el otro de primer grado. La infraestructura tipo péndulo está constituida por una columna de sección constante o variable en cada apoyo. La viga cabezal es monolítica con la

columna, en algunos casos no posee viga cabezal y la viga longitudinal descansa directamente sobre la columna. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre viga metálica o de concreto reforzado o preesforzado. No hay continuidad entre ella y la infraestructura. La losa hace parte integral con la viga mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante.

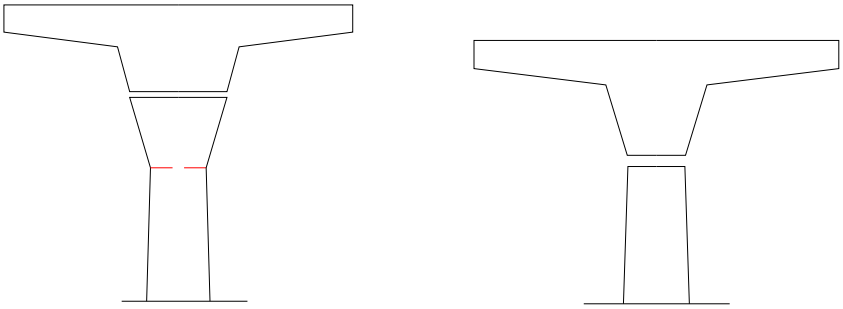


Figura 5-5 Puente no monolítico de infraestructura tipo péndulo con superestructura isostática en viga cajón

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

5. **Puente no monolítico, infraestructura tipo péndulo con superestructura isostática con viga más placa:** la infraestructura está constituida por una columna en cada apoyo de sección constante o variable. La viga cabezal es monolítica con la columna. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre vigas metálicas o de concreto reforzado o pre-esforzado. No hay continuidad entre ellos y la infraestructura. La losa hace parte integral con las vigas mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante. Las vigas están unidas a la viga cabezal con un apoyo de segundo grado en un extremo y en el otro de primer grado.

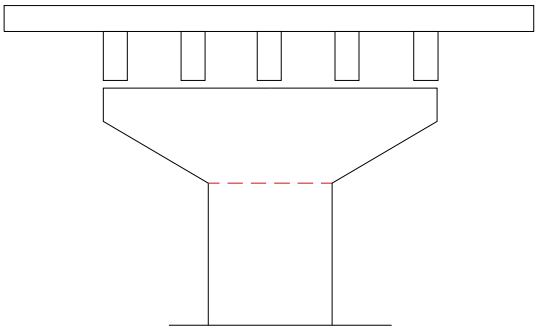


Figura 5-6 Puente no monolítico de infraestructura tipo péndulo con superestructura isostática con viga más placa

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

6. **Puente no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga más placa:** la infraestructura está constituida por pórticos planos de concreto reforzado de sección constante o variable, con dos o más columnas. La viga cabezal es integral con las columnas del pórtico. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre vigas metálicas o de concreto reforzado o preesforzado. No hay continuidad entre ellos y la infraestructura. La losa hace parte integral con las vigas mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante. Las vigas están simplemente apoyadas sobre la viga cabezal. Las vigas están unidas a la viga cabezal con un apoyo de segundo grado en un extremo y en el otro de primer grado.

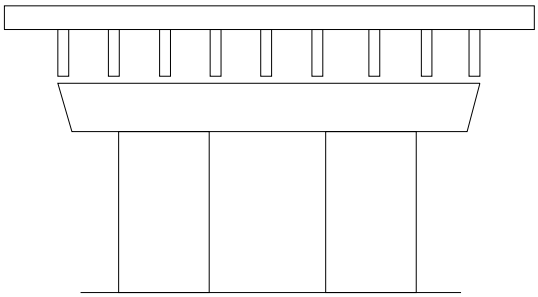


Figura 5-7 Puente no monolítico de infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga más placa

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

7. **Puente no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga cajón:** la infraestructura está constituida por pórticos planos de concreto reforzado de sección constante o variable con dos o más columnas. La viga cabezal hace parte integral con las columnas del pórtico. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre vigas cajón metálicas o de concreto reforzado o preesforzado. No hay continuidad entre ellos y la infraestructura. La losa hace parte integral de las vigas mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante. Las vigas cajón están simplemente apoyadas sobre la viga cabezal. Las vigas están unidas a la viga cabezal con un apoyo de segundo grado en un extremo y en otro de primer grado.

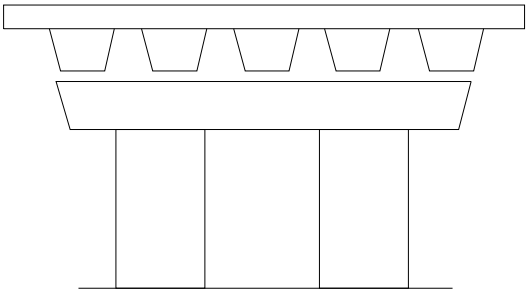


Figura 5-8 Puente no monolítico de infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga cajón

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

8. **Puente no monolítico, infraestructura tipo pantalla con superestructura isostática con viga cajón:** la infraestructura está constituida por pantallas planas de concreto reforzado de sección constante o variable. La viga cabezal es monolítica con la pantalla. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre vigas cajón metálicas o de concreto reforzado o preesforzado. No hay continuidad entre ellos y la Infraestructura. La losa hace parte integral con las vigas mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante. Las vigas cajón están simplemente apoyadas sobre la viga cabezal. Las vigas están unidas a la viga cabezal con un apoyo de segundo grado en un extremo y en otro de primer grado.

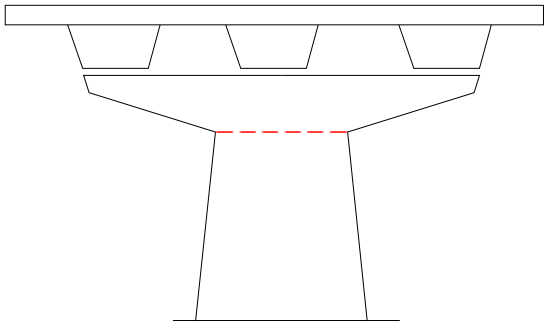


Figura 5-9 Puente no monolítico de infraestructura tipo pantalla con superestructura isostática con viga cajón

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

9. **Puente no monolítico, infraestructura tipo pantalla con superestructura isostática con viga más losa:** la infraestructura está constituida por pantallas planas de concreto reforzado de sección constante o variable. La viga cabezal es monolítica con la pantalla. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre vigas metálicas o de concreto reforzado o preesforzado. No hay continuidad entre ellos y la Infraestructura. La losa hace parte integral con las vigas mediante algún sistema

compuesto con conectores de cortante. Las vigas están simplemente apoyadas sobre la viga cabezal. Las vigas están unidas a la viga cabezal con un apoyo de segundo grado en un extremo y en otro de primer grado.

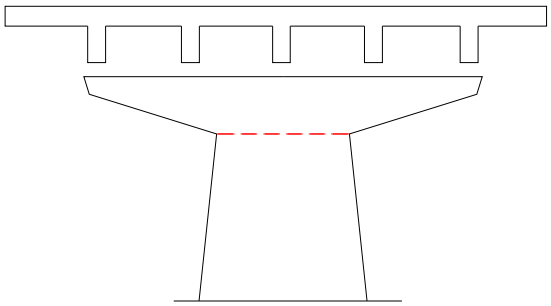


Figura 5-10 Puente no monolítico de infraestructura tipo pantalla con superestructura isostática con viga más losa

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

10. **Puente no monolítico, infraestructura tipo péndulo con superestructura hiperestática con viga cajón:** la infraestructura está constituida por una columna de sección constante o variable en cada apoyo. La viga cabezal es monolítica con la columna, en algunos casos no posee viga cabezal y la viga longitudinal descansa directamente sobre la columna. La superestructura generalmente está compuesta por la placa superior apoyada sobre vigas metálicas o de concreto reforzado o preesforzado. No hay continuidad entre ellos y la Infraestructura. La losa hace parte integral con las vigas mediante algún sistema compuesto con conectores de cortante. La viga es continua e hiperestática y no existen juntas, eventualmente pueden ocurrir que el puente posea alguna junta entre tramos hiperestáticos, pero en general se considera como puente hiperestático.

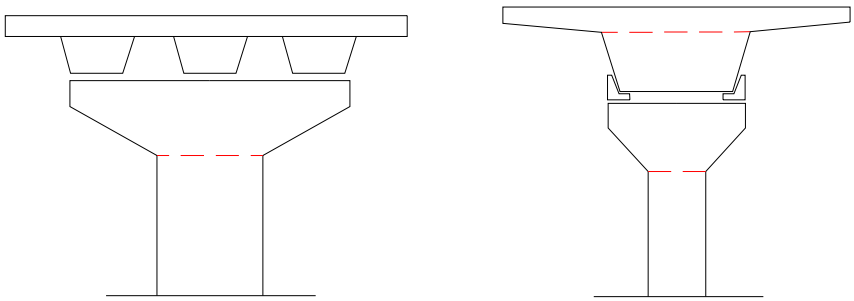


Figura 5-11 Puente no monolítico de infraestructura tipo péndulo con superestructura hiperestática con viga cajón

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

11. **Puente no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura hiperestática con viga cajón:** la infraestructura está constituida por pórticos planos de concreto reforzado de sección constante o variable con dos o más columnas. Las columnas se unen mediante la viga cabezal. La superestructura generalmente es de concreto reforzado, preesforzado o vigas metálicas con losa de concreto. La superestructura no es continua con las columnas. Las vigas son continuas e hiperestáticas. La placa superior no tiene juntas en los apoyos.

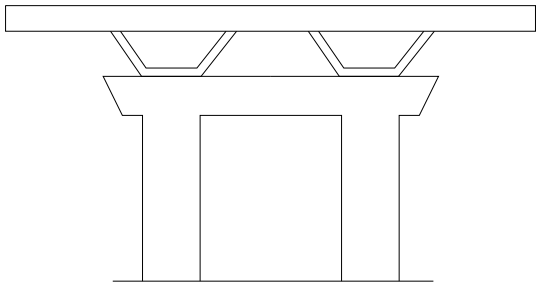


Figura 5-12 Puente no monolítico de infraestructura tipo pórtico con superestructura hiperestática con viga cajón

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

12. **Puente no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura hiperestática con otros sistemas diferentes a la viga cajón:** la infraestructura está constituida por pórticos planos de concreto reforzado de sección constante o variable, con dos o más columnas. La viga cabezal es monolítica con las columnas del pórtico. La superestructura puede ser de concreto reforzado, preesforzado o vigas metálicas con losa de concreto. La superestructura es independiente de la infraestructura, la superestructura es continua e hiperestática. Se trata de cualquier otro sistema Hiperestático diferente a las vigas cajón.

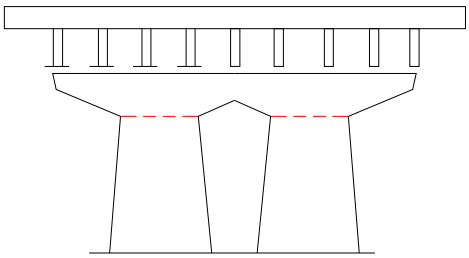


Figura 5-13 Puente no monolítico de infraestructura tipo pórtico con superestructura hiperestática con otros sistemas diferentes a la viga cajón

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

13. **Puente no monolítico, infraestructura tipo pantalla con superestructura hiperestática con viga cajón:** la infraestructura está constituida por pantallas planas de concreto reforzado de sección constante o variable. La viga cabezal es monolítica con la pantalla. La superestructura puede ser de concreto reforzado, preesforzado o vigas metálicas con losa de concreto. Las vigas cajón con continuas e hiperestáticas.

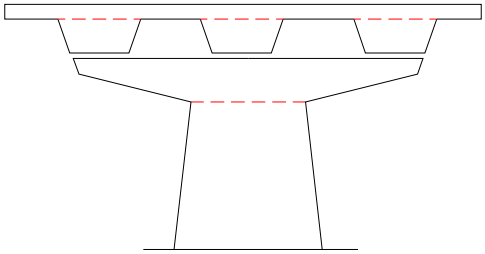


Figura 5-14 Puente no monolítico de infraestructura tipo pantalla con superestructura hiperestática con viga cajón

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

14. **Puente no monolítico, infraestructura tipo pantalla con superestructura hiperestática con otros sistemas diferentes a la viga cajón:** la infraestructura está constituida por pantallas planas de concreto reforzado de sección constante o variable. La viga cabezal es monolítica con la pantalla. La superestructura puede ser de concreto reforzado, preesforzado, vigas metálicas con losa de concreto u otro material. La superestructura es continua e independiente de la infraestructura. Es cualquier otro sistema continuo o hiperestático diferente a las vigas cajón.

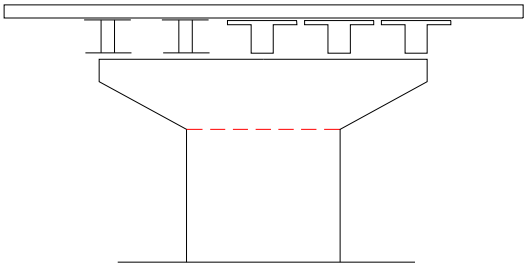


Figura 5-15 Puente no monolítico de infraestructura tipo pantalla con superestructura hiperestática con otros sistemas diferentes a la viga cajón

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

15. **Puente tipo Box Culvert:** se presentan dos configuraciones diferentes de puentes tipo Box Culvert; con o sin estructuras de salida de una o varias celdas, y con o sin estructuras de salida de una o varias celdas, con sección de arco o circulares.

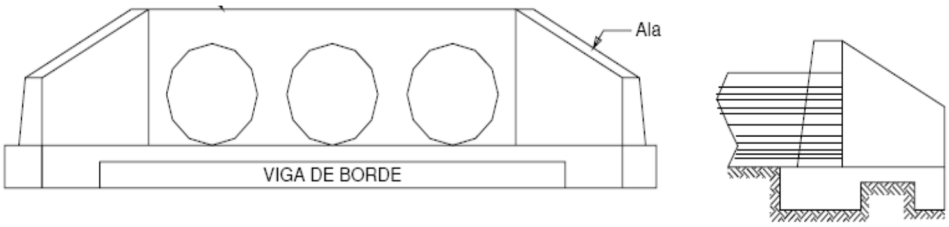


Figura 5-16 Puente tipo Box Culvert

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

5.1.2.3 *Clasificación de puentes peatonales – Fase I y II según su tipología estructural*

16. **Puente peatonal tipo 1:** la Superestructura es una Viga (T) simplemente apoyada en cada luz, El comportamiento de estos elementos es como el de un voladizo sin redundancia. Estos elementos pueden ser de concreto reforzado o preesforzado, El sistema de apoyo sobre las pilas posee topes restrictivos para sostener el alma de las vigas, y actúan también como elementos de control ante un eventual sismo. La subestructura son pilares o columnas de variable constante en las cuales se ensambla las vigas (T).

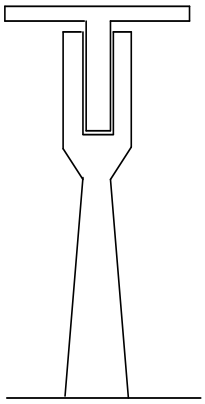


Figura 5-17 Puente peatonal tipo 1

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

17. **Puente peatonal tipo 2:** la Subestructura está constituida por pórticos planos de concreto reforzado con columnas de sección rectangular constante. La superestructura está conformada por secciones de vigas barandas intercomunicadas por diafragmas con pisos prefabricados. Estos elementos pueden ser de concreto reforzado o preesforzado. El sistema de apoyo sobre las pilas posee topes restrictivos para sostener el alma de las vigas, y actúan también como elementos de control ante un eventual sismo.

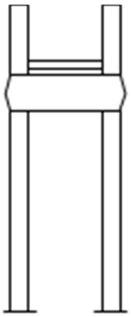


Figura 5-18 Puente peatonal tipo 2

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

18. **Puente peatonal tipo 3:** la Subestructura está constituida por pórticos planos de concreto reforzado con columnas de sección rectangular constante. La superestructura está conformada por secciones de vigas doble (T). Estos elementos pueden ser de concreto reforzado o preesforzado. El sistema de apoyo sobre las pilas posee topes restrictivos para sostener el alma de las vigas que actúan como elementos de control ante un eventual sismo.

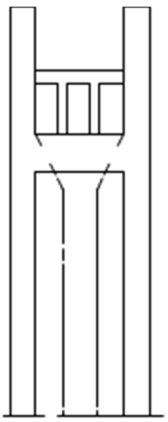


Figura 5-19 Puente peatonal tipo 3

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

19. **Puente peatonal tipo 4:** la Subestructura está constituida por monopilas de concreto reforzado de sección variable. Se destaca la presencia de una especie de cabezal que aumenta la condición de péndulo invertido La superestructura está conformada por vigas barandas en concreto reforzado simplemente apoyadas.

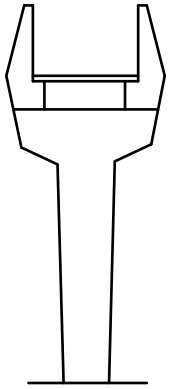


Figura 5-20 Puente peatonal tipo 4

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

20. **Puente peatonal tipo 5:** la Subestructura está constituida por pórticos planos de concreto reforzado de sección rectangular constante. Estos elementos se caracterizan por una prolongación de sus columnas a manera de confinamiento para la superestructura. La superestructura de esta tipología de puentes está conformada por vigas barandas en concreto reforzado simplemente apoyadas.

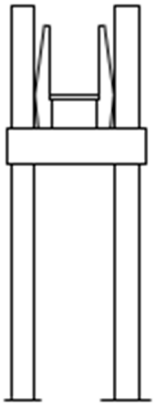


Figura 5-21 Puente peatonal tipo 5

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

21. **Puente peatonal tipo 6:** la Subestructura está constituida por monopilas de concreto reforzado de sección constante o variable. Algunos puentes cuentas con prolongaciones de las monopilas, a manera de parapetos. La superestructura está conformada por vigas tipo cajón en concreto reforzado.

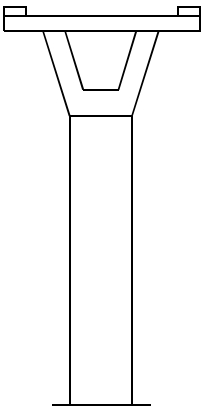


Figura 5-22 Puente peatonal tipo 6

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

22. **Puente peatonal tipo 7:** la Subestructura está constituida por monopilas de concreto reforzado. La superestructura está conformada por una estructura metálica reticulada de tubos o elementos longitudinales y transversales ensamblados y forjados para dar una geometría especial. Cuentas con una losa de concreto reforzado como zona de paso peatonal.

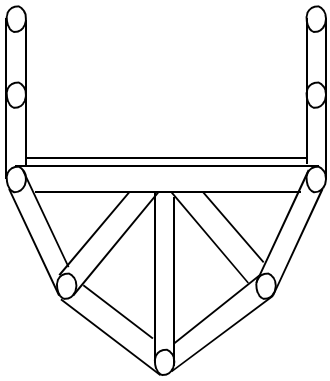


Figura 5-23 Puente peatonal tipo 7

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

23. **Puente peatonal tipo 8:** la subestructura está constituida por pórticos planos o monopilas con secciones transversales constantes. La superestructura está conformada por cerchas con perfiles tipo 2L.

Figura 5-24 Puente peatonal tipo 8

24. **Puente peatonal tipo 9:** la subestructura está constituida por pórticos planos en concreto reforzado de buena configuración estructural. La superestructura está conformada por cerchas con perfil estructural circular.

Figura 5-25 Puente peatonal tipo 9

25. **Puente peatonal tipo 10:** la subestructura está constituida por pórticos planos con prolongación de sus columnas. La superestructura está conformada por una viga T simplemente apoyada y normalmente pos-tensada.

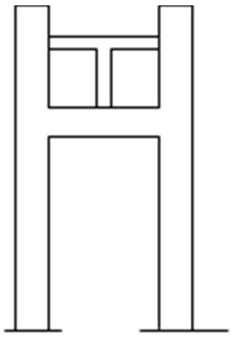


Figura 5-26 Puente peatonal tipo 10

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

26. **Puente peatonal tipo 11:** teniendo en cuenta que se trata de pasos sobre canales o vigas armadas con ángulos, el tipo de elementos de la subestructura normalmente son "muertos" de concreto reforzado o ciclópeo apoyados directamente sobre los taludes. La superestructura metálica o en concreto reforzado.

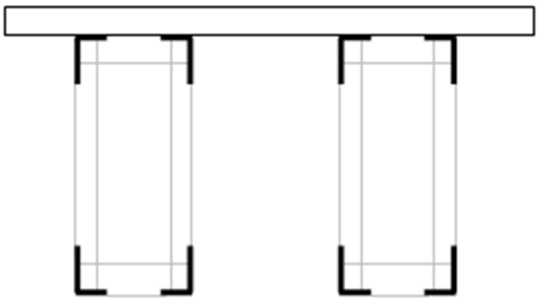


Figura 5-27 Puente peatonal tipo 11

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

27. **Puente peatonal tipo 12:** puente prototipo adoptado por el Decreto 279 de 2003 y especificado en la Cartilla de puentes peatonales del IDU, como se detalla a continuación.

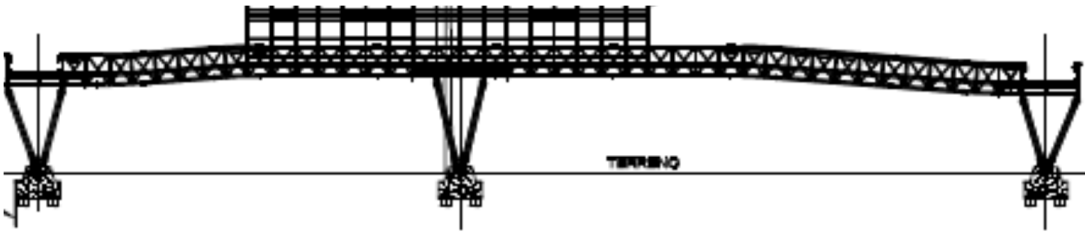


Figura 5-28 Puente peatonal tipo 12

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – Fase I (Incosa)

Con el fin de identificar las tipologías estructurales más frecuentes tanto para puentes vehiculares como peatonales se realiza un análisis estadístico como se muestra de la Figura 5-29 y Figura 5-30.

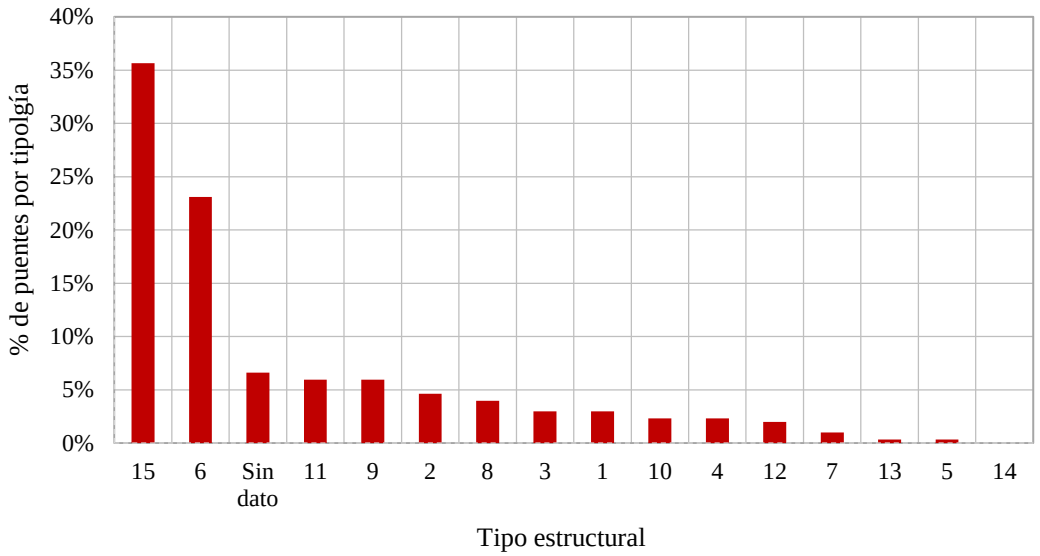


Figura 5-29 Cantidad de puentes vehiculares por tipología estructural

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes - IDU

De acuerdo con la Figura 5-29, el 36% de los puentes vehiculares inventariados en la Fase I y Fase II (289 puentes) corresponde a puentes con tipología tipo 15 (box coulvert**)**, seguido por los puentes con tipología tipo 6 (no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga más placa). El 90% de la muestra la conforman los puentes tipo 15, 6, puentes sin tipología asignada, 11, 9, 2, 8, 3 y 1 respectivamente.

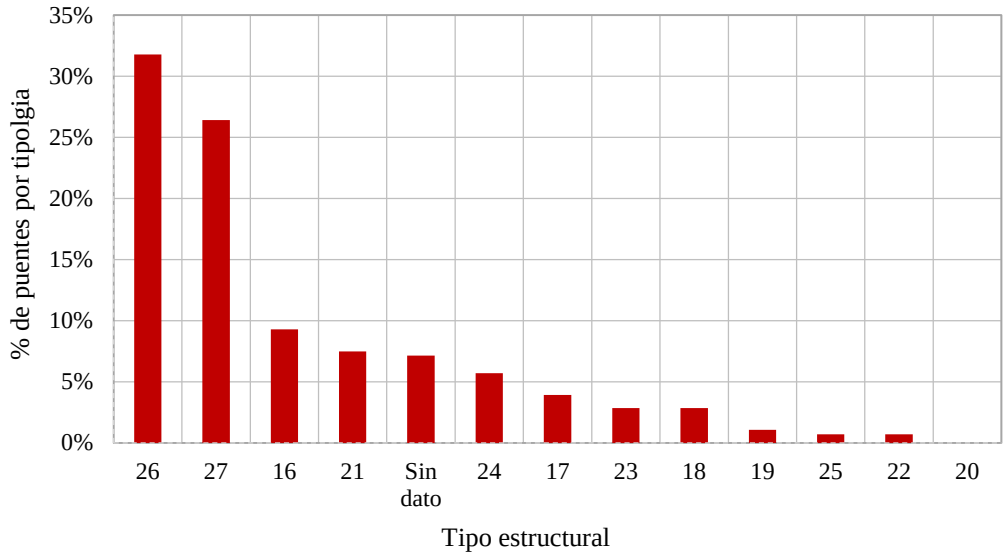


Figura 5-30 Cantidad de puentes peatonales por tipología estructural

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes - IDU

De acuerdo con la Figura 5-30, el 32% de los puentes peatonales inventariados en la Fase I y Fase II (272 puentes) corresponde a puentes con tipología tipo 26 (Tipo 11**)**, seguido por los puentes con tipología tipo 27 (Tipo 12). El 90% de la muestra la conforman los puentes tipo 26, 27,16,21, puentes sin tipología asignada, 24 y 17 respectivamente.

5.1.2.4 *Ancho de puentes vehiculares y peatonales – Fase I y II*

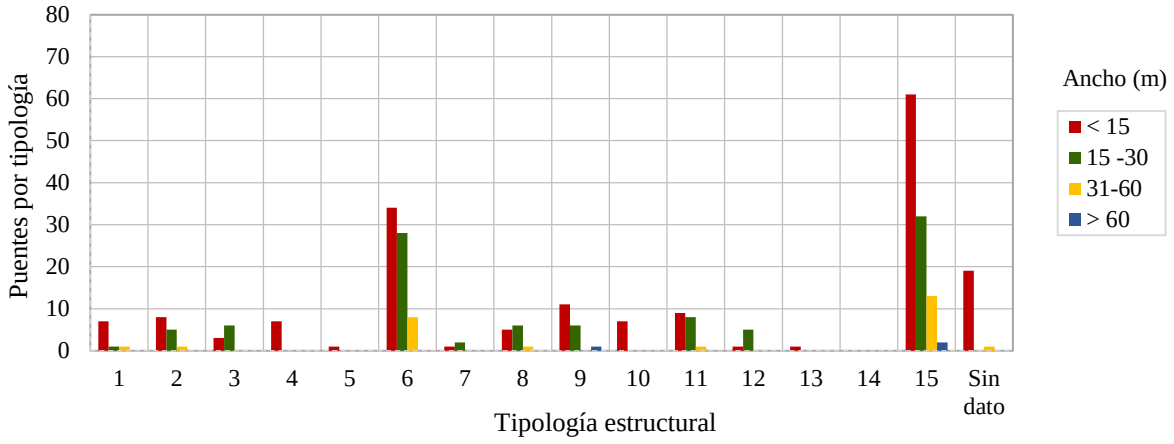


Figura 5-31 Relación Ancho - Tipología estructural de puentes vehiculares
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-31, el ancho representativo de los puentes vehiculares se encuentra en un rango de 15 a 30m en la mayoría de las tipologías. Seguido por un rango de ancho de 3 a 15m.

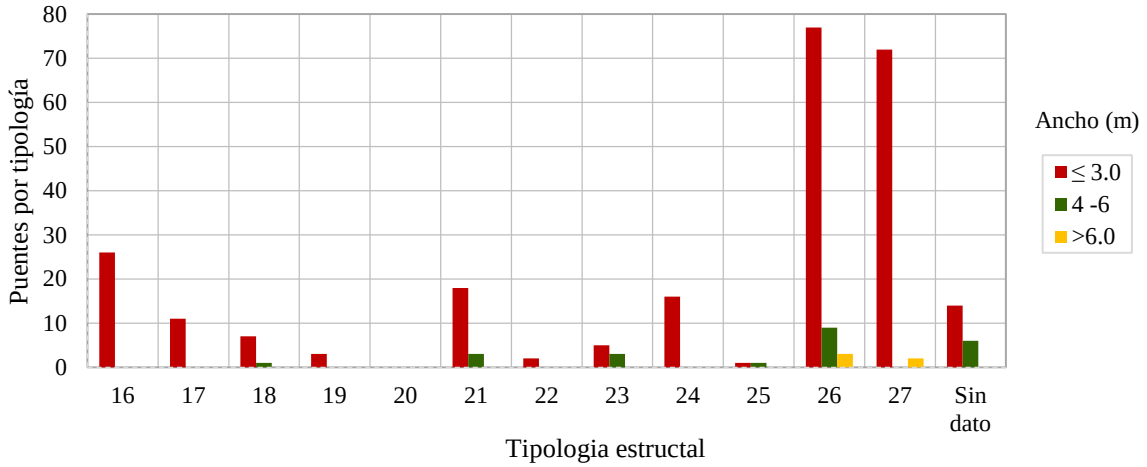


Figura 5-32 Relación Ancho - Tipología estructural de puentes peatonales
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes - IDU

De acuerdo con la Figura 5-32, el ancho representativo de los puentes peatonales se encuentra en un rango de 1.0 a 3.0m. Seguido por un rango de ancho de 4.0 a 6.0m.

5.1.2.5 *Longitud de puentes vehiculares y peatonales – Fase I y II*

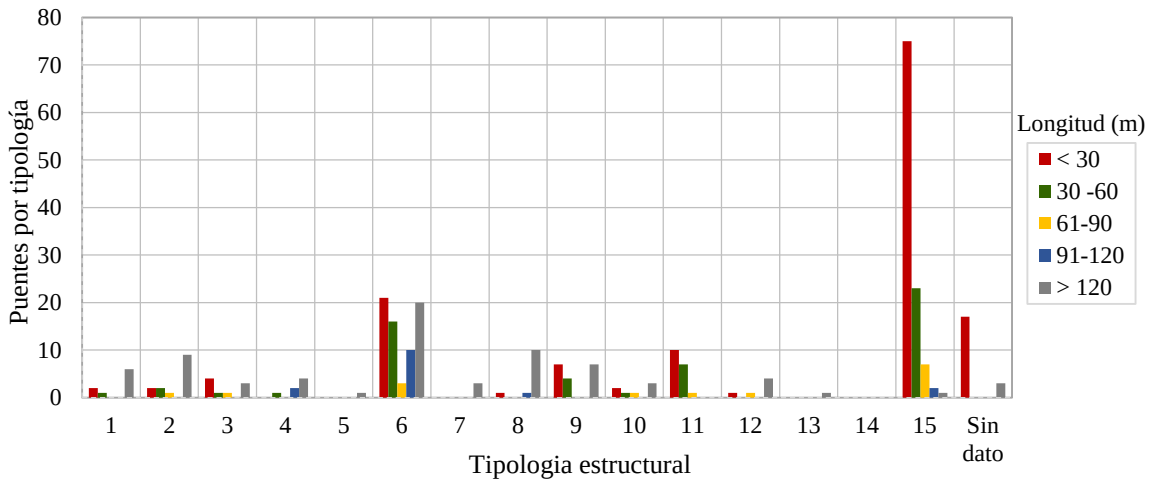


Figura 5-33 Relación Longitud - Tipología estructural de puentes vehiculares
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-33, la longitud representativa de los puentes vehiculares es menor a 30m para la mayoría de las tipologías. Seguido por puentes con longitud mayor a los 120m.

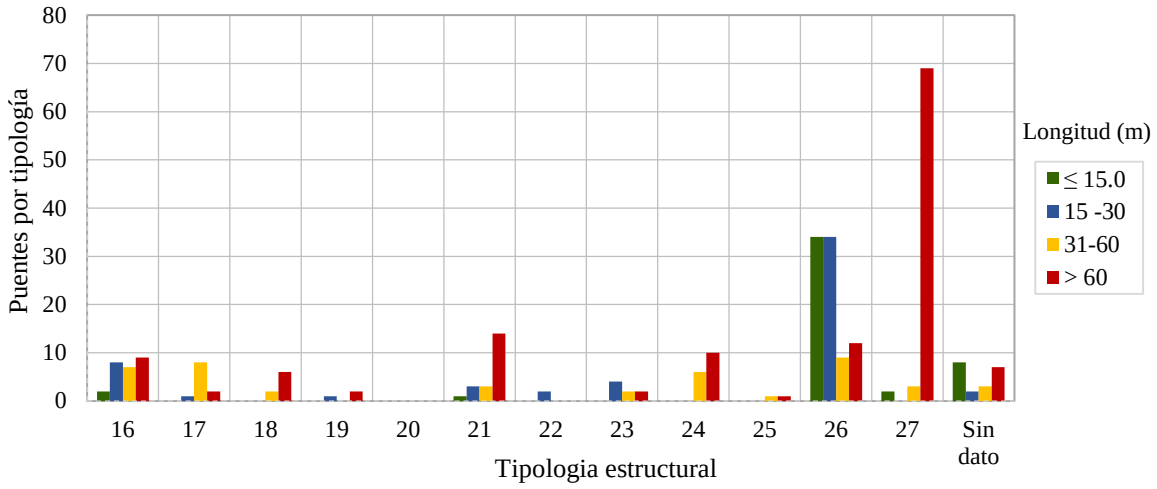


Figura 5-34 Relación longitud - Tipología estructural de puentes peatonales
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-34, la longitud representativa de los puentes peatonales es mayor a 60m para la mayoría de las tipologías.

5.1.2.6 *Galibo de puentes vehiculares y peatonales – Fase I y II*

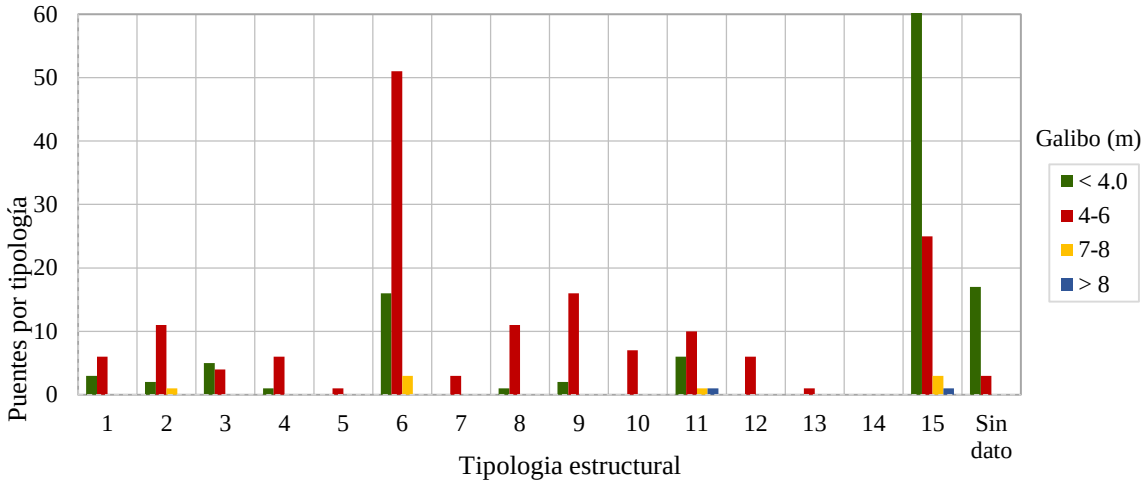


Figura 5-35 Relación Galibo - Tipología estructural de puentes vehiculares
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-35, el galibo representativo de los puentes vehiculares está en un rango de 4.0 a 6.0m para la mayoría de las tipologías. Seguido por puentes con galibo menor a 4.0m.

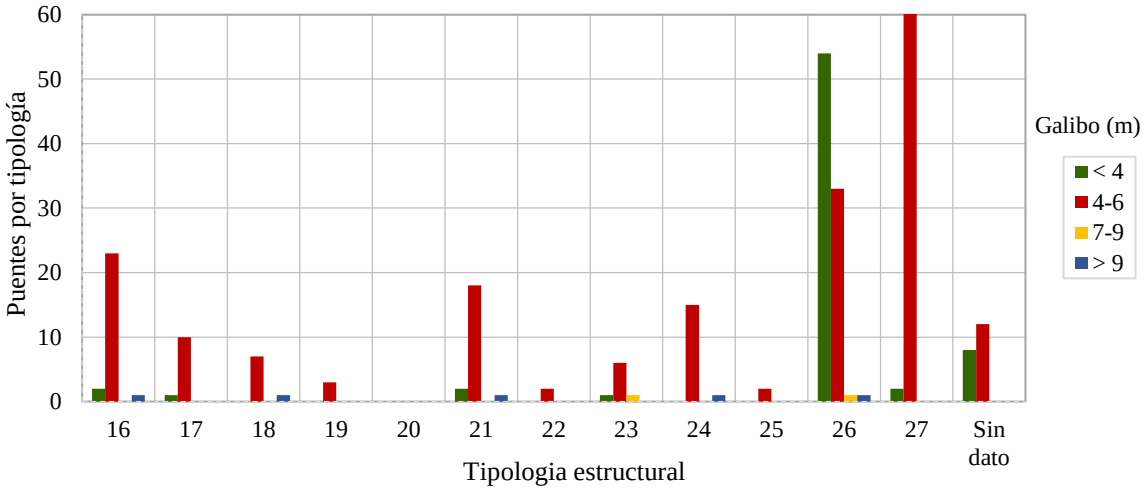


Figura 5-36 Relación Galibo - Tipología estructural de puentes peatonales
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-36, el galibo representativo de los puentes peatonales está en un rango de 4.0 a 6.0m para la mayoría de las tipologías. Seguido por puentes con galibo menor a 4.0m.

5.1.2.7 *Zonificación geotécnica de puentes vehiculares y peatonales – Fase I y II*

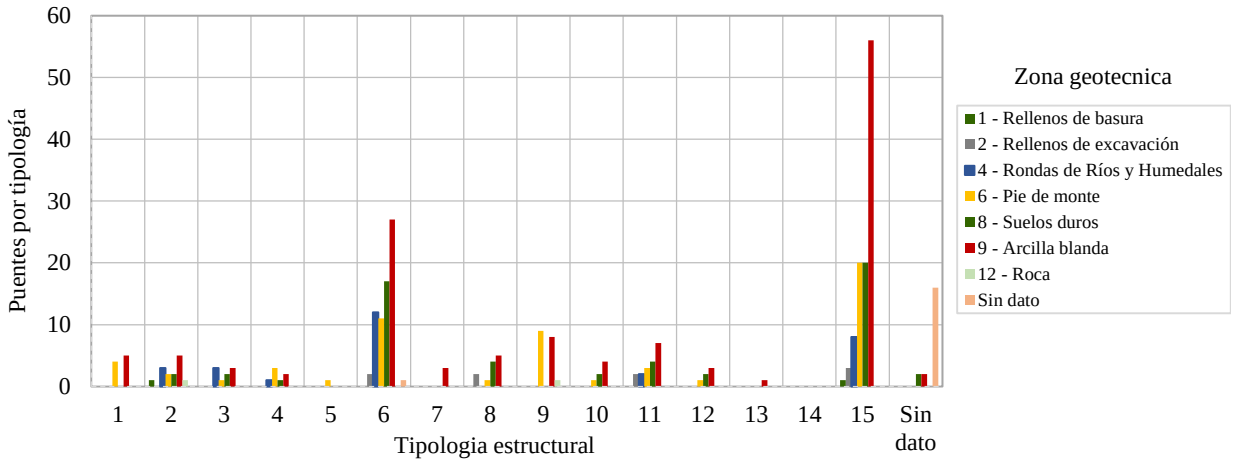


Figura 5-37 Relación Zona geotécnica - Tipología estructural de puentes vehiculares

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-37, la zona geotécnica representativa de los puentes vehiculares es la No. 9; es decir "Arcilla Blanda" de acuerdo a la distribución del Departamento de Prevención y Atención de Emergencias de Bogotá, realizado en el año 2006 .

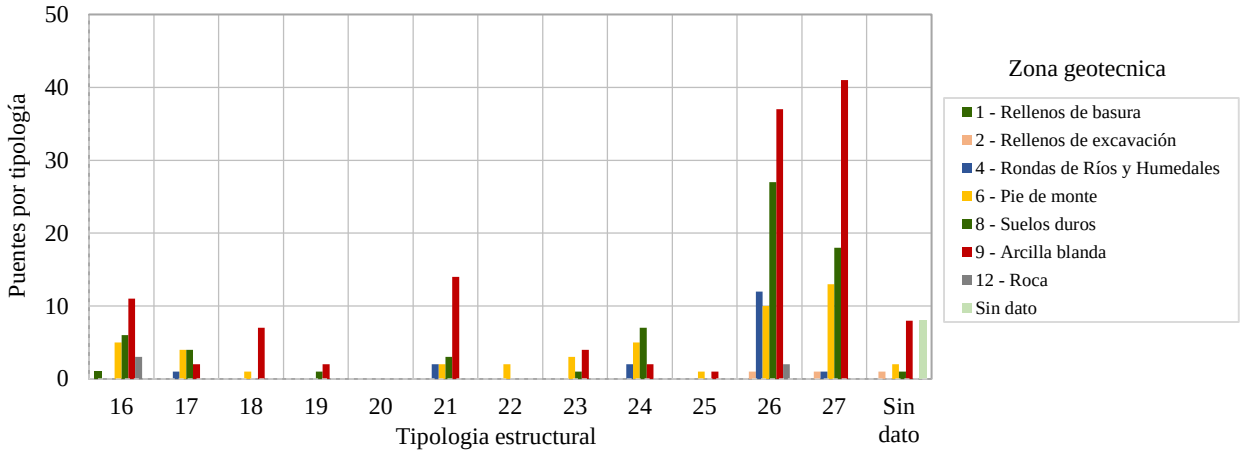


Figura 5-38 Relación Zona geotécnica - Tipología estructural de puentes peatonales

Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes - IDU

De acuerdo con la Figura 5-38, la zona geotécnica representativa de los puentes peatonales es la No. 9; es decir "Arcilla Blanda" de acuerdo a la distribución del Departamento de Prevención y Atención de Emergencias de Bogotá, realizado en el año 2006 .

5.1.2.8 *Año de construcción de puentes vehiculares y peatonales – Fase I y II*

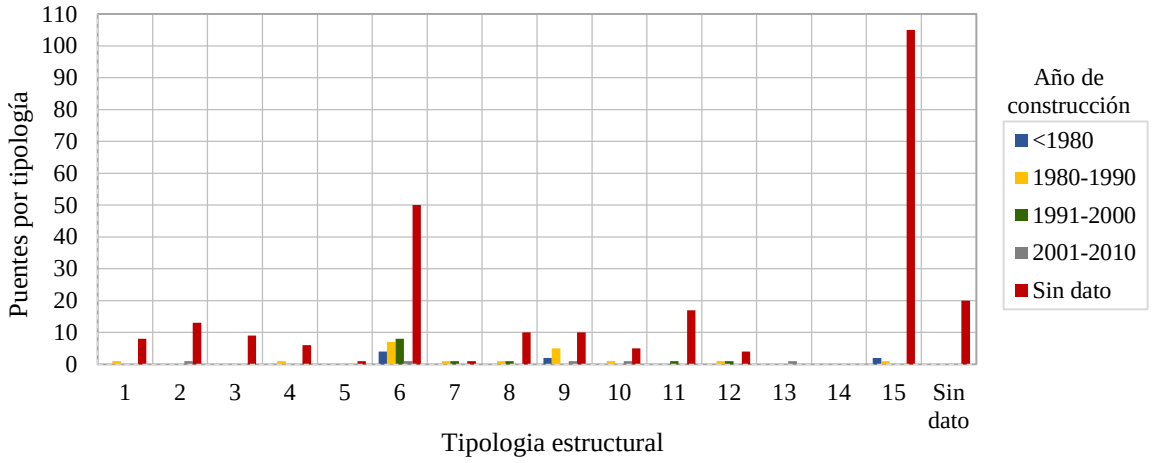


Figura 5-39 Relación Año de construcción - Tipología estructural de puentes vehiculares
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-39, se desconoce el años de construcción del 85% de los puentes vehiculares inventariados en Fase I y Fase II.

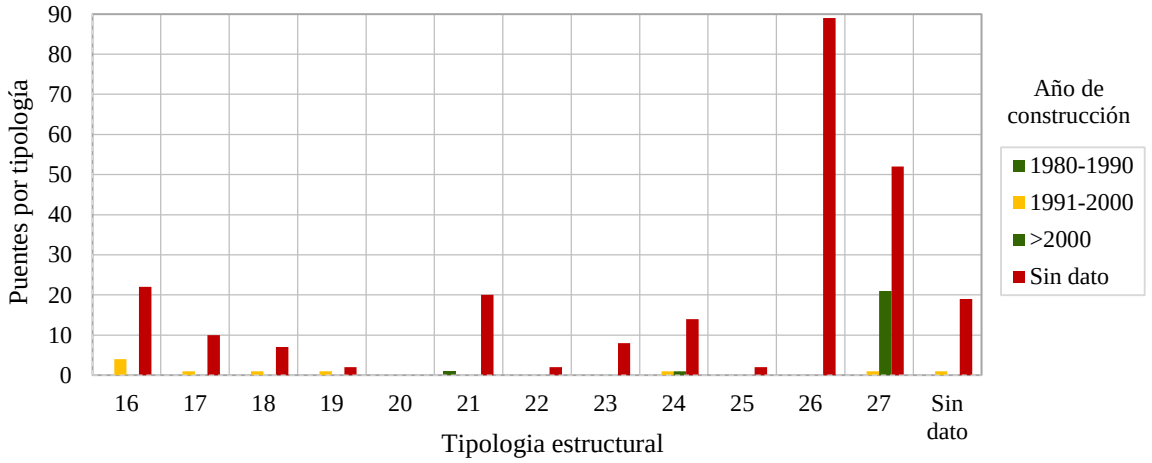


Figura 5-40 Relación Año de construcción - Tipología estructural de puentes peatonales
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-40, se desconoce el años de construcción del 88% de los puentes peatonales inventariados en Fase I y Fase II.

5.1.2.9 *Año de rehabilitación de puentes vehiculares y peatonales – Fase I y II*

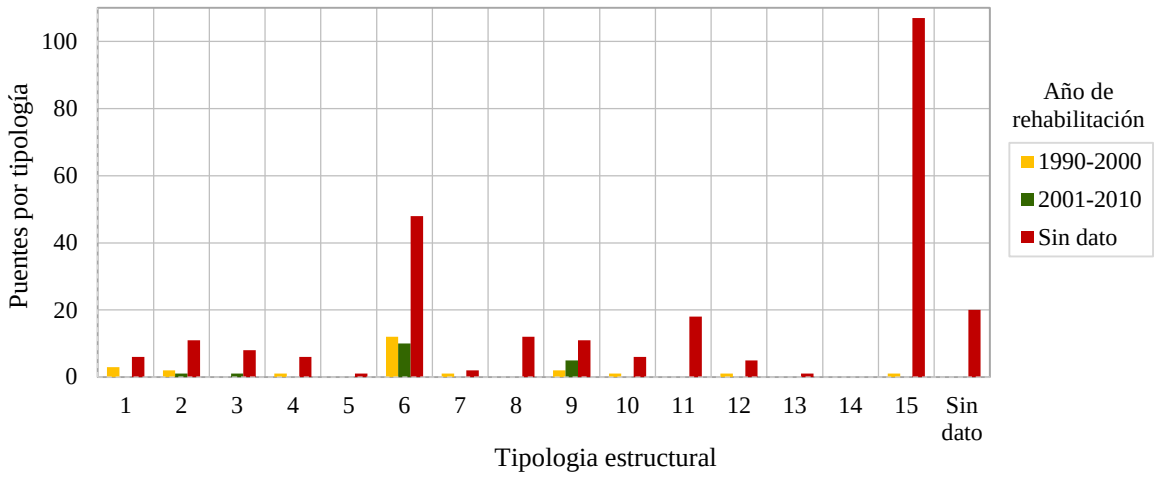


Figura 5-41 Relación Año de rehabilitación - Tipología estructural de puentes vehiculares
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-41, No se tiene información del 86% de los puentes inventariados. Es decir que se desconoce cuántos puentes han sido rehabilitados por el Instituto de Desarrollo Urbano.

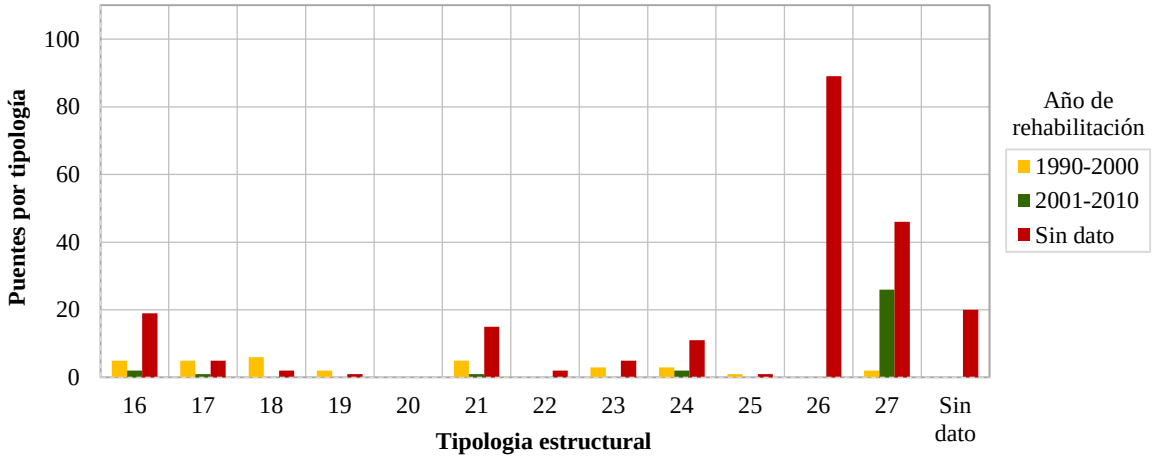


Figura 5-42 Relación Año de rehabilitación - Tipología estructural de puentes peatonales
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes – IDU

De acuerdo con la Figura 5-42, No se tiene información del 77% de los puentes inventariados. Es decir que se desconoce cuántos puentes han sido rehabilitados por el Instituto de Desarrollo Urbano.

5.1.2.10 *Red vital de emergencia*

De acuerdo a la red vital de emergencias de la ciudad de Bogotá del año 2014, definida en el contrato de consultoría 20121746 celebrado entre el consorcio Red vial Bogotá y la Secretaría Distrital de Movilidad, se identifican los puentes vehiculares y peatonal que hacen parte de la red vital.

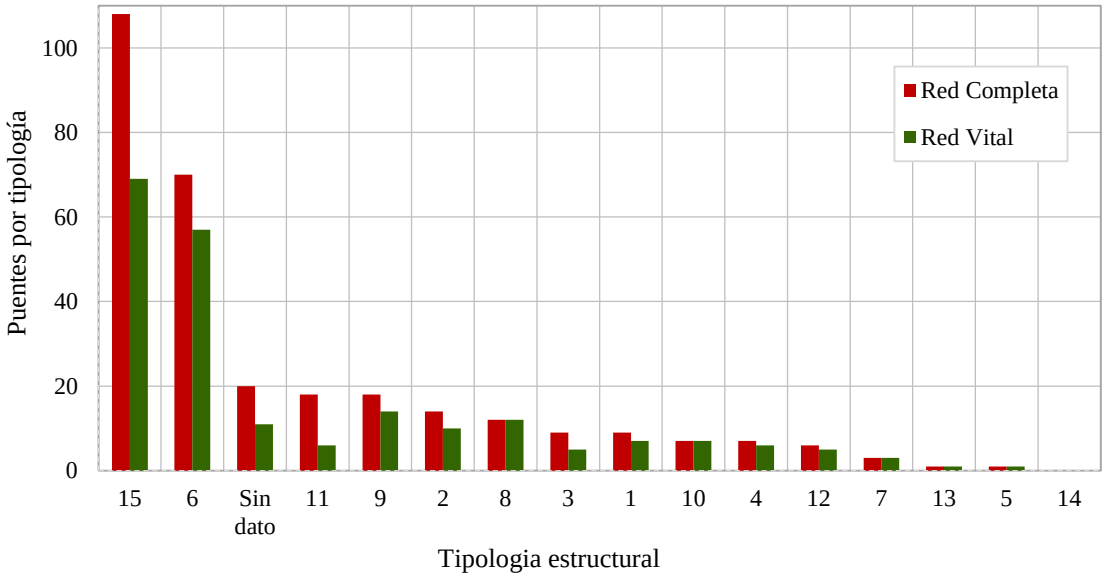


Figura 5-43 Relación Red vital - Tipología estructural de puentes vehiculares
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes - IDU

De acuerdo con la Figura 5-43, el 70% de los puentes vehiculares inventariados hacen parte de la red vital de emergencia. De estos puentes el 42% corresponden a los puentes con tipología tipo 15 y 6.

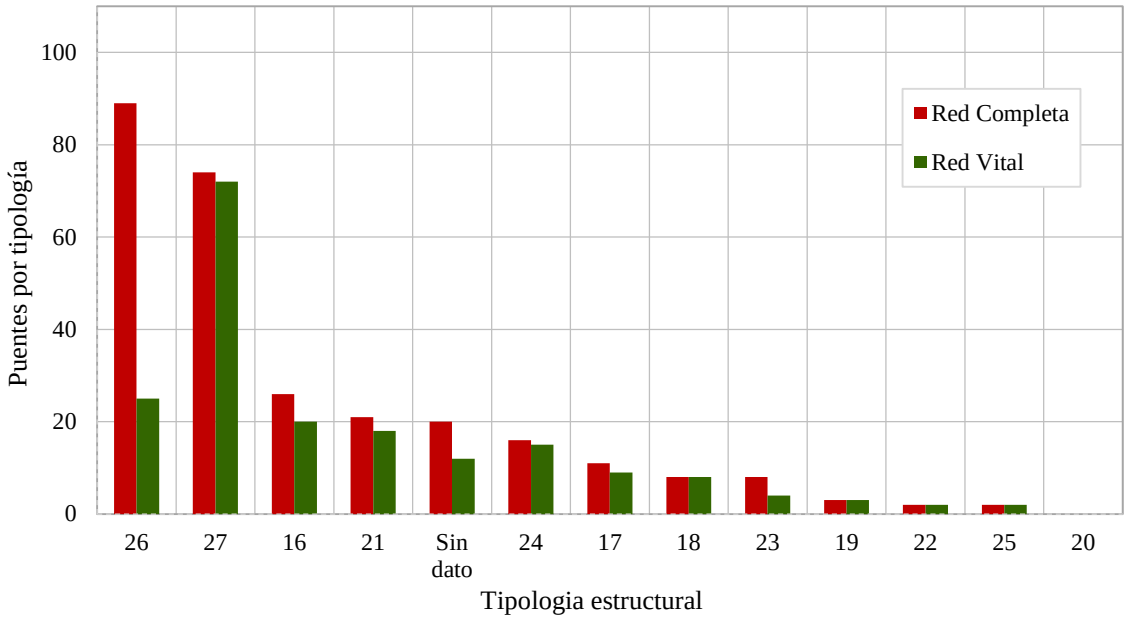


Figura 5-44 Relación Red vital - Tipología estructural de puentes peatonales
Tomado de Inventario geométrico y diagnóstico de puentes - IDU

De acuerdo con la Figura 5-44, el 68% de los puentes peatonales inventariados hacen parte de la red vital de emergencia. De estos puentes el 42% corresponden a los puentes con tipología tipo 27 y 26.

5.2 CONCEPTO SOBRE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE

A partir de la revisión de cada uno de los documentos relacionados en la Tabla 5-2 se puede establecer lo siguiente:

a) El instituto de desarrollo urbano cuenta con un inventario geométrico y de diagnóstico de los puentes de la ciudad de Bogotá D. C que ha sido elabora en tres etapas; Fase I (Contrato IDU-BM-187 del 2006 donde se estableció la georreferenciación, geometría y estado de 341 puentes), Fase II (Contrato IDU-BM-115 del 2009 donde se estableció la georreferenciación, geometría y estado de 220 puentes) y Fase III (Inventario básico de 284 puentes).

b) A partir del inventario geométrico y de diagnóstico de los puentes de la ciudad de Bogotá D.C, el IDU crea una base de georreferenciación en formato SHAPE. Esta base de datos permite identificar la ubicación, clasificación estructural, características geométricas y variables de calificación para el diagnóstico de puentes de la Fase I y

Fase II. Con respecto a la Fase III; solo permite identificar la ubicación y el tipo de puente según su funcionalidad y su ubicación.

c) La base de datos en formato SHAPE también permite identificar los puentes que pertenecen a la Red Vital de Emergencia de la Ciudad de Bogotá; establecida por Consorcio Red Vial Bogotá, mediante contrato de consultoría 20121746 celebrado entre el consorcio Red vial Bogotá y la Secretaría Distrital de Movilidad.

d) Dentro del desarrollo de los contratos de consultoría para la Fase I y Fase II del inventario geométrico y de diagnóstico de los puentes de la ciudad de Bogotá D. C se establecieron tipologías estructurales para los puentes peatonales y vehiculares basándose en las características de la superestructura, infraestructura y la continuidad o conexión entre elementos estructurales. En total se plantearon 15 tipologías estructurales para los puentes vehiculares y 12 para los puentes peatonales.

e) La información contenida en la base de georreferenciación en formato SHAPE permite identificar el rango de frecuencias de atributos relevantes, sin embrago no son suficientes para caracterizar la vulnerabilidad de un puente.

f) La información básica disponible permite contar con una base de datos inicial de los puentes de la ciudad. Sin embargo se hace evidente en esta etapa la necesidad de complementar y revisar la información disponible para contar con una base de datos confiable y completa para cualquier tipo de análisis posterior que el IDU requiera.

6 TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

6.1 GENERALIDADES

Con el fin de poder cuantificar el estado de las estructuras de los puentes se realizaron ensayos que permiten caracterizar las propiedades de los materiales estructurales principales. Para esto se seleccionaron treinta (30) puentes representativos a cada uno de los cuales se realizaron los ensayos relacionados en la Tabla 6-1.

Tabla 6-1 Ensayos de campo y laboratorio realizados a cada puente

Ensayo	Norma
Extracción de núcleos de concreto de 3” de diámetro x 6” de longitud o de 4” de diámetro x 8” de longitud (incluye reparación)	NTC 3658 - 1994
Resistencia a la compresión de cilindros y núcleos de concreto	NTC 673: 2000
Ensayo de Penetración Frente de Carbonatación	UNE 112-011-97
Detección del Refuerzo utilizando FERROSCAN (lectura por elemento)	-

La finalidad de estos ensayos, así como el procedimiento necesario para su realización se presenta a continuación.

6.2 DEFINICIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

6.2.1 Extracción de núcleos de concreto

La extracción de núcleos de concreto se rige mediante la norma NTC 3658, la cual presenta procedimientos y requerimientos necesarios para llevar a cabo este ensayo de manera satisfactoria. Es un ensayo destructivo cuyo objetivo es tomar cilindros de concreto para la realización, en laboratorio, de ensayos de compresión. Esto con el fin de realizar un control de calidad a la resistencia a la compresión del concreto estructural utilizado en obra con respecto a la resistencia especificada en los planos estructurales.

La NTC 3658 define que un núcleo es una muestra cilíndrica de concreto endurecida la cual es obtenida por medio de un taladro. Las muestras deben cumplir con ciertos requisitos para que se puedan utilizar y extraer.

- El concreto debe tener al menos 14 días de edad antes de que sea posible la remoción de núcleos.

- Se deben desechar las muestras que presenten condiciones anormales o defectuosas o aquellas que sufrieron daños durante el proceso de remoción.
- No se deben usar núcleos que contengan acero de refuerzo para los ensayos a compresión ya que estos pueden arrojar valores tanto superiores como inferiores de resistencia del concreto.

Para realizar los ensayos a compresión se debe seguir la NTC-673, sin embargo los núcleos se deben acondicionar para realizar este ensayo.

En primer lugar, se realiza el acondicionamiento de la humedad de la muestra. Si el concreto estructural va a estar seco durante las condiciones de servicio, los núcleos extraídos deben secarse al aire durante mínimo 7 días antes del ensayo y deben ensayarse secos. Por otro lado si el concreto estructural va a estar más que superficialmente húmedo en condiciones de servicio, los núcleos deben sumergirse en agua saturada con cal por lo menos durante 40 horas y ensayarse mientras están húmedos.

Las bases del espécimen a ensayar deben estar totalmente lisas para que la carga impuesta sobre el núcleo se transmita de manera uniforme sobre toda su área. Para tal, los núcleos deben ser refrentados para garantizar esta condición. Este proceso se realiza siguiendo la NTC-504, la cual especifica procedimientos para refrentar cilindros de concreto, como por ejemplo el proceso de capinado de un núcleo (Bases lisas hechas de azufre en los extremos del núcleo) o el de tornado (Proceso de cortado y pulido de los núcleos de concreto).

Tras el proceso de refrentado, la altura del espécimen debe estar lo más cercano posible al doble de su diámetro, de lo contrario se debe incurrir a factores de corrección de la resistencia obtenida en el ensayo. Además, en caso de que el espécimen tenga una altura menor al 95% de su diámetro este no podrá ser ensayado.

6.2.2 Ensayo de resistencia a la compresión

Este ensayo se realiza siguiendo la norma NTC-673, la cual estípula los procedimientos y requerimientos necesarios para determinar la resistencia a la compresión de un cilindro de concreto, ya sea un cilindro moldeado o un núcleo perforado.

Este ensayo se utiliza principalmente como parte del control de calidad realizado sobre la resistencia del concreto estructural utilizado en obra con respecto a la especificada en planos. La NTC-673 consiste principalmente en aplicar una carga axial de compresión a los cilindros moldeados o núcleos perforados a una velocidad que se encuentra dentro de un rango prescito

hasta que ocurra la falla. La resistencia a la compresión se calcula dividiendo la carga máxima registrada en el ensayo sobre el área transversal del espécimen.

La máquina utilizada en el ensayo debe cumplir los requerimientos de velocidad de carga estipulados, aplicando una velocidad de 0.25 MPa/s. Esta se debe aplicar hasta que el indicador de carga muestre que la carga está decreciendo constantemente y el núcleo presente un patrón de falla como los de la Figura 6-1.

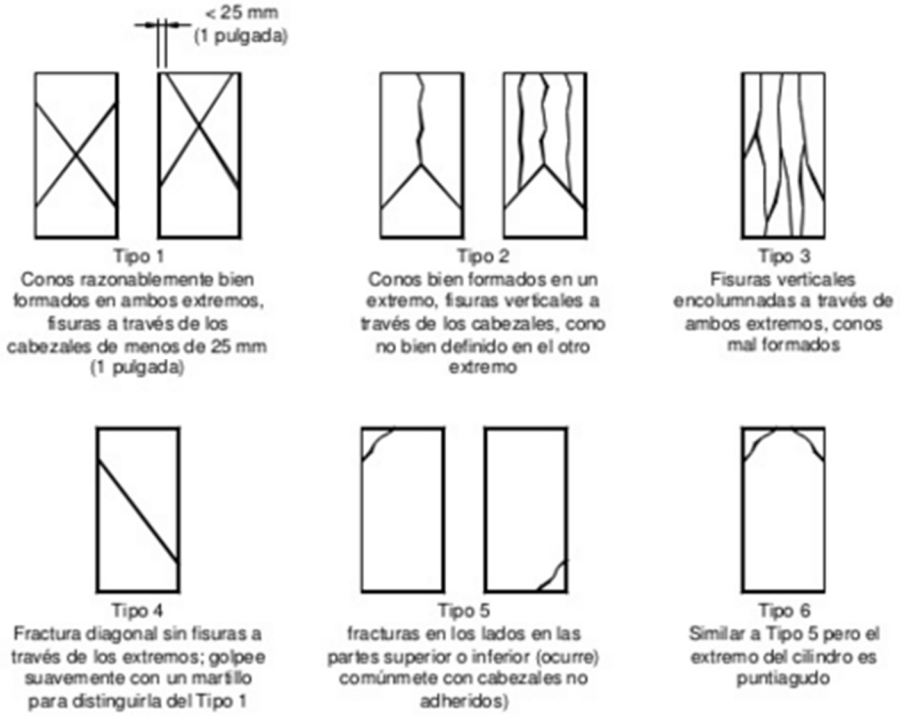


Figura 6-1. Esquema de los modelos de fractura típicos

6.2.3 Ensayo de penetración frente de carbonatación

Este ensayo se realiza siguiendo la norma UNE 112-011 la cual estípula el procedimiento a realizar para determinar el frente de carbonatación de un núcleo de concreto. Este ensayo describe el estado de carbonatación de un elemento estructural en algún momento de su vida.

El principal indicador que pretende mostrar este ensayo es conocer si la carbonatación ha llegado o no hasta la armadura, lo que permite establecer si se ha podido contribuir al desarrollo de corrosión.

La medida de la profundidad de la capa carbonatada se basa en determinar la reducción de alcalinidad que supone la carbonatación, la cual se puede poner en manifiesto por medio de un indicador de pH, que la haga visible por medio de cambios de coloración en el elemento.

El indicador utilizado es una disolución de fenolftaleína en alcohol etílico. Esta toma color rojo-purpura para valores de pH superiores a 9.5 (hormigón no carbonatado) y se vuelve incolora en valores inferiores a 8 (hormigón carbonatado). Para valores entre 8 y 9.5 toma tonalidades entre rosa y rojo-purpura.

El ensayo se realiza sobre una porción del núcleo que se encuentre totalmente seca. La disolución del indicador se aplica con cualquier método que permite extender una capa fina sobre el espécimen. Se recomienda que las medidas de profundidad de carbonatación se tomen luego de transcurrir de 15-30 minutos, y que en el caso de que se realice el ensayo para una serie de muestras se espere el mismo tiempo para realizar las mediciones en cada una de ellas.

El frente carbonatado se puede presentar de diferentes maneras, homogéneo o irregular. Si se presente de manera homogénea la profundidad de carbonatación se medirá desde cualquier punto. De lo contrario si se presenta de manera irregular, se deberá realizar un promedio entre la mediciones de profundidad en diferentes zonas. Se debe reportar la profundidad promedio, la máxima, y la mínima.

6.2.4 Detección del refuerzo utilizando FERROSCAN

La finalidad de este ensayo es chequear la ubicación y la dimensión del refuerzo que tiene un elemento estructural por medio de Ferroscan. En esta oportunidad se realizaron los ensayos utilizando el *HILTI Ferroscan PS 250 System* el cual permite observar de manera aproximada las dimensiones y ubicación del acero de refuerzo.

Los resultados obtenidos tras realizar cada una de las lecturas realizadas se deberán chequear con la información del refuerzo estructural que se encuentra especificado en los planos estructurales.

6.3 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE PUENTES

Con base en la información suministrada por el IDU; relacionada en la Tabla 5-1, y la información recopilada por la Universidad en la carpeta record y el centro de documentación

del IDU, se establecieron como criterios de selección de los puentes a los cuales se les realizarán ensayos de campo y laboratorio, las siguientes características:

- Tipología estructural
- Puentes pertenecientes a la red vital de emergencia
- Planos estructurales de cada puente a intervenir
- Localización del puente

Para la selección de los puentes vehiculares se consideró importante abarcar las tipologías que representan por lo menos el 80% de la totalidad de los puentes existentes en la ciudad de Bogotá, tal y como se muestra en la Tabla 6-2. La selección de puentes peatonales consistió en determinar cuáles eran las tipologías estructurales de concreto más representativas, como se indica en la

Tabla 6-3.

A partir de las tipologías representativas se determinó que porcentaje pertenecía a la red vital de emergencia (RVE-1) y cuántos de estos puentes contaban con planos estructurales detallados que permitieran realizar una comparación directa con los ensayos realizados.

Tabla 6-2 Criterios de selección de los puentes vehiculares para revisión

Tipología estructural	Red Completa			Red Vital		
	Cant. Puentes	%	% acum	Cant. Puentes	%	% acum
15	107	38.08	38.08	69	34.16	34.16
6	70	24.91	62.99	57	28.22	62.38
9	18	6.41	69.40	14	6.93	69.31
11	18	6.41	75.80	6	2.97	72.28
2	14	4.98	80.78	10	4.95	77.23
8	11	3.91	84.70	11	5.45	82.67
1	9	3.20	87.90	7	3.47	86.14
3	9	3.20	91.10	5	2.48	88.61
4	7	2.49	93.59	6	2.97	91.58
10	7	2.49	96.09	7	3.47	95.05
12	6	2.14	98.22	5	2.48	97.52
7	3	1.07	99.29	3	1.49	99.01
5	1	0.36	99.64	1	0.50	99.50
13	1	0.36	100.00	1	0.50	100.00
14	0	0.00	100.00	0	0.00	100.00

Tabla 6-3 Criterios de selección de los puentes peatonales para revisión

Tipología estructural	Red Completa			Red Vital		
	Cant. Puentes	%	% acum	Cant. Puentes	%	% acum
26	89	34.23	34.23	25	14.04	14.04
27	74	28.46	62.69	72	40.45	54.49
16	26	10.00	72.69	20	11.24	65.73
21	21	8.08	80.77	18	10.11	75.84
24	16	6.15	86.92	15	8.43	84.27
17	11	4.23	91.15	9	5.06	89.33
18	8	3.08	94.23	8	4.49	93.82
23	8	3.08	97.31	4	2.25	96.07
19	3	1.15	98.46	3	1.69	97.75
22	2	0.77	99.23	2	1.12	98.88
25	2	0.77	100.00	2	1.12	100.00
20	0	0.00	100.00	0	0.00	100.00

Con base en estos criterios se seleccionaron los treinta (30) puentes vehiculares y peatonales a ensayar. Las tipologías de los puentes vehiculares seleccionados corresponden mayoritariamente a las que representan el 80% de los puentes de Bogotá. Esta selección se realizó de manera cualitativa con el fin de garantizar que se visiten puentes pertenecientes a estas tipologías predominantes. Sin embargo, se seleccionaron puentes de todas las tipologías posibles con el fin de caracterizar la mayor cantidad disponible de puentes en la ciudad de Bogotá, para realizar la revisión y comparación de información y propiedades de los materiales. Los puentes seleccionados se muestran en la Tabla 6-4.

Tabla 6-4 Puentes Seleccionados para ensayos de campo y laboratorio

ID	Código IDU	Tipo	Ubicación	Troncal	Tipología
P01	22150132	Peatonal	Carrera 45 calle 26	Calle 26	17
P02	22155944	Vehicular	Carrera 50 con Calle 26	Calle 26	6
P03	22152155	Vehicular	Av Américas con Kr 68 (Costado Norte)	Avenida 68	2
P04	22143095	Vehicular	Autopista Sur por Carrera 68 (costado sur)	Auto Sur	1
P05	22154117	Vehicular	Avenida Boyacá con Calle 26 (Externo Sur)	Boyacá	2
P06	22154050	Vehicular	Avenida Boyacá con Calle 26 (Central Sur)	Boyacá	1
P07	22151521	Vehicular	Av Boyacá con Calle 72	Boyacá	8
P08	22156363	Vehicular	Avenida Constitución (Carrera 70) con Calle 26	Calle 26	3
P09	22147758	Vehicular	Avenida Boyacá Calle 80 (Costado Norte)	Boyacá	9
P10	22148543	Vehicular	Avenida 68 Calle 80 (Costado Norte)	Avenida 68	9
P11	22144465	Vehicular	Calle 63 con NQS	NQS	6
P12	22142182	Peatonal	Calle 65 con NQS	NQS	16

Tabla 6-4 Puentes Seleccionados para ensayos de campo y laboratorio

ID	Código IDU	Tipo	Ubicación	Troncal	Tipología
P13	22146492	Vehicular	Calle 68 con NQS (Costado Norte)	NQS	9
P14	22148054	Vehicular	NQS con Calle 80 (Costado Sur)	NQS	7
P15	22157924	Vehicular	Calle 116 con NQS (Costado Sur)	NQS	13
P16	22157841	Vehicular	Calle 116 con NQS (Costado Norte)	NQS	10
P17	22158121	Vehicular	Calle 127 con Kr 13	Calle 127	15
P18	24119282	Vehicular	Calle 127 con Kr 18A	Calle 127	15
P19	22149629	Vehicular	AutoNorte con Calle 153	Auto Norte	8
P20	22153290	Vehicular	AutoNorte con Calle 134 (Costado Sur)	Auto Norte	6
P21	22149933	Peatonal	AutoNorte con Calle 193	Auto Norte	24
P22	22157733	Vehicular	Calle 127 con NQS (Costado Norte)	NQS	2
P23	22143635	Vehicular	NQS con Calle 13	NQS	6
P24	22153944	Vehicular	Avenida 68 Calle 13	Avenida 68	2
P25	22147682	Vehicular	Av Boyacá con Calle Av Suba (Costado Norte)	Boyacá	4
P26	22142138	Peatonal	Calle 56 Campin con NQS	NQS	18
P27	22147412	Peatonal	Calle 45 con NQS	NQS	21
P28	22151230	Vehicular	Avenida Ciudad de Cali Calle 80	Calle 80	12
P29	22142959	Vehicular	Autopista Sur por Avenida Boyacá (Costado Occidental)	Auto Sur	6
P30	22145303	Vehicular	Carrera 5 con Calle 26	Calle 26	6

Con base en la Tabla 6-4, la Figura 6-2 presenta el porcentaje representativo de cada tipología seleccionada para realizar ensayos de campo y laboratorio para caracterización de propiedades mecánicas de los materiales estructurales.

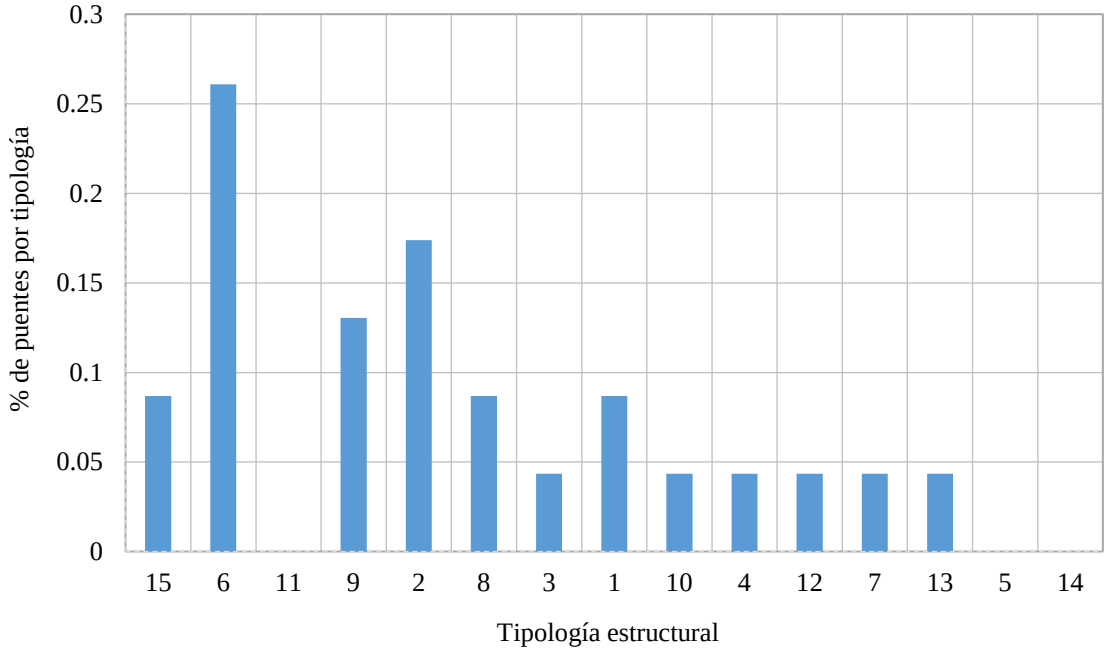


Figura 6-2 Puentes vehiculares seleccionados según su tipología estructural

Como se puede observar, los puentes vehiculares seleccionados para ensayos de campo y laboratorio presentan una distribución en sus tipologías muy parecida a la que se presenta según lo establecido en el inventario y diagnóstico de puentes de Bogotá D.C. (Figura 5-29). Cabe recordar que de los 30 puentes seleccionados 25 son vehiculares y 5 peatonales. Las tipologías de puentes peatonales seleccionados son las indicadas en la siguiente figura.

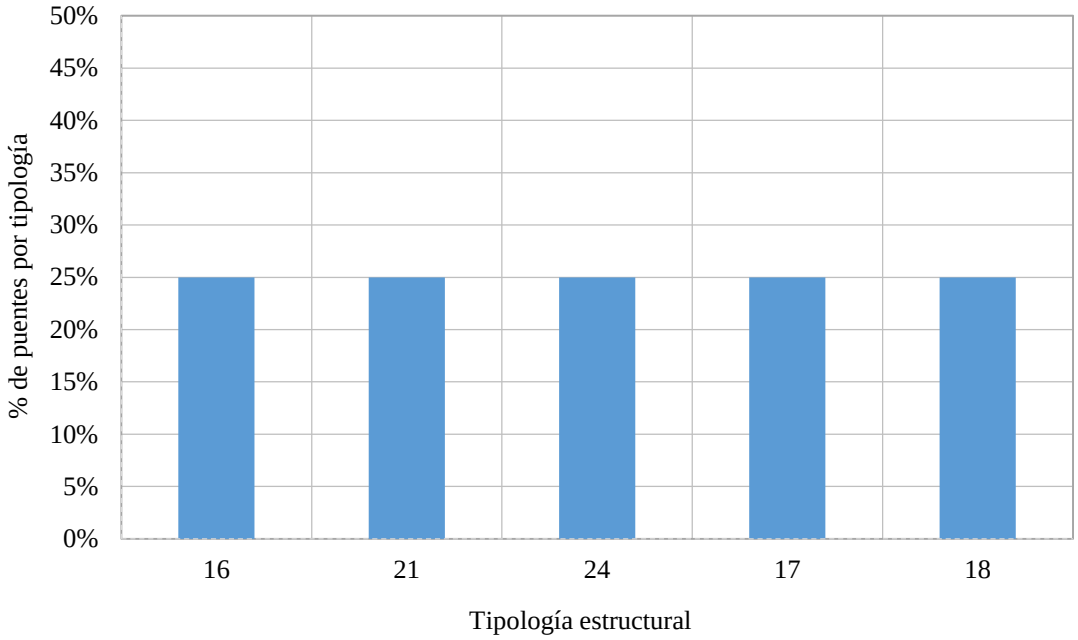


Figura 6-3 Puentes peatonales seleccionados según su tipología estructural

Los puentes peatonales escogidos cumplen con el hecho de pertenecer a las tipologías estructurales predominantes dentro de los puentes de concreto que hay en la ciudad. Además, debido al gran parecido que presentan estas tipologías estructurales se consideró que realizar ensayos a 5 puentes peatonales es suficiente para caracterizarlos de manera adecuada.

6.4 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA TOMA DE DATOS

Con el fin de realizar las actividades de campo se establecieron ciertos protocolos y procedimientos que permitieran llevar a cabo estas actividades de manera adecuada. Para garantizar la trazabilidad de cada una de las muestras y ensayos realizados en campo se estableció un protocolo de cadena de custodia que incluía las siguientes actividades:

1. Definición de codificación de cada una de las muestras: la codificación de todas las muestras tiene la siguiente nomenclatura:

   Muestras para ensayos de materiales: las muestras tomadas para la caracterización de las estructuras y los materiales tienen la siguiente nomenclatura:

   PXX-EYY-Eje Trans x Eje Long

   En donde:

   PXX= Consecutivo del puente a visitar según el cronograma definido previamente
   E = Corresponde al tipo de ensayo realizado así:

   - N = Extracción de Núcleo.
   - F = Ensayo de verificación con Ferroscan.

   Cabe mencionar que para cada ensayo de extracción de núcleo se debió realizar un ensayo de verificación con Ferroscan.

   YY =Número consecutivo según el tipo de muestra (número con máximo dos dígitos).

   Eje Trans = Eje transversal del puente según la nomenclatura definida
   Eje Long = Eje longitudinal del puente según la nomenclatura definida

   El eje longitudinal y transversal definen la ubicación en la cual se realizó el ensayo correspondiente.

2. Localización y demarcación con la codificación definida de los puntos en los cuales se realizará la toma de muestras y/o ensayos.

3. Toma de registro fotográfico durante todas las etapas de la toma y análisis de las muestras. (Toma de datos y/o muestras, rotulado y embalaje, veeduría, recepción en laboratorio, desempaque, ensayo de las muestras).

Figura 6-4 Toma de datos con Ferroscan

Figura 6-5 Toma de muestras de concreto

Figura 6-6 Muestras de concreto

4. Rotulado de las muestras: se realizó el rotulado de cada muestras marcando directamente sobre la muestras y anexando un rotulo con las características.

5. Después de verificar cada una de las muestras se realizó el inventario, organización y empaque de manera cuidadosa de cada una de las muestras en los contenedores seleccionados para el transporte.
6. Entrega de contenedores al encargado de recepción en el laboratorio.

7. Rotulado de las muestras con consecutivo interno del laboratorio.

8. Realización del ensayo con toma de registro fotográfico durante la realización de los ensayos.

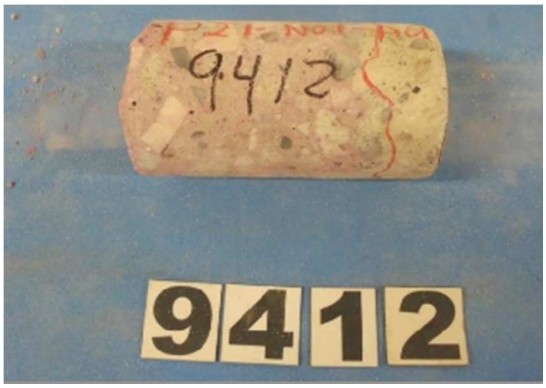


Figura 6-7 Ensayo de carbonatación

Figura 6-8 Ensayo de resistencia a la compresión

9. Empaque y almacenamiento de las muestras después de realizado el ensayo para garantizar verificaciones futuras.

6.5 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE ENSAYOS POR TIPOLOGÍA

De acuerdo con lo anterior, la Tabla 6-5 indica en forma detallada el tipo, número de ensayos y la ubicación aproximada de cada uno de los puentes de estudio. Con base en este programa de ensayos se realizaron los trabajos de campo. En la Tabla 6-5 se utilizará la siguiente nomenclatura para la ubicación aproximada de los ensayos:

E (estribo) C (Columna) VC (Viga Cabezal)

Tabla 6-5 Programación general de ensayos

Id	Corredor	Cruce	Tipo de ensayo	# ensayos	Ubicación aproximada
P01	Calle 26	Carrera 45 con calle 26	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E y C
P02	Calle 26	Carrera 50 con Calle 26	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E, C, y VC
P03	Avenida 68	Av Américas con Kr 68 (Costado Norte)	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E y C
P04	Auto Sur	Autopista Sur por Kr 68 (costado sur)	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E y C
P05	Boyacá	Avenida Boyacá con Calle 26 (Externo Sur)	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C y VC
P06	Boyacá	Avenida Boyacá con Calle 26 (Central Sur)	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C y VC
P07	Boyacá	Av Boyacá con Calle 72	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C y VC
P08	Calle 26	Avenida Constitución (Kr 70) con Calle 26	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	11	C y VC
P09	Boyacá	Avenida Boyacá Calle 80 (Costado Norte)	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C y VC
P10	Avenida 68	Avenida 68 Calle 80 (Costado Norte)	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C y VC
P11	NQS	Calle 63 con NQS	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E, C, y VC
P12	NQS	Calle 65 con NQS	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E, C, y VC
P13	NQS	Calle 68 con NQS (Costado Norte)	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E y C
P14	NQS	NQS con Calle 80 (Costado Sur)	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C y VC
P15	NQS	Calle 116 con NQS (Costado Sur)	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E y C
P16	NQS		Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C

Tabla 6-5 Programación general de ensayos

Id	Corredor	Cruce	Tipo de ensayo	# ensayos	Ubicación aproximada
		Calle 116 con NQS (Costado Norte)	Detección del Refuerzo	12	E y C
P17	Calle 127	Calle 127 con Kr 13	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	5	E, C, y VC
P18	Calle 127	Calle 127 con Kr 18ª	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	5	E, C, y VC
P19	Auto Norte	AutoNorte con Calle 153	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E, C, y VC
P20	Auto Norte	AutoNorte con Calle 134 (Costado Sur)	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E, C, y VC
P21	Auto Norte	AutoNorte con Calle 193	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C
P22	NQS	Calle 127 con NQS (Costado Norte)	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C
P23	NQS	NQS con Calle 13	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C
P24	Avenida 68	Avenida 68 Calle 13	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C
P25	Boyacá	Av Boyacá con Av Suba (Costado Norte)	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C
P26	NQS	Calle 56 Campin con NQS	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C
P27	NQS	Calle 45 con NQS	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C
P28	Calle 80	Avenida Ciudad de Cali Calle 80	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C
P29	Auto Sur	AutoSur con Av. Boyacá (Costado Occidental)	Resistencia a la compresión	5	C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	C
			Detección del Refuerzo	12	C y VC
P30	Calle 26	Carrera 5 con Calle 26	Resistencia a la compresión	5	E y C
			Penetración Frente de Carbonatación	5	E y C
			Detección del Refuerzo	12	E y C

6.6 RESULTADOS

6.6.1 Detección del refuerzo usando FERROSCAN

Para cada puente se realizaron los ensayos de detección del refuerzo correspondientes y se compararon las lecturas obtenidas con la disposición del acero de refuerzo especificado en planos en caso de que se encontrara información disponible. Los resultados de cada puente se presentan en los anexos individuales. En la Tabla 6-6 se presunta un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 6-6 Programación general de ensayos

ID	Puente	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal
P01	Carrera 45 con Calle 26	Ok	Ok
P02	Carrera 50 con Calle 26	No pudo ser revisado	No pudo ser revisado
P03	Avenida las Américas con Carrera 68 (Costado Norte)	Menor dimensión	Ok
P04	Autopista Sur por Carrera 68 (Costado Sur)	No pudo ser revisado	No pudo ser revisado
P05	Avenida Boyacá con Calle 26 (Externo Sur)	Ok	Ok
P06	Avenida Boyacá con Calle 26 (Central Sur)	Menor dimensión	Ok
P07	Avenida Boyacá con Calle 72	Menor dimensión	Ok
P08	Avenida Constitución (Kr 70) con Calle 26	Menor dimensión	Ok
P09	Avenida Boyacá con Calle 80 (Costado Norte)	Ok	Ok
P10	Avenida 68 con Calle 80 (Costado Norte)	Ok	Menor dimensión
P11	Calle 63 con Avenida NQS	No pudo ser revisado	No pudo ser revisado
P12	Calle 65 con Avenida NQS	Menor dimensión	Ok
P13	Calle 68 con Avenida NQS (Costado Norte)	No pudo ser revisado	No pudo ser revisado
P14	Avenida NQS con Calle 80 (Costado Sur)	Menor dimensión	Ok
P15	Calle 116 con Avenida NQS (Costado Sur)	Menor dimensión	Ok
P16	Calle 116 con Avenida NQS (Costado Norte)	Ok	Ok
P17	Calle 127 con Kr 13	No hubo concordancia	No pudo ser revisado
P18	Calle 127 con Kr 18A	Menor dimensión	Ok
P19	Autopista Norte con Calle 153	Menor dimensión	Ok
P20	Autopista Norte con Calle 134 (Costado Sur)	No pudo ser revisado	No pudo ser revisado
P21	Autopista Norte con Calle 193	Ok	Ok
P22	Calle 127 con Avenida NQS	Ok	Ok
P23	Calle 13 con Avenida NQS	Menor dimensión	Ok
P24	Carrera 68 con Avenida NQS	No pudo ser revisado	No pudo ser revisado
P25	Avenida Boyacá con Avenida Suba (Costado Norte)	No pudo ser revisado	No pudo ser revisado
P26	Calle 56 (Campin) con Avenida NQS	Ok	Ok
P27	Calle 45 con Avenida NQS	No hubo concordancia	No hubo concordancia

Tabla 6-6 Programación general de ensayos

ID	Puente	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal
P28	Avenida Ciudad de Cali con Calle 80	Ok	No hubo concordancia
P29	Autopista Sur con Avenida Boyacá (Costado Occidental)	Ok	Ok
P30	Carrera 5 con Calle 26	No pudo ser revisado	No pudo ser revisado

6.6.2 Propiedades de los núcleos de concreto extraídos

Las muestras recuperadas se ensayaron siguiendo la norma NTC 673 como se mencionó previamente. Los resultados de los ensayos de compresión de núcleos se resumen en la Tabla 6-7, la cual presenta los siguientes ítems a relacionar:

- D: Diámetro de la muestra.
- H: Altura en centímetros a la cual se realizó la toma de la muestra.
- f´c, lab: Resistencia a la compresión obtenida de los ensayos realizados por la Universidad de los Andes.
- f’c: Resistencia a la compresión especificada en los planos estructurales
- Profundidad de carbonatación: resultados de las profundidades de carbonatación medidas para una de las caras del núcleo extraído

Tabla 6-7 Resumen del análisis de los ensayos de resistencia a la Compresión

Id Puente	Cantidad de Ensayos	f'c lab (Promedio) (MPa)	f'c (MPa)	0.75 f'c (MPa)	Profundidad Carbonatación promedio (mm)
P01	5	38.6	-	-	11.98
P02	5	31.0	-	-	12.84
P03	5	30.4	28	21	12.92
P04	5	31.6	-	-	18.7
P05	5	28.8	28	21	14.18
P06	5	36.0	35	26.25	14.3
P07	5	36.8	21	15.75	3.22
P08	5	42.2	28	21	7.76
P09	5	36.0	24.5	18.375	10.76
P10	5	26.6	21	15.75	11.66
P11	5	21.2	24.5	18.375	3.02
P12	5	28.8	-	-	2.46
P13	5	27.0	-	-	17.26
P14	5	24.4	21	15.75	12.2

Tabla 6-7 Resumen del análisis de los ensayos de resistencia a la Compresión

Id Puente	Cantidad de Ensayos	f'c lab (Promedio) (MPa)	f'c (MPa)	0.75 f'c (MPa)	Profundidad Carbonatación promedio (mm)
P15	5	34.0	28	21	10.78
P16	5	31.2	28	21	9.46
P17	5	28.4	21	15.75	6.06
P18	5	20.2	21	15.75	24.94
P19	5	29.2	21	15.75	13.12
P20	5	32.0	21	15.75	4.7
P21	5	28.0	21	15.75	13.8
P22	5	31.0	35	26.25	0
P23	5	23.6	21	15.75	10.18
P24	5	32.4	-	-	6.58
P25	5	35.0	-	-	4.14
P26	5	25.2	21	15.75	14.32
P27	5	24.2	21	15.75	10.2
P28	5	31.8	21	15.75	1.86
P29	5	29.2	21	15.75	8.52
P30	5	29.2	28	21	4.24

A partir de esta información se puede observar que la resistencia a la compresión promedio de los núcleos ensayados para la mayoría de los puentes es mayor a la resistencia especificada en la información disponible para cada puente. Sin embargo, la resistencia promedio es mayor al 75% de la resistencia especificada para cada puente, por lo tanto los resultados obtenidos en el laboratorio se consideran satisfactorios. Este análisis no se realizó para todos los puentes ya que no se encontró información que especifique la resistencia del concretó en los puntos de toma de las muestras.

Tras realizar los ensayos de carbonatación en los núcleos se encontró que la profundidad de carbonatación promedio de cada puente se encuentra siempre en valores pequeños. A partir de esto se considera que los puentes no presentan problemas de carbonatación en términos generales. Sin embargo, el puente P18 presenta una carbonatación relativamente grande debido a las condiciones específicas de este puente, ya que al ser un box culvert siempre está sometido a condiciones ambientales agresivas.
Los resultados de resistencia a la compresión y frente de carbonatación de cada puente se pueden observar en los anexos individuales donde se registran todas las actividades realizadas en campo así como los resultados de los ensayos y sus respectivos análisis.

7 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE EVALUACIÓN DE RIESGO

7.1 GENERALIDADES

El análisis de riesgo catastrófico se lleva a cabo utilizando modelos analíticos probabilistas que permitan emplear la información disponible de eventos históricos para predecir posibles escenarios catastróficos futuros en los cuales se considere la alta incertidumbre involucrada en el análisis. La evaluación del riesgo catastrófico sigue por lo tanto un enfoque prospectivo, anticipando eventos de ocurrencia y consecuencias científicamente factibles que puedan presentarse en el futuro, considerando las grandes incertidumbres asociadas a la estimación de la severidad y la frecuencia en las amenazas y las asociadas a la vulnerabilidad de los componentes expuestos. Para una evaluación consistente y rigurosa del riesgo es necesario evaluar los siguientes componentes principales: la amenaza en términos probabilistas, la exposición que corresponde a los diferentes componentes expuestos susceptibles de sufrir daño y la vulnerabilidad de los diferentes tipos de componentes expuestos ante las amenazas que se desean evaluar. La Figura 7-1 presenta el esquema general del modelo probabilista de evaluación del riesgo y algunas de las posibles aplicaciones directas que se derivan del mismo en relación al presente proyecto.

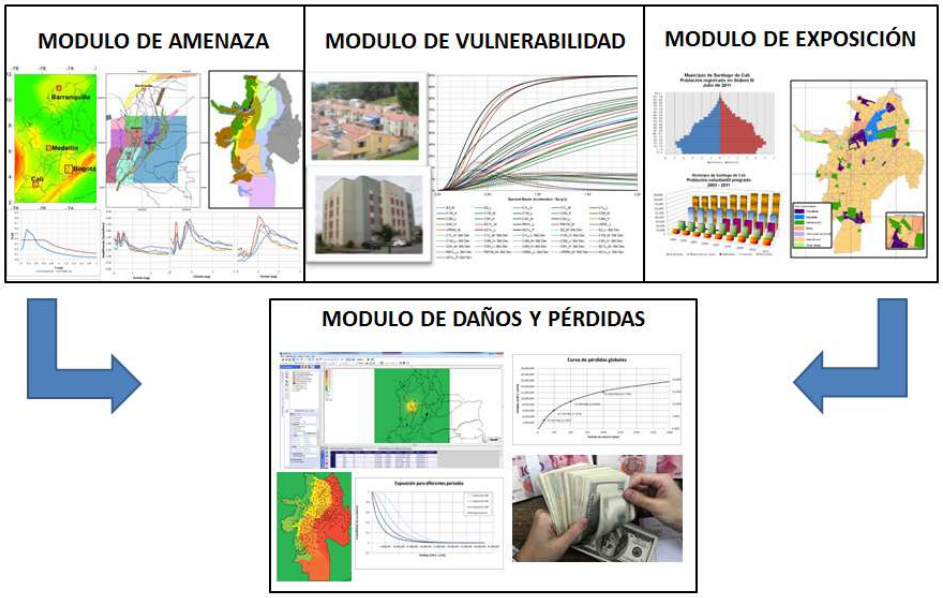


Figura 7-1 Modelo probabilista de riesgo y sus aplicaciones

En general, la evaluación de riesgo requiere de tres pasos de análisis, independientemente del tipo de amenaza que se considere, los cuales se describen a continuación:

1. Evaluación de la amenaza: para cada uno de los peligros considerados, se define un conjunto de eventos, con sus respectivas frecuencias de ocurrencia, que representan de manera integral la amenaza correspondiente. Cada escenario contiene la distribución espacial de parámetros que permiten construir la distribución de probabilidad de las intensidades producidas por su ocurrencia.

2. Definición del inventario de elementos expuestos: debe definirse el inventario de elementos expuestos, el cual debe especificar la localización geográfica del bien, el valor de reposición, su ocupación en términos de número de personas y su caracterización de vulnerabilidad.

3. Vulnerabilidad de las construcciones: debe asignarse a cada una de las clases estructurales una función de vulnerabilidad para cada tipo de amenaza. Esta función caracteriza el comportamiento de la construcción durante la ocurrencia de fenómenos amenazantes. Las funciones de vulnerabilidad definen la distribución de probabilidad de las pérdidas como función de la intensidad producida durante un escenario específico. Se definen mediante curvas que relacionan el valor esperado del daño y la desviación estándar del daño con la intensidad del fenómeno.

A continuación se presenta con mayor detalle cada una de las actividades requeridas para llegar a una evaluación rigurosa del riesgo.

7.2 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA

La identificación y evaluación de las amenazas que pueden afectar una región determinada constituye uno de los elementos fundamentales del análisis del riesgo. El conocimiento de la recurrencia de eventos peligrosos, así como las características de los eventos históricos importantes, proveen una primera idea del potencial destructivo de los fenómenos que pueden constituir una amenaza para la región y permiten establecer, de manera aproximada, los períodos de retorno de los eventos más significativos debido a su intensidad. Por ejemplo para el caso sísmico, el análisis de las fuentes sismogénicas cercanas a las zonas de estudio, la evaluación de la recurrencia de magnitudes según los catálogos sísmicos históricos e instrumentales y el análisis de su potencialidad para generar eventos extraordinarios, permiten plantear modelos probabilistas de amenaza sísmica integrales y consistentes con las condiciones locales de sismicidad.

Las amenazas se evalúan utilizando la frecuencia de ocurrencia y la distribución geográfica de diferentes parámetros que miden la intensidad de un conjunto de eventos estocásticos que representan en conjunto todos los posibles eventos que pueden llegar a generar afectación en la zona de estudio. Una vez se definen los parámetros que caracterizan la ocurrencia de los eventos naturales desde el punto de vista técnico-científico, se genera un conjunto de eventos estocásticos –mediante la simulación de una serie de eventos aleatorios– que definen la frecuencia y severidad del fenómeno peligroso, representando así la amenaza o probabilidad de ocurrencia de los eventos individuales con posible afectación a la zona de estudio.

El manejo de la información que caracteriza la amenaza se realiza mediante sistemas de información geográfica por medio de capas en formato "raster". En particular para cada uno de los escenarios sísmicos de análisis se hace necesario archivar la información de los diferentes parámetros de intensidad definidos (por ejemplo aceleraciones espectrales para varios periodos estructurales en el caso de sismo, distribución de la intensidad de lluvia o las profundidades de inundaciones) y valores medios y de desviación estándar en cada ubicación geográfica y para cada intensidad de cada escenario, para tener en cuenta la incertidumbre asociada a la ocurrencia de dicho valor de severidad del fenómeno. Para el almacenamiento de toda esta información se utiliza un archivo característico con extensión ".AME". Este archivo se obtiene utilizando la plataforma CRISIS 2007.

La información de amenazas en los formatos tipo ".AME" permiten obtener entre otras cosas lo siguiente:

a. Mapas de intensidades de la amenaza que se estudia para cualquiera de los escenarios estocásticos considerados, cada uno asociado a una frecuencia anual de ocurrencia, lo que permite estimar la demanda de intensidad de cada evento estocástico sobre cada uno de los elementos expuestos.
b. La curva de probabilidad anual de excedencia de la intensidad de amenaza considerada en cualquier punto de la zona de estudio. Considerando que el periodo de retorno es el inverso de la probabilidad anual de ocurrencia, se puede igualmente estimar la intensidad de amenaza en cada punto para cualquier periodo de retorno de interés.
c. Mapas a nivel nacional o regional de la intensidad de amenaza que se considera para cualquier período de retorno de interés.

Para cada una de las amenazas, es necesario tener en cuenta una serie de consideraciones especiales según el caso. Por ejemplo para la amenaza sísmica en la superficie del terreno se deben considerar complementariamente los efectos de la respuesta dinámica de los suelos

blandos sub-superficiales. Para esto se calculan funciones de transferencia en cada una de las zonas de las ciudades que presenten comportamientos sísmicos similares u homogéneos. Los efectos de amplificación local dados por los depósitos de suelos en las zonas de estudio se especifican mediante un archivo tipo "shape" en el cual se definen las zonas de similar comportamiento sísmico y se especifica en cada una de ellas, los espectros de amplificación en la respuesta para diferentes intensidades sísmicas de análisis con el fin de considerar el comportamiento no lineal de los suelos.

7.3 CARACTERIZACIÓN DE LOS BIENES EXPUESTOS SUSCEPTIBLES A DAÑO

Los elementos expuestos se refieren principalmente a componentes individuales de infraestructura (edificaciones, puentes, tanques, torres, tramos de tuberías, estructuras especiales, entre otros) que puede verse afectados por un evento de amenaza determinado. Se requiere entonces identificar los diferentes componentes individuales incluyendo características como su ubicación geográfica, su geometría, sus características físicas e ingenieriles principales, su vulnerabilidad y su valoración económica.

Las características y parámetros de los componentes expuestos en riesgo se estiman normalmente a partir de fuentes de información secundaria como bases de datos existentes, o pueden ser derivados por medio de procedimientos simplificados basados en información social y macro económica general, como densidad poblacional, estadísticas de construcción, nivel de prestación de servicios o información particular más específica. Los modelos simplificados de exposición se utilizan cuando la información específica no se encuentra disponible (como por ejemplo en las bases de datos catastrales o censos detallados de población y vivienda).

Con base en la información disponible, se crea una base de datos geo-referenciada donde para cada componente individual (cada edificación o componente de infraestructura) se incluye toda la información específica requerida para el análisis, tal como grupo de uso al que pertenece, área construida, número de pisos, sistema estructural, material, características geométricas, contenidos, valoración económica, propiedades específicas y otras. Se pueden incluir adicionalmente parámetros con alto nivel de detalle, lo que contribuye a mejorar la confiabilidad general de los resultados. Mediante algoritmos especiales se procesa esta información para completar la información faltante y generar una serie de parámetros que permitan la caracterización general de la exposición para el análisis.

En ciertos casos específicos se utilizan herramientas para levantar información a partir de imágenes satelitales o fotografías aéreas. Estas herramientas permiten conformar bases de datos geo referenciadas con algunas características básicas tales como tipos constructivos, área, número de pisos o altura del componente, lo cual puede luego complementarse con estadísticas del área de interés, con zonificaciones previas de los tipos constructivos en la ciudad o mediante información de especialistas locales en cada caso o visitas de inspección. En algunos casos, dichas herramientas pueden utilizarse únicamente con el propósito de levantar una información particular para complementar una base de datos, como pueden ser por ejemplo todos los edificios de más de una determinada altura (por ejemplo más de 10 pisos) o las zonas de una ciudad donde se concentre uso industrial o barrios marginales o información de componentes especiales tales como puertos, aeropuertos, puentes, plantas y cualquier otro.

Adicionalmente a las edificaciones, es posible considerar en los análisis de riesgo otros activos físicos de especial importancia, como las principales obras de infraestructura en los sectores transporte, energía, comunicaciones, agua potable y saneamiento, petróleo y gas y otros.

De esta forma se constituye una base de datos en formatos tipo “Shape” que incluye información relacionada con la localización en coordenadas geográficas de cada uno de los activos, el grupo de uso al que pertenece, su valor de reposición aproximado, y las características físicas e ingenieriles que permiten asignarle una determinada función de vulnerabilidad, tal como se explica más adelante.

Las valoraciones económicas de los componentes que se analizan deben verificarse con base en indicadores disponibles relacionados con índices económicos generales, como son los valores per cápita o normalizados con el PIB del país o la región, el stock de capital, la valoración general de obras de infraestructura con fines de seguros, entre otros.

La Tabla 7-1 presenta una imagen ilustrativa del manejo de una base de datos de edificaciones para una ciudad mediante archivos en formato “Shape”, en la plataforma CAPRA.

Tabla 7-1 Base de datos de edificaciones en formato Shape(ilustrativa)

ID	ID_PREDIC	COMUNA	ESTRATO	COORD_X	COORD_Y	VALFIS	SE_SISMO	VALHUM	USO_ESTRUCTURAL
0	101	01	2	-76.562	3.452	27136	Adobe	0	RESIDENCIAL
1	102	01	1	-76.577	3.455	17004	Adobe	0	RESIDENCIAL
2	103	01	1	-76.588	3.463	3857	Adobe	0	RESIDENCIAL
3	104	01	1	-76.558	3.458	15573	Adobe	0	RESIDENCIAL
4	105	02	1	-76.533	3.490	3524	Adobe	0	RESIDENCIAL
5	106	02	1	-76.540	3.459	9110	Adobe	0	RESIDENCIAL
6	107	03	1	-76.528	3.444	2721	Adobe	0	RESIDENCIAL
7	108	03	2	-76.524	3.455	5722	Adobe	0	RESIDENCIAL
8	109	03	2	-76.524	3.461	886	Adobe	0	RESIDENCIAL
9	110	03	2	-76.545	3.446	19	Adobe	0	RESIDENCIAL
10	111	04	2	-76.518	3.457	1784	Adobe	0	RESIDENCIAL
11	11	04	2	-76.515	3.463	1588	Adobe	0	RESIDENCIAL
12	113	04	2	-76.514	3.459	2406	Adobe	0	RESIDENCIAL
13	114	04	2	-76.518	3.464	619	Adobe	0	RESIDENCIAL
14	115	04	2	-76.517	3.465	1278	Adobe	0	RESIDENCIAL
15	116	04	2	-76.513	3.474	5784	Adobe	0	RESIDENCIAL
16	117	04	2	-76.509	3.474	1114	Adobe	0	RESIDENCIAL
17	118	04	2	-76.507	3.476	1205	Adobe	0	RESIDENCIAL
18	119	04	2	-76.509	3.459	1914	Adobe	0	RESIDENCIAL

La plataforma CAPRA cuenta con un módulo para el levantamiento de la información para la conformación de bases de datos de elementos expuestos.

7.4 CARACTERIZACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

7.4.1 Generalidades

La caracterización de la vulnerabilidad física se realiza mediante la generación de funciones que relacionan el nivel de daño de cada componente con la intensidad del fenómeno que caracteriza la amenaza. A cada uno de los tipos constructivos (tipologías) característicos de la base de datos de exposición se debe asignar una función de vulnerabilidad. Mediante dichas funciones es posible estimar el daño o los efectos producidos en cada uno de los activos ante la acción de cada evento caracterizado por alguno de los parámetros de intensidad del fenómeno que se está considerando. Cada función de vulnerabilidad está definida por un valor medio de daño y su varianza, con lo cual es posible estimar la función de probabilidad de las pérdidas respectivas. La varianza da cuenta de la incertidumbre asociada en este proceso del cálculo de riesgo catastrófico.

La estimación de los efectos o del daño se mide en términos de la relación media de daño, RMD, que corresponde a la relación entre el costo esperado de reparación del elemento afectado y el costo de reposición del mismo y por la varianza de cada uno de estos valores. Los dos parámetros, RMD y su varianza, se especifican para los diferentes niveles de intensidad sísmica. En consecuencia, cada elemento expuesto tendrá asignado un valor de vulnerabilidad diferente, en términos probabilistas, para los eventos de amenaza considerados.

La Figura 7-2 presenta de manera ilustrativa un conjunto de funciones de vulnerabilidad para un conjunto de edificaciones características, con el formato y representación que se requiere en la plataforma CAPRA.

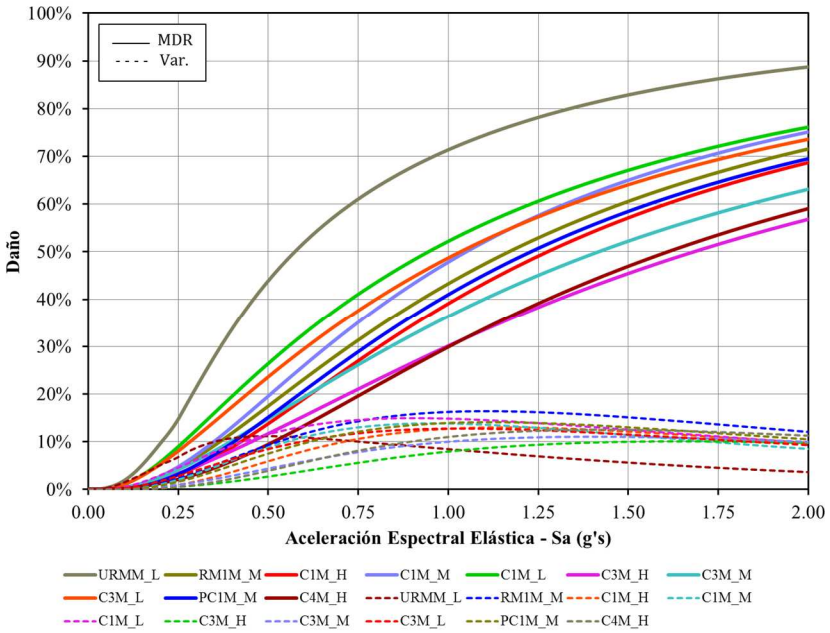


Figura 7-2 Funciones de vulnerabilidad representativas

A continuación se presenta una metodología general para ensamblar funciones de vulnerabilidad que incluye el modelo de costos y componentes susceptibles, la modelación computacional requerida y todos los tipos de análisis que se van a realizar.

7.4.2 Modelo de costos y componentes

Para la determinación de las funciones de vulnerabilidad es necesario contar con estimaciones de las pérdidas económicas esperadas y su incertidumbre. Las pérdidas económicas incluyen las pérdidas directas en elementos considerados como susceptibles que puedan generar pérdidas debidas a la interrupción del funcionamiento. Las pérdidas directas se estiman a través de los costos esperados de reparación/reposición para diferentes estados de daño de los componentes susceptibles a sufrir daño ante eventos sísmicos.

En este orden de ideas, es necesario realizar un inventario de los puentes para definir las tipologías existentes. A cada una de éstas se le debe realizar un análisis exhaustivo con el fin de determinar los componentes susceptibles a daño. Una vez identificados se procede a realizar la definición de los estados de daño de cada uno de los componentes susceptibles a

daño. Generalmente, cada componente tiene cuatro estados de daño: no daño, daño leve, daño moderado y daño severo.

Con el fin de estimar los costos de reparación de los diferentes niveles de daño de cada uno de los componentes individuales susceptibles de daño se utiliza un análisis en el cual se hace necesario estimar el costo de reparación y de reposición total de cada componente de manera individual. En el análisis se debe considerar que algunos de los componentes de la estructura no son susceptibles a daños, excepto para una situación de colapso o cuando se decide la demolición parcial o total de la estructura.

Cada uno de los tipos de componentes susceptibles a sufrir daño que conforman la estructura debe caracterizarse mediante una especificación completa de fragilidad que incluye: una descripción completa del componente; la caracterización de los posibles estados de daño y los métodos de reparación; la interrelación lógica entre estados de daño; el parámetro de demanda resultante del análisis de respuesta sísmica que mejor puede definir el estado de daño alcanzado; la función de fragilidad de cada estado de daño; las funciones de probabilidad de los costos de reparación/reposición en cada estado y una calificación de la calidad de la información contenida.

Para cada componente se definen una serie de estados de daño discretos. Cada estado de daño tendrá una descripción detallada al igual que el método sugerido de reparación y la interrelación lógica de ocurrencia entre ellos. Usualmente se asume que estos son mutuamente excluyentes y van en orden incremental (sólo un estado de daño probable para cada realización de análisis) aunque puede también asumirse que algunos de ellos ocurren de manera alternativa (un daño o el otro con igual probabilidad para cada realización de análisis). Ante la incertidumbre en la evaluación del estado de daño, se plantean funciones de distribución de probabilidad condicional de ocurrencia de daño para un determinado valor de demanda (usualmente funciones de distribución de probabilidad log-normales). Estas permiten estimar la probabilidad de alcanzar cada estado de daño en función de un parámetro de entrada que mejor correlación presente con el daño y que se obtiene a partir de un análisis dinámico de la estructura y que estaría contenido en la base de datos de parámetros de demanda para cada estructura en particular.

7.4.3 Modelo computacional

Para el cálculo de los parámetros de demanda sísmica a utilizar en el modelo de comportamiento inelástico propuesto para los elementos estructurales principales, se sigue el siguiente procedimiento:

a. Para cada sección de columnas en que ocurre una rótula plástica potencial, se le asigna un modelo de fibras teniendo en cuenta la no-linealidad del material.

b. La rigidez inicial momento curvatura se establece de acuerdo con el modelo de fibras.

c. La rigidez translacional y rotacional del suelo se determina a partir de la cimentación existente, la estratigrafía y el nivel freático. Este análisis se realiza con el programa All Pile (v7.0) y las fórmulas analíticas del ASCE 41-13.

d. Los estribos se modelan con elementos tipo “link” (MultiLinear Plastic, Gap o MultiLinear Elastic).

e. Los apoyos o conexiones entre superestructura y subestructura se modelan con elementos tipo “link” (MultiLinear Plastic)

Estos modelos se realizarán utilizando las plataformas SAP 2000 y PERFORM 3D.

7.4.4 Análisis y resultados

Los análisis y resultados que se esperan de la modelación computacional se dividen principalmente en tres: análisis modal, análisis estático lineal y análisis estático/dinámico no lineal. Con el análisis estático lineal se pueden realizar las verificaciones de diseño y se pueden obtener los índices de sobreesfuerzo en los elementos estructurales principales. El análisis modal permite tener una concepción general del comportamiento sísmico del puente, sus porcentajes de participación en masa y la forma esperada de los desplazamientos según el modo indicado. El análisis no lineal estático (Pushover) contempla el comportamiento de la estructura en términos de desplazamiento y cortante en la base. Adicionalmente se tienen en cuenta las no linealidades geométricas que provienen de la influencia de la carga axial cuando se tienen desplazamientos sísmicos (P-delta). A partir del análisis computacional se obtienen los parámetros de demanda sísmicos de la estructura, los cuales se relacionan directamente con las curvas de daño de componentes susceptibles con el fin de establecer los estados de daño y el costo asociado a los mismos. Una vez se tengan estos elementos identificados se puede obtener las curvas de vulnerabilidad por tipología en cada dirección de análisis.

7.5 ESTIMACIÓN PROBABILISTA DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS

7.5.1 Generalidades

Con base en los modelos de amenaza probabilistas propuestos y en el inventario y valoración de activos expuestos con sus funciones de vulnerabilidad correspondientes se desarrolla la modelación de evaluación de pérdidas probabilística para los portafolios y elementos expuestos definidos.

Para calcular las pérdidas asociadas a un evento determinado, la relación media de daño (RMD obtenida de la función de vulnerabilidad) se convierte en pérdida económica multiplicándola por el valor de reposición del componente. Esta operación se repite para cada uno de los activos o elementos en el inventario de activos expuestos para cada uno de los escenarios estocásticos que conforman la amenaza. Las pérdidas económicas se van agregando siguiendo una aritmética apropiada para obtener las pérdidas esperadas para cada uno de los componentes expuestos y las funciones de densidad de probabilidad de las pérdidas asociadas a cada uno de los eventos estocásticos.

A continuación se presentan detalles del cálculo de varias de las medidas de riesgo en términos económicos y las diferentes interpretaciones que se les da en la práctica.

7.5.2 Pérdida Anual Esperada

La Pérdida Anual Esperada (PAE) se calcula para cada uno de los componentes expuestos y para el conjunto de los mismos como la suma del producto entre las pérdidas esperadas para un determinado escenario y la frecuencia anual de ocurrencia de dicho evento y para todos los eventos estocásticos considerados. En términos probabilistas, la PAE es la esperanza matemática de la pérdida anual.

Una manera alternativa de representar la pérdida anual esperada es mediante la llamada Prima Pura de Riesgo (PPR) que corresponde al valor de la PAE dividido por el valor de reposición del activo. Indica el costo que debe ser pagado anualmente para cubrir las pérdidas esperadas en el futuro.

La PAE puede obtenerse por integración de la curva de excedencia de pérdidas (ver más adelante) o mediante la siguiente expresión (ERN-AL, 2011):

$$P_{AE} = \sum_{i=1}^{Eventos} E(P|Evento\,\mathrm{i})F_A(Evento\,\mathrm{i}) \qquad \text{(Ec. 6-1)}$$

La Figura 7-3 pretende explicar de manera simplificada el concepto básico de la pérdida anual esperada que resulta de un análisis de riesgo.

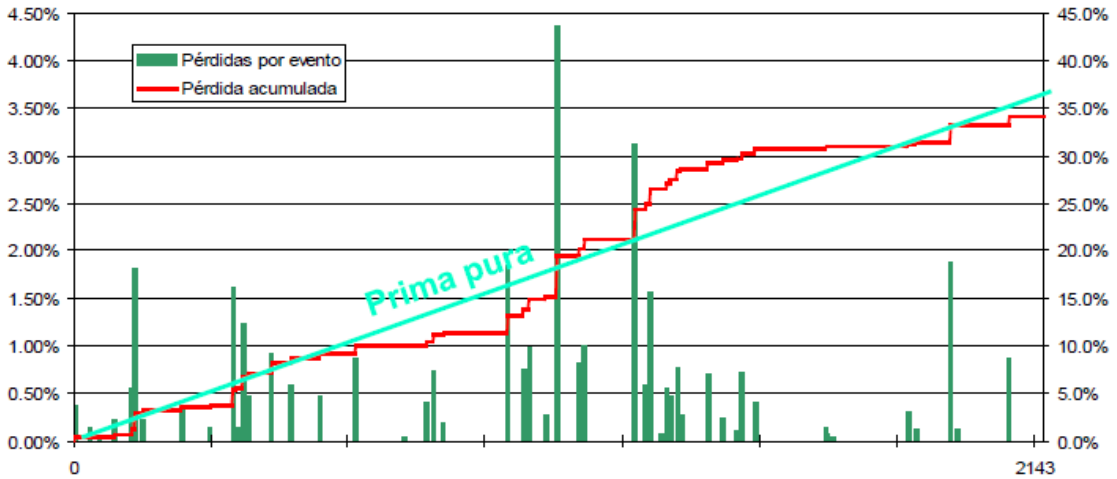


Figura 7-3 Ilustración conceptual de la prima pura de riesgo (www.ecapra.org)

La diferencia entre las curvas corresponde al déficit o superávit que habría en un fondo de reserva con respecto a las pérdidas realmente causadas en un caso hipotético.

7.5.3 Curva de Excedencia de Pérdidas

La curva de Excedencia de Pérdidas (CEP) representa la frecuencia anual con que determinada pérdida económica será excedida y se conoce también como la curva de pérdidas ("loss curve"). Es la medida más importante y robusta del riesgo, dado que brinda la información básica para la planeación y destinación de recursos necesarios con el fin de cumplir con objetivos de gestión particulares. La CEP se puede calcular a partir de las pérdidas asociadas a todos los eventos posibles, en función de su período de retorno.

Se puede calcular con la siguiente ecuación que es una forma del teorema de la probabilidad total (ERN-AL, 2011):

$$\nu(p) = \sum_{i=1}^{Eventos} \Pr(P > p|Evento\,\mathrm{i})F_A(Evento\,\mathrm{i}) \qquad \text{(Ec. 6-2)}$$

En la ecuación anterior *v(p)* es la tasa de excedencia de la pérdida *p* y $F_A(Eventoi)$ es la frecuencia anual de ocurrencia del evento *i*, mientras que *Pr(P>p|Eventoi)* es la probabilidad de que la pérdida sea superior a *p*, dado que ocurrió el i-ésimo evento. La suma en la ecuación anterior se hace para todos los eventos potencialmente dañinos. El inverso de *v(p)* es el periodo de retorno de la pérdida *p*, identificado como *Tr*.

El resultado típico de una curva de excedencia de pérdidas se presenta en la Figura 7-4 la cual presenta la curva de pérdidas para un portafolio de estructuras con carácter ilustrativo utilizando la amenaza que resulta de la aproximación probabilista.

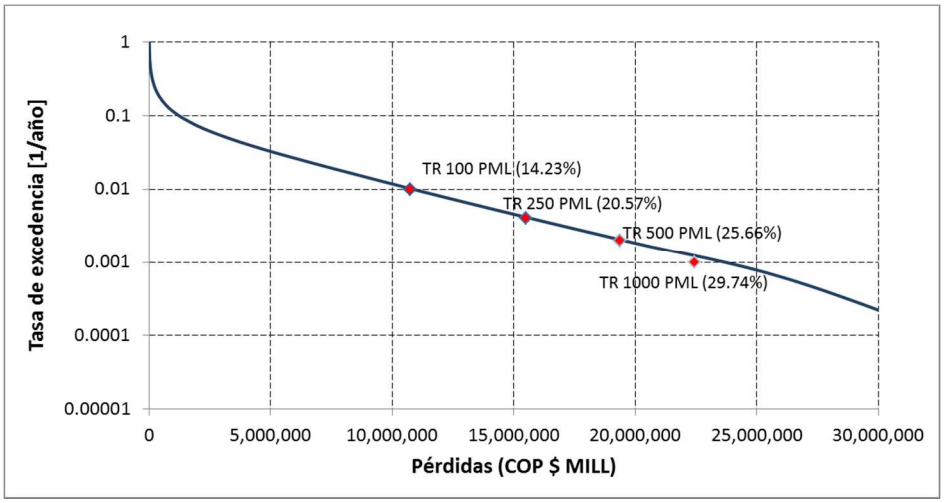


Figura 7-4 Curva de excedencia de pérdida (ilustrativa)

La pérdida *p* a que se refiere la Ecuación 6-2 es la suma de las pérdidas que acontecen en todos los bienes expuestos. Conviene hacer notar lo siguiente:

- La pérdida *p* es una cantidad incierta, cuyo valor, dada la ocurrencia de un evento, no puede conocerse con precisión. Debe, por tanto, ser vista y tratada como una variable aleatoria y deben preverse mecanismos para conocer su distribución de probabilidad, condicionada a la ocurrencia de cierto evento. En general, no es posible determinar directamente esta distribución de probabilidad. Suele entonces calcularse "encadenando" distribuciones de probabilidad condicionales (Ordaz, 2012):

$$f(p|Evento\ i) = \int_0^\infty f(p|S_a) f(S_a|Evento\ i) dS_a \qquad \text{(Ec. 6-3)}$$

En donde: *f(p|Sa)* corresponde a las relaciones de vulnerabilidad y *f(Sa|Eventoi)* corresponde a las ecuaciones de atenuación.

- La pérdida *p* se calcula como la suma de las pérdidas que se presentan en cada uno de los bienes expuestos. Cada uno de los sumandos es una variable aleatoria y entre ellos existe cierto nivel de correlación, que debe ser incluido en el análisis.

Considerando la Ecuación 6-2, la secuencia de cálculo probabilista de riesgo es la siguiente:

1. Para un escenario dado, determinar la distribución de probabilidades de la pérdida en cada uno de los bienes expuestos.

2. A partir de las distribuciones de probabilidad de las pérdidas en cada bien, determinar la distribución de probabilidad de la suma de estas pérdidas, tomando en cuenta la correlación que existe entre ellas.

3. Un vez determinada la distribución de probabilidad de la suma de las pérdidas en este evento, calcular la probabilidad de que esta exceda un valor determinado, *p*.

4. La probabilidad determinada en el inciso anterior, multiplicada por la frecuencia anual de ocurrencia del evento, es la contribución de este evento a la tasa de excedencia de la pérdida *p*.

El cálculo se repite para todos los eventos, con lo que se obtiene el resultado indicado por la Ecuación 6-2.

Es interesante señalar también que en la Ecuación 6-2 no se hace distinción entre eventos que pertenezcan a diferentes amenazas. En efecto, la suma en esa ecuación podría incluir, por ejemplo, sismos y huracanes o sismos y erupciones volcánicas. Esto puede hacerse porque se ha supuesto que tanto los eventos asociados a una misma amenaza como los eventos asociados a distintas amenazas no ocurren simultáneamente. Sin embargo, algunos fenómenos potencialmente dañinos sí ocurren simultáneamente, por lo que en estos casos hay que tomar previsiones especiales para la determinación de la distribución de probabilidad de *p*.

7.5.4 Curva de Pérdida Máxima Probable

Una manera alterna para representar la curva de excedencia de pérdidas es a través de la curva de Pérdida Máxima Probable (Probable Maximum Loss, PMP o PML en inglés) la cual

representa un valor de pérdida para un nivel de excedencia determinada. Corresponde a las pérdidas máximas probables para diferentes periodos de retorno considerados y se obtiene a partir de la curva CEP.

No existen estándares universalmente aceptados para la elección de un periodo de retorno. Para tomar cierta decisión, depende de la aversión al riesgo de quien la está tomando. En la industria aseguradora, por ejemplo, los periodos de retorno utilizados para definir la PML varían entre 500 y al menos 1500 años.

La Figura 7-5 presenta la curva de PML correspondiente a la curva de pérdida anterior. De esta curva pueden obtenerse valores individuales de pérdidas máximas probables para diferentes periodos de retorno, tal como se indica de manera indicativa en la Tabla 7-2.

Tabla 7-2 Perdidas máximas probables para diferentes periodos de retorno (Ilustrativa)

Periodo Retorno	Pérdida	
años	**COP$ x 10^6**	**%**
100	$ 6,607,011	8.09 %
250	$ 10,944,745	13.40 %
500	$ 14,302,036	17.51 %
1000	$ 17,531,138	21.47 %

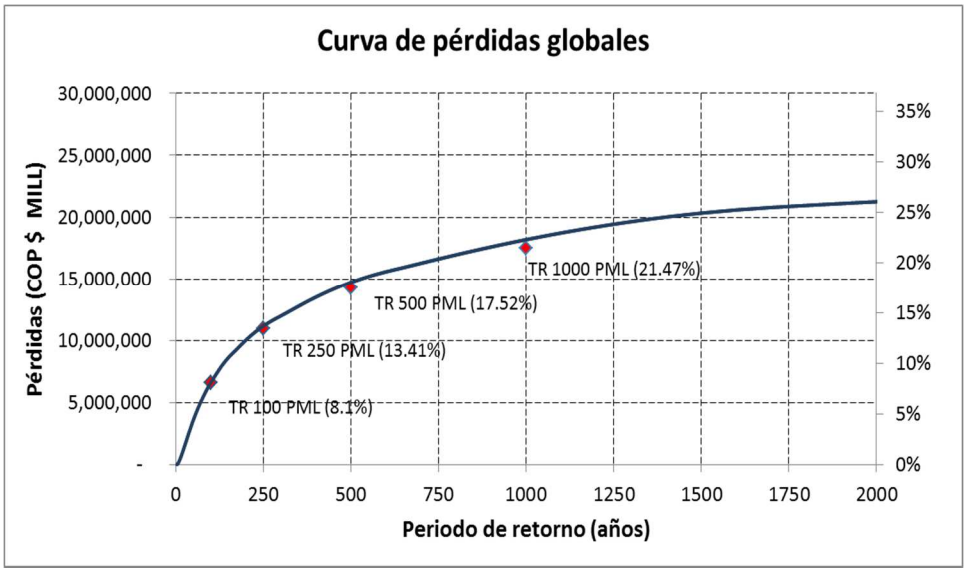


Figura 7-5 Curva de pérdidas máximas probables – PML (indicativo)

8 AMENAZA SÍSMICA Y RESPUESTA DINAMICA DEL SUELO

8.1 GENERALIDADES

Para la actualización de las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (AIS 2010) y la elaboración de los nuevos mapas de amenaza, se desarrolló el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia de 2009, el cual implementó una nueva metodología basándose en nueva información tectónica y los últimos eventos sísmicos ocurridos en el territorio nacional.

La metodología consistió en asignar eventos a cada una de las fuentes sismogénicas definidas y calcular los parámetros estadísticos relevantes para cada una de estas fuentes con el fin conocer la magnitud última esperada e inferir la tasa de generación de terremotos para diferentes magnitudes.

A partir del modelo plano-fuente, y la integración probabilista de la amenaza generada por todas la fuentes para el cálculo de las curvas de aceleración horizontal esperada para diferentes períodos estructurales y diferentes períodos de retorno, se definieron los parámetros de diseño A_a, A_v, A_e y A_d de las Normas NSR-10 y de los mapas nacionales de zonificación sísmica.

Adicionalmente se generó un conjunto de espectros de amenaza uniforme en términos de aceleración para las capitales del departamento y mapas de aceleración esperada a nivel nacional, con diferentes períodos de retorno.

8.2 MODELO TECTÓNICO IMPLEMENTADO

La información sobre los sistemas de fallamiento activos intraplaca para el modelo tectónico fue suministrado en su momento por INGEOMINAS (Ingeominas, 2008) y corresponde a la localización y caracterización de las fallas geológicas con actividad comprobada en el cuaternario.

En la Figura 8-1 se presenta el mapa de deformaciones cuaternarias de Colombia en el cual se muestran las fallas y los pliegues de deformaciones cuya actividad es catalogada como probable por INGEOMINAS (2008). Por otro lado, en Figura 8-2 se presenta el mapa de

deformaciones cuaternarias de Colombia en el cual se muestran las fallas y los pliegues de deformaciones cuya actividad es catalogada como comprobada por INGEOMINAS (2008).

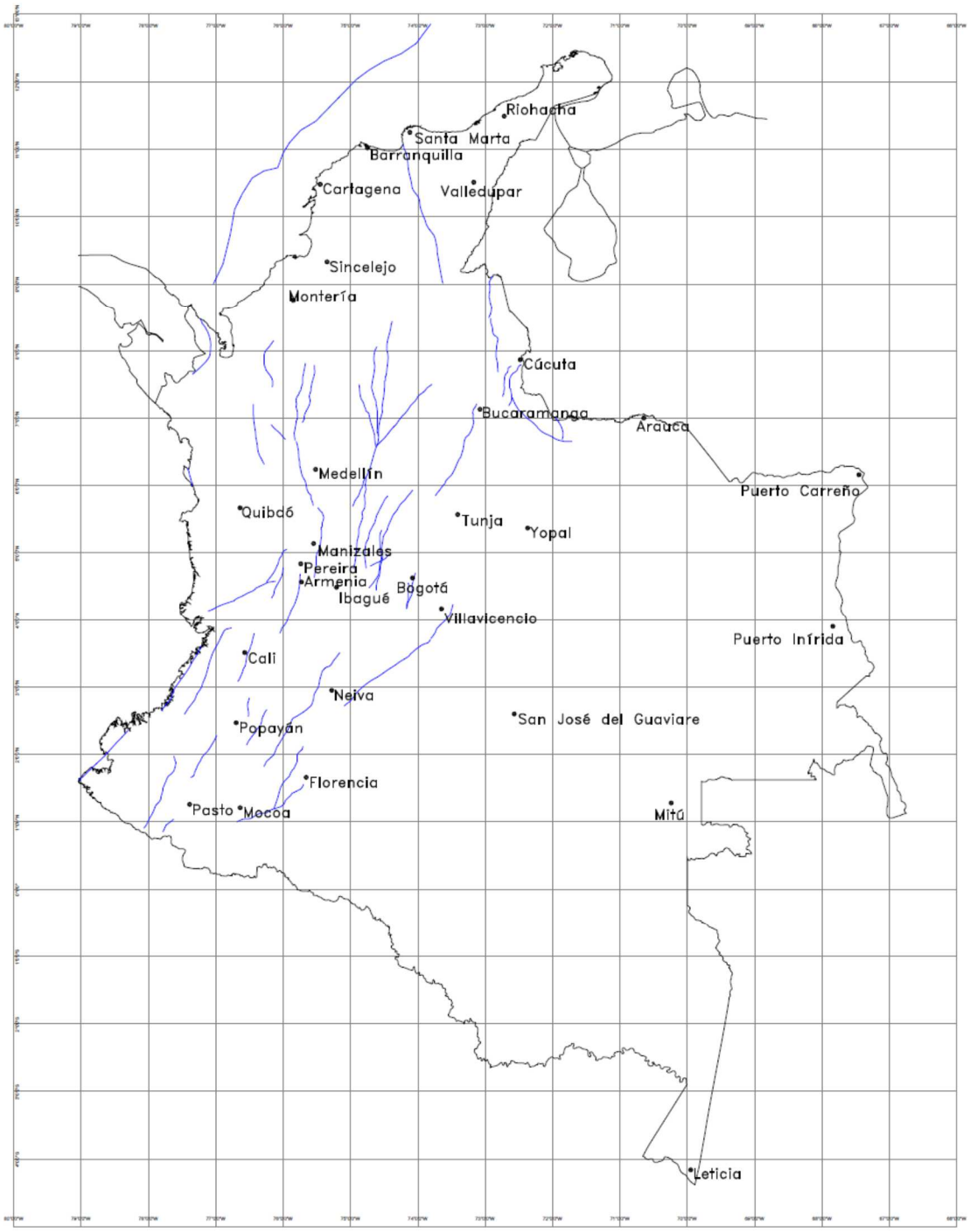


Figura 8-1 Mapa de deformaciones cuaternarias con actividad probable

Tomado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009

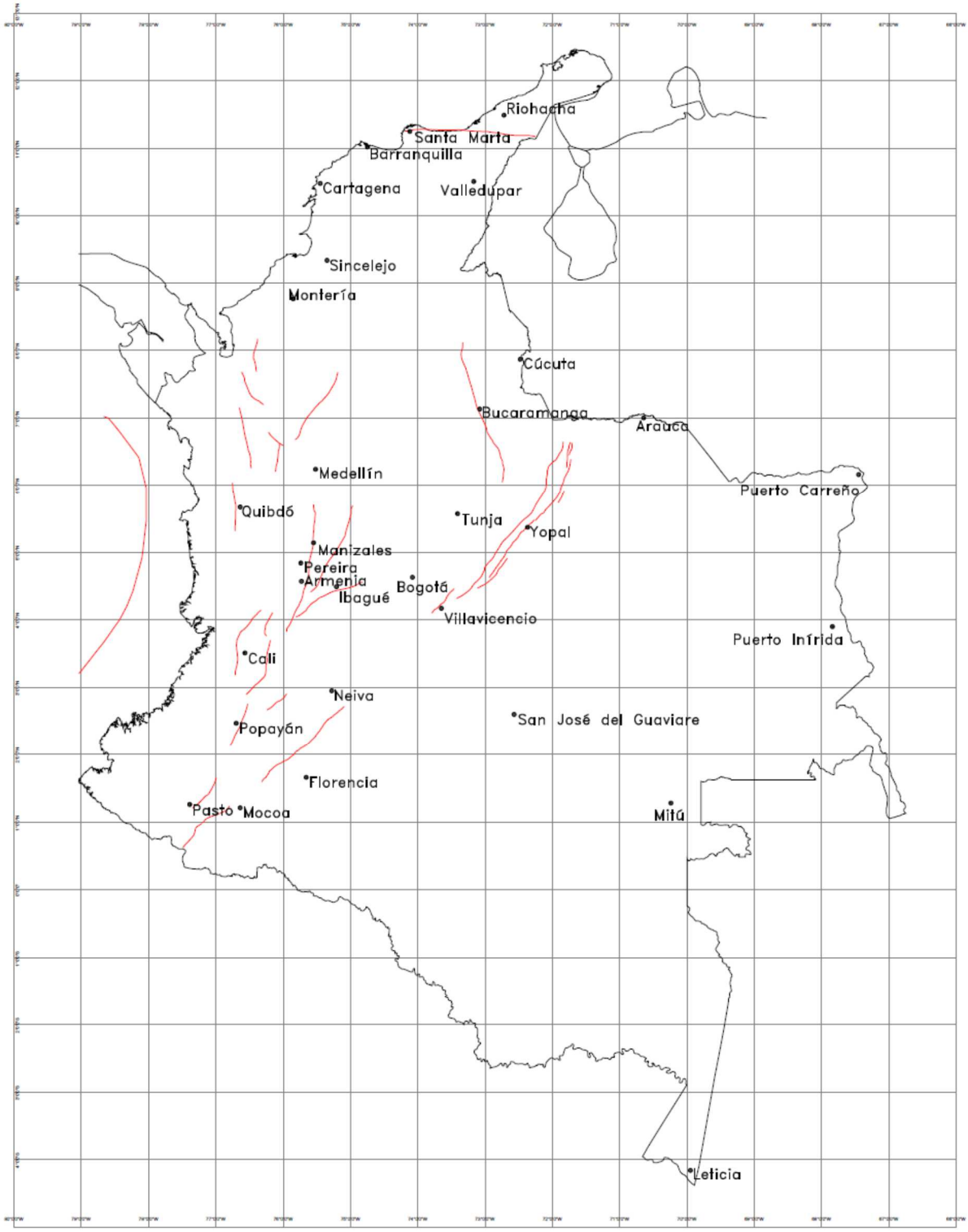


Figura 8-2 Mapa de deformaciones cuaternarias con actividad comprobada

Tomado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009

Adicionalmente se utilizó el estudio realizado por (Taboada et al, 2000) del cual se seleccionaron los sistemas de alineamiento compatibles con el mapa de deformaciones cuaternarias facilitado por INGEOMINAS (2008) y contenido en el Atlas de Deformaciones Cuaternarias de los Andes (Proyecto Multinacional Andino 2008).

Sumado a lo anterior, se revisaron los estudios de (París, 1993), (París et al, 2000), que muestran los mismos sistemas de fallamiento repartidos en el territorio colombiano, con algunas variaciones de localización. En total se utilizaron 38 fuentes sismogénicas, de las cuales 30 corresponden a fuentes corticales y 8 a fuentes profundas.

La Figura 8-3 presenta la proyección de las fallas en superficie utilizadas para la investigación de la amenaza sísmica a nivel nacional. Las fuentes corticales se definieron hasta profundidades máximas de 50 kilómetros y con profundidades mínimas de 5 kilómetros.

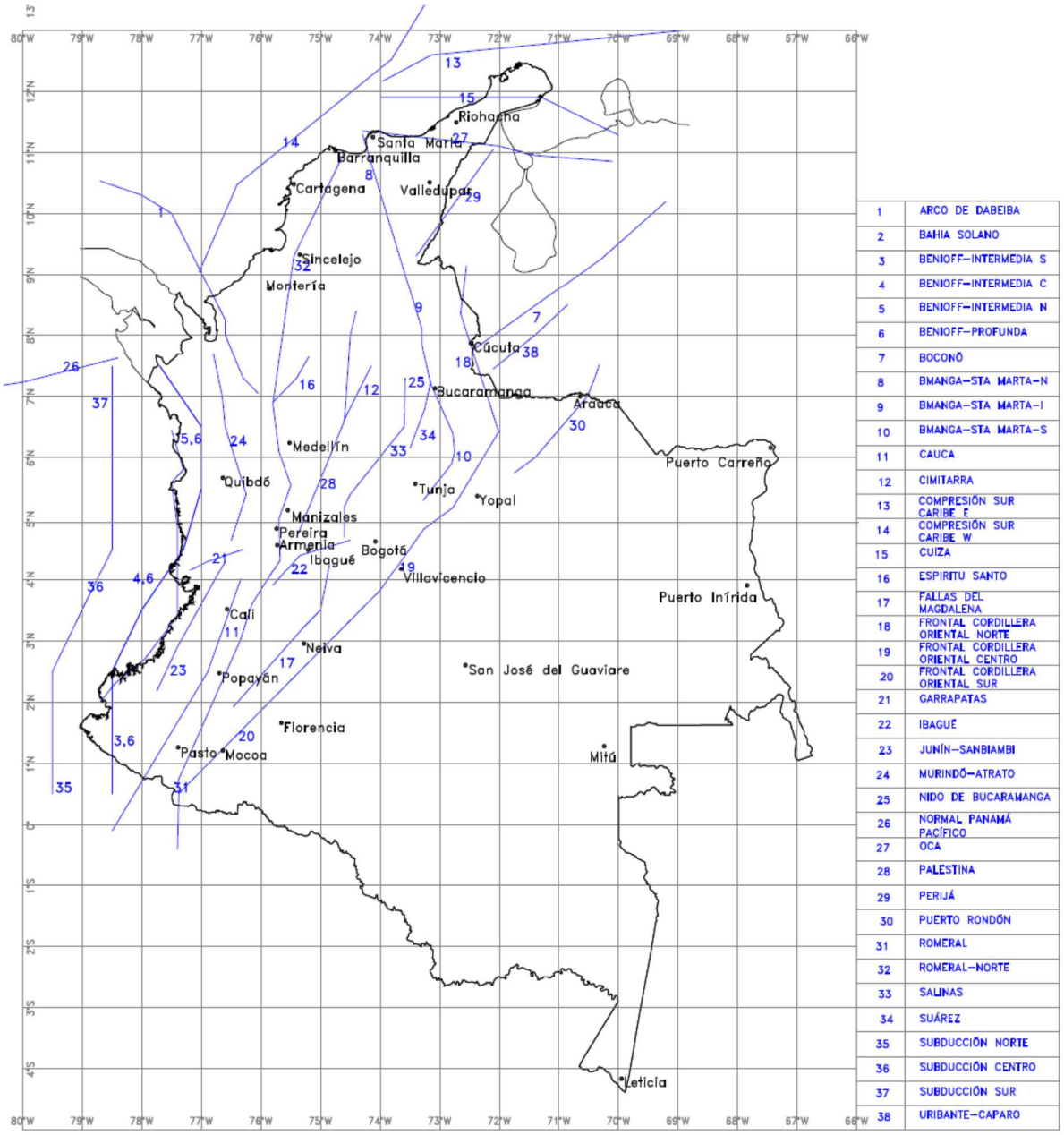


Figura 8-3 Proyección fallas en superficie

Tomado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009

8.3 SISMICIDAD COLOMBIANA

Considerando que a los largo de la historia del país, se presentaron un gran número de eventos sísmicos, para el Estudio de Amenaza Sísmica de 2009 se realizó una compilación de eventos con el fin de entender el contexto sismotectónico en el que se encuentra el país. El primer evento registrado en lo que es hoy territorio colombiano data de 1566 en la ciudad de Popayán. (Ramírez, 2004).

Por otro lado, el primer sismógrafo en territorio colombiano fue puesto en funcionamiento en el año de 1922, lo que dio inicio a una red sismográfica que con el paso del tiempo se ha ido mejorando y se ha vuelto más densa. Es importante aclarar que hasta el año de 1993 se puso en funcionamiento la Red Sismológica Nacional.

Para el desarrollo del Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia de 2009, se utilizaron catálogos de diferentes orígenes para tener un mayor grado de confiabilidad. El catálogo finalmente utilizado corresponde al suministrado por INGEOMINAS en Junio de 2009 el cual se validó y complementó con los otros catálogos utilizados verificando que no hicieran falta eventos ni que algunos de estos estuvieran repetidos.

Los catálogos estudiados fueron los siguientes:

- Catálogo ISA correspondiente a la última actualización realizada por ITEC (ISA, 1989) dentro del proyecto SISRA. El catálogo contiene 5557 eventos con corte el 8 de diciembre de 1987.
- Catálogo de INGEOMINAS entregado en junio de 2009 a la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). El catalogo contiene 12 694 eventos con corte el 28 de diciembre de 2008.

La metodología de depuración implementada consistió en realizar un análisis de amenaza sísmica detonando cada evento contenido en el catálogo y asignándole una frecuencia anual de ocurrencia. El anterior análisis se llevó a cabo utilizando el programa CRISIS 2007.

La Figura 8-4 y Figura 8-5 presentan los resultados de amenaza sísmica a partir del catálogo original y el catálogo depurado utilizando las mismas ecuaciones de atenuación de la energía que se utilizaron a lo largo del Estudio de Amenaza Sísmica de 2009, para un período de retorno de 475 años.

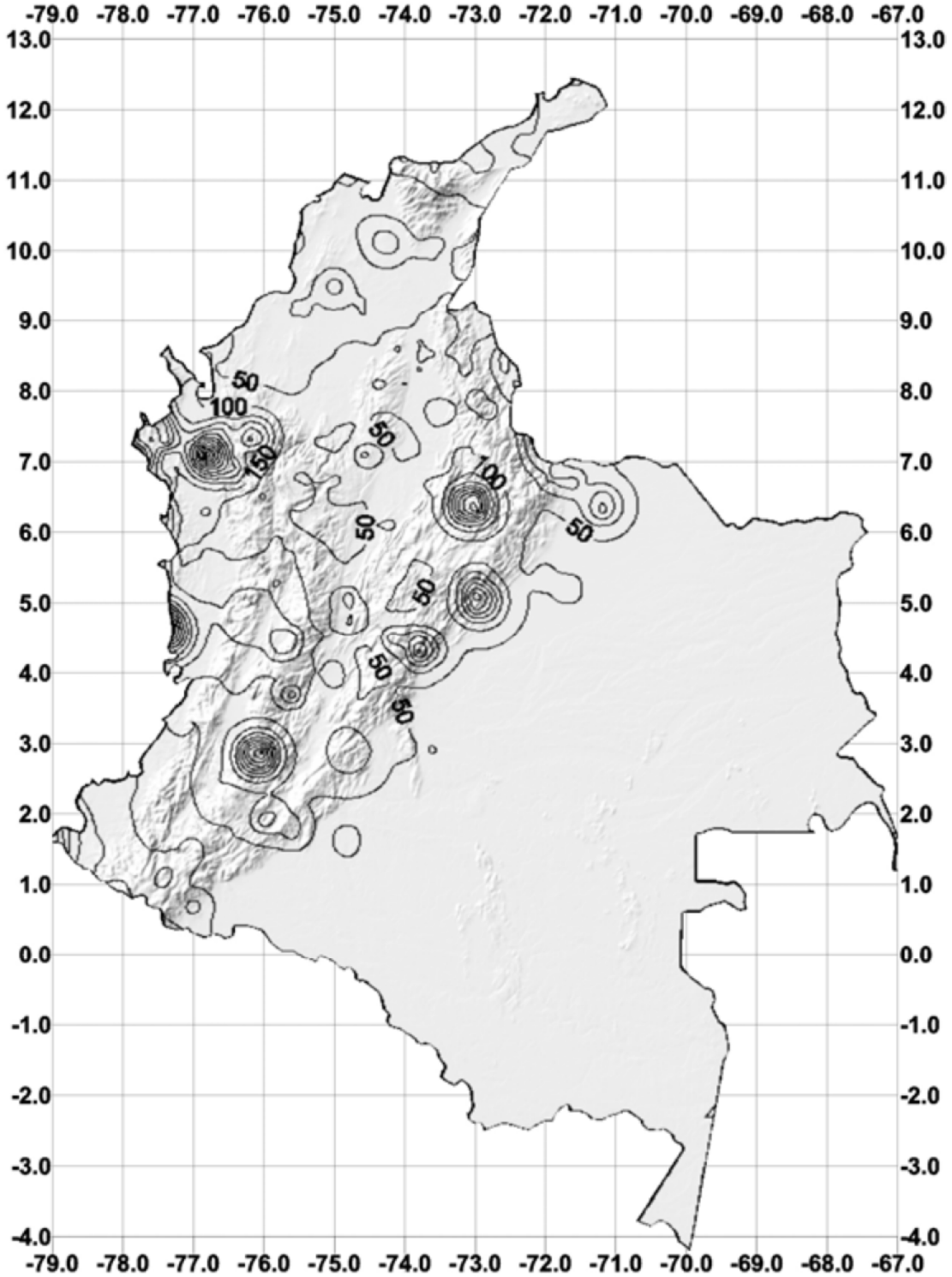


Figura 8-4 Resultados amenaza con catálogo original. Aceleración máxima del terreno, período de retorno: 475 años

Tomado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009

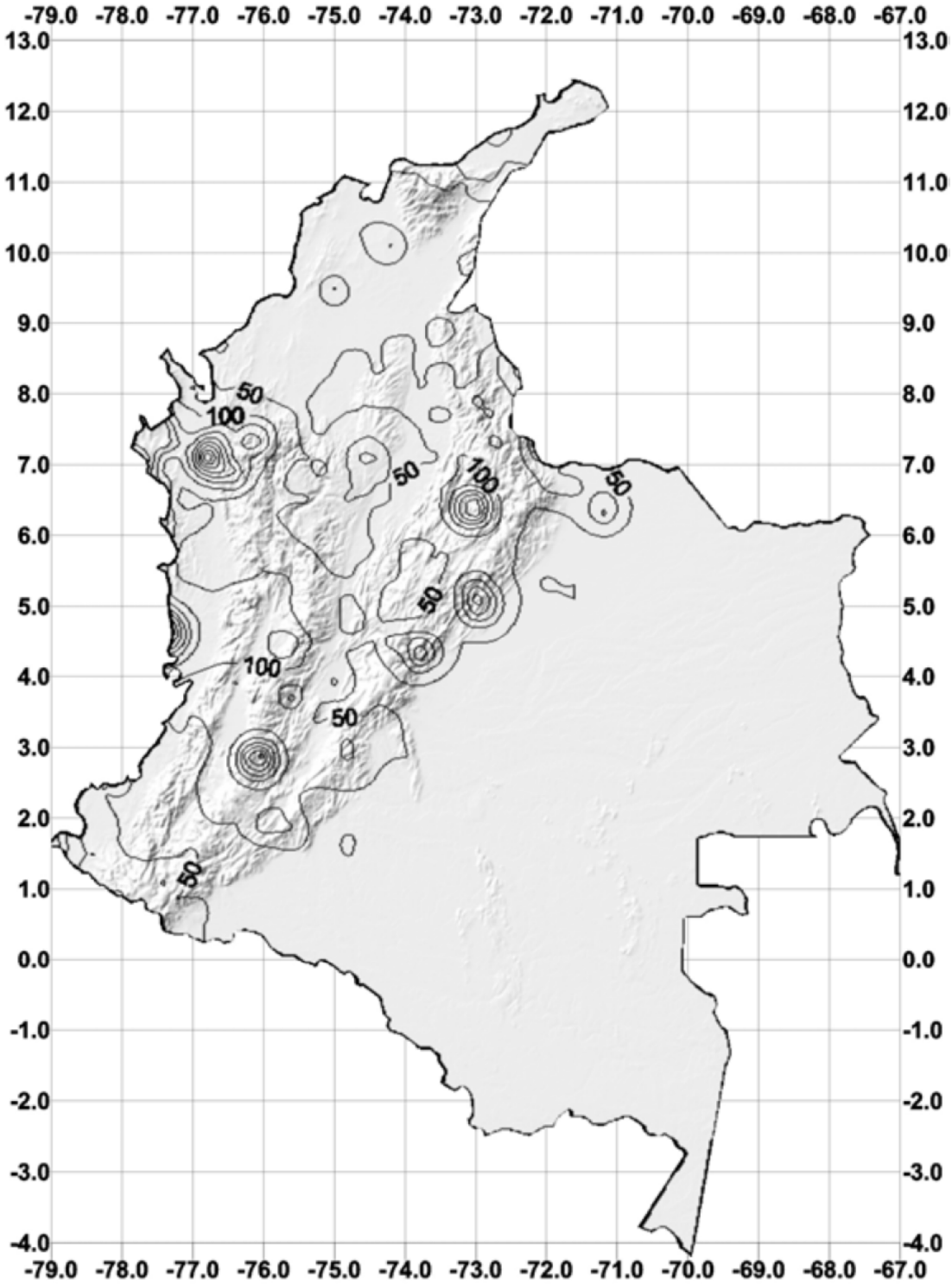


Figura 8-5 Resultados amenaza con depurado. Aceleración máxima del terreno, período de retorno: 475 años

Tomado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009

El catálogo original constaba de 12 694 eventos que, tras realizarse la remoción de réplicas, se redujo a 7401.

Definida la magnitud umbral del catálogo, es decir la magnitud base o mínima en M_W=4.0, se procedió a la realización del chequeo de completitud para dicha magnitud, con el fin de determinar la ventana de tiempo (T) a ser utilizada en el proceso de parametrización de las fuentes. Para realizar ese chequeo se construyó un histograma de eventos acumulados por año que fueran iguales o mayores a dicha magnitud para poder identificar el punto en la curva a partir del cual la pendiente de la actividad sísmica es constante. El histograma se presenta en la Figura 8-6 y se puede ver que el año a partir del cual se puede observar estabilidad en la pendiente de la curva es 1962. Esta fecha se utiliza más adelante pera efectos de asignar las frecuencias de eventos a las fuentes sismogénicas.

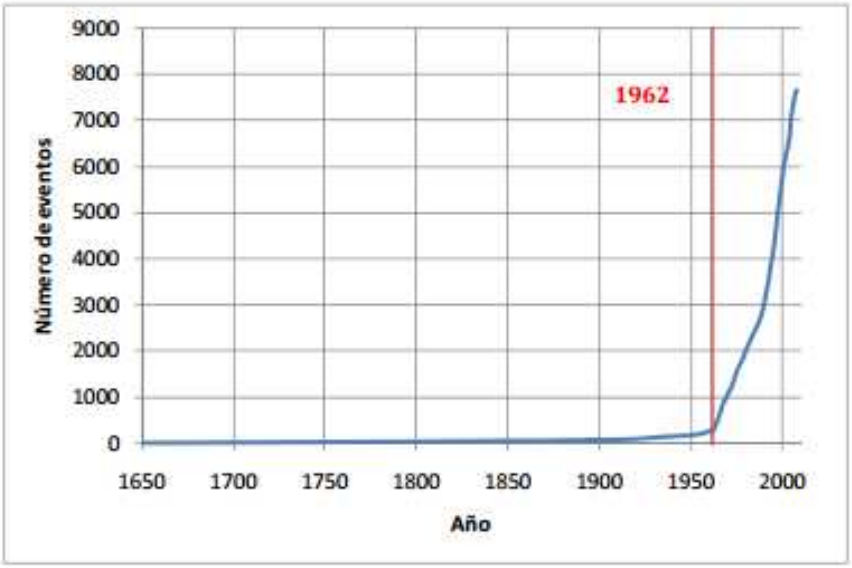


Figura 8-6 Verificación de la completitud del catálogo
Tomado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009

8.4 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LA AMENZA SISMICA

Para garantizar la seguridad de una estructura en una zona propensa a eventos sísmicos importantes es necesario determinar una intensidad máxima del movimiento del terreno debido a eventos sísmicos que pueden ocurrir en un tiempo de exposición determinado. El tiempo de exposición está directamente relacionado con la vida útil de una estructura.

Definido un nivel de riesgo aceptable, es posible estimar un período de retorno, que es una manera común de expresar ambas características a través de un solo parámetro (AIS, 2009).

$$T = \frac{t}{Ln\left(\frac{-1}{q_o - 1}\right)} \qquad \text{(Ec. 8-1)}$$

Donde, t corresponde al tiempo de exposición, q_o a la probabilidad de que el valor de intensidad de movimiento estimado sea excedido durante ese período de exposición y T el período de retorno.

La definición de la probabilidad de que el parámetro de intensidad del movimiento sea excedido depende de la tasa de actividad sísmica de la región y sus condiciones socioeconómicas.

Generalmente se utilizan períodos de retorno considerablemente largos, los cuales conllevan a la restricción de no tener información completa durante todo este mismo lapso y por lo tanto se necesita calcular de manera estadística el valor máximo de intensidad que puede afectar una edificación. Por esta razón es necesario usar información histórica o instrumental, que permita realizar los cálculos de la amenaza a través de modelos probabilistas.

El siguiente paso es asignar los eventos sísmicos a las fuentes sismogénicas del modelo ubicando todas las fuentes tanto corticales como profundas con su proyección en superficie. Para el Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia de 2009, se definieron corredores de aproximadamente 60 kilómetros de ancho (30 kilómetros a cada lado de la línea proyectada).

8.4.1 Modelo de sismicidad local de Poisson

En un modelo de sismicidad de Poisson, la actividad de la i-ésima fuente sísmica se especifica como función de la tasa de excedencia de las magnitudes, *λ(M)*, que ahí se generan. La tasa de excedencia de magnitudes mide qué tan frecuentemente se generan en una fuente temblores con magnitud superior a una dada. En el Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia de 2009, para todas las fuentes sísmicas la función *λ(M)* es una versión modificada de la relación de (Gutenberg y Richter,1944). En estos casos, la sismicidad queda descrita de la siguiente manera (Cornell, 1968).

$$\lambda(\mathrm{M}) = \lambda_{\mathrm{O}} \frac{e^{-\beta \mathrm{M}} - e^{-\beta \mathrm{M_u}}}{e^{-\beta \mathrm{M_O}} - e^{-\beta \mathrm{M_u}}} \qquad \text{(Ec. 8-2)}$$

Donde *Mo* es la mínima magnitud relevante, tomada igual a 4.0. λ_0,β, y M_u son parámetros que definen la tasa de excedencia de cada una de las fuentes sísmicas.

La densidad de probabilidad para las magnitudes en el proceso de Poisson es de la siguiente forma (Cornell, 1968):

$$p(M) = -\frac{d\lambda(M)}{dM} = \lambda_O \beta \frac{e^{-\beta M}}{e^{-\beta M_O} - e^{-\beta M_u}}, M_O \leq M \leq M_u \qquad \text{(Ec. 8-3)}$$

A manera de ejemplo, en la Figura 8-7 se presenta una de las curvas de excedencia utilizadas en el Estudio de Amenaza Sísmica de 2009.

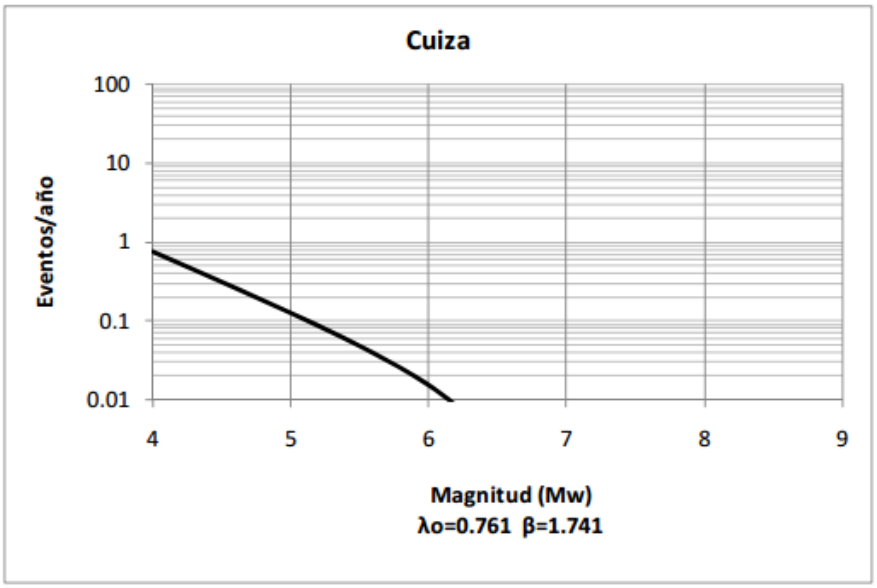


Figura 8-7 Tasa de excedencia para la falla Cuiza

8.4.2 Parametrización de las fuentes

Para cada una de las fuente se calculan los parámetros λ y β a partir del método de máxima verosimilitud (McGuire 2004). El parámetro λ describe la actividad de la falla en una escala de tiempo determinada (definido en años). El valor de este parámetro es igual a la tasa de actividad anual de la falla calculada a partir del número de eventos con magnitud mayor o igual a la umbral (*N*) dividido entre la ventana de tiempo en el cual fueron observados (*t*), que para este caso consiste en el número de años a partir del cual puede considerase completo, es decir a partir del año 1962.

$$\lambda = \frac{N}{t} \qquad \text{(Ec. 8-4)}$$

El parámetro β describe la pendiente de la regresión logarítmica siguiendo la definición de la ecuación de regresión de magnitudes establecida por Gutemberg y Richter que tiene la forma:

$$N(m) = e^{(\lambda - \beta m)} \qquad \text{(Ec. 8-5)}$$

y se calcula como:

$$\beta = \frac{N}{\sum_{i=1}^{N}(M - M_O)} \qquad \text{(Ec. 8-6)}$$

donde N es el número de eventos con magnitud mayor o igual a la umbral (M_0) entre la sumatoria de la diferencia entre la magnitud de los eventos (M) y la magnitud umbral. Este parámetro muestra la capacidad que tiene una fuente sísmica de generar eventos de grandes magnitudes, la cual aumenta conforme este parámetro toma valores menores.

Adicionalmente, al parámetro β se le calcula su coeficiente de variación (CV) a partir de la división que hay de la media entre la desviación estándar para dar un manejo apropiado a este parámetro dado que se trata de una variable aleatoria (McGuire 2004).

$$CV = \frac{1}{\sqrt{N-1}} \qquad \text{(Ec. 8-7)}$$

Como último dato de entrada se calcula para cada una de las fuentes la magnitud última (M_u) que representa la máxima magnitud que se espera pueda generarse en cada falla. La determinación de este valor proviene de estudios anteriores los cuales son generalmente aceptados entre especialistas, la evaluación de la longitud de ruptura máxima de cada fuente así como de características morfotectónicas. Para el caso de la evaluación de M_u a partir de la longitud de ruptura se utiliza la siguiente relación:

$$Mu = 5.08 + 1.16Log(Lr) \qquad \text{(Ec. 8-8)}$$

donde M_u está dada en M_S y la longitud de ruptura (Lr) está en kilómetros.

8.4.3 Relaciones de atenuación de intensidades sísmicas utilizadas

Como sucede con todas las liberaciones de energía, existe una atenuación de la intensidad de ésta conforme se aleja el observador. En el caso de los sismos la tendencia general muestra

que a medida que aumenta la distancia de observación, la intensidad medida a través del movimiento del terreno se atenúa. (Sarria 1995), (Sarria 2008).

Es común que las leyes de atenuación se encuentren formuladas a partir de una magnitud determinada para lo que se requiere que el catálogo utilizado sea consecuente con ésta.

Adicionalmente las leyes de atenuación relativamente recientes permiten calcular la atenuación de la energía expresada en aceleración, velocidad o desplazamiento de forma espectral, lo cual es importante dado que la atenuación es diferente para ondas con diferente contenido frecuencial.

Las leyes de atenuación entonces pueden verse de forma general como:

$$I = f(M, r, T) \qquad \text{(Ec. 8-9)}$$

Donde,
I = Intensidad
M = Magnitud del sismo
r = Distancia hipocentral
T = Período natural de vibración

En la Tabla 8-1 se resumen las relaciones de atenuación evaluadas en el presente estudio donde se referencia el autor, el año de publicación, la intensidad medida, el tipo de magnitud utilizada y el rango de ordenadas espectrales.

Tabla 8-1 Relaciones de atenuación utilizadas en el Estudio de Amenaza Sísmica de 2009

Autor(es)	Año publicación	Intensidad	Tipo de Magnitud	Rango ordenadas
Campbell	1997	Aceleración	M_w	0.00 – 4seg
Sadigh et al	1997	Aceleración	M_w	0.00 – 4seg
Youngs et al	1997	Aceleración	M_w - M_s	0.00 – 3seg
Gallego	2000	Aceleración, velocidad, desplazamiento	M_L	0.00 – 4seg
García et al	2005	Aceleración	M_w	0.00 – 5seg

Finalmente, a modo comparativo en la Figura 8-8 se presentan en una misma gráfica diferentes relaciones de atenuación para una magnitud M_w = 6.0, donde se pueden observar con mayor claridad las diferencias entre las mismas.

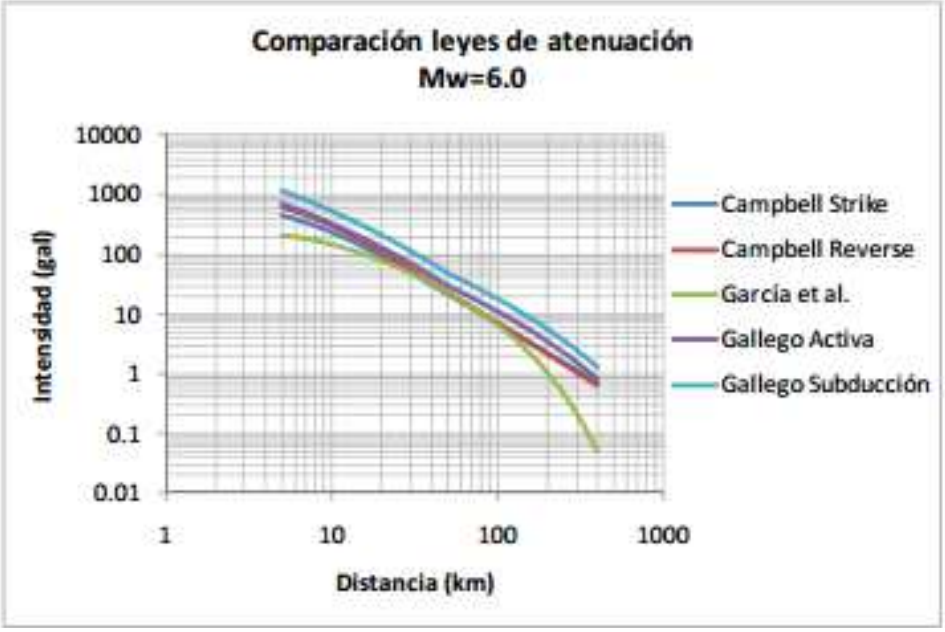


Figura 8-8 Comparación relaciones de atenuación para Mw=6.0

8.4.4 Selección de las relaciones de atenuación

De acuerdo con la referencia AIS, 2009, la selección de la ecuación de atenuación se llevó a cabo según el siguiente procedimiento. Debido a la existencia de múltiples relaciones de atenuación, se hizo un verificación de sesgos y desviaciones estándar en los períodos naturales de vibración {0.005, 0.01, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2, 2.5 y 3 s} para compararlos con los valores de los espectros de respuesta de registros reales en el territorio colombiano.

Se definieron tres mecanismos de generación de terremotos, asociados a funciones de atenuación diferentes (fuentes corticales, fuentes de subducción y fuentes de Benioff). Para cada una de estas se realizó la selección de eventos, buscando registros en diferentes rangos de distancia, teniendo preferencia por aquellos de fuente cercana y de magnitudes considerablemente altas. De cada uno de esos eventos se realizó el cálculo de los espectros de respuesta de aceleración. A partir de su magnitud y distancia al sitio de registro se calculó la aceleración esperada empleando las leyes de atenuación consideradas. El residual se calcula entonces como (AIS, 2009):

$$Residual = Ln(A\ real\ /\ Sa\ calculado) \qquad \text{(Ec. 8-10)}$$

Finalmente, a partir de esta información se calculan los sesgos y las desviaciones estándar de los residuales, con el propósito de identificar las relaciones de atenuación más adecuadas para el caso colombiano. Cabe mencionar que los resultados encontrados están condicionados a la cantidad y calidad de los registros acelerográficos actualmente disponibles.

8.5 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SISMICA

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes, los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, y los efectos de la geología local, se puede calcular la amenaza sísmica considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura. La amenaza, expresada en términos de las tasas de excedencia de intensidades "a", se calcula mediante la siguiente expresión: (Ordaz 2000).

$$v(a) = \sum_{n=1}^{N} \int_{M_o}^{M_U} -\frac{\partial \lambda}{\partial M} Pr(A > a/M, R_i) dM \qquad \text{(Ec. 8-11)}$$

donde la sumatoria abarca la totalidad de las fuentes sísmicas *N*, y *Pr(A>a|M,Ri)* es la probabilidad de que la intensidad exceda un cierto valor, dadas la magnitud del sismo *M*, y la distancia entre la i-ésima fuente y el sitio R_i. Las funciones $\lambda i(M)$ son las tasas de actividad de las fuentes sísmicas. La integral se realiza desde M_0 hasta M_u, lo que indica que se toma en cuenta, para cada fuente sísmica, la contribución de todas las magnitudes.

La ecuación anterior sería exacta si las fuentes sísmicas fueran puntos, pero como en realidad son volúmenes, los epicentros no sólo pueden ocurrir en los centros de las fuentes sino, con igual probabilidad, en cualquier punto dentro del volumen correspondiente. En vista de que se supone que, dadas la magnitud y la distancia, la intensidad tiene distribución lognormal, la probabilidad *Pr(A>a|M, Ri)* se calcula de la siguiente manera (Ordaz 2000).

$$Pr(A > a/M, R_O) = \phi\left[\frac{1}{\sigma_{Lna}} ln \frac{E(A/M, R_i)}{a}\right] \qquad \text{(Ec. 8-12)}$$

Siendo *φ(.)* la distribución normal estándar, *E(A|M, Ri)* el valor medio del logaritmo de la intensidad (dado por la ley de atenuación correspondiente) y *σlna* su correspondiente desviación estándar.

La amenaza sísmica se expresa, en términos de la tasa de excedencia de valores dados de intensidad sísmica. En el Estudio de Amenaza Sísmica de 2009, "*a*" se mide con las ordenadas del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones para 5% del amortiguamiento crítico y el periodo natural de vibración de la edificación de interés, *T*.

8.5.1 Probabilidad de excedencia y períodos de retorno

La forma más común de expresar la amenaza sísmica de un lugar es a través de la probabilidad de excedencia de un parámetro típico. Para el caso de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente se llevó a cabo la estimación de los parámetros Aa, Av, Ae y Ad. Los dos primeros parámetros se encuentran asociados con el sismo de diseño mientras que los otros dos corresponden al sismo de seguridad limitada y de umbral de daño respectivamente.

El sismo de diseño se encuentra establecido para que el nivel de amenaza tenga una probabilidad de excedencia del 10% en una vida útil de la estructura de 50 años; el sismo de seguridad limitada tiene asociada una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años; y el sismo de umbral de daño tiene una probabilidad de excedencia del 80% en 50 años. La probabilidad q de que se exceda un valor definido de la aceleración horizontal del terreno a_o sin importar éste cual sea en un año puede expresarse a través de (AIS, 2009):

$$q = P(a \geq a_o, 1\ año) \qquad \text{(Ec. 8-13)}$$

La probabilidad de excedencia se puede asociar con el periodo de retorno a través de la siguiente expresión (AIS, 2009):

$$T = \frac{1}{q} \qquad \text{(Ec. 8-14)}$$

Donde el periodo de retorno T es el tiempo medio de recurrencia en años de un evento que tiene una aceleración horizontal mayor o igual a a_o.

Por último, se define q_o como la probabilidad de que se tenga como mínimo un evento que tenga una aceleración mayor o igual a a_o, la cual se puede calcular de la siguiente manera (AIS, 2009):

$$q_o = 1 - (1 - q)^t \qquad \text{(Ec. 8-15)}$$

donde t es el tiempo de exposición. Conociendo entonces lo anterior se puede también expresar q_o como (AIS, 2009):

$$q_o = 1 - \left[1 - \frac{1}{T}\right]^t \qquad \text{(Ec. 8-16)}$$

Para el sismo de diseño q_o=0.1 y t=50 años se obtiene un periodo de retorno de 475 años. Para el sismo de seguridad limitada q_o=0.2 y t=50 años se obtiene un periodo de retorno de 225 años, y para el sismo de umbral de daño q_o=0.8 y t=50 años se obtiene un periodo de retorno de 31 años.

Que el período de retorno de un evento corresponda a un número determinado de años no garantiza que este ocurra dentro de este lapso y siempre debe entenderse que dicho período representa la recurrencia media para que ocurra un evento que supere cierto parámetro establecido.

8.5.2 Programa CRISIS 2007 V7.2

El programa permite la evaluación de la amenaza sísmica en términos de diferentes períodos de retorno así como de diferentes períodos estructurales para el cálculo de diferentes ordenadas espectrales y con ello generar los datos de entrada necesarios para la realización de los cálculos.

Los modelos de sismicidad incorporados en el programa son el de Gutemberg-Richter modificado y el del modelo del temblor característico.

Mediante el programa CRISIS 2007 V7.2 se calculan tanto el área en kilómetros cuadrados del plano fuente, como la sismicidad por unidad de área, que son parámetros que permiten comparar de una manera adecuada la sismicidad entre diferentes fuentes sísmicas dado que unifican la medida de la sismicidad en unidades consistentes. La magnitud última M_u está dada en términos de la M_W y la longitud de ruptura (L_r) está en kilómetros.

Como resultado del cálculo de la amenaza sísmica, el Estudio de Amenaza Sísmica de 2009 presenta para cada ciudad capital del departamento, los valores obtenidos utilizando los modelos de atenuación de Campell-García y Gallego. Adicionalmente, García (2009) realizó el cálculo de la máxima aceleración horizontal en roca inferida a partir del catálogo sísmico.

A partir del análisis sísmico de 2009 se establecen mapas de amenaza por periodo de retorno y periodo estructural, los cuales se expresan en términos de aceleración, velocidad y desplazamiento.

8.5.3 Mapas de Amenaza

A partir de los resultados obtenidos mediante la plataforma CRISIS 2007 se obtuvieron mapas de amenaza en donde se puede apreciar la aceleración máxima del terreno en la ciudad de Bogotá. Estos mapas se pueden generar para un periodo de retorno dado y para un periodo estructural dado, lo cual permite observar la variación en la intensidad sísmica para unas mismas condiciones. De forma ilustrativa de la Figura 8-9 muestra la amenaza sísmica en Bogotá para un periodo de retorno de 975 años.

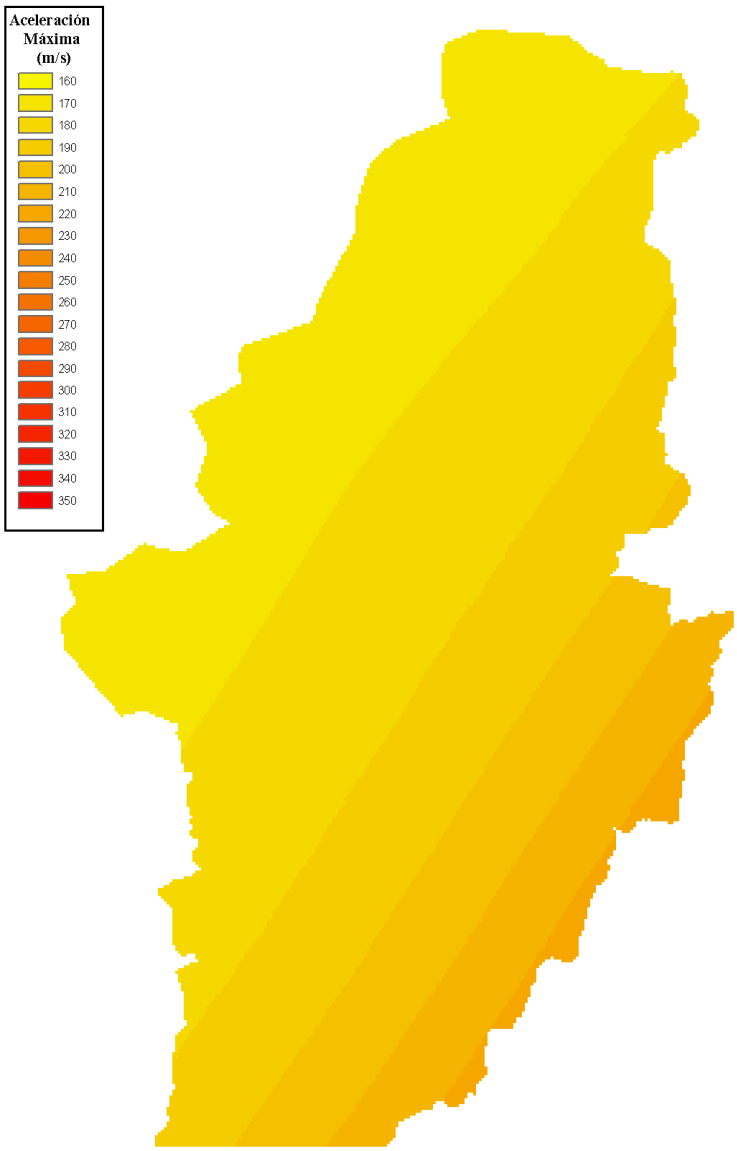


Figura 8-9 Aceleración máxima del Terreno para un periodo de retorno de 975 años y periodo estructural de 0 segundos

8.5.4 Curvas de amenaza

Con base en los resultados obtenidos del análisis de amenaza sísmica es posible construir las curvas de excedencia de los valores de intensidad para las coordenadas inscritas dentro de la zona donde se realizó el análisis. En las curvas de excedencia se observan diferentes intensidades así como las tasas de excedencia para lugar en específico. Dichas curvas se pueden calcular para diferentes ordenadas espectrales, con lo cual es posible determinar espectros de amenaza uniforme.

En el Estudio de Amenaza de 2009 se calcularon las curvas para las ciudades capitales para el período de vibración de 0 seg, que corresponde a la aceleración máxima en roca (PGA por sus siglas en inglés). También se ilustra la participación de las fuentes sismogénicas en las curvas de amenaza, con el fin de determinar la influencia de cada fuente en un lugar dado y con una tasa de excedencia determinada.

Mediante la plataforma Crisis se pueden determinar estos espectros de amenaza uniforme para cada periodo de retorno. Estos espectros están relacionados con los mapas mostrados anteriormente ya que estos integran la amenaza sísmica en un solo punto geográfico para cada periodo estructural como se aprecia en la Figura 8-10.

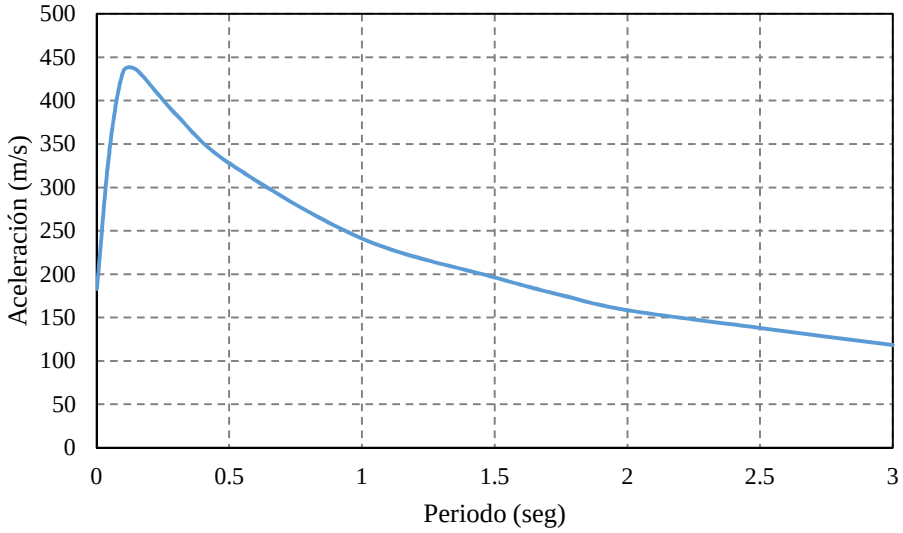


Figura 8-10 Espectro de Amenaza Uniforme para un periodo de retorno de 975 años

8.6 RESPUESTA DINÁMICA DEL SUELO

8.6.1 Generalidades

La obtención de la respuesta dinámica de los suelos se lleva a cabo mediante modelos unidimensionales (tipo SHAKE) que permiten representar el comportamiento del suelo ante solicitaciones sísmicas. Este comportamiento se ve reflejado en el cambio del contenido frecuencial y amplitud de un sismo al propagarse por los diferentes estratos del suelo generando que el efecto difiera en superficie. Por lo tanto, al evaluar los espectros de respuesta tanto en superficie como en roca se obtienen amplificaciones para diferentes periodos estructurales. Esto permite conocer el efecto real de un sismo en una estructura, lo cual es clave al momento de definir su comportamiento dinámico.

Este análisis se realiza en la ciudad de Bogotá tomando como referencia inicial las zonas de respuesta sísmica definidas en la Microzonificación Sísmica de Bogotá. Sin embargo, para realizar un análisis más detallado que permita definir las amplificaciones y de-amplificaciones generadas por el suelo en la ciudad, se utilizan las zonas definidas por la Universidad de los Andes (2006). Este estudio contempla una mayor cantidad de zonas de respuesta sísmicas en comparación con las establecidas en la microzonificación sísmica, razón por la cual se puede predecir más acertadamente los efectos del suelo en la ciudad. En la Figura 8-11 y Figura 8-12 se puede apreciar la diferencia en las zonas definidas por los dos estudios.

Para realizar una modelación de un perfil de suelo adecuada se debe contar con cierta información geotécnica que permita obtener los parámetros iniciales requeridos para un modelo unidimensional tipo SHAKE.

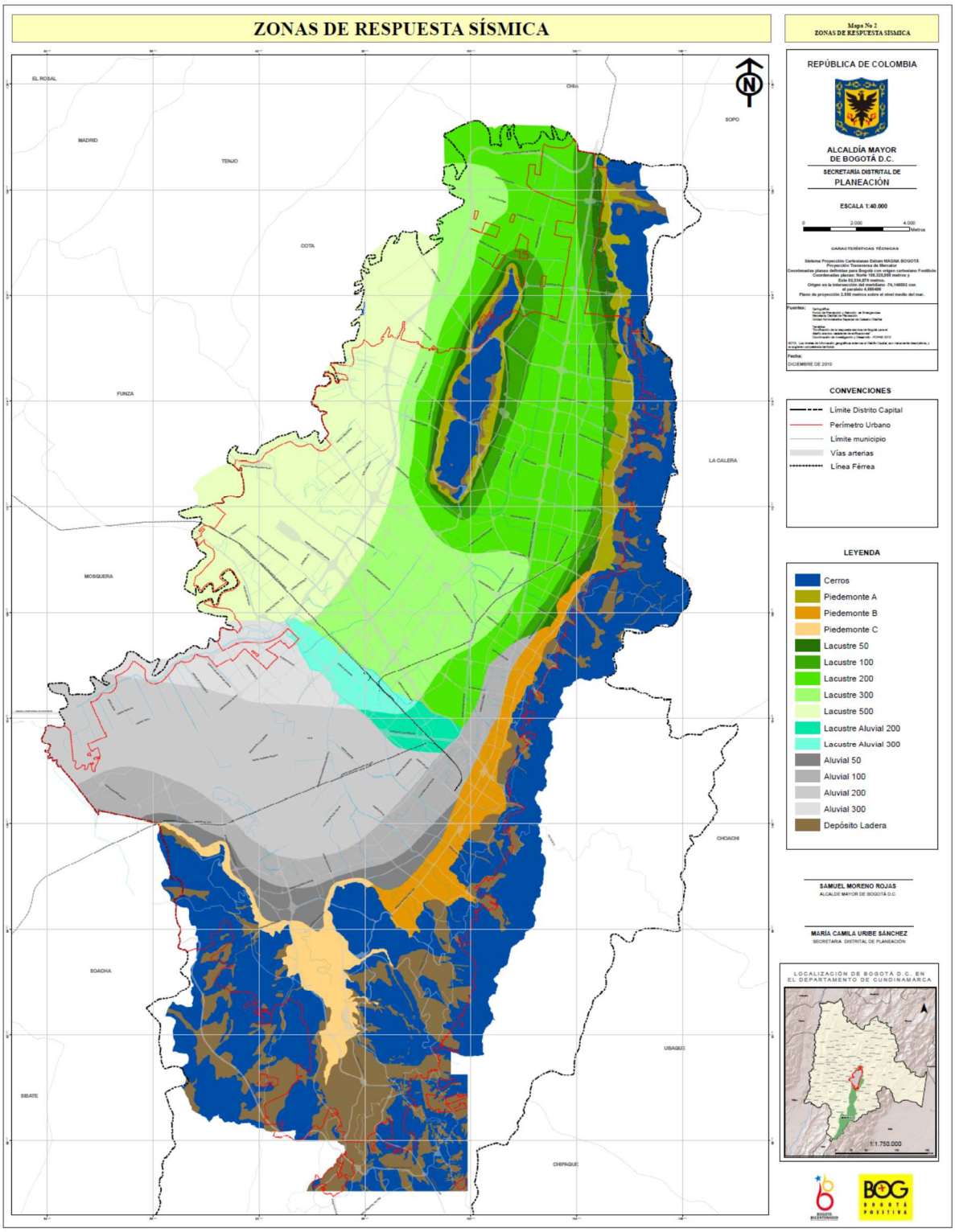


Figura 8-11 Zonas de Respuesta Sísmica según la MCZSB (Alcaldía Mayor de Bogotá, 2010)

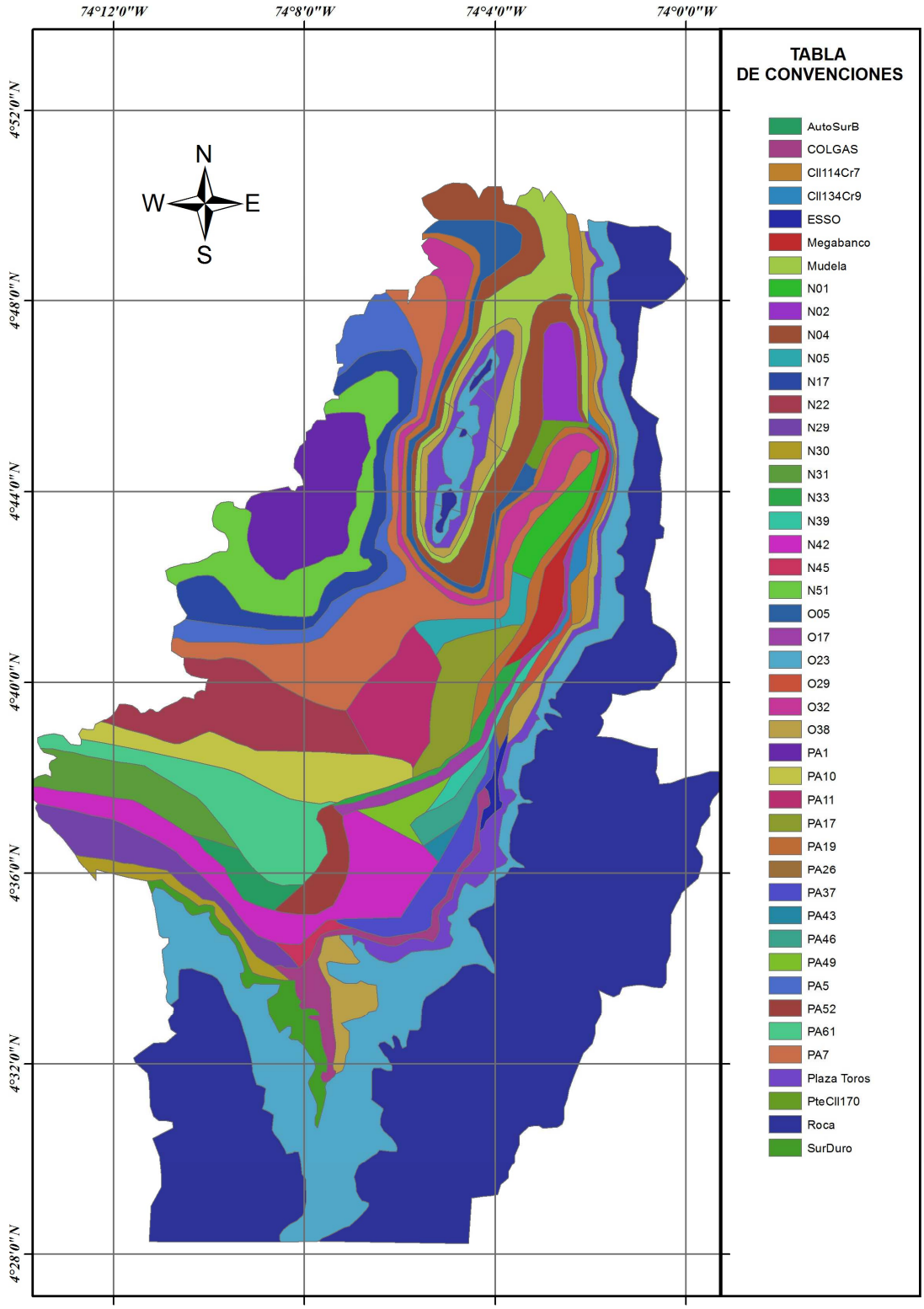


Figura 8-12 Zonas de Respuesta Sísmica según Uniandes (2006)

8.6.2 Propiedades dinámicas y geotécnicas del suelo

Los parámetros básicos que se necesitan para llevar a cabo un modelo unidimensional en SHAKE91 (Idriss & Sun , 1992) se describen a continuación.

8.6.2.1 *Estratigrafía*

Se define como la composición de un perfil de suelo a partir de las propiedades índices en función de su profundidad. Estas propiedades se definen como la humedad, relación de vacíos, límites de Atterberg entre otros. Cada zona o estrato se comporta de manera diferente según sus propiedades índice, densidad húmeda, y el tipo de comportamiento característico que tenga ya sea el de una arcilla, un limo, o de materiales granulares. Esto hace que cada perfil de suelo este compuesto de diferentes estratos de suelo con un espesor determinado y con sus características propias.

8.6.2.2 *Densidad*

Es necesario que se defina la densidad para cada estrato de acuerdo a algún ensayo de laboratorio. Para la modelación del suelo se utiliza la densidad húmeda del estrato.

8.6.2.3 *Perfil de velocidad de onda cortante*

En caso que dentro de la información geotécnica de un perfil de suelo se disponga de un perfil de velocidad de onda cortante, este se podrá utilizar y se deberá asignar a cada estrato del suelo. Sin embargo, si no se tiene información alguna, este se podrá establecer a partir de la metodología propuesta por la Sociedad Colombiana de Geotecnia (SCG, 2006) en su modelo geotécnico de la Sabana de Bogotá.

Para cada material o estrato del suelo se puede obtener la velocidad de onda de corte mediante la siguiente relación (SCG, 2006).

$$Vs = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \qquad \text{(Ec. 8-17)}$$

donde:

Vs = Velocidad de onda de corte
ρ = Densidad de masa del estrato
G_0 = Módulo de cortante máximo

El módulo de cortante máximo para los depósitos arcillosos de la ciudad se pueden determinar mediante las siguientes ecuaciones (SCG, 2006).

$$E_0 = K * F(e) * \left(\frac{\sigma_c'}{\sigma_{ref}}\right)^m * RSC^k \qquad \text{(Ec. 8-18)}$$

$$G_0 = \frac{E_0}{2 * (1 + \nu)} \qquad \text{(Ec. 8-19)}$$

donde:

E_0 = Módulo elástico del material
ν = Relación de Poisson (0.4 para suelos típicos de Bogotá)
K = Constante que depende del tipo material
σ_c' = Esfuerzo de confinamiento efectivo
σ_{ref} = Esfuerzo de referencia (100 KPa)
m = Exponente de la relación de esfuerzos
RSC = Relación de sobreconsolidación
k = Exponente de la relación de sobreconsolidación
$F(e) = \frac{1}{0.3+0.7e^2}$ (Hardin , 1978)
e = Relación de vacíos

En caso de que el estrato sea un depósito de arenas y suelos granulares se debe utilizar la siguiente relación (Seed et al , 1970):

$$G_o = 1000 * K_{2\,max} * (\sigma_c') \qquad \text{(Ec. 8-20)}$$

donde:

$K_{2\,max}$ = Constante que depende de la relación de vacíos
σ_c' = Esfuerzo de confinamiento efectivo

8.6.2.4 *Curvas de degradación de rigidez y capacidad de amortiguamiento*

Estas curvas se definen de acuerdo con los resultados del modelo geotécnico de la sabana de Bogotá (SGC, 2006), en la cual mediante las relaciones propuestas por Ishibashi (1993) se pueden obtener las curvas de degradación de rigidez y capacidad de amortiguamiento a partir del índice de plasticidad del material. Estas curvas luego fueron modificadas por la Sociedad Colombiana de Geotecnia con el fin de adaptarlas al comportamiento dinámico característico de los suelos de Bogotá. En la Figura 8-13 y Figura 8-14 se presentan las curvas de degradación de rigidez y capacidad de amortiguamiento utilizadas en los modelos unidimensionales del suelo.

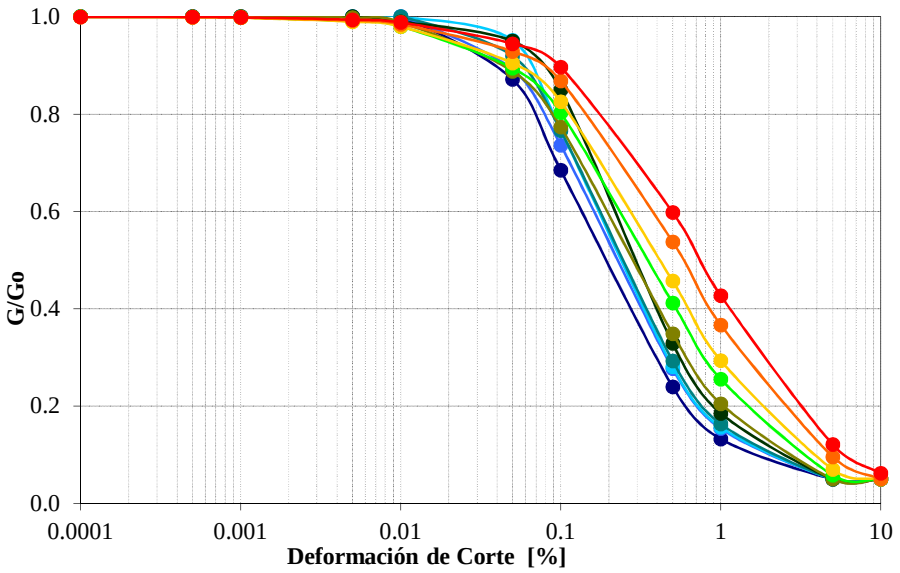


Figura 8-13 Modelos de degradación de la Rigidez para diferentes Índices de Plasticidad (IP)

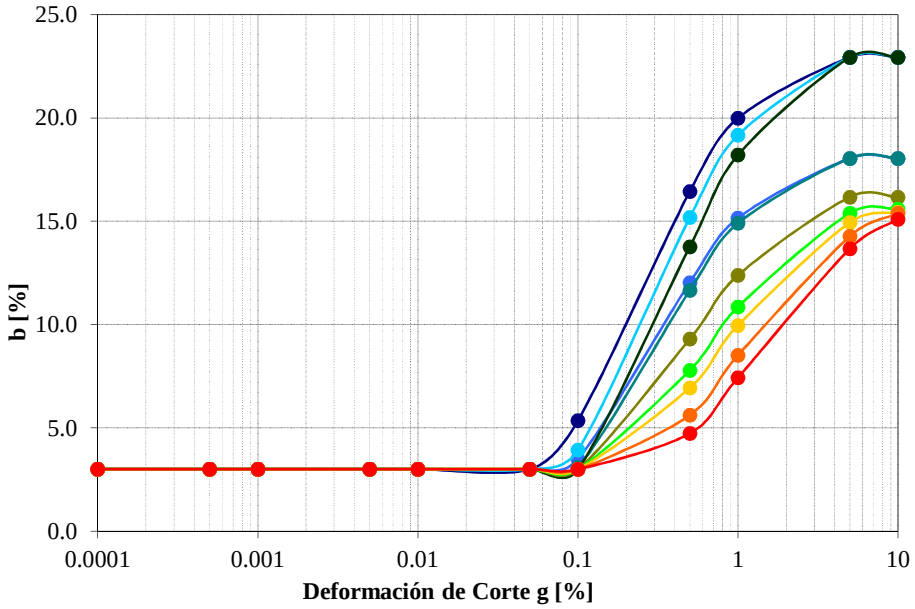


Figura 8-14. Modelos de capacidad de amortiguamiento para diferentes índices de plasticidad (IP)

En caso de que el estrato analizado sea un depósito de arenas o de material granular se empleara el valor promedio de la relación propuesta por Seed (1970) para las curvas de degradación de rigidez y capacidad de amortiguamiento para estos materiales. Estas se presentan en la Figura 8-15 y la Figura 8-16 respectivamente.

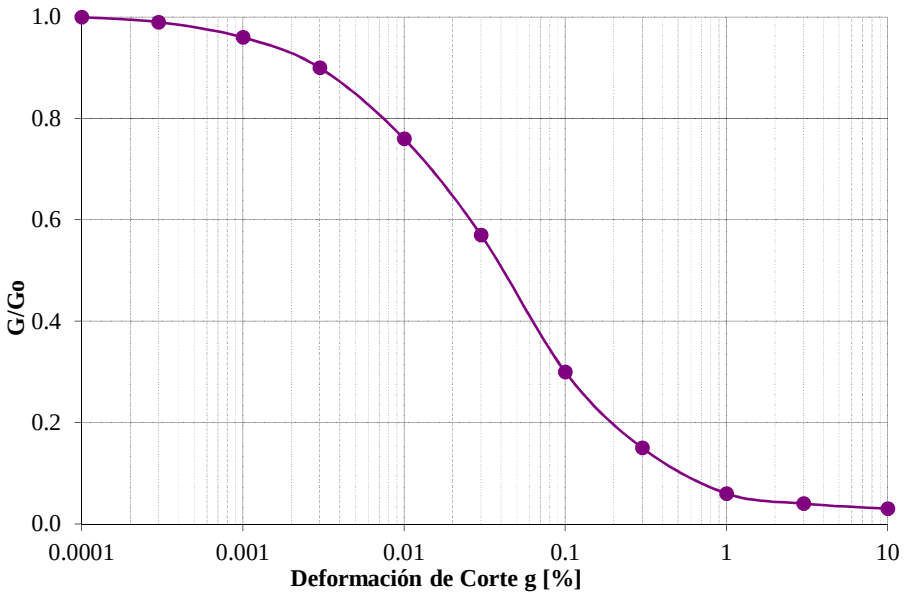


Figura 8-15 Modelo de degradación de rigidez para suelos granulares

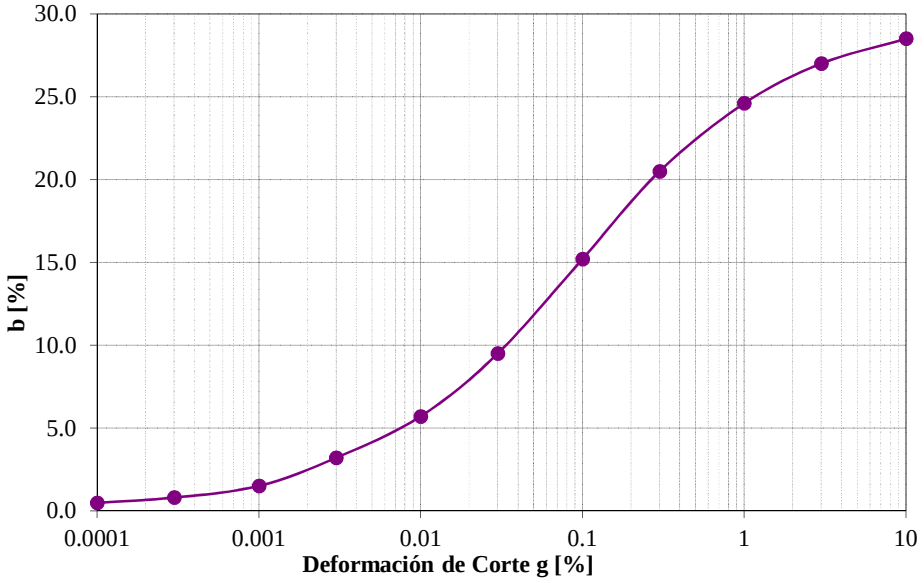


Figura 8-16 Modelo de capacidad de amortiguamiento para suelos granulares

De acuerdo con las propiedades recién descritas se obtienen los datos básicos a partir de la información disponible de los perfiles de suelos a analizar mediante el programa SHAKE91.

8.6.3 Información geotécnica

La ciudad de Bogotá ha recopilado diferentes estudios geotécnicos resultantes de diferentes proyectos que se han llevado a cabo en la ciudad. Esta información proviene de los estudios para la microzonificación sísmica de Bogotá (MCZSB), así como del Proyecto Metro de Bogotá, y estudios de respuesta local que hacen parte de la Base de Datos Geotécnica de Bogotá. Estos datos se emplearon en el Estudio de Actualización de la Microzonificación Sísmica (Universidad de Los Andes, 2006) y en la definición del enfoque integral para la evaluación de efectos de sitio en ciudades y su aplicación en Bogotá (Bernal et al, 2013).

Los sondeos a utilizar deben contar con una información geotécnica adecuada, que permita determinar las propiedades índice, límites de Atterberg, peso específico, y velocidad de onda cortante. De modo que se pueda establecer un modelo unidimensional del perfil según lo especificado en el inciso 8.6.2. Los resultados de estos modelos determinaran los espectros de amplificación para las zonas de respuesta sísmica de la ciudad. La Tabla 8-2 muestra los sondeos utilizados para el análisis y el la Figura 8-17 muestra la ubicación de los sondeso seleccionados.

Tabla 8-2 Sondeos Seleccionados de la Base de Datos Geotécnica de Bogotá

Identificación Sondeo	Localización	Fuente de Información
N01	Cll. 170 Cr. 9	Estudio MCZSB
N02	Autonorte Cll. 200	Estudio MCZSB
N04	Cll. 138 Club Suboficiales	Estudio MCZSB
N05	Cll. 100 Autonorte	Estudio MCZSB
N17	Barrio Bochica Norte Av. Cundinamarca	Estudio MCZSB
N21	Terminal de Transporte	Estudio MCZSB
N22	Cll. 13 Av. Boyacá	Estudio MCZSB
N27	Av. 68 Av. Américas	Estudio MCZSB
N28	Autopista Sur Av 68	Estudio MCZSB
N29	Autopista Sur Soacha	Estudio MCZSB
N30	Autopista Sur Soacha	Estudio MCZSB
N31	Barrio Bosa Holanda	Estudio MCZSB
N33	Monumento a los Héroes	Estudio MCZSB
N39	CAD Av. Américas Cra. 30	Estudio MCZSB
N42	Cra. 30 Cll. 6	Estudio MCZSB
N45	Barrio el Tunal	Estudio MCZSB
N48	Uniagraria Cll. 170 Autonorte	Estudio MCZSB
N49	Ingeominas Cll.53 Cra. 30	Estudio MCZSB
N51	Aeropuerto El Dorado	Estudio MCZSB
O03	Calle 95 con Carrera 59	DPAE - Estudios Locales
O05	Carrera 46 con Calle 140A	DPAE - Estudios Locales
O06	Calle 55 Nº 14-47	DPAE - Estudios Locales
O11	Carrera 9 N° 151-52	DPAE - Estudios Locales
O17	Carrera 30 - Calle 45	DPAE - Estudios Locales
O20	Carrera 52 Calle 147	DPAE - Estudios Locales

Tabla 8-2 Sondeos Seleccionados de la Base de Datos Geotécnica de Bogotá

Identificación Sondeo	Localización	Fuente de Información
O21	Carrera 6 Calle 40	DPAE - Estudios Locales
O23	Carrera 7 Calle 38	DPAE - Estudios Locales
O29	Calle 87 # 8 - 59	DPAE - Estudios Locales
O30	Calle 19 A Carrera 1 Este	DPAE - Estudios Locales
O33	Transversal 21 Calle 98	DPAE - Estudios Locales
O34	Calle 22 C Carrera 41	DPAE - Estudios Locales
O38	Carrera 9 Calle 125	DPAE - Estudios Locales
O41	Calle 136 Carrera 13	DPAE - Estudios Locales
O44	Calle 26 A con Carrera 13	DPAE - Estudios Locales
PA1	Av. Cll. 68 Cra. 110	Metro Realizado
PA5	Av. Cll. 68 Cra.92	Metro Realizado
PA7	Av. Cll. 68 Cra.83	Metro Realizado
PA10	Av. Cll. 68 Av Boyacá	Metro Realizado
PA17	Av. Cll. 72 Cra. 30	Metro Realizado
PA19	Av. Cll. 72 Cra. 24	Metro Realizado

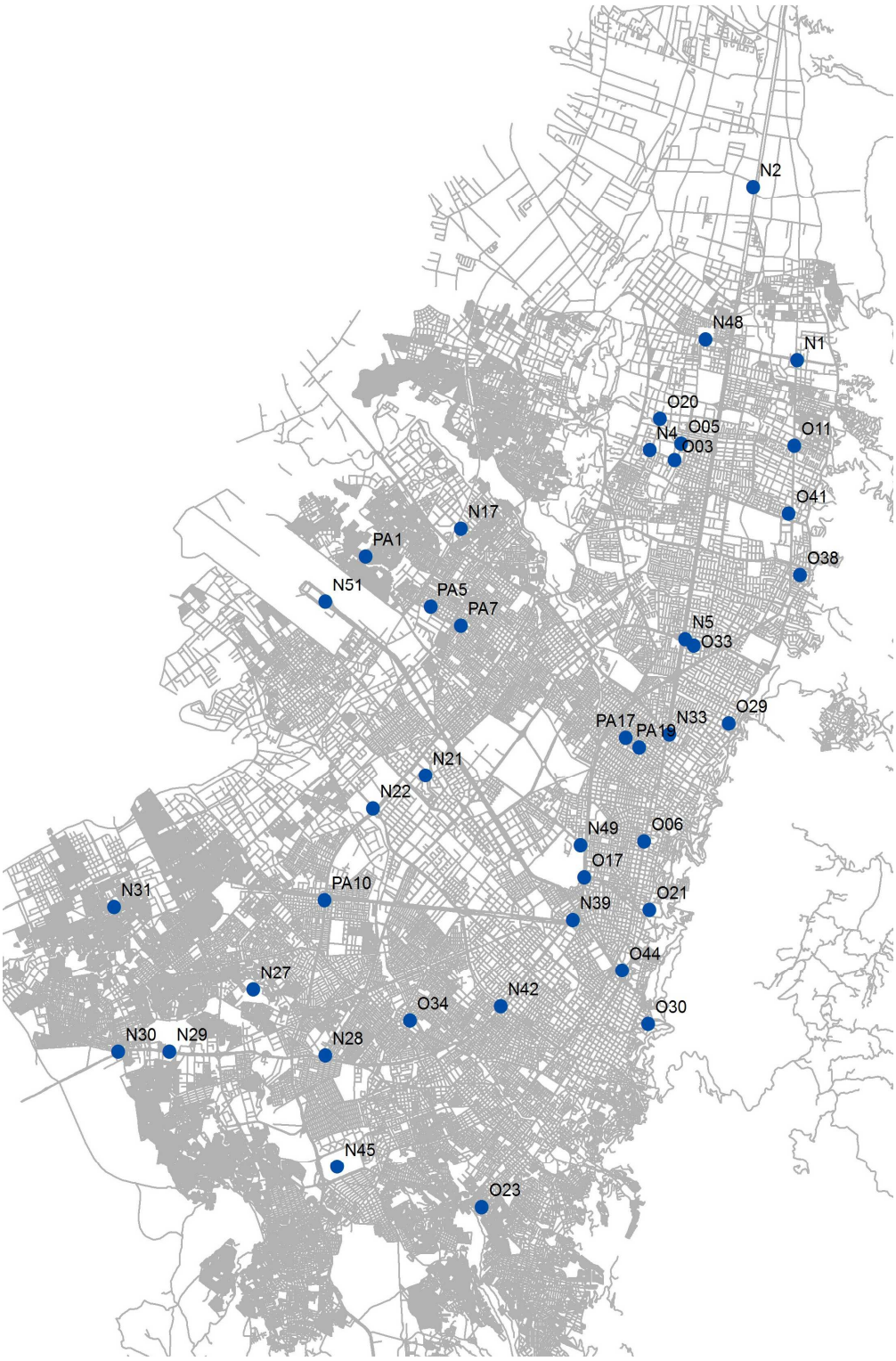


Figura 8-17. Ubicación de los Sondeos Seleccionados

8.6.4 Señales sísmicas de análisis

Para obtener la respuesta dinámica del suelo en los sitios de análisis se requiere de un grupo de señales sísmicas que permitan el cálculo de los espectros de amplificación de un suelo para diferentes intensidades sísmicas (Aceleración máxima del terreno). Par este fin, se seleccionaron los siguientes niveles de aceleración máxima del terreno como parámetros de análisis: 50 cm/s^2 (0.05 g), 100 cm/s^2 (0.1 g), 200 cm/s^2 (0.2 g), 400 cm/s^2 (0.4g). Con estas intensidades se tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los estratos de suelo que componen el perfil a medida que el nivel de intensidad sísmica incrementa.

Las señales sísmicas seleccionadas deben provenir de fuentes sismogénicas similares a las que se encuentran en la zona de influencia del sitio de análisis y ser registros tomados en roca. En el caso de Bogotá la amenaza sísmica proviene de fuentes activas (Intraplaca) y de fuentes de subducción. Estas señales se obtuvieron mediante bases de datos de movimientos sísmico, específicamente de la base de datos del Centro de Estudios de Ingeniería Sísmica del Pacifico (PEER) adscrito a la Universidad de Berkeley y del Instituto de Ingeniería de la UNAM (provenientes de la Red de Acelerógrafos de Guerrero).

En la Tabla 8-3 y la Tabla 8-4 se pueden apreciar las principales características de las señales sísmicas seleccionadas para fuentes activas y de subducción. Adicional a lo anterior, la Figura 8-18 muestra una señal sísmica de análisis ilustrativa.

Por otro lado, la Figura 8-19 y la Figura 8-20 presentan los espectros de respuesta de aceleración de los registros provenientes de fallas activas y de subducción respectivamente. Estos espectros fueron normalizados por la aceleración máxima del terreno con el fin de observar las diferencias entre cada uno de los espectros de respuesta.

Tabla 8-3 Señales provenientes de fuentes activas

ID	Nombre	Pais	Fecha	Magnitud	Duración (seg)	Amax (g)	Δt (seg)	A max utilizada (g)
A01	Chalfant	USA	21/07/1986	6.2	39.81	0.051	0.02	0.05
A02	Georgia	USSR	15/06/1991	6.2	38.17	0.044	0.02	0.05
A03	Palm	USA	08/07/1986	6	24	0.048	0.02	0.05
A04	Anza	USA	08/07/1986	6	24	0.113	0.02	0.1
A05	Armenia	Colombia	19/01/1999	6.2	31.92	0.084	0.02	0.1
A06	Imperial	USA	15/10/1979	6.5	28.28	0.108	0.02	0.1
A07	Irpnia	Italia	23/11/1980	6.5	36.34	0.199	0.0116	0.2
A08	Whittier Narrows	USA	10/01/1987	6	29.96	0.176	0.02	0.2
A09	San Fernando	USA	09/02/1971	6.6	29.66	0.193	0.02	0.2
A10	Coalinga	USA	22/07/1983	5.7	21.3	0.367	0.02	0.4
A11	Nothridge	USA	17/01/1994	6.7	30.33	0.462	0.02	0.4
A12	Parkfield	USA	28/06/1966	6.1	30.33	0.357	0.02	0.4

Tabla 8-4 Señales provenientes de fuentes de subducción

ID	Nombre	Pais	Fecha	Magnitud	Duración (seg)	Amax (g)	Δt (seg)	A max utilizada (g)
S01	Nuxco	México	15/07/1996	6.5	83	0.044	0.03	0.05
S02	Ocotito	México	14/09/1995	7.2	61	0.061	0.02	0.05
S03	Zihuatanejo	México	10/12/1994	6.6	34.05	0.045	0.02	0.05
S04	Paraiso	México	25/09/1984	6.5	36.67	0.101	0.02	0.1
S05	Red Smart	Taiwan	12/06/1985	6.5	27.15	0.142	0.02	0.1
S06	La Union	México	10/12/1994	6.6	54.98	0.086	0.02	0.1
S07	Caleta	México	09/08/2000	6.7	42.21	0.153	0.02	0.2
S08	Ocotito	México	25/04/1989	6.5	53.16	0.2	0.02	0.2
S09	Copala	México	24/10/1993	6.2	58.94	0.285	0.02	0.4
S10	Las Vigas	México	25/04/1989	6.5	34.43	0.353	0.02	0.4

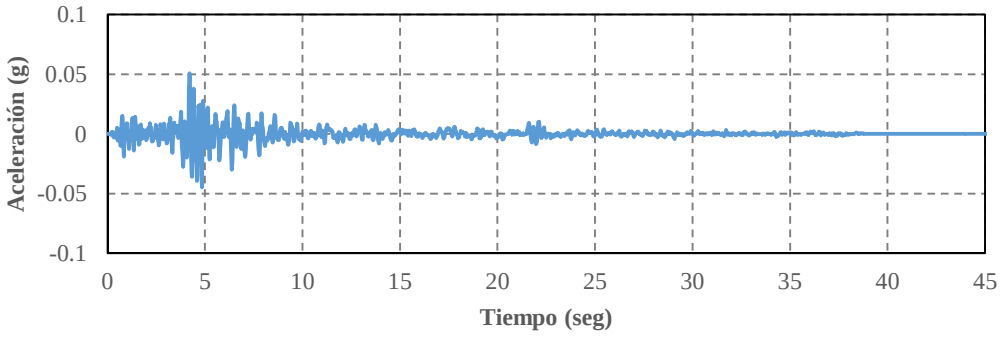


Figura 8-18 Señal Sísmica de Fuente Activa – A01

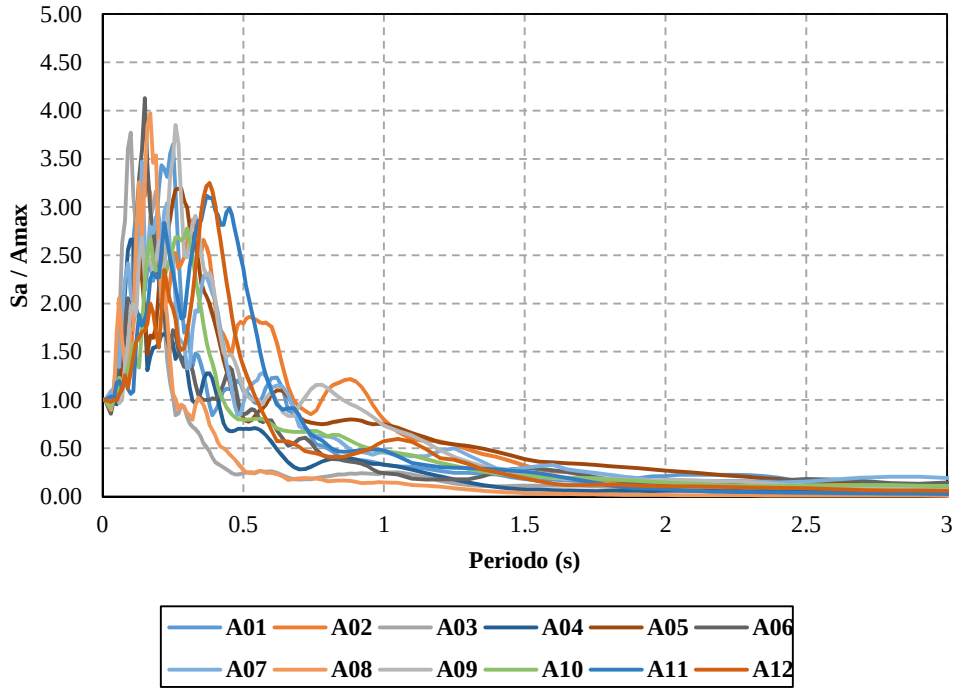


Figura 8-19 Espectros normalizados señales fuentes activas

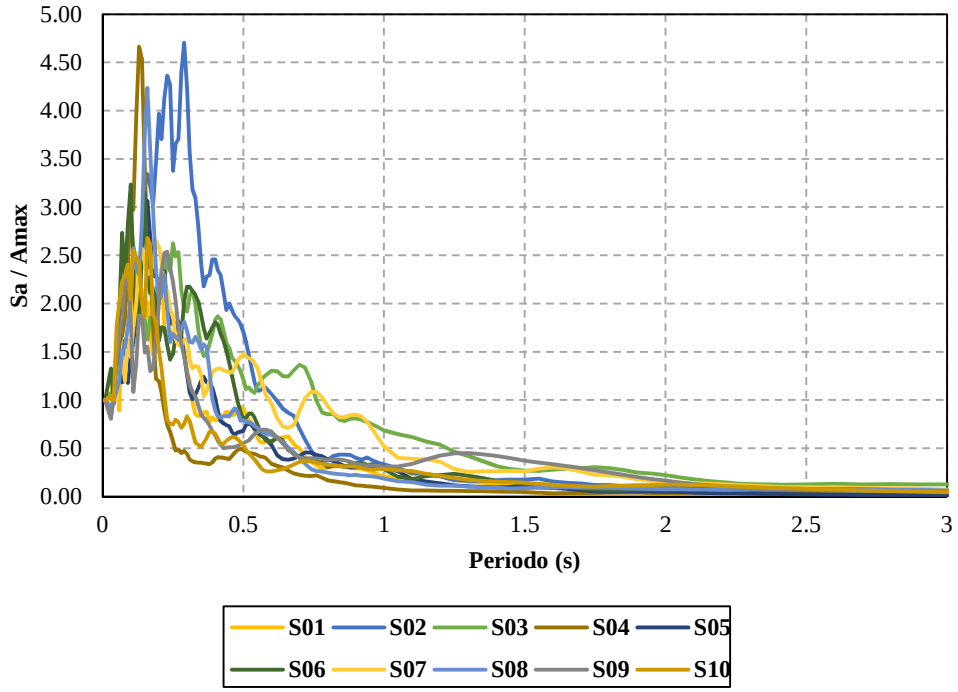


Figura 8-20 Espectros normalizados señales fuentes subducción

8.6.5 Espectros de amplificación para cada zona

A partir de los modelos unidimensionales tipo SHAKE de cada perfil de suelo y de las señales sísmicas de entrada, se obtuvo los respectivos espectros de respuesta de aceleración en superficie para cada perfil y señal de entrada . Es decir que se generaron 22 espectros de respuesta en superficie para cada perfil de suelo, de las cuales provienen 12 de las señales por fuente activa y 10 de las señales por fuentes de subducción. Con estas señales se establecen los espectros de amplificación para cada sondeo mediante el método de las relaciones espectrales (Respuesta espectral en superficie dividido la respuesta espectral en roca). Este método permite obtener el efecto real que tiene el suelo sobre una señal sísmica, ya que descarta los problemas que tengan las señales empleadas por escalamiento de la señal a partir de los efectos de sitio en la estación en donde se registró la señal. A continuación se ilustra el procedimiento para obtener los espectros de amplificación a partir del procedimiento para el sondeo N33.

- En primer lugar se compara el espectro en superficie con el espectro en roca para cada una de las señales analizadas en el perfil de suelo.

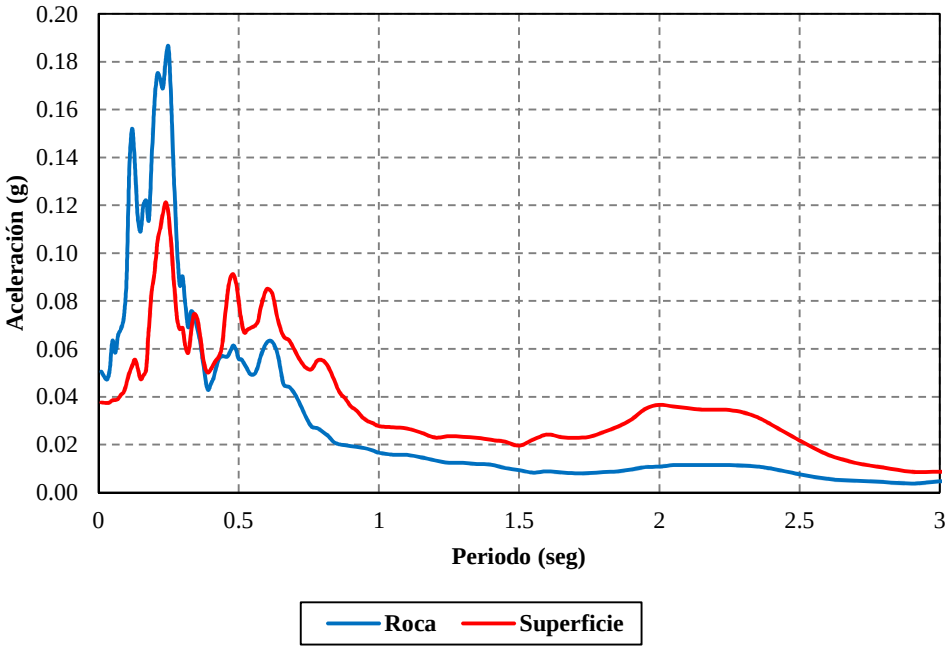


Figura 8-21 Espectros de respuesta para la señal A01- Sondeo N33

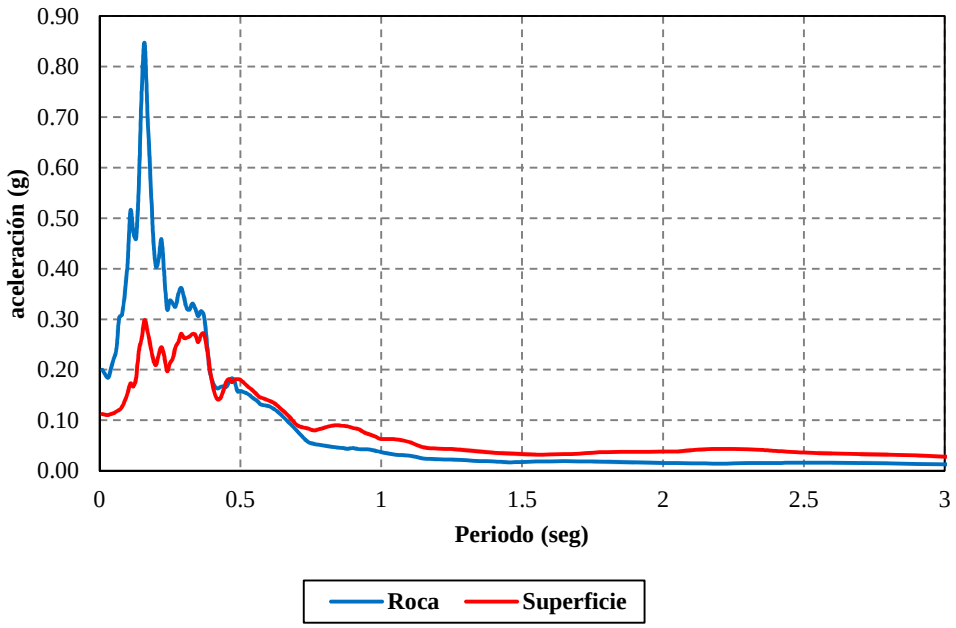


Figura 8-22 Espectros de respuesta para la señal S08 – Sondeo N33

- Paso seguido se divide el espectro de respuesta en superficie frente al espectro de respuesta en roca. Obteniendo así los factores de amplificación en el suelo para cada una de las señales analizadas.

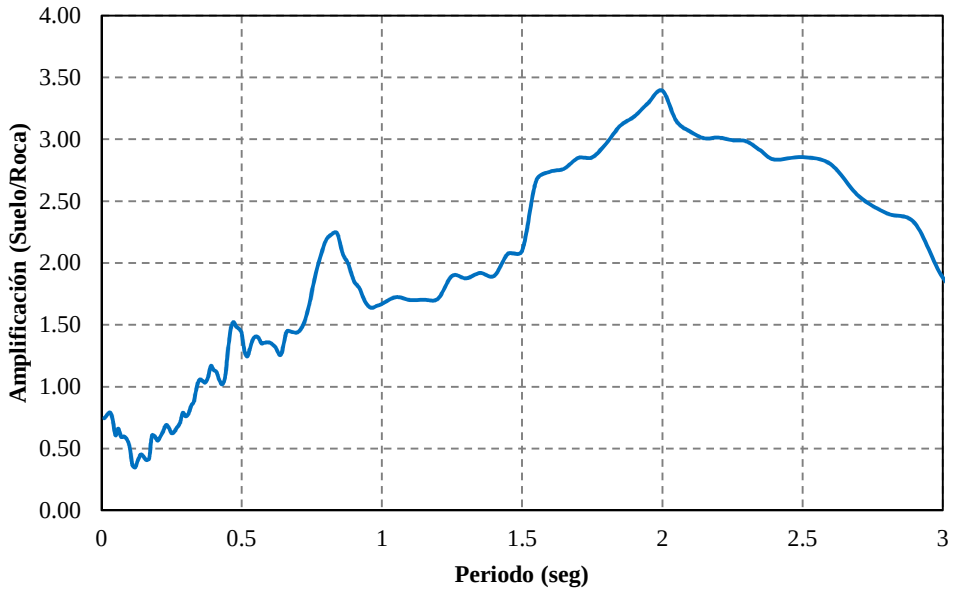


Figura 8-23 Espectro de Amplificación para la señal A01 – Sondeo N33

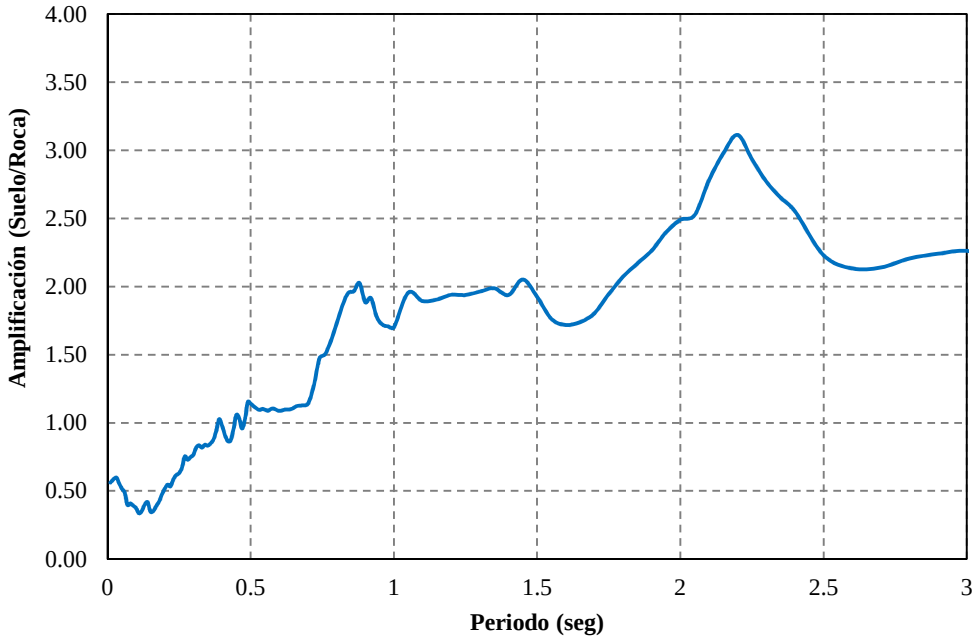


Figura 8-24 Espectro de amplificación para la señal S08 – Sondeo N33

- Luego de obtener el espectro de amplificación para cada señal, estas se agrupan dependiendo del nivel de intensidad sísmica (Aceleración máxima del terreno) al cual fue escalada cada una de las señales.

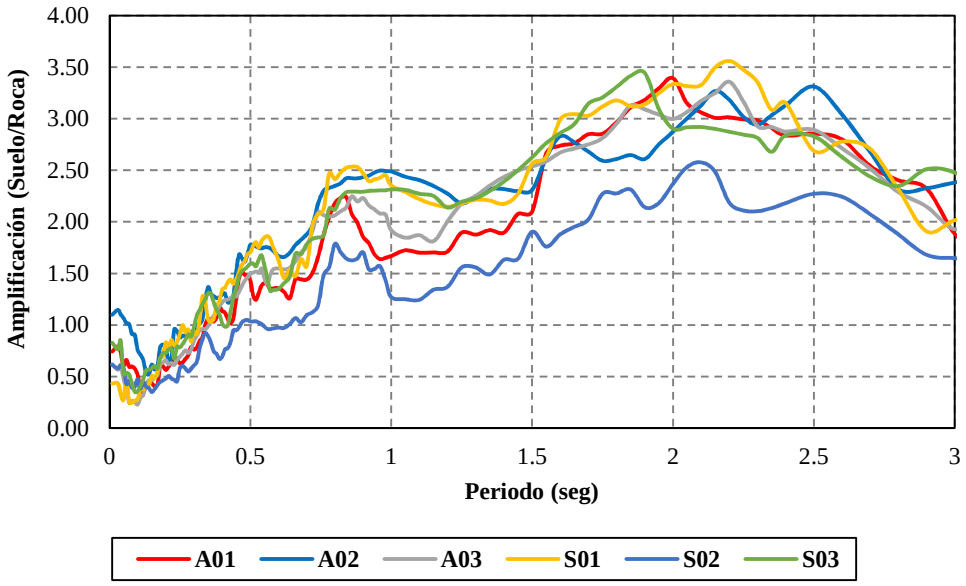


Figura 8-25 Espectros de amplificación para las señales escaladas a 0.05g

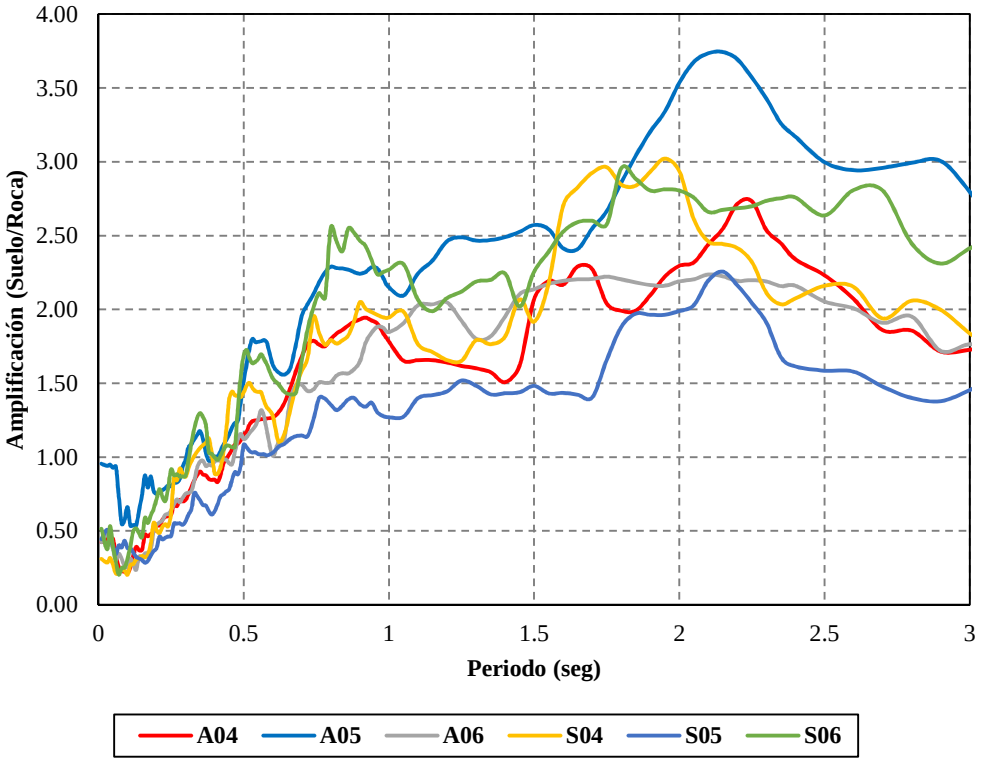


Figura 8-26 Espectros de amplificación para las señales escaladas a 0.1g

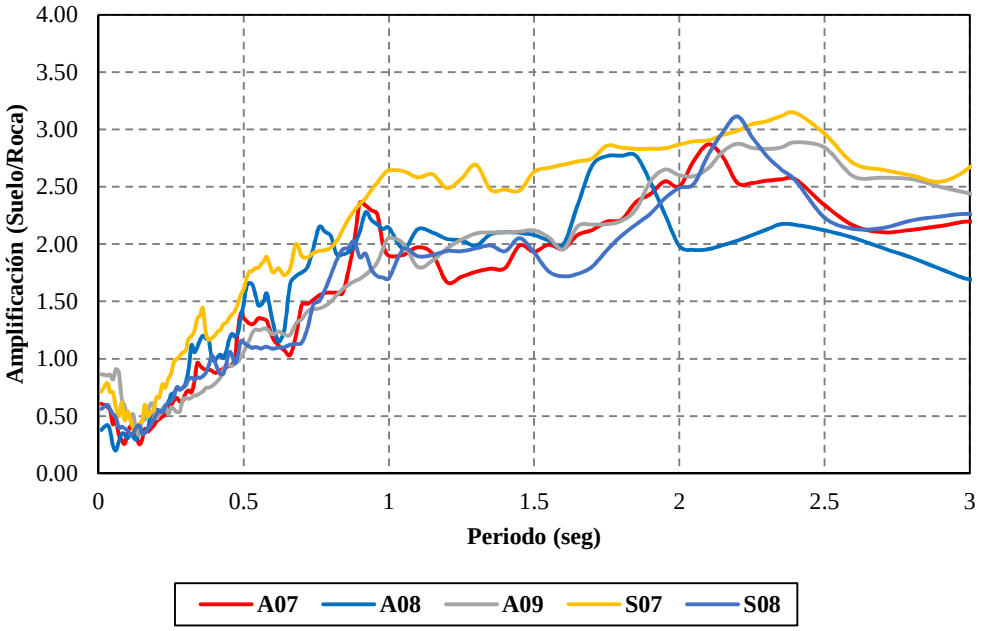


Figura 8-27 Espectros de amplificación para las señales escaladas a 0.2g

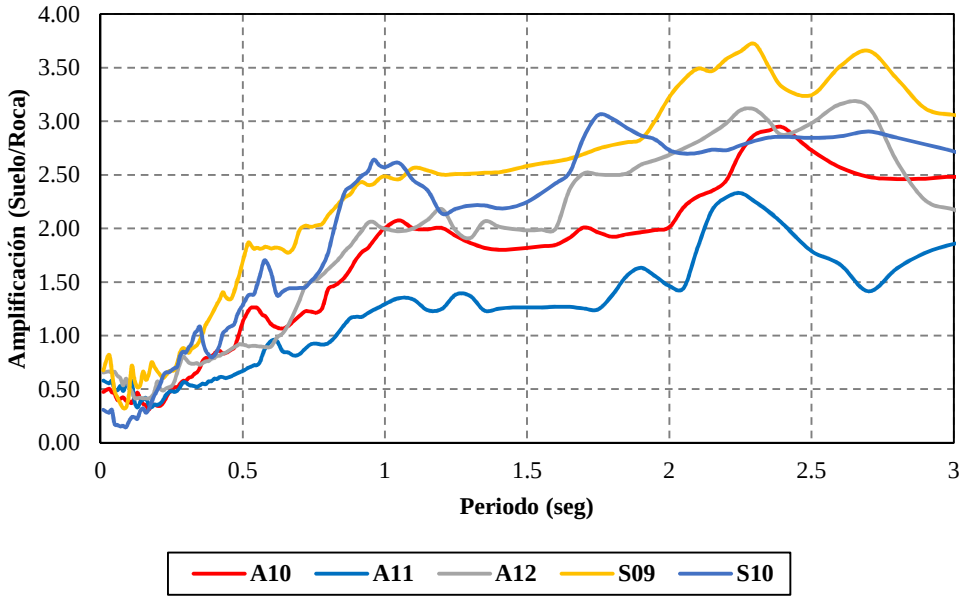


Figura 8-28 Espectros de amplificación para las señales escaladas a 0.4g

- Finalmente se promedian los espectros de amplificación para cada nivel de intensidad sísmica, arrojando los espectros definitivos que indican la amplificación del suelo en cada periodo estructural para diferentes niveles de intensidad sísmica.

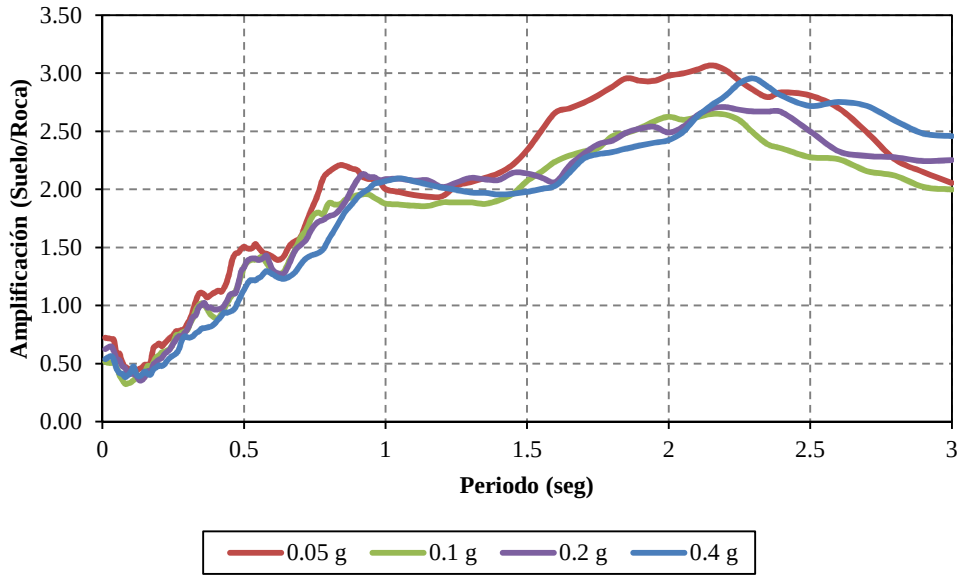


Figura 8-29 Espectros de amplificación del suelo para diferentes niveles de intensidad sísmica (Aceleración máxima del terreño)

Estos espectros de amplificación se obtienen para cada una de las zonas propuestas con base en los sondeos de análisis. De forma que con estos espectros es posible determinar la amenaza sísmica a la que está expuesto cada uno de los puentes de la ciudad. En el Anexo 2, se presentan los espectros de amplificación para cada una de las zonas según los sondeos de análisis.

9 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE LOS PUENTES VEHICULARES Y PEATONALES DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C

9.1 INFORMACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA PARA EL ANÁLISIS

Como parte del estudio de la amenaza sísmica en la ciudad de Bogotá se contempló la amenaza en roca proveniente de un análisis de las fuentes sismogénicas circundantes a la zona. Adicionalmente se realizó un análisis del efecto del suelo en la amplificación de la respuesta espectral en superficie de un evento sísmico. La información completa de amenaza se puede observar en detalle en el numeral 8.2 del presente informe.

9.1.1 Amenaza sísmica en roca

En base al Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia de 2009 se establecieron los diferentes parámetros de amenaza que definen la actividad sísmica en todo el territorio nacional. Para tal fin se implementó una metodología en la cual a partir de la información actualizada con respecto a la actividad sísmica y a las formaciones tectónicas del país, se asignaron eventos sísmicos a cada una de las fuentes sismogénicas. Lo anterior con el fin de establecer unos parámetros estadísticos que se ajusten a la probabilidad de ocurrencia de terremotos de diferentes magnitudes en cada una de estas fuentes. Adicionalmente en el estudio se formularon diferentes leyes de atenuación, las cuales contemplan la disminución de la intensidad de la energía a medida que la distancia entre el punto de análisis y el punto de liberación de energía aumenta. La información completa y mapas de amenaza obtenidos en roca se pueden apreciar en detalle en el numeral 8.5 del presente informe.

9.1.2 Efectos de sitio

Debido a que la ciudad de Bogotá presenta depósitos de suelos arcillosos de gran profundidad, se realizó un análisis del comportamiento del mismo y el efecto que tienen estos suelos en la amplificación de los espectros de respuesta en superficie ante un evento sísmico.

Inicialmente se definieron las diferentes zonas de respuesta sísmica con base en la información disponible. Se seleccionaron sondeos representativos para cada uno de estas zonas, con el fin de establecer su respuesta dinámica mediante modelos unidimensionales

(tipo SHAKE). La información y resultados de los efectos de sitio se pueden apreciar en detalle en el numeral 8.6 del presente informe.

9.2 BASE DE DATOS DE EXPOSICIÓN

A partir de las fichas técnicas de las consultorías IDU-BM-187 del 2006 y IDU-BM-115, y los planos estructurales consultados en el centro de documentación y la carpeta de planos record del IDU, se adelantó un trabajo de revisión y complemento de la base de datos del inventario geométrico y de diagnóstico de los puentes de la ciudad de Bogotá.

Con la base de datos actualizada y revisada hasta donde la información disponible lo permitió, se realizó nuevamente un análisis estadístico para establecer las características geométricas y estructurales más representativas de cada uno de los puentes inventariados de tal forma que se facilitará la integración de la base de datos con el modelo del riesgo.

Luego de revisar la información actualizada, se estableció que no se cuenta con muestras representativas que permitan agrupar los puentes de acuerdo a sus componentes estructurales tales como el ancho de silla, llaves de cortante, calidad de materiales, cuantía de refuerzo, entre otros.

Debido a estas limitaciones fue necesario establecer la asignación de curvas de vulnerabilidad a partir de la tipología estructural, número de luces y el año de construcción del puente, ya que de cierta forma estas variables brindan un panorama de la calidad del diseño y construcción del puente, así como de su comportamiento estructural.

Inicialmente se descartó del modelo de riesgo los datos irrelevantes bien sea porque la información no está relacionada en todos los puentes o porque los valores reportados no son confiables. ***Aunque la base de datos entregada por el IDU está conformada por quinientos ochenta y tres (583) puentes, por las razones indicadas anteriormente, para el análisis de riesgo se seleccionaron siento setenta y cinco (175) puentes vehiculares y siento setenta y uno (171) puentes peatonales para un total de trecientos cuarenta y seis (346) puentes.***

De los puentes descartados, treinta y seis (36) no cuentan con ningún tipo de información relevante para el estudio, por otro lado, doscientos uno (201) puentes, específicamente los puentes de la tipología 15 y 26 se descartan por sus condiciones geométricas y estructurales, las cuales indican que no es necesario realizar un análisis sísmico detallado.

Los puentes del Inventario Básico del IDU no se relacionan en el portafolio de exposición, debido a que la información disponible de cada puente no es suficiente para establecer su comportamiento estructural.

9.2.1 Tipología estructural

Para el análisis del riesgo es necesario caracterizar el comportamiento de las edificaciones a través de las funciones de vulnerabilidad. Estas dependen de la tipología estructural asignada al puente dadas sus características geométricas y comportamiento estructural. En la base de datos del IDU se cuenta con esta información, la cual fue revisada a partir de la información disponible de cada puente. Las tipologías estructurales para el portafolio de exposición se presentan en la Tabla 9-1 y la Tabla 9-2.

Tabla 9-1 Clasificación de puentes vehiculares

Tipo	Clasificación estructural
1	Puentes monolíticos de infraestructura tipo péndulo
2	Puentes monolítico de infraestructura tipo pórtico
3	Puentes monolítico de infraestructura tipo pantalla
4	Puente no monolítico, infraestructura tipo péndulo con superestructura isostática en viga cajón
5	Puente no monolítico, infraestructura tipo péndulo con superestructura isostática con viga más placa
6	Puente no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga más placa
7	Puente no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura isostática con viga cajón
8	Puente no monolítico, infraestructura tipo pantalla con superestructura isostática con viga cajón
9	Puente no monolítico, infraestructura tipo pantalla con superestructura isostática con viga más losa
10	Puente no monolítico, infraestructura tipo péndulo con superestructura hiperestática con viga cajón
11	Puente no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura hiperestática con viga cajón
12	Puente no monolítico, infraestructura tipo pórtico con superestructura hiperestática con otros sistemas diferentes a la viga cajón
13	Puente no monolítico, infraestructura tipo pantalla con superestructura hiperestática con viga cajón
14	Puente no monolítico, infraestructura tipo pantalla con superestructura hiperestática con otros sistemas diferentes a la viga cajón

Tabla 9-2 Clasificación de puentes peatonales

Tipo	Clasificación estructural
16	Puente peatonal tipo 1
17	Puente peatonal tipo 2
18	Puente peatonal tipo 3
19	Puente peatonal tipo 4
20	Puente peatonal tipo 5
21	Puente peatonal tipo 6
22	Puente peatonal tipo 7
23	Puente peatonal tipo 8
24	Puente peatonal tipo 9
25	Puente peatonal tipo 10
27	Puente peatonal tipo 12

En la Figura 9-1 y Figura 9-2 se presenta la distribución de las tipologías estructurales según la base de datos del Inventario Geométrico y de Diagnostico de puentes de la Ciudad de Bogotá, revisada y actualizada. Es importante aclarar que la incertidumbre de los datos sigue siendo alta debido a la calidad de la información disponible (planos con información irrelevante y/o fotos que no permitían identificar si el puente era o no monolítico), y la falta de información de aproximadamente el 30% de los puentes inventariados en las consultorías IDU-BM-187 del 2006 y IDU-BM-115.

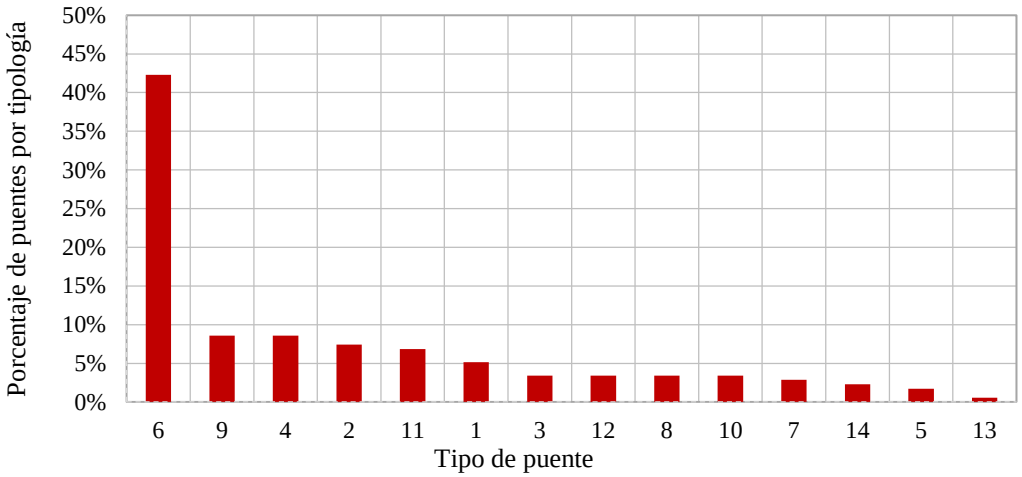


Figura 9-1 Distribución de puentes vehiculares según su tipología estructural

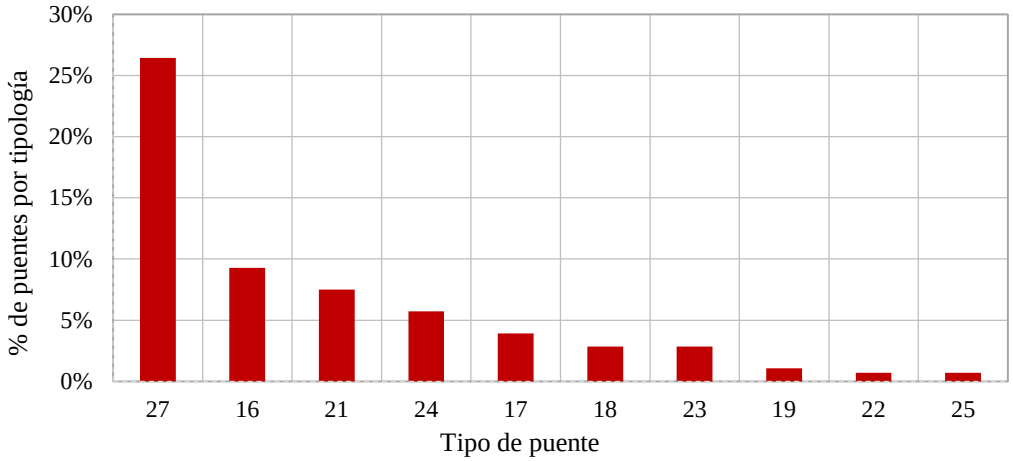


Figura 9-2 Distribución de puentes peatonales según su tipología estructural

En estas nuevas distribuciones no se tienen en cuentas las tipologías 15 y 26 debido a que son puentes sobre cuerpos de agua a los cuales no se les realizara un análisis sísmico. De

las figuras de distribución de tipologías se pueden identificar fácilmente las tipologías representativas, es decir que representen más del 80% de la muestra, tanto para los puentes vehiculares (Tipo 6, 9, 4, 2, 11, 1 y 3), como para los puentes peatonales (Tipo 27,16,21,24,17,18).

9.2.2 Año de construcción del puente

En la base de datos del IDU se establece la fecha de construcción de algunos puentes. Para recopilar la información de los puentes faltantes se revisaron planos estructurales disponibles y se consultó información con respecto a obras de infraestructura de la Ciudad de Bogotá en periódicos y páginas web del distrito. A pesar de recopilar una gran cantidad de información, no fue posible asignarle la fecha de construcción a la totalidad de los puentes, por lo que fue necesario asignarle este dato a los puentes faltantes a partir de la información del año de construcción de los puentes ubicados en las mismas vías o troncales. Para los puentes que no se podían relacionar con otro puentes por su ubicación, fue necesario asignarle un año de construcción menor al año en que entro en vigencia el CCP-95 con el fin de obtener resultados conservadores en la evaluación del riesgo sísmico. Para este atributo se tiene en cuenta la fecha de construcción, más no las intervenciones de rehabilitación del puente.

El año de construcción se relaciona con el tipo de norma de diseño sismo-resistente al momento de la construcción y por lo tanto define la calidad del diseño y la construcción. Se tienen tres niveles de antigüedad: “Antes y durante 1980”, “Entre 1980 y 1995” y “Después de 1995”. Estos niveles permiten reconocer la aparición y posteriores modificaciones de diseño sismo resistente en Colombia.

La distribución de las tipologías estructurales para los puentes vehiculares respecto al año de la construcción se presenta en la Figura 9-3. Para los puentes peatonales no se analiza esta variable debido a que en este caso, por simplicidad las curvas de vulnerabilidad solo se asignaran a partir de la tipología estructural.

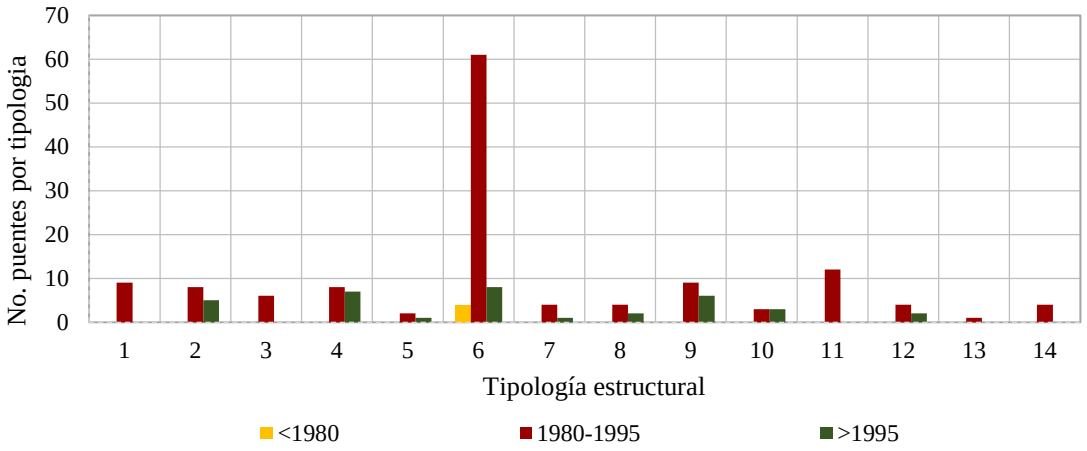


Figura 9-3 Distribución de tipologías vehiculares según el año de construcción del puente

9.2.3 Numero de luces del puente

El número de luces es el último nivel en el algoritmo de asignación de las curvas de vulnerabilidad. Este permite asignar la función de vulnerabilidad basándose en la modificación del comportamiento estructural dado el número de luces del puente.

La distribución del número de luces de los puentes vehiculares según su tipología estructural se presenta en la Figura 9-4. A partir de esta distribución de puede establecer que la mayoría de tipologías presenta un alto porcentaje con puentes de solo una luz, lo que indica que es importe asignar una curva de vulnerabilidad diferente a este tipo de puentes.
Para los puentes peatonales no se analiza esta variable debido a que en este caso, por simplicidad las curvas de vulnerabilidad solo se asignaran a partir de la tipología estructural.

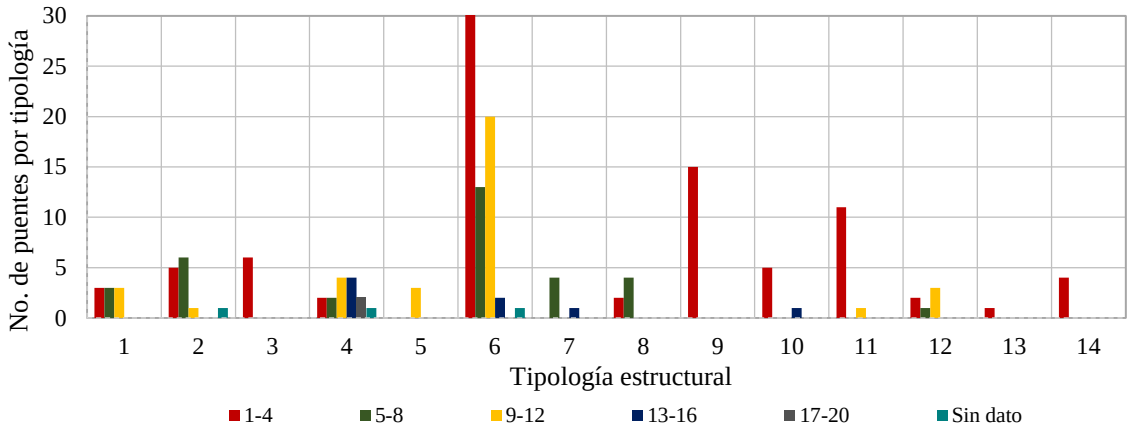


Figura 9-4 Distribución de tipologías vehiculares según el número de luces del puente

Algunas de las consideraciones principales y limitaciones de la base de datos del IDU y de su procesamiento se resumen a continuación:

- El año de construcción de los puentes que no tienen este dato se asigna a partir del año de construcción de puentes cercanos, si esto no es posible, se asume que fueron construidos antes que entrará en vigencia el Código Colombiano de Puentes CCP-95.

- La asignación de las tipologías estructurales de los puentes tiene un alto grado de incertidumbre debido a que no fue posible revisar la totalidad de los puentes inventariados, ya que no contaban con registros fotográficos y/o puentes estructurales.

- El área construida es obtenida usando el ancho y la longitud del puente. Estos datos se revisaron y complementaron a partir de las fichas técnicas del inventario suministradas por IDU.

Como se comentó anteriormente los puentes peatonales no tienen un algoritmo para la asignación de las curvas de vulnerabilidad ya que se asignan de acuerdo a su tipología estructural. A las tipologías que no fueron modeladas se les asigna la curva de vulnerabilidad que más se acerca a las características estructurales.

Por otro lado, para las tipologías estructurales de los puentes vehiculares se propuso un algoritmo de asignación de las curvas de vulnerabilidad, como se muestra en la Figura 9-5. Como se muestra en este algoritmo, para asignar una curva de vulnerabilidad a un puente especifico, se parte del año de construcción con el fin de establecer si el puente es de buena o mal calidad constructiva, posteriormente se define el número de luces del puente y finalmente, se asigna la curva de vulnerabilidad correspondiente.
A manera de ejemplo, se te tiene un puente con una tipología estructural seis (6), construido antes del año 1980 (Mala Calidad – M.CAL), con un numero de luces mayor a 1.0 (>1 Luz), en este caso, la curva de vulnerabilidad asignada será T11M_T.

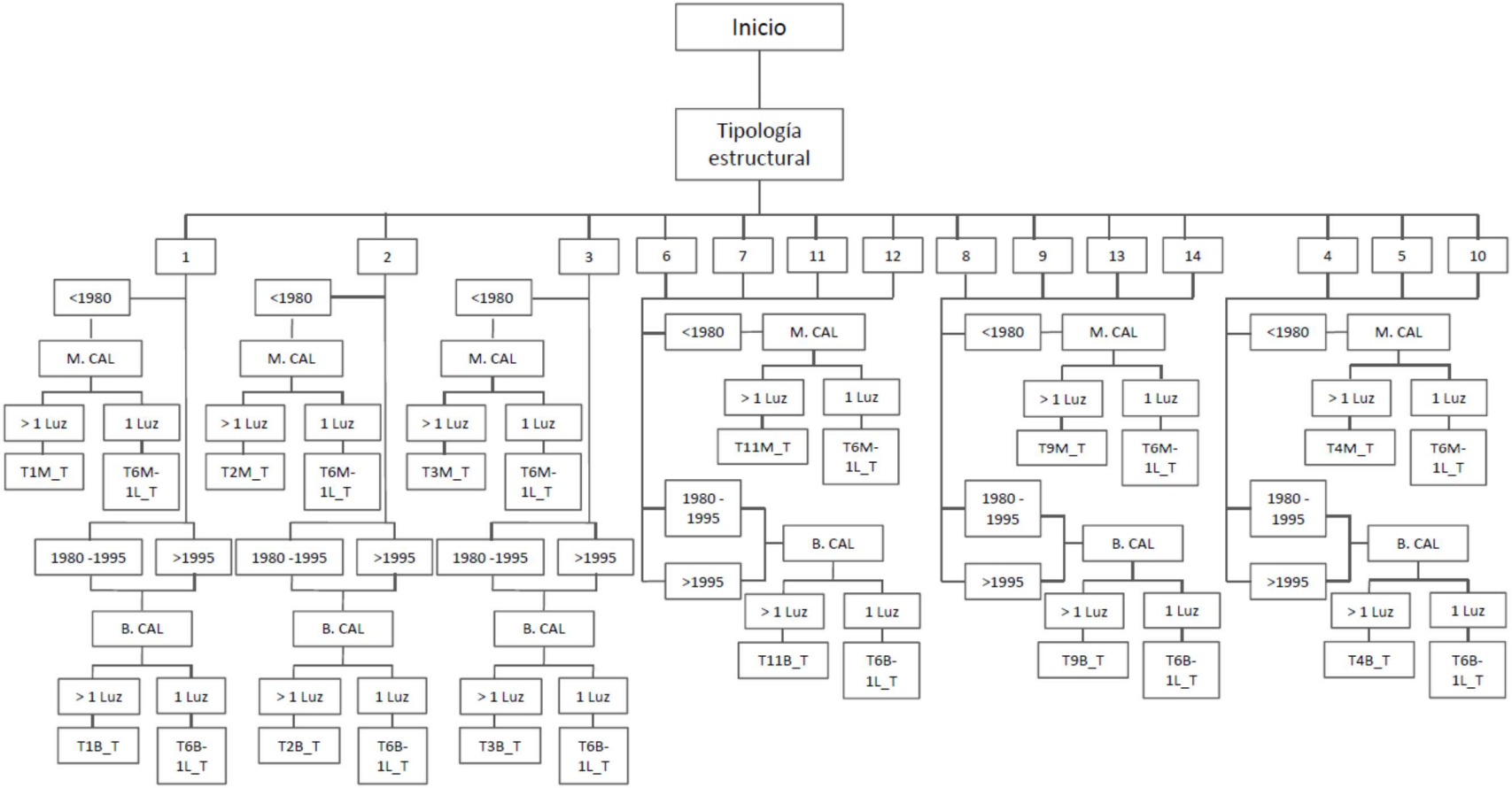


Figura 9-5 Algoritmo de asignación de curvas de vulnerabilidad para puentes vehiculares

9.2.4 Estructura final de la base de datos para el análisis de riesgo

La base de datos final para el análisis del riesgo presenta trecientos cuarenta y seis (346) puentes, de los cuales siento setenta y cinco (175) son vehiculares y cuentan con los atributos relacionados en la Tabla 9-3, como complemento de la base de datos IDU. Los puentes peatonales contienen información de estos atributos hasta el numeral 18, ya que para el análisis símico y la asignación de curvas de vulnerabilidad no se requería información adicional.

Tabla 9-3 Listado de atributos de los puentes vehiculares en la base de datos actualizada

No.	Atributo en base de datos	Significado
1	Elem	Código de identificación del puente
2	Objectid	Número de identificación del puente
3	Tipo	Tipo de puentes según su funcionalidad
4	Dirección	Ubicación del puente
5	Ancho	Dimensión transversal del puente
6	Longitud	Dimensión longitudinal del puente
7	Area_Puent	Área calculad a partir de la longitud y ancho del puente
8	Zo_Ge	Zona geotécnica según microzonificación sísmica de 2006
9	Mate_Losa	Material de la losa
10	Fecha_Cons	Fecha de construcción
11	Fecha_Reha	Fecha de rehabilitación
12	Troncal	Indica si el puente está ubicado en una troncal
13	Red_Vital	Indica si el puente hace parte o no de
14	No_L	Numero de luces
15	Luzc_L	Luz más larga del puente
16	No_C	Numero de columnas/muro por eje transversal
17	Alt_Col_Larga	Altura de la columna/muro más largo
18	Long_Col	Dimensión de la columna transversal al eje longitudinal del puente
19	Ancho_C	Dimensión de la columna longitudinal al eje longitudinal del puente
20	No_E	Numero de estribos
21	Alt_E	Altura del estribo
22	Long_E	Dimensión del estribo transversal al eje longitudinal del puente
23	No_Carriles	Número de carriles
24	Co_Cortante	Conectores de cortante
25	Angulo_Esviaje	Angulo de esviaje
26	Licuación	Indica si se puede presentar licuación
27	Ancho_Silla_en estribo	Ancho de silla en el estribo
28	Ancho_Junta_en estribo	Ancho de junta en el estribo
29	Tp_Terraplen	Tipo de terraplen
30	No._Pilotes_por pila	No. de pilotes por pila
31	Long_pilotes_por pila	Longitud de pilotes por pila
32	Diametro_pilotes_por pila	Diámetro de pilotes por pila
33	Fc_Columnas	Resistencia a compresión del concreto en columnas
34	Fy_Columnas	Resistencia a la fluencia del acero en columnas
35	Separación_estribos_columna	Separación de refuerzo trasversal en columnas
36	Diametro_estribo_columna	Diámetro de refuerzo trasversal en columnas
37	Altura_corta_col	Altura de la columna más corta

La Tabla 9-4 contiene una muestra de 20 puentes para los cuales se incluyen los principales atributos relacionados en la base de datos revisada y actualizada, para el análisis de riesgo.

Tabla 9-4 Clasificación de puentes peatonales

A	D	G	H	K	M	N	O	U	AG	BO	BP	BS	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ
OBJECTID	ELEM	TI_PU	TIPO	DIRECCION	ANCHO	LONGITUD	AREA_PUENT	ZO_GE	FECHA_CONS	No_L	Luz_L	No_C	Alt_Col_Larga	Long_Col	Ancho_C	No_E	Alt_E	Long_E	No_Carriles
1	22157145	1	6	Avenida de las Américas con Avenida Boyacá Costado Norte	16	191	3056	6	1987	9	27	2	3,0	1,6	1,0	2	1,8	16,0	4
2	22157259	1	6	Avenida de las Américas con Avenida Boyacá Costado Sur	16	191	3056	8	1987	5	4								4
3	22147611	3	11	Avenida Ciudad de Quito por CL 63G	8	29	232	9	1994	1	29								
4	22153152	1	2	Avenida Calle 100 con Autopista Norte Costado Sur	19	157	2983	9	2002	4	34	2	5,3	1,8	0,8	2	3,1	18,6	4
5	22156425	1	12	Avenida Boyacá con Avenida Ciudad de Villavicencio (N-S)	17	75	1275	8	2006	3	30	2	4,8	1,6	2,3	2	3,6	17,0	
6	22152156	1	8	Avenida De Las Am├ºricas por Avenida del Congreso Eucar├¡s	20	207	4140	8	1994	8	30	2	4,4	1,0	1,5				
7	22143992	1	6	Avenida NQS con calle 26	39	94	3666	6	1995	4	31	8	4,0	1,2	1,2	2	4,4	38,9	10
8	22157467	1	3	Avenida La Esperanza con Avenida Boyacá	29	74	2146	9	1995	2	37	4	5,0	0,5	0,5	2	2,2	28,8	6
9	22158199	3	15	Avenida Caracas con calle 84A sur	16	5	80	6		1	5	1	3,0	4,2	0,3				
10	22153105	1	11	Avenida Calle 100 con Autopista Norte Costado Norte	18	90	1620	9	1995	4	34	2	5,3	1,8	0,9	2	1,8	18,1	
11	22158560	1	15	Avenida Paseo Del Country por Avenida Carlos Lleras Restrepo	28	12	336	9		1	12	1	4,7	23,6	0,2	2	4,3	28,4	
12	22158594	1	15	Avenida Laureano G├¡mez por Avenida Carlos Lleras Restrepo	29	12	348	9		1	12	1	4,7	12,7	0,2	2	4,5	28,6	
13	22150493	1	15	Avenida Laureano G├¡mez por Avenida Carlos Lleras Restrepo	29	12	348	9		1	12	1	4,7	27,0	0,2	2	4,3	28,9	
14	22157925	1	15	Avenida Paseo Del Country por Avenida Carlos Lleras Restrepo	27	12	324	9		1	12	1	4,9	11,1	0,2	2	4,4	26,7	
15	22158138	3	6	Avenida NQS con Calle 69	7	53	371	9	2012	1	53	1	0,7	55,6	0,4				1
16	22150472	1	15	Avenida Laureano G├¡mez por Avenida Carlos Lleras Restrepo	26	8	208	9		1	8	1	4,7	20,0	0,2	2	4,3	26,1	
17	22158357	1	15	Avenida Laureano G├¡mez por Avenida Carlos Lleras Restrepo	26	8	208	9		1	8	1	4,7	17,4	0,2	2	4,4	25,7	
18	22152074	1	6	Avenida Ciudad de Cali con Avenida Calle 101 Costado Occiden	16	79	1264	4	1994	3	40	3	2,7	1,0	1,0	2	3,7	15,8	3
19	22154208	1	4	Avenida Primero de Mayo con Avenida Boyacá Oreja	6	128	768	8	1994	4	36	1	6,9	1,7	1,0	2	4,9	45,5	3
20	22156629	1	15	Avenida Calle 63 con Avenida Carrera 68 Costado Norte	16	35	560	9		2	17	3	4,7	1,2	1,2	2	5,0	15,6	
21	24119247	1		Avenida Calle 63 con Avenida Carrera 68 Costado Sur	0	0	0		2001										
22	24119315	3	15	CARRERA 15 CON CALLE 140	15	13	195	9	1990	2	13		2,0	14,9	0,3	2			4
23	24119316	3	15	CARRERA 15 CON CALLE 142	17	12	204	9	1990	2	12		1,9	17,4	0,4	2			4
24	24119314	3	15	CARRERA 15 CON CALLE 147	9	39	351	9	1990	2	26	4	1,2	25,5	0,3				4
25	24119294	3	15	Avenida de las Quintas por CL 82	13	4	52	4		1	4	2		13,3	0,3				2
26	24119289	3	15	Avenida Cordoba por Avenida Rodrigo Lara Bonilla (costado su	19	40	760	9											

En el Anexo 4 se incluye la base de datos final, conformada para los análisis de riesgo.

9.3 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

9.3.1 Criterios de selección de los puentes a estudiar

Partiendo de la selección de las diez tipologías estructurales representativas (siete vehiculares y tres peatonales), las cuales se relacionan en la Tabla 9-5 y Tabla 9-6 , se elaboran 18 modelos, dos por cada tipología, con las siguientes características:

- Diseño para cargas gravitacionales únicamente (principalmente asignable a puentes construidos antes de 1980).

- Diseños que se han realizado considerando las especificaciones sísmicas modernas.

Tabla 9-5 Tipologías estructurales representativas para puentes vehiculares

No.	Tipología
6	Pórtico no monolítico – Viga más losa
9	No monolítico tipo pantalla - Viga más losa
3	Monolítico de infraestructura tipo pantalla
2	Pórtico monolítico + Viga - Losa
1	Monolítico tipo péndulo
11	Pórtico no monolítico – Viga cajón

Tabla 9-6 Tipologías estructurales representativas para puentes peatonales

No.	Tipología
27	Transmilenio
16	Viga T simplemente apoyado
21	Monopila simplemente apoyado - Viga cajón

9.3.2 Modelo de costos y componentes

9.3.2.1 *Componentes susceptibles de daño*

Dentro del modelo inelástico de las tipologías estructurales representativas se analizaron los componentes susceptibles en los niveles de daño relacionados en la Tabla 9-7 y Tabla 9-8. Estos componentes fueron establecidos luego de revisar en detalle las características más relevantes de cada tipología.

Tabla 9-7 Componentes susceptibles de daño por tipología

Tipología	Componentes susceptibles
6 11	Topes, neoprenos, columnas, viga cabezal, ancho de silla, estribos
9 8 4	Pantalla, topes, neoprenos, ancho de silla, estribos
3	Pantalla, ancho de silla, estribos
2	Columnas, viga cabezal, ancho de silla, estribos.
1	Columna, ancho de silla, estribos.
27	Conexiones, elementos de acero
16	Columnas, topes, neopreno
21	Columnas, topes, neopreno

9.3.2.2 *Niveles de daño de cada componente*

Cada componente susceptible puede verse sometido a diferentes niveles de daño según las solicitaciones que tenga impuestas y la funcionabilidad que tenga cada uno de estos componentes según su diseño sísmico. Estos niveles de daño también permite definir las actividades de reparación necesarias cuando un componente llega a alguno de los estados de daño al estar sometido a solicitaciones sísmicas.

Tabla 9-8 Parámetros que controlan el daño en cada componente

Componentes susceptibles	Parámetro de control	Niveles de daño	Descripción probable del daño	Nivel de funcionalidad	Acción recomendada
Neoprenos	Desplazamiento (mm)	Moderado	deformación excesiva	Alerta. Posible interrupción del funcionamiento.	Reemplazo del neopreno
Estribo – Long.- Pasivo	Desplazamiento (mm)	Leve	daño de la junta de dilatación	Normal	Reparación de la junta de dilatación
		Moderado	Fisuración en el espaldar	Precaución	Excavación e inyección de fisuras
		Severo	Falla a cortante del espaldar	Alerta. Posible interrupción del funcionamiento.	Excavación y reconstrucción del espaldar
Estribo – Transv.	Desplazamiento (mm)	Severo	Falla a cortante	Precaución	Reconstrucción del elemento
Columna o Pantalla a flexión	Deriva	Leve	Fisuración	Normal	Inyección de fisuras
		Moderado	Desprendimiento de concreto	Alerta. Posible interrupción del funcionamiento.	Reparación concreto
		Severo	Mecanismo de falla	Posibles colapsos parciales	Encamisado de columna
Viga Cabezal	Deriva	Leve	Fisuración	Normal	Inyección de fisuras
		Severo	Mecanismo de falla	Posibles colapsos parciales	Encamisado de viga cabezal
Tope sísmico	Desplazamiento (mm)	Severo	Falla a cortante	Precaución	Reconstrucción del elemento
Ancho de silla	Desplazamiento (mm)	Severo	Pérdida de Apoyo	Alerta. Posible interrupción del funcionamiento.	Restitución del ancho de silla

9.3.2.3 *Valoración económica de estados de daño*

A partir de costos referenciales suministrados por el IDU y la revisión y complemento de estos costos, se realizó la valoración de los componentes susceptibles en cada uno de los niveles o estados de daño (ED 1- Leve, ED 2 - Moderado, ED 3- Severo) de cada tipología estructural. En la Tabla 9-9 se muestran valores representativos de los componente susceptibles. Las celdas sin dato indican que el elemento no llega a ese estado de daño.

Tabla 9-9 Costos Unitario para cada componente susceptible

Componentes Susceptibles	ED 1	ED 2	ED 3
Concrete Column, Area 1.5m * 1.5m , height 5 m	$ 1,629,762	$ 2,989,129	$ 12,636,169
Concrete Column, Area 1.5m * 1.5m , height 2.5 m	$ 814,881	$ 1,494,565	$ 6,341,525
Concrete Column 1m * 1m , height 5 m	$ 1,086,508	$ 2,446,860	$ 9,978,910
Concrete Column 1m * 1m , height 2.5 m	$ 543,254	$ 1,223,430	$ 5,020,709
Concrete Pier Wall, 0.25m depth	$ 108,651	$ 110,940	$ 691,865
Concrete Pier Wall, 0.50m depth	$ 108,651	$ 111,025	$ 932,875
Concrete Pier Wall, 0.75m depth	$ 108,651	$ 111,110	$ 1,173,884
Non Fixed Elastomeric Bearing, Girder + Slab Superestructure	$ 3,049,733		
Non Fixed Elastomeric Bearing, Box Girder Superestructure	$ 3,416,670		
Hinge Restrainers, Good seismic design, 0.7m * 0.7m * 1.2m, Reinforcement 1,2% Ag	$ 684,280		
Hinge Restrainers, Bad seismic design, 0.5m * 0.5m * 1.1m, Reinforcement 0.8% Ag	$ 264,128		
Abutment Trans, Good Seimic design, 0.7m * 0.7m * 0.7m, Reinforcement 1.2% Ag	$ 427,483		
Abutment Trans, Good Seimic design, 0.5m * 0.5m * 0.5m, Reinforcement 0.8% Ag	$ 197,164		
Abutment Long, 0.5m depth, Reinforcement 0.5% Ag	$ 868,182	$ 1,030,137	$ 1,245,530
Cap Beam, Good Seismic Design, Longitud of 4m, Area 1m * 1.5m, Reinforcement 0.50% Ag	$ 9,090,085	$ 16,782,010	
Cap Beam, Bad Seismic Design, Longitud of 4m, Area 0.7m * 1m, Reinforcement 0.25% Ag	$ 8,672,866	$ 13,509,914	
Seat width, Can be use for any seath width dimension	$ 4,154,563		

9.3.2.4 *Valoración económica de reposición*

A partir de costos referenciales suministrados por el IDU se realizó la valoración de costos para obra nueva por metro cuadrado como se muestra en la Tabla 9-10. La fecha de actualización de estos valores es del 31 de Diciembre de 2015. No se ha considerado el costo del terreno en estas estimaciones.

Tabla 9-10 Valor de costos de construcción de puentes en la ciudad de Bogotá

Módulo	**Valor por m^2 $COL**
Puente vehicular	$ 5,500,000
Puente peatonal metálico	$ 4’500,000
Puente peatonal concreto	$ 3’500,000

Estos son los valores de reposición esperado (incluye costos directos) independientemente del tipo estructural de la edificación y se asigna en función del área de construcción de cada una de los puentes contenidos en la base de datos.

La Figura 9-6 presenta la distribución del valor expuesto por tipología estructural para el portafolio completo de puentes (346 puentes). El valor de exposición del portafolio completo es de COL $1888,397,337,700.oo.

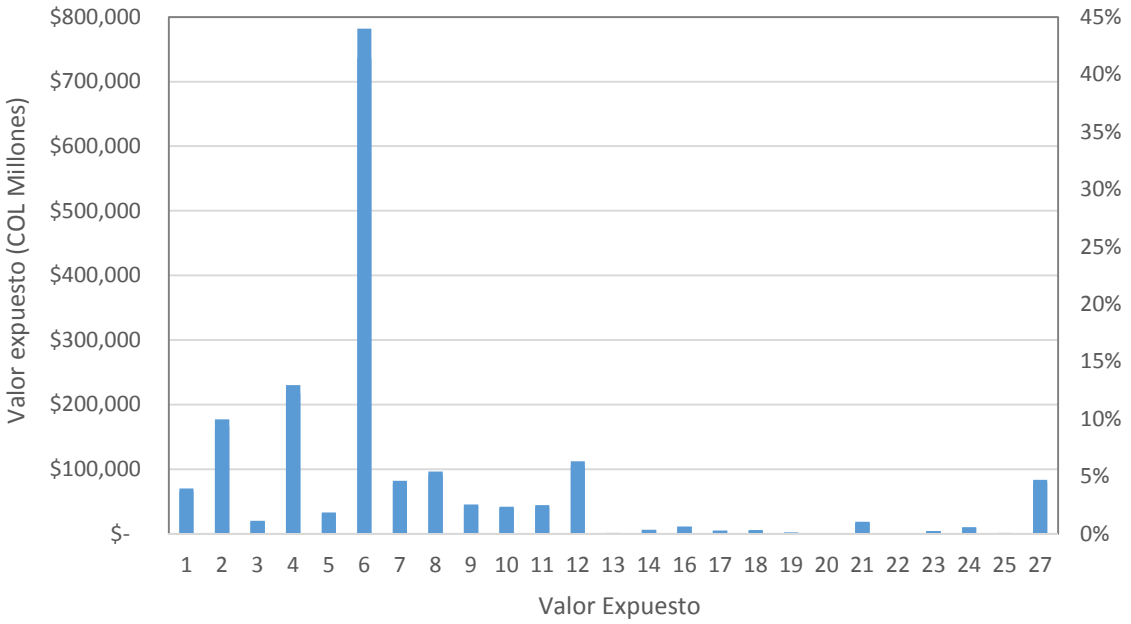


Figura 9-6 Valor expuesto según tipología estructural

Según los datos anteriores, las tipologías estructurales de mayor representación en la base de datos corresponden a los puentes Tipo 6 y Tipo 4 es decir "Puente no monolítico tipo pórtico con viga más losa" y "Puente no monolítico tipo péndulo con viga cajón respectivamente". En el caso de los puentes peatonales la tipología de mayor representación es la Tipo 27 – "Puente tipo Transmilenio".

9.3.3 Modelo computacional

Los modelos de las tipologías estructurales se establecieron a partir de la revisión de planos de diseño de los puentes con información disponible, con el fin de representar el mismo nivel de daño que tendría el puente en la realidad. Los modelos son inelásticos no lineales, representando el comportamiento inelástico longitudinal y transversal en los estribos, apoyos intermedios, cimentación, columnas y/o pantallas, y vigas. Estos elementos se integran en el modelo con el fin de representan el comportamiento conjunto y consecutivo de los mismos, para los cuales se llevó a cabo un análisis estático no lineal. Paralelamente, se definieron los niveles de daño de cada elemento con el fin de identificar y relacionar los costos correspondientes.

La modelación computacional se lleva a cabo con el software comercial PERFORM 3D V5.0.

En general, la realización del modelo analítico involucra varias componentes que son las siguientes:

- Modelo geométrico general del puente.
- Propiedades geométricas de las secciones de elementos principales.
- Tipos de apoyos en pilas, en estribos y conexiones especiales internas (juntas, apoyo del tablero en las pilas, neoprenos y otros detalles).
- Propiedades de materiales en particular del concreto, del acero, de los apoyos o conexiones internas y de los apoyos elásticos equivalentes del suelo.
- Evaluación de cargas incluyendo cargas muertas debidas a peso propio y a sobrecargas permanentes (Carpeta de rodadura, barandas de contención, etc), y cargas sísmicas.

Por otra parte el análisis de resultados del modelo incluye los siguientes análisis:

- Análisis de modos de vibración.
- Efectos internos en los elementos para carga muerta con carga viva de servicio.
- Análisis de curvas de daño para el puente.

A continuación se presentan los parámetros para la modelación de los diferentes componentes estructurales y el comportamiento característico de cada uno de estos .

- Estribos longitudinales y transversales: Elemento tipo “Inelastic Bar” de comportamiento bilinear, considerando pérdida de resistencia y degradación de rigidez. Los componentes longitudinales generalmente sólo funcionan a compresión, considerando las propiedades del espaldar del estribo. La rigidez inicial depende directamente de la altura y ancho del espaldar, mientras que la resistencia residual dependerá de las condiciones del suelo que actúa como un empuje pasivo una vez haya fallado el elemento estructural.

- Estribos transversales: Elemento tipo “Inelastic Bar” de comportamiento bilinear, considerando pérdida de resistencia y degradación de rigidez. Estos componentes generalmente funcionan a compresión y a tensión, ya sea por la existencia de topes sísmicos en los extremos o llaves de cortante internas en los apoyos de vigas.

- Neoprenos: Elemento tipo “Seismic Isolator, Rubber Type”. Este elemento se considera elástico y se define un límite de desplazamiento en el cual se desfasa el elemento del cual está apoyado con respecto al centro del neopreno. Al ser un componente de apoyo entre superestructura y subestructura, se debe definir la altura relativa con respecto a la cual está ubicado.

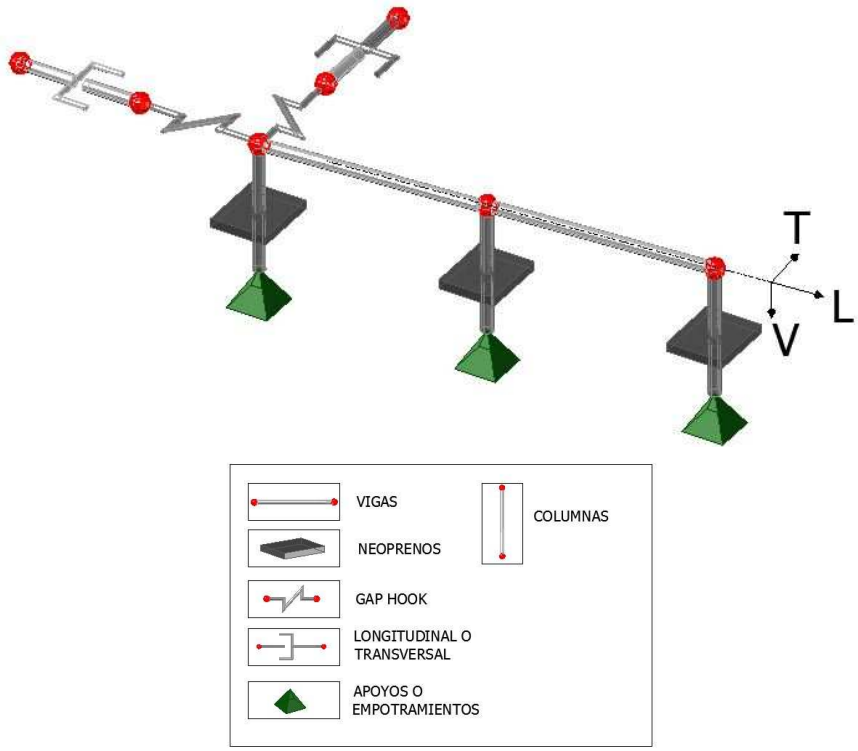


Figura 9-7 Modelo de apoyos en estribos

- Modelos de fibras: Los modelos de fibras permiten analizar el comportamiento progresivo en toda la sección de un elemento dependiendo de las propiedades de confinamiento que tenga cada material.

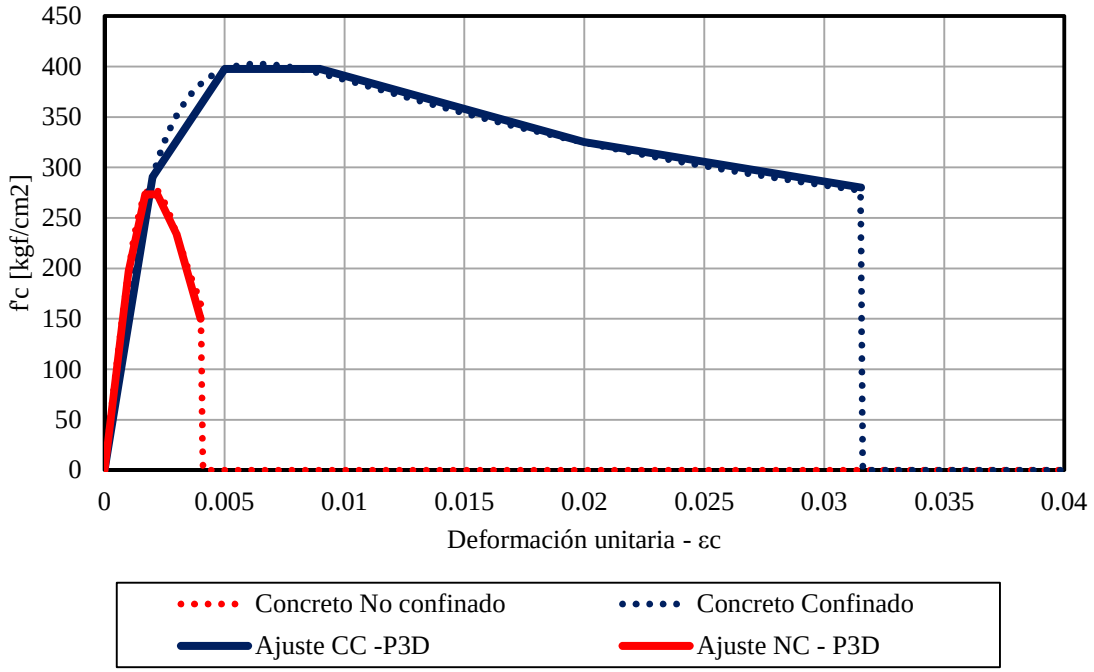


Figura 9-8 Modelo de Mander para el concreto

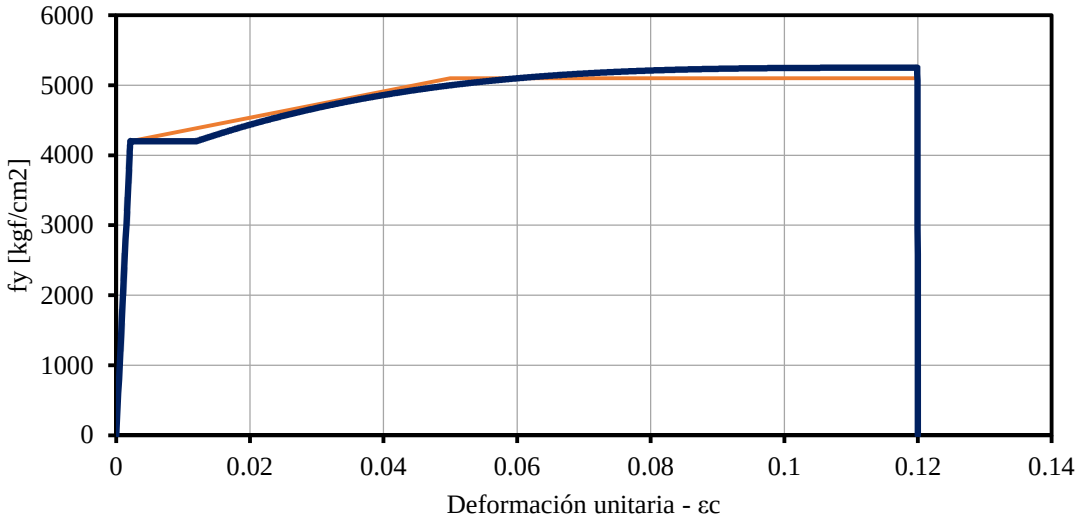


Figura 9-9 Modelo de Raynor para el Acero

- Apoyos transversales intermedios: estos elementos caracterizan el comportamiento transversal de los apoyos intermedios. Elemento tipo "Inelastic Bar" de comportamiento bilinear, considerando pérdida de resistencia y degradación de rigidez. Estos componentes generalmente funcionan a compresión y a tensión.

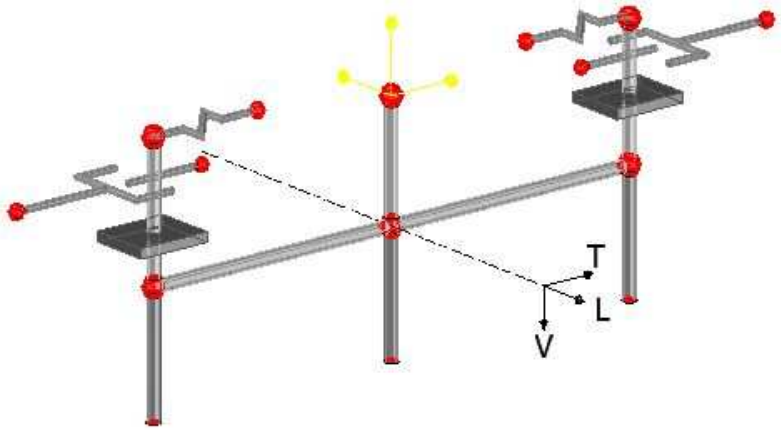


Figura 9-10 Definición del comportamiento del tope sísmico en el modelo

- Apoyos longitudinales intermedios: estos elementos caracterizan el comportamiento longitudinal de los apoyos de las vigas intermedias cuando se tienen superestructuras isoestáticas. Elemento tipo "Inelastic Bar" de comportamiento bilinear, considerando pérdida de resistencia y degradación de rigidez. Estos componentes generalmente funcionan a compresión y a tensión.

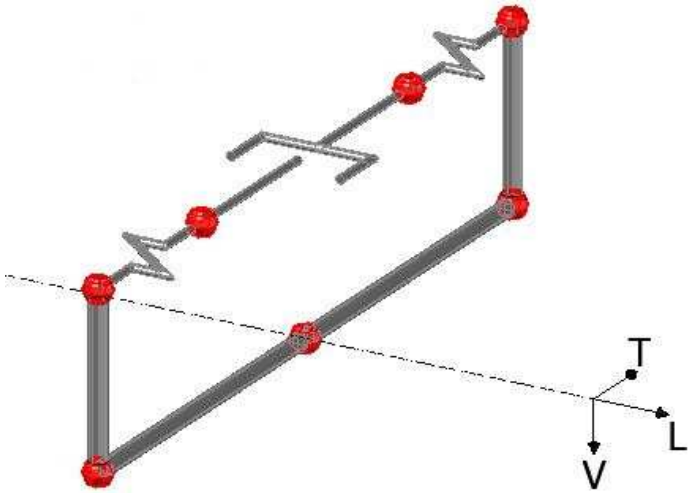


Figura 9-11 Definición del comportamiento del elemento longitudinal intermedio

- Apoyos en cimentación: estos elementos caracterizan el comportamiento de los pilotes de cimentación y se modelan con elementos tipo "Support Springs". En este caso, se asignan propiedades traslacionales y rotacionales elásticas, pues se quiere ver la influencia de la elasticidad de la cimentación mas no el daño ocurrido en esta.

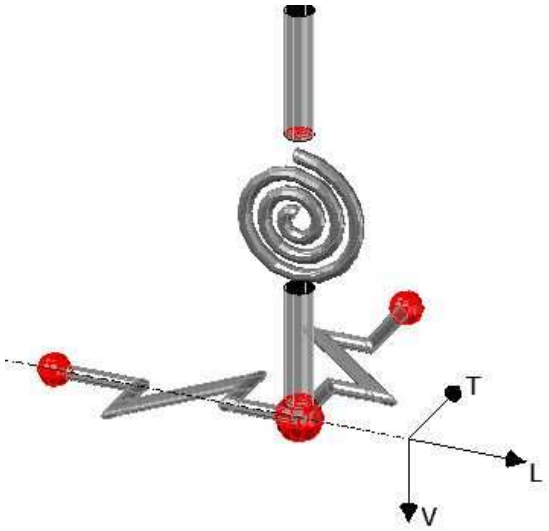


Figura 9-12 Definición del comportamiento de cimentación

En la Tabla 9-11 y Tabla 9-12 se presentan las principales características geométricas y los parámetros de modelación de cada una de las tipologías.

Tabla 9-11 Principales características geométricas de los modelos realizados

ID del Puente	Tipología	Material	Características Geométricas				
			Ancho (m)	Longitud (m)	# de Luces	# de vigas	Columnas por Eje
Calle 13, NQS	6	Concreto Reforzado	29.9	126	9	11	4-8
Puente sobre Río Juan Amarrillo	9, 8	Concreto Reforzado	12	136	3	5	-
Av. Ciudad de Cali, Av. El Dorado	11	Concreto Reforzado	15.7	140	6	4	2
Autopista Norte, Calle 170	2	Concreto Reforzado	14.7	130	7	4	2
Av. El Dorado, Carrera 5	3	Concreto Reforzado	15	38.4	3	6	-
Av. Gaitán, Av. General Santander	1	Concreto Reforzado	12	181.5	7	1	1
Av. NQS, Calle 24	27	Acero estructural	2.4	102	4	-	2
Av. NQS, Campín	16	Concreto Reforzado	5	165	6	1	1
Av. NQS, Campín	21	Concreto Reforzado	5	165	6	1	1

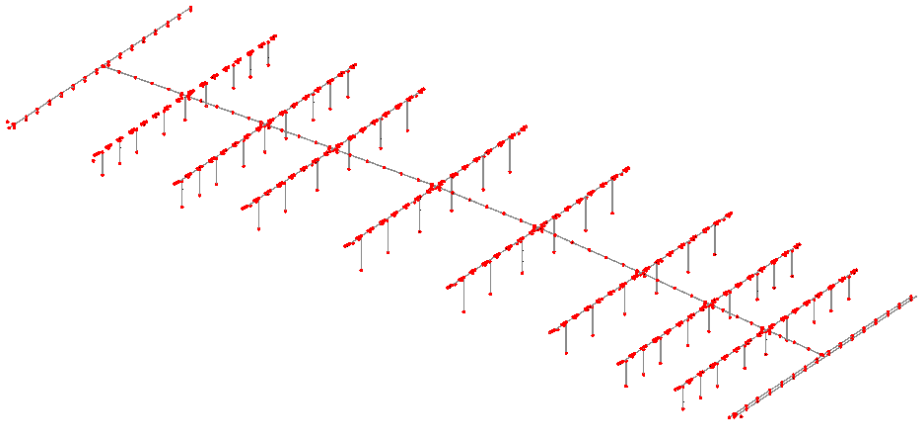
Tabla 9-12 Principales componentes estructurales de los modelos realizados

ID del Puente	Tipología	Componentes Estructurales				
		Estribos Long	Estribos Trans	Neoprenos	Topes Sísmicos	Modelo Fibras
Calle 13, NQS	6	X	X	X	X	Column Inelastic
Puente sobre Río Juan Amarrillo	9, 8	X	X	X	X	Shear Wall
Av. Ciudad de Cali, Av. El Dorado	11	X	X	X	X	Column Inelastic
Autopista Norte, Calle 170	2	X	X			Column Inelastic
Av. El Dorado, Carrera 5	3	X	X			Shear Wall
Av. Gaitán, Av. General Santander	1	X	X			Column Inelastic
Av. NQS, Calle 24	27	X	X			-
Av. NQS, Campín	16	X	X			Column Inelastic

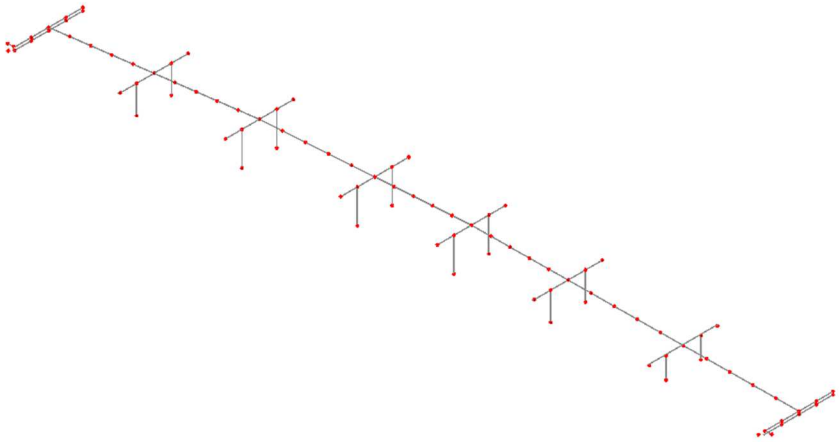
A continuación se presentan los esquemas típicos para la modelación. En caso de querer analizar un modelo en específico, referirse a los Anexos de cada modelación.

9.3.3.1 *Geometría*

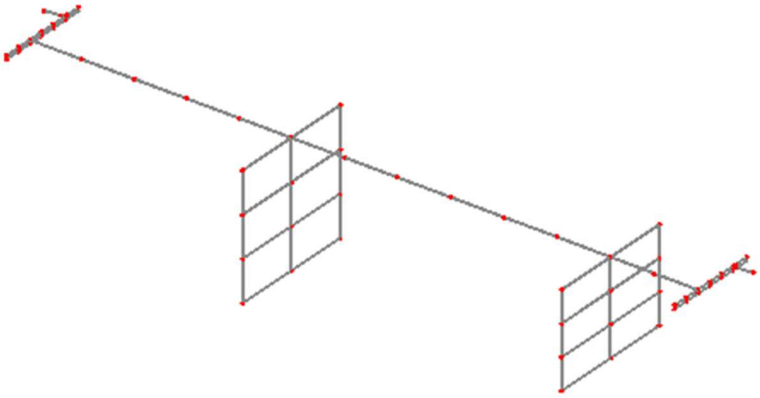
En la Figura 9-13 se muestra la geometría de las tipologías estructurales de los puentes vehiculares.



(a) Tipología 6



(b) Tipología 2



(c) Tipología 3

Figura 9-13 Geometría de puentes vehiculares (ilustrativo)

En la Figura 9-14 se muestra la geometría de las tipologías estructurales de los puentes peatonales.

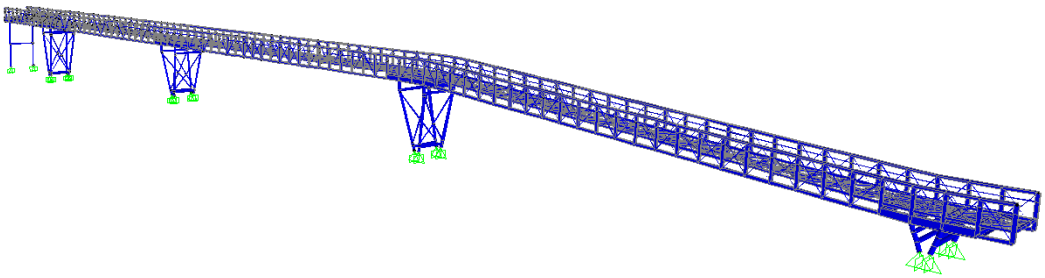


Figura 9-14 Geometría de puentes peatonales (ilustrativo)

9.3.3.2 *Materiales y propiedades*

A continuación se presentan las propiedades de los concretos confinados para cada una de las tipologías de puentes vehiculares. Para mayor información y detalle sobre cada una de estas curvas, ver informe Anexo de cada puente, donde se puede ver el concreto confinado, no confinado y acero.

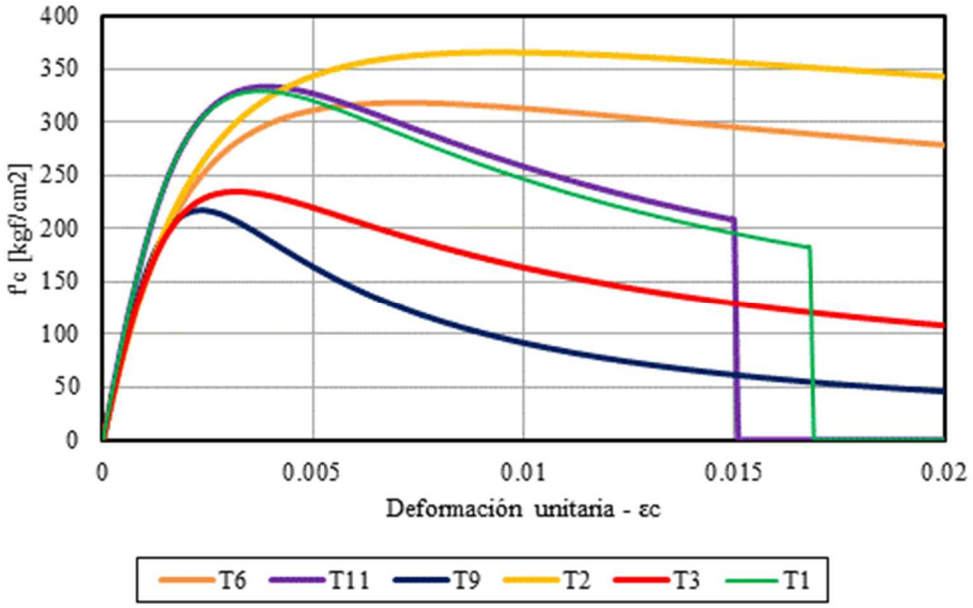


Figura 9-15 Propiedad de los materiales en las tipologías vehiculares

9.3.3.3 *Apoyos, juntas, dilataciones, conexiones*

La modelación de los apoyos y conexiones se realiza por medio de elementos tipo “Simple Bar” que funcionen en serie, con el objetivo de obtener el comportamiento real de cada elemento. En términos generales, se modelan tres elementos principalmente: elemento tipo “Elastic Gap Hook” que representa los espacios o aberturas entre los elementos, elemento tipo “Inelastic Bar” para representar el comportamiento inelástico del componente, y un elemento tipo “Seismic Isolator, Rubber Type” que representa el neopreno actuando en las dos direcciones de análisis.

El funcionamiento en serie de estos elementos permite que en cualquier dirección de análisis funcione el gap con la rigidez del neopreno hasta que se encuentra con el elemento inelástico. Este comportamiento se aplica para la dirección longitudinal y transversal en estribos, apoyos intermedios, juntas y dilataciones.

9.3.3.4 *Asignación de cargas y masas*

Las asignación de cargas se realizó por medio del peso propio de los elementos modelados en el programa. De esta forma, para cada una de las secciones se calcula el peso por metro lineal y se asigna a cada sección automáticamente. Este paso es importante en el análisis pues al realizar los análisis estáticos no lineales se debe tener en cuenta como primer paso la matriz de rigidez deformada por el peso propio. Esto genera que el análisis de los efectos P-Delta tenga una influencia significativa en los elementos de la subestructura principalmente.

Adicionalmente, se deben calcular las masas para el comportamiento sísmico. Estas masas se calculan con las secciones transversales de los elementos principales y el peso de la carpeta asfáltica (1.1 kN/m^2). A continuación se muestra un esquema general de las masas asignadas a cada nodo para la superestructura y para los pórticos.

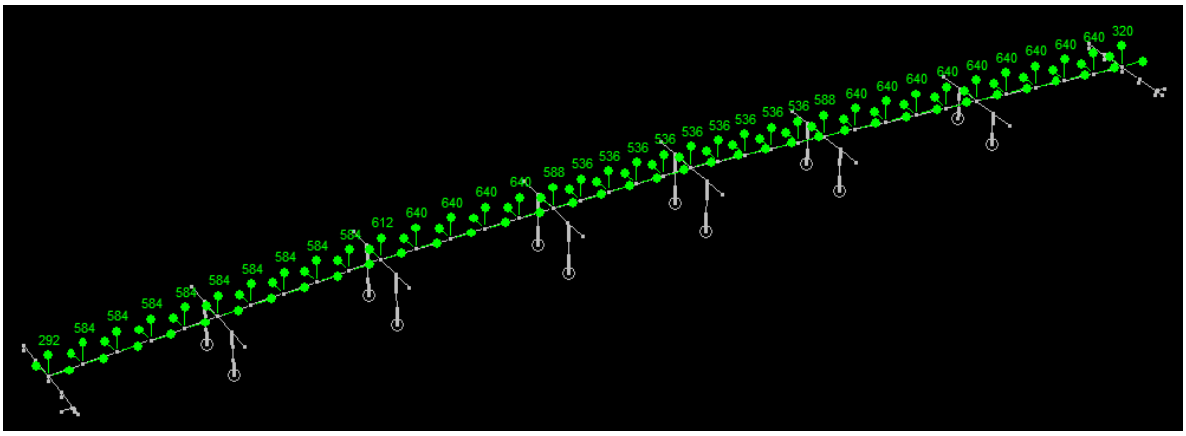


Figura 9-16 Masas asignadas a superestructura

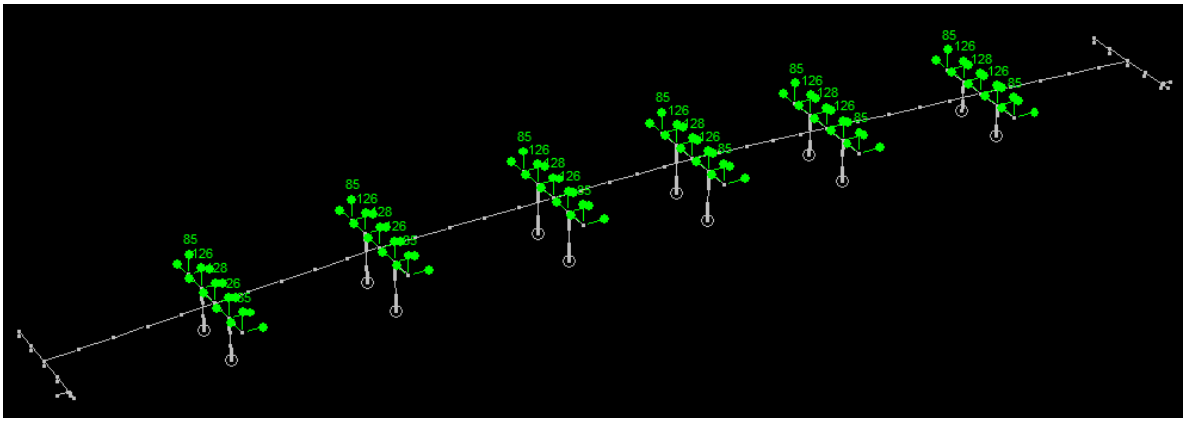


Figura 9-17 Masas asignadas a los pórticos

9.3.4 Análisis y resultados

9.3.4.1 *Análisis modal*

El análisis modal nos permite definir el grado de participación de la masa en cada una de las direcciones fundamentales de análisis (Longitudinal y Transversal). Idealmente la participación modal debe ser igual o superior al 95% para las dos direcciones, ya que esto es un indicador de que el modelo computacional es satisfactorio y se está teniendo en cuenta casi la totalidad de la masa a la hora de hacer el análisis símico. Cabe mencionar que en la mayoría de los modelos se necesitó de los 10 primeros modos de vibración para poder llegar a esta condición.

Tras obtener una participación de la masa del 95% o más, se deben definir los modos de vibración fundamentales en cada dirección debido a que a partir de estos de distribuirá la carga sísmica cuando se realice un análisis de Pushover.

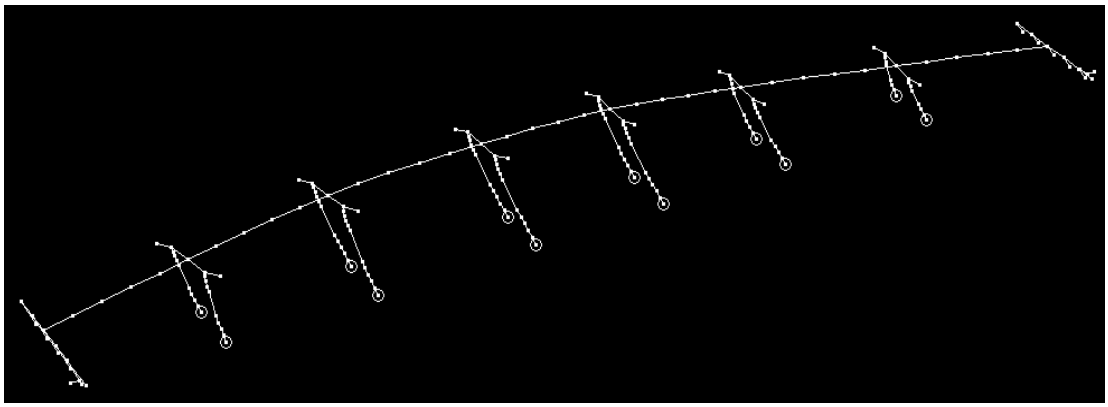


Figura 9-18 Modo 1 del puente

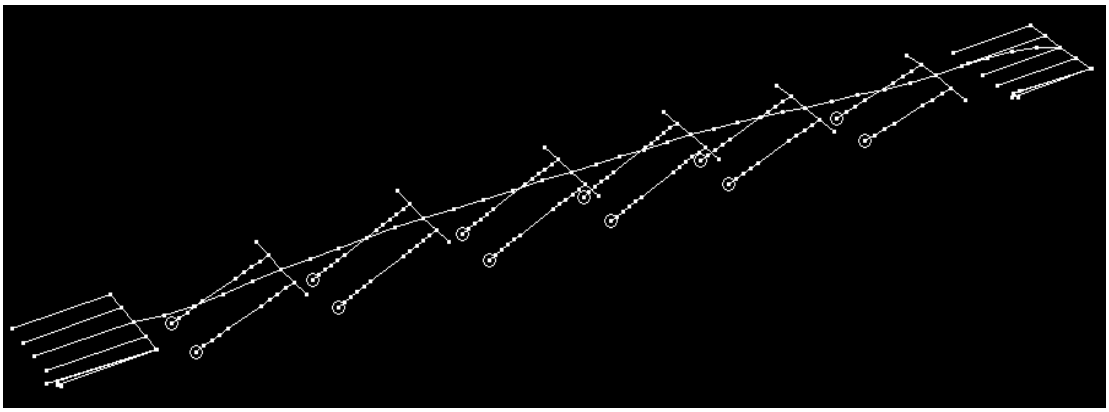


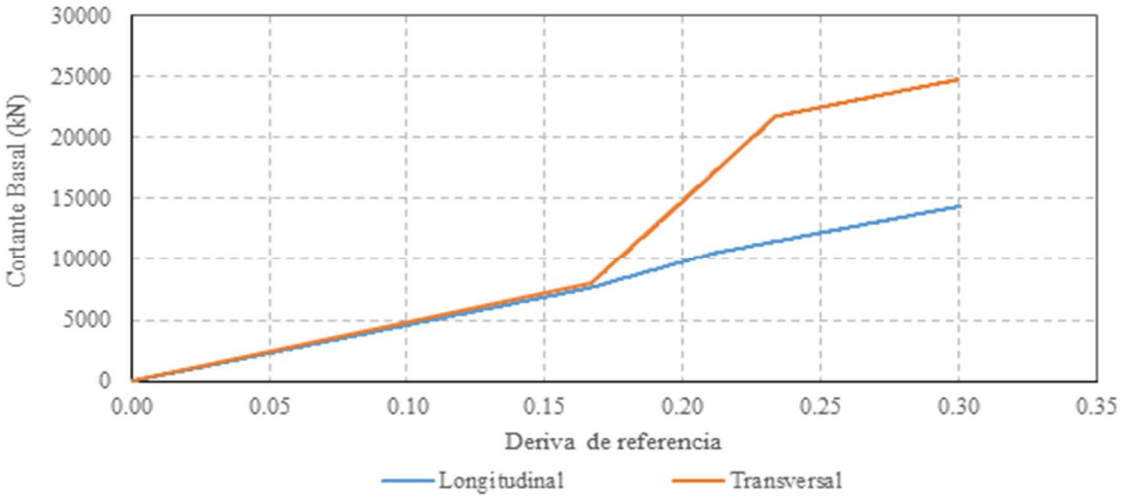
Figura 9-19 Modo 2 del puente

9.3.4.2 *Análisis de Pushover y efectos P – Delta*

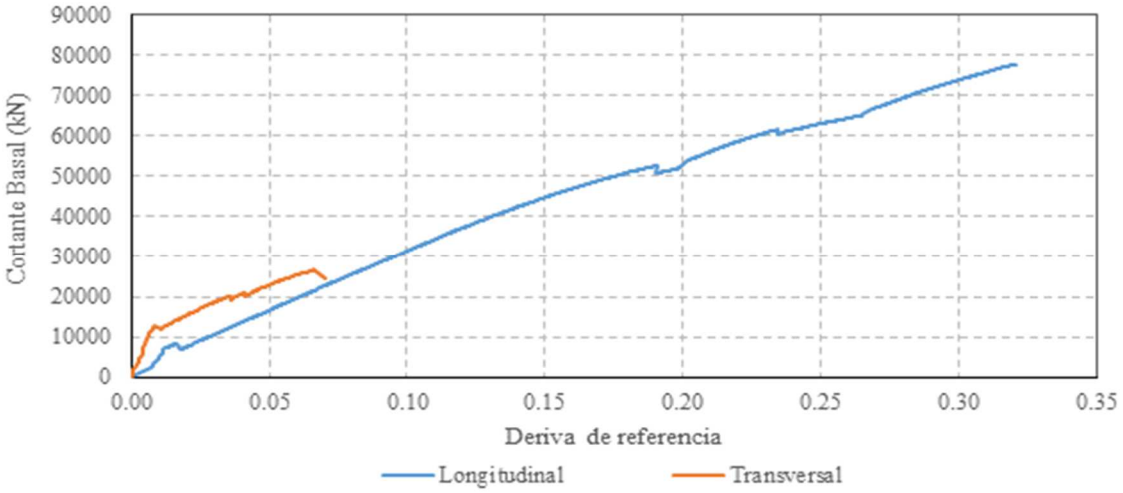
Con base en la curva de Pushover que representa el comportamiento global del puente en la dirección transversal ante un incremento paulatino de la demanda horizontal de fuerza se propone una función de daño caracterizada por puntos específicos que definen diferentes estados límites de comportamiento y que están caracterizados a su vez por un parámetro específico de control.

En el presente caso el parámetro de control que mejor representa el comportamiento de la estructura es el desplazamiento horizontal global registrado en el puente.

A continuación se presentan los pushover (eje X es la deriva de referencia, eje Y es el cortante basal en kN) obtenidos para dos análisis:



(a) Tipología 6



(b) Tipología 11

Figura 9-20 Pushover representativos

9.3.4.3 *Obtención de curvas de vulnerabilidad por tipología en cada dirección de análisis*

Para la obtención de las funciones de vulnerabilidad individuales para cada una de las tipologías de los puentes, el proceso se lleva a cabo mediante la evaluación del comportamiento de los componentes que conforman el puente de análisis (e.g. estribos, neoprenos, etc.) para cada uno de los pasos individuales resultantes del análisis del Pushover en la dirección de interés. Para cada componente se identifica el nivel de daño en el que se encuentra y se obtiene el costo asociado al nivel de daño, este proceso se repite para todos los componentes que conforman el puente, una vez finalizado se totalizan los costos de reparación o reposición para cada uno de los pasos. Finalmente, se obtiene una función de vulnerabilidad sísmica escalonada, la cual se ajusta a una función de vulnerabilidad sísmica continua.

En la Figura 9-21 se presenta el algoritmo de la metodología desarrollada para la obtención de las funciones de vulnerabilidad.

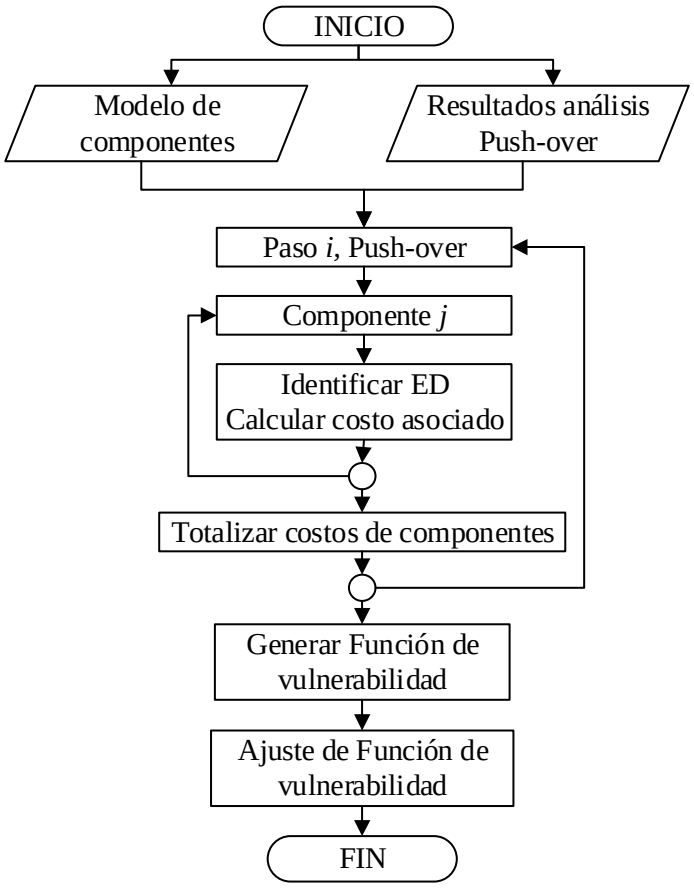


Figura 9-21 Algoritmo de generar funciones de vulnerabilidad

A continuación se presentan las funciones de vulnerabilidad obtenidas en el análisis.

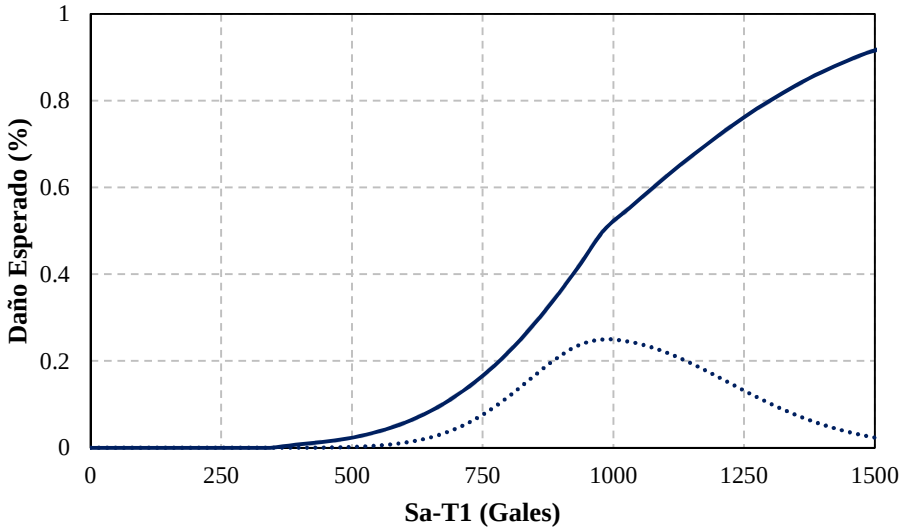


Figura 9-22 Función de vulnerabilidad para la Tipología 1 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

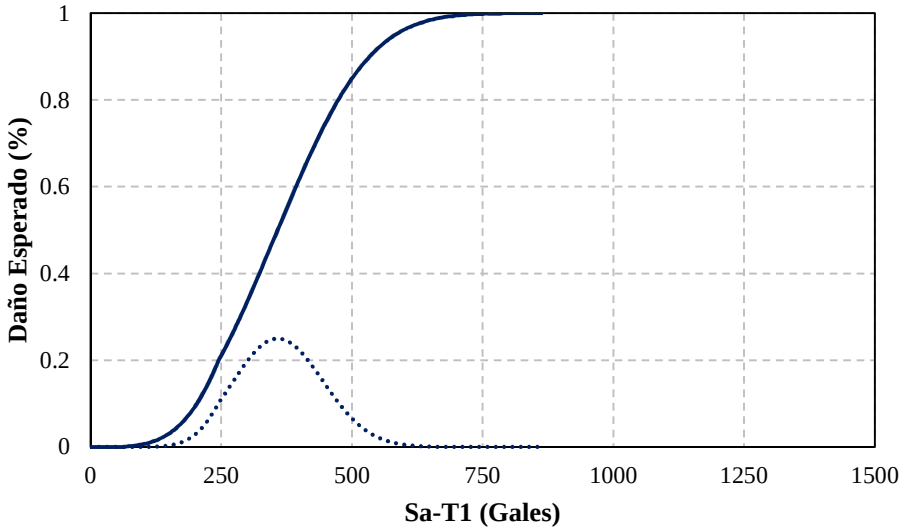


Figura 9-23 Función de vulnerabilidad para la Tipología 1 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

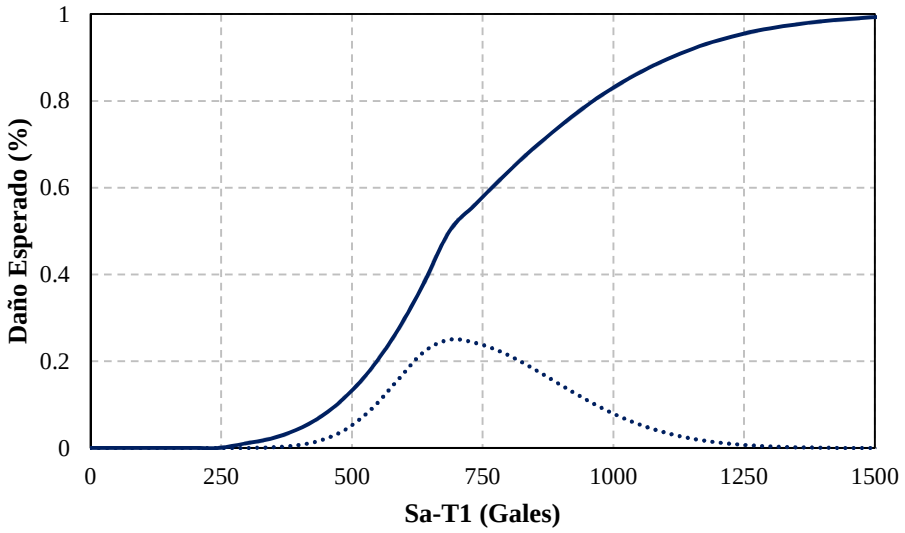


Figura 9-24 Función de vulnerabilidad para la Tipología 1 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal

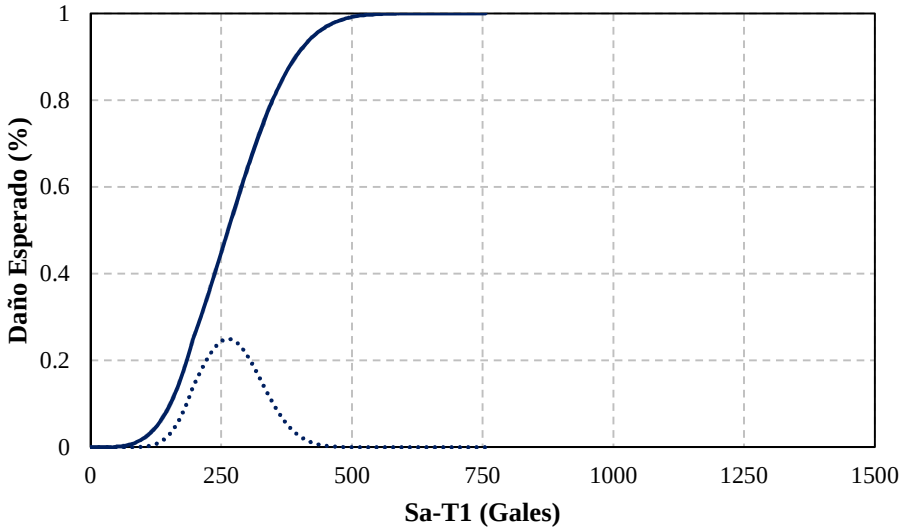


Figura 9-25 Función de vulnerabilidad para la Tipología 1 con mal diseño sísmico en dirección Transversal

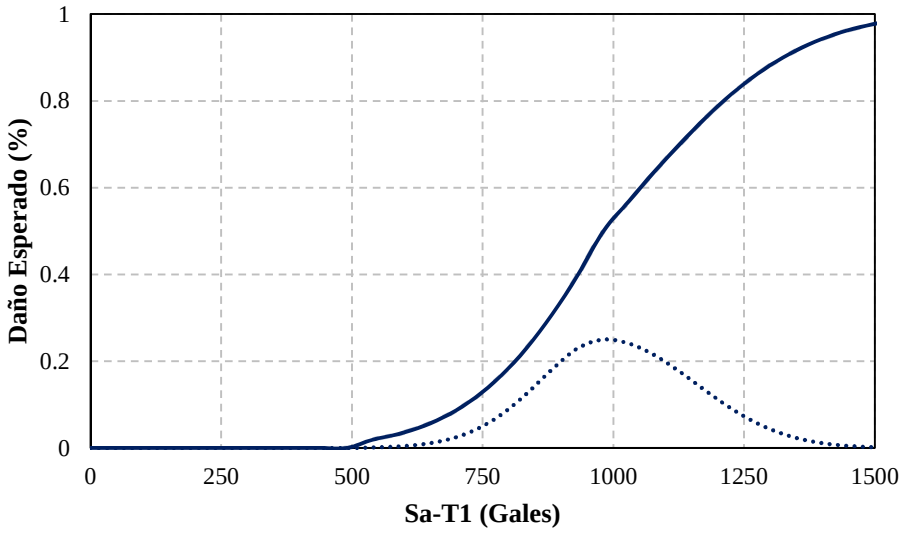


Figura 9-26 Función de vulnerabilidad para la Tipología 2 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

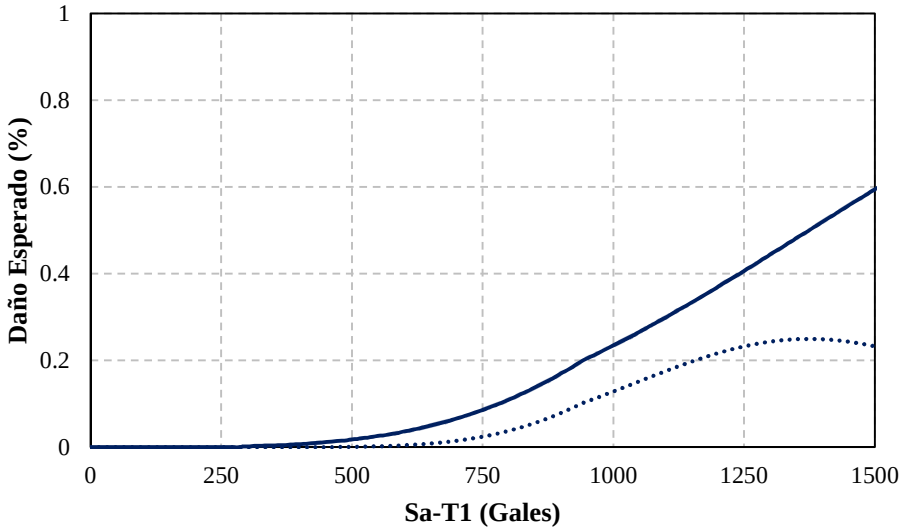


Figura 9-27 Función de vulnerabilidad para la Tipología 2 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

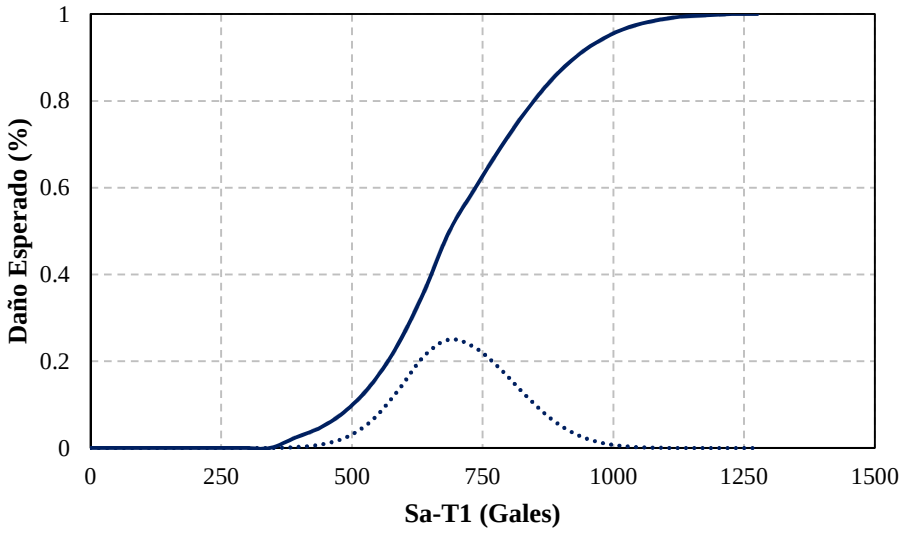


Figura 9-28 Función de vulnerabilidad para la Tipología 2 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal

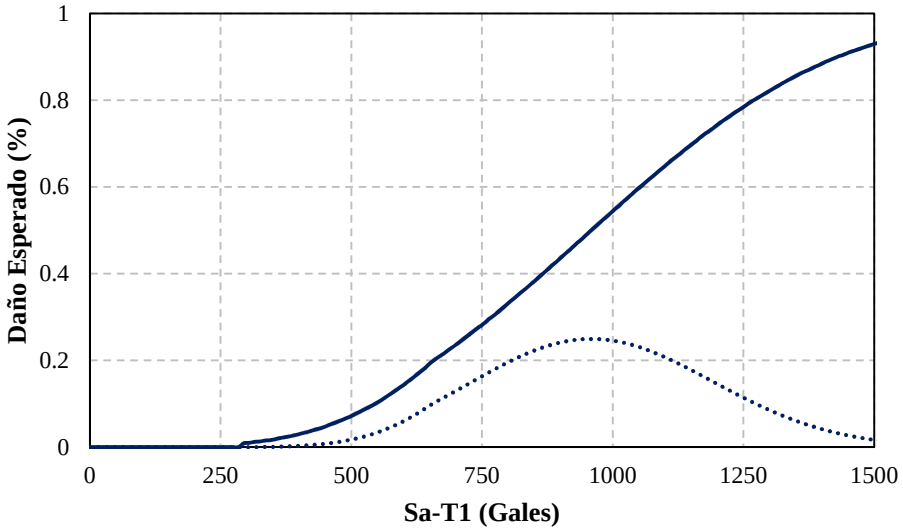


Figura 9-29 Función de vulnerabilidad para la Tipología 2 con mal diseño sísmico en dirección Transversal

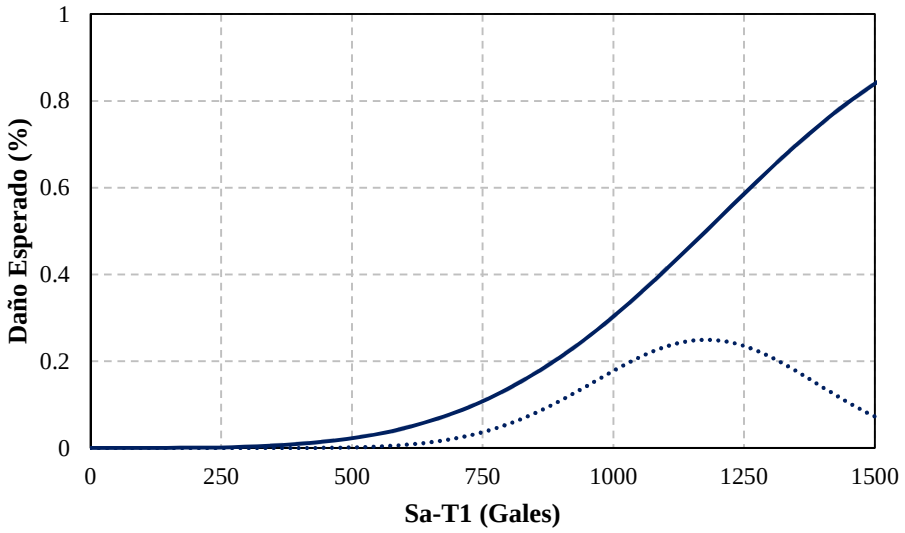


Figura 9-30 Función de vulnerabilidad para la Tipología 3 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

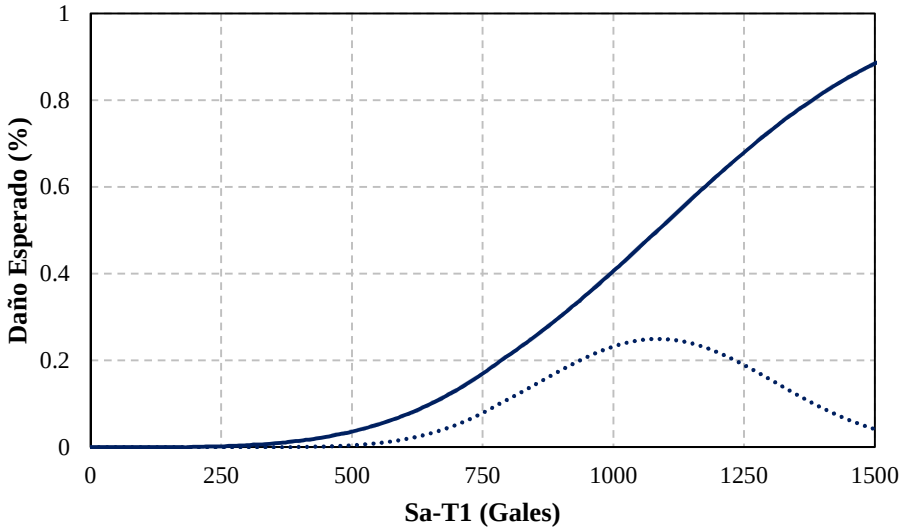


Figura 9-31 Función de vulnerabilidad para la Tipología 3 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

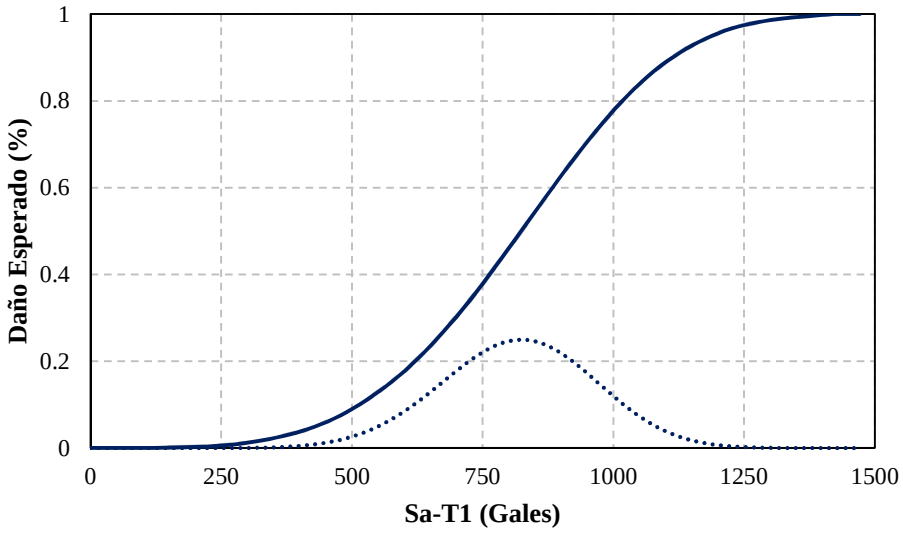


Figura 9-32 Función de vulnerabilidad para la Tipología 3 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal

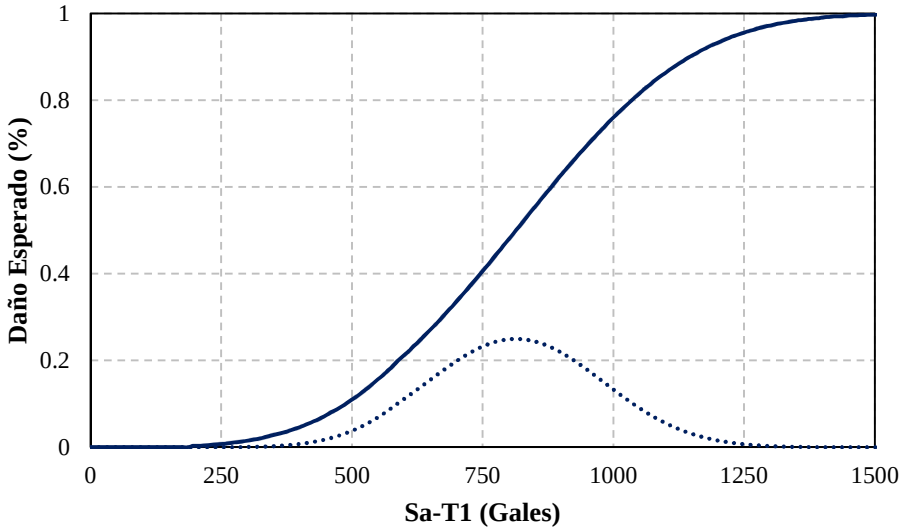


Figura 9-33 Función de vulnerabilidad para la Tipología 3 con mal diseño sísmico en dirección Transversal

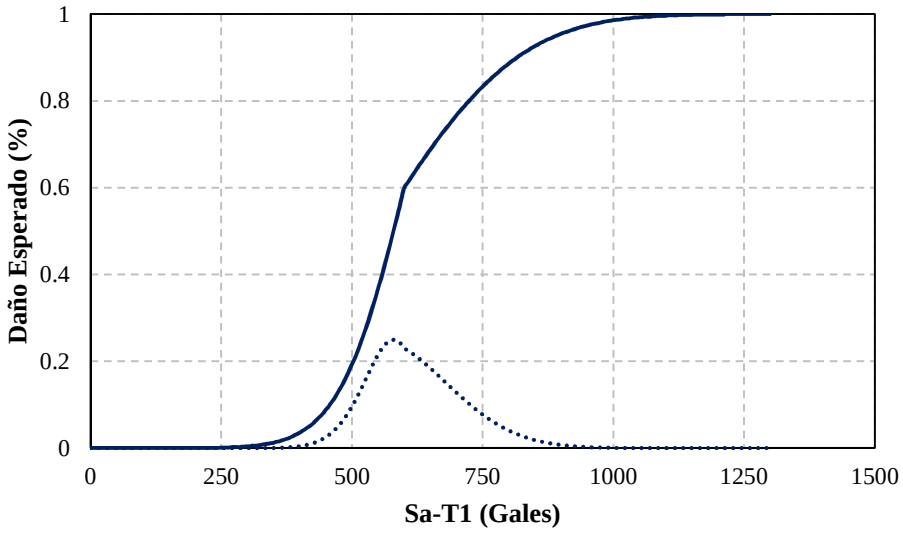


Figura 9-34 Función de vulnerabilidad para la Tipología 4 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

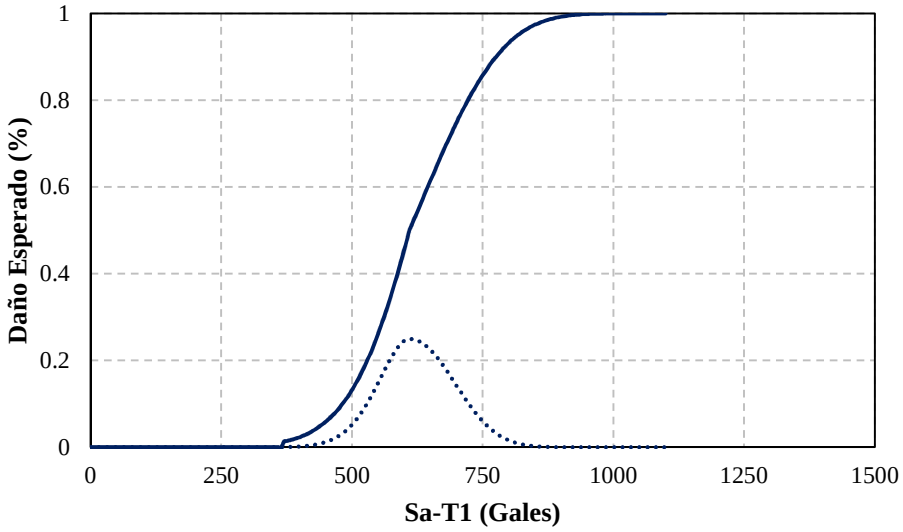


Figura 9-35 Función de vulnerabilidad para la Tipología 4 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

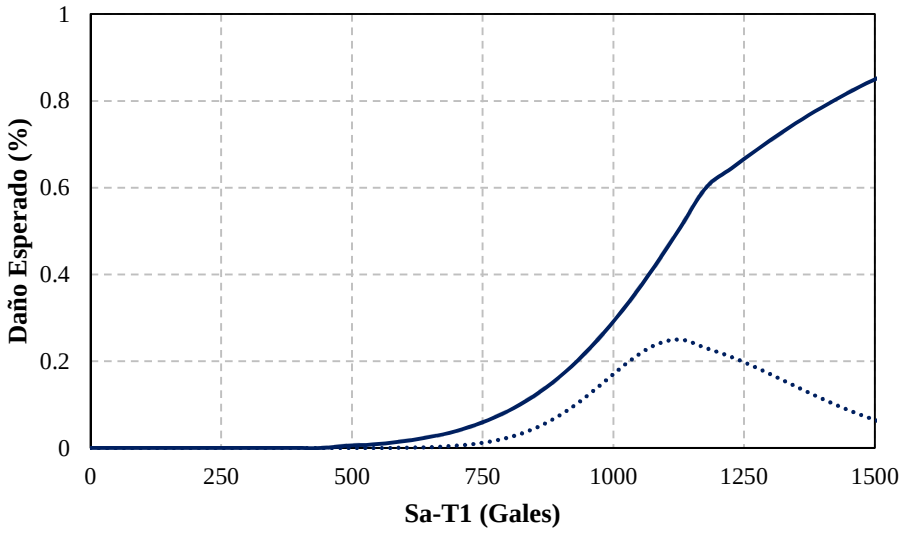


Figura 9-36 Función de vulnerabilidad para la Tipología 6 de 1 luz con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

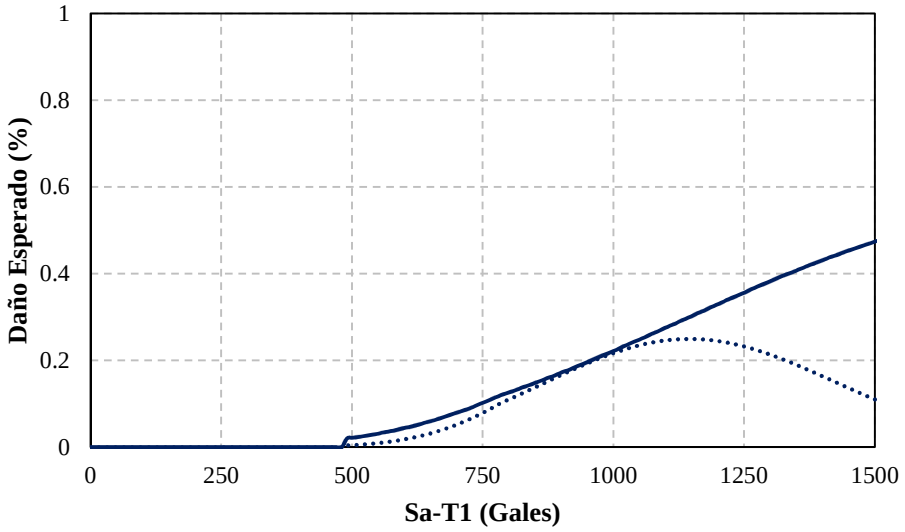


Figura 9-37 Función de vulnerabilidad para la Tipología 6 de 1 luz con buen diseño sísmico en dirección Transversal

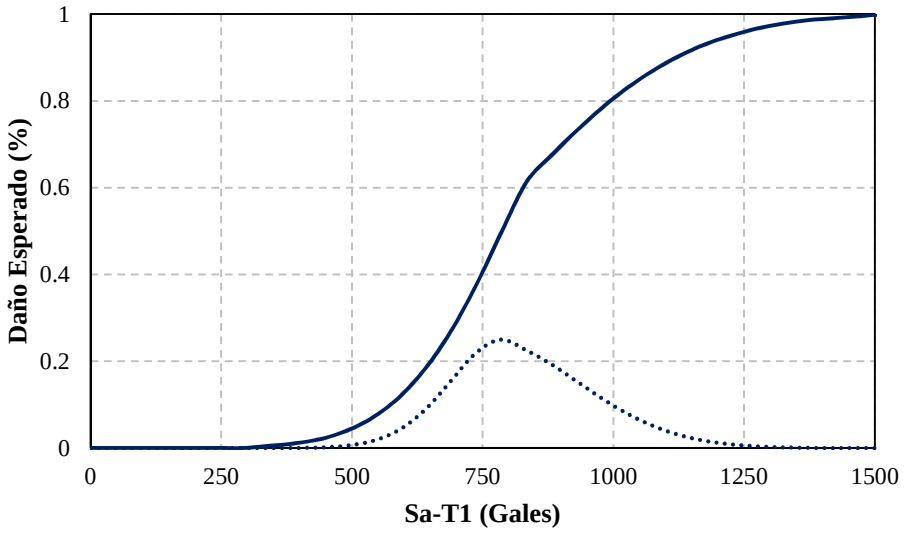


Figura 9-38 Función de vulnerabilidad para la Tipología 6 de 1 luz con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal

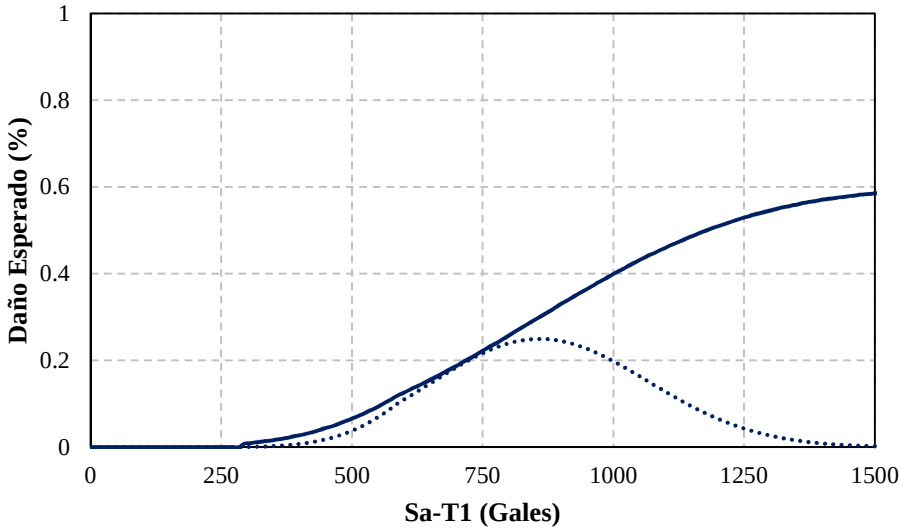


Figura 9-39 Función de vulnerabilidad para la Tipología 6 de 1 luz con mal diseño sísmico en dirección Transversal

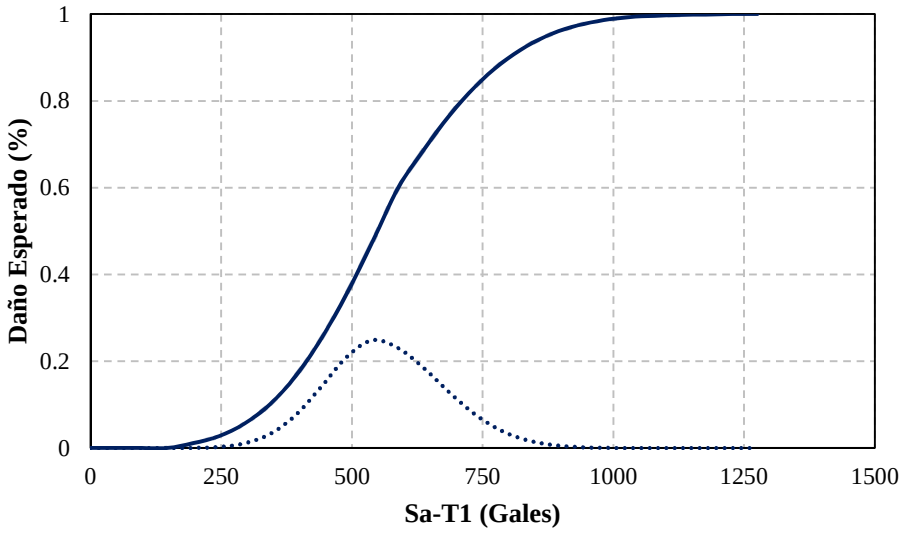


Figura 9-40 Función de vulnerabilidad para la Tipología 9 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

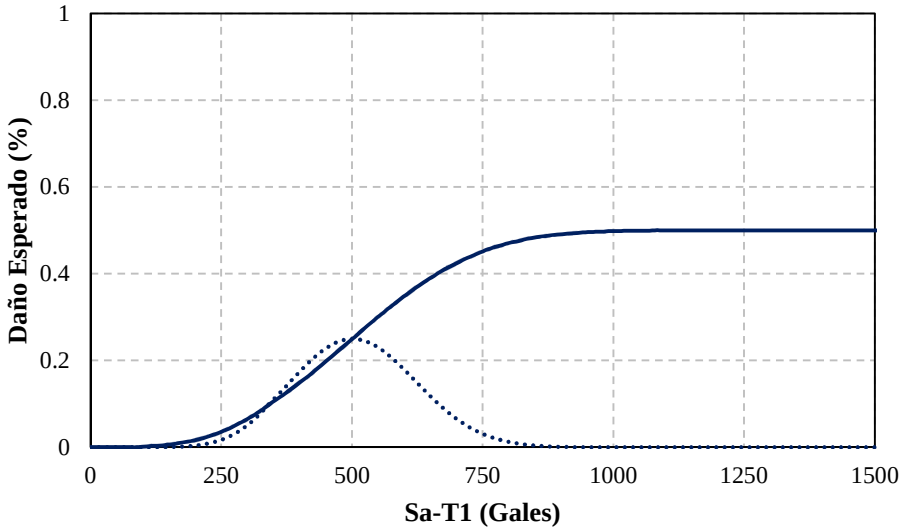


Figura 9-41 Función de vulnerabilidad para la Tipología 9 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

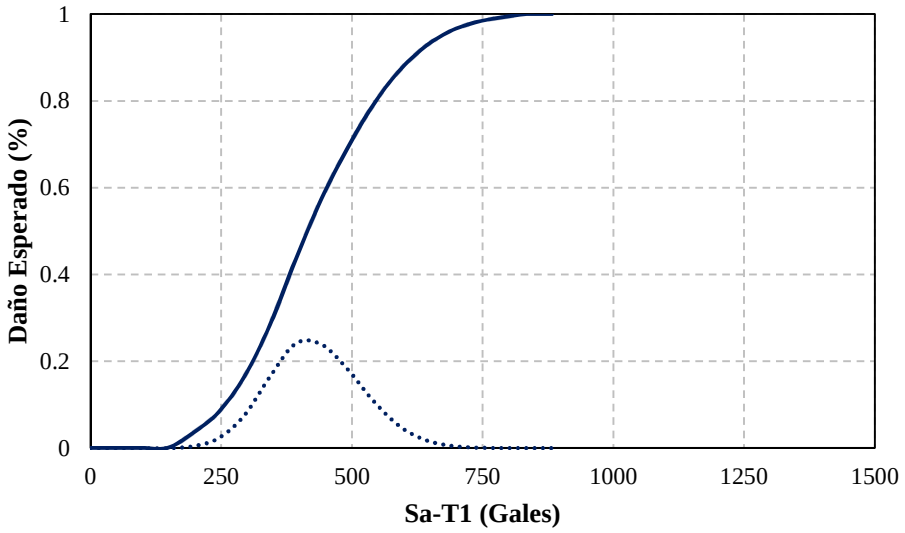


Figura 9-42 Función de vulnerabilidad para la Tipología 9 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal

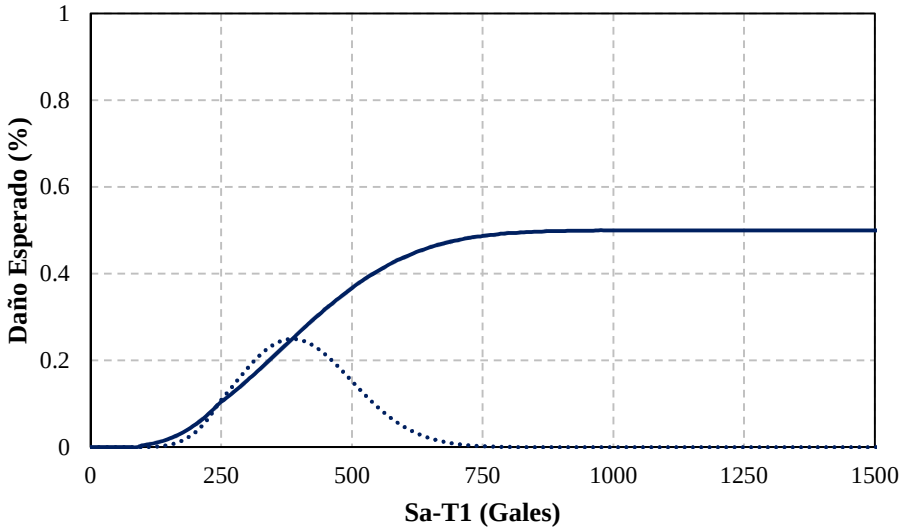


Figura 9-43 Función de vulnerabilidad para la Tipología 9 con mal diseño sísmico en dirección Transversal

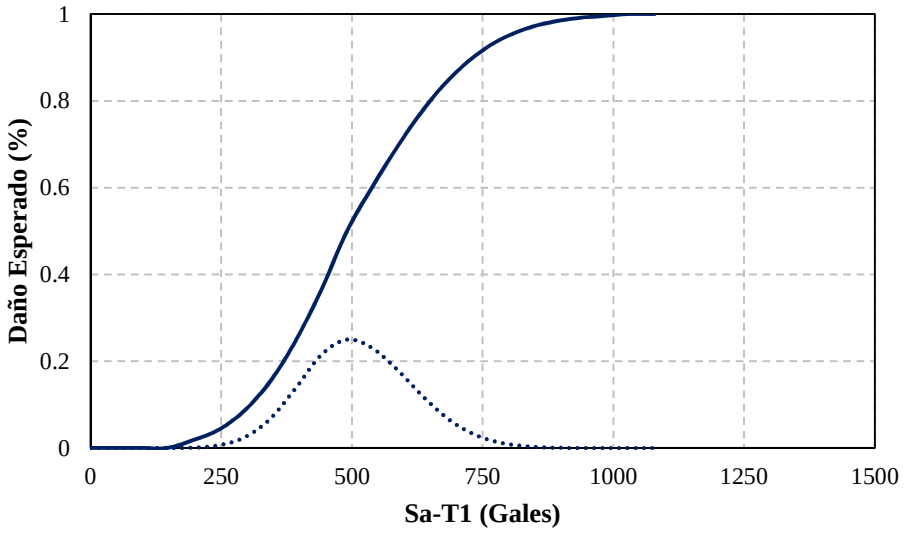


Figura 9-44 Función de vulnerabilidad para la Tipología 11 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

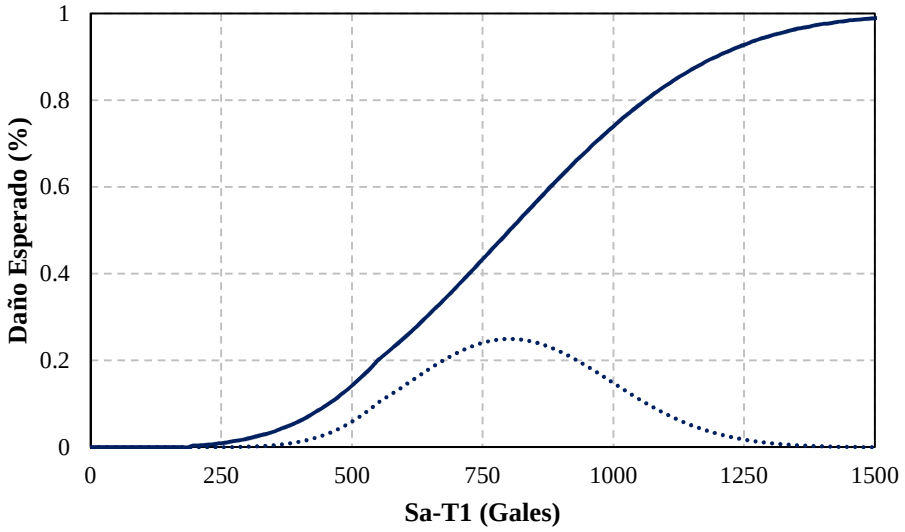


Figura 9-45 Función de vulnerabilidad para la Tipología 11 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

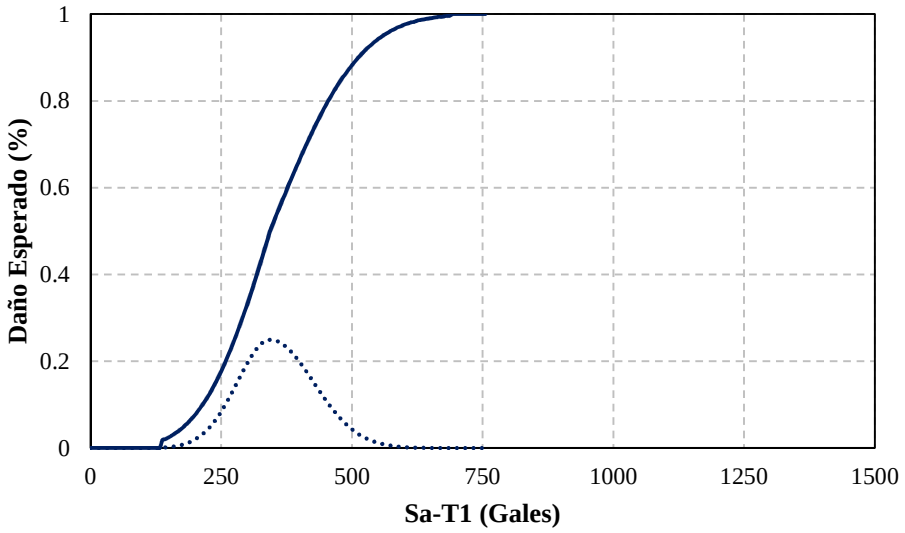


Figura 9-46 Función de vulnerabilidad para la Tipología 11 con mal diseño sísmico en dirección Longitudinal

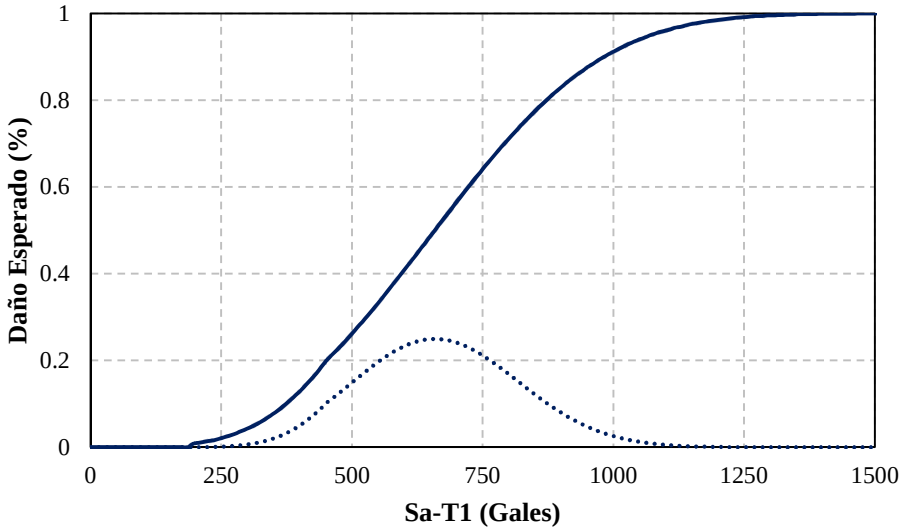


Figura 9-47 Función de vulnerabilidad para la Tipología 11 con mal diseño sísmico en dirección Transversal

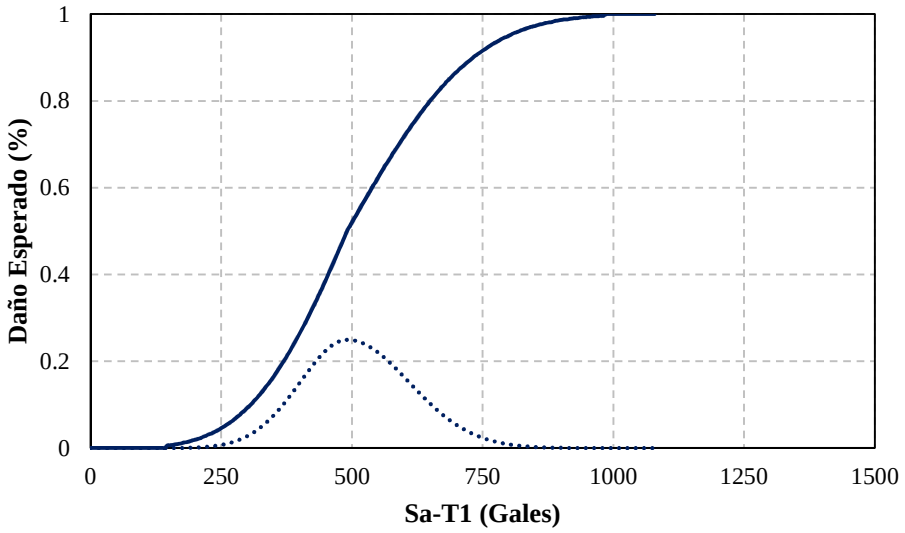


Figura 9-48 Función de vulnerabilidad para la Tipología 16 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

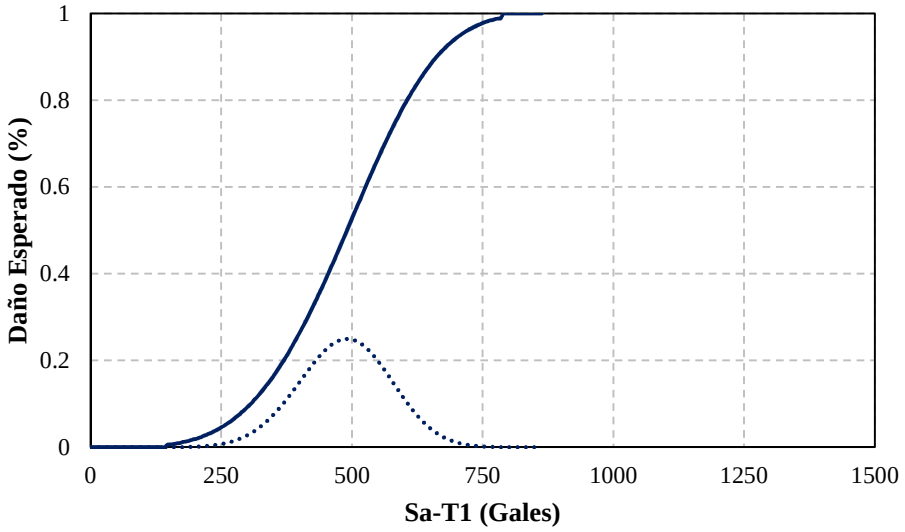


Figura 9-49 Función de vulnerabilidad para la Tipología 16 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

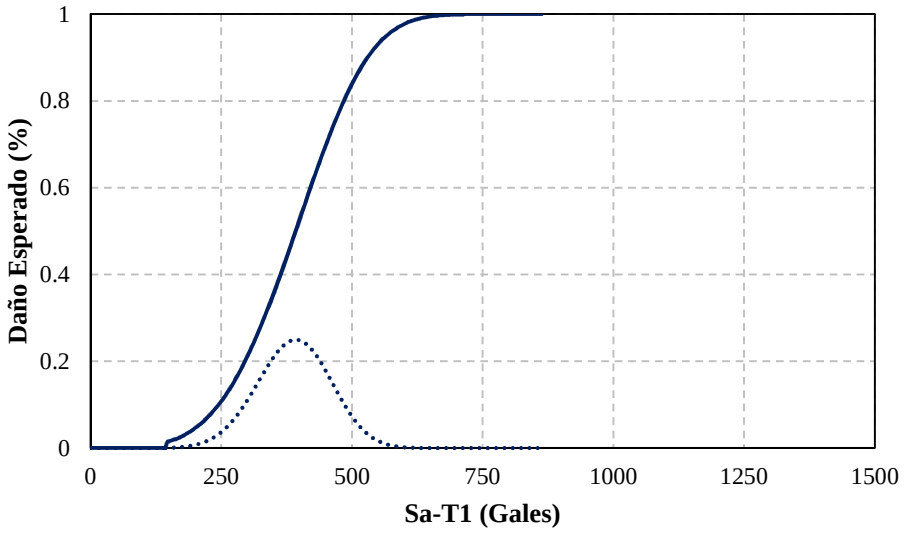


Figura 9-50 Función de vulnerabilidad para la Tipología 21 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

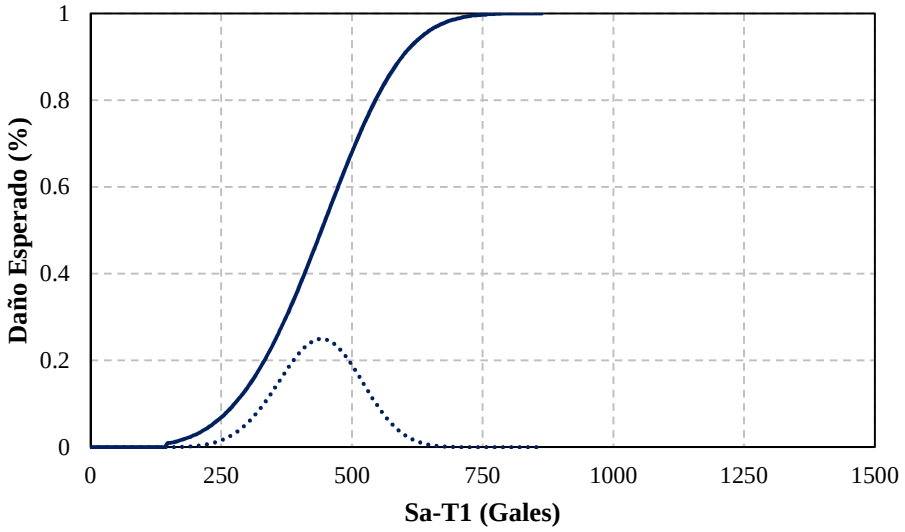


Figura 9-51 Función de vulnerabilidad para la Tipología 21 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

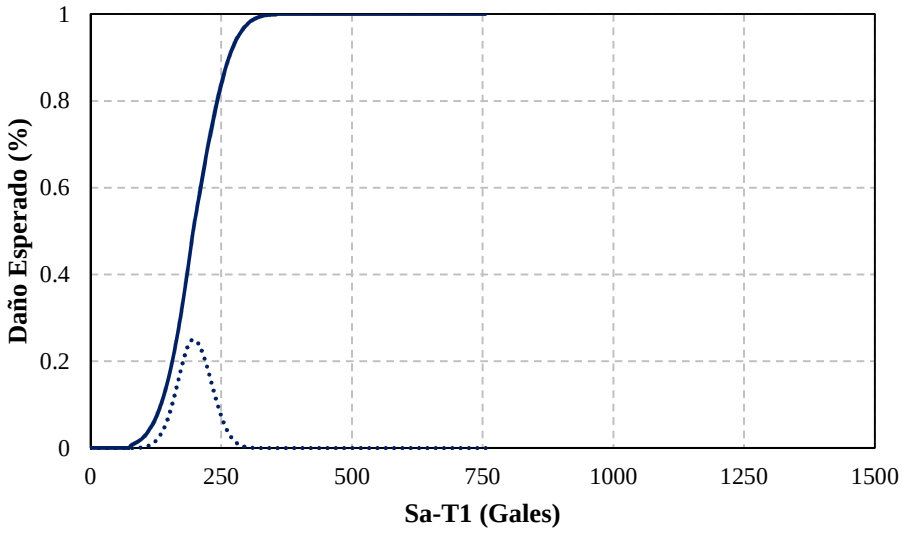


Figura 9-52 Función de vulnerabilidad para la Tipología 27 con buen diseño sísmico en dirección Longitudinal

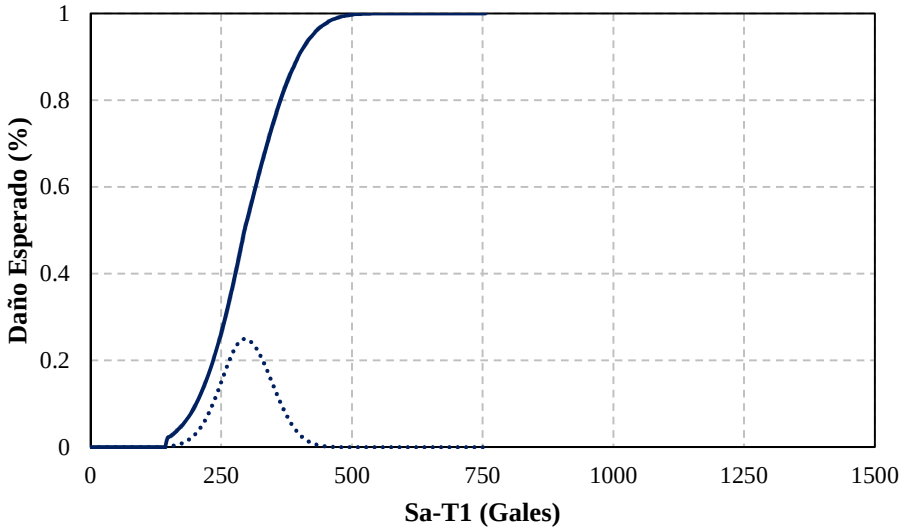


Figura 9-53 Función de vulnerabilidad para la Tipología 27 con buen diseño sísmico en dirección Transversal

9.4 EVALUACIÓN DE RIESGO SÍSMICO

En el presente análisis solo se han considerado las pérdidas económicas físicas esperadas en los puentes ante eventos sísmicos. Las pérdidas no consideran pérdidas indirectas como las que resultan de la interrupción del funcionamiento o lucro cesante. Las métricas de riesgo principales utilizadas en el presente análisis corresponden a la pérdida anual esperada y la pérdida máxima probable.

Las métricas de riesgo principales utilizadas en el presente análisis corresponden a las siguientes:

- Pérdida Anual Esperada: la PAE se calcula para cada uno de los componentes expuestos y para el conjunto de los mismos como la suma del producto entre las pérdidas esperadas para un determinado escenario y la frecuencia anual de ocurrencia de dicho evento y para todos los eventos estocásticos considerados. En términos probabilistas, la PAE es la esperanza matemática de la pérdida anual.

- Pérdida Máxima Probable (Probable Maximum Loss): la PMP (o PML en inglés) representa un valor de pérdida para un nivel de excedencia determinada. Corresponde a las pérdidas máximas probables para diferentes periodos de retorno considerados y se obtiene a partir de la curva de excedencia de pérdidas, la cual se puede calcular a partir de las pérdidas asociadas de todos los eventos posibles, en función de su período de retorno.

- Pérdida Esperada para Escenario Crítico: Un escenario crítico puede definirse como aquel escenario que mayor participación tiene en la pérdida anual esperada o el escenario que representa el sismo de mayor magnitud esperada en la zona de análisis, teniendo en cuenta tanto la pérdida económica como la frecuencia anual de ocurrencia de cada uno de los eventos. Seleccionado el escenario crítico, se pueden determinar los porcentajes de daños esperados y las pérdidas económicas asociadas sobre cada uno de los elementos expuestos del portafolio de análisis.

Los resultados se presentan para el portafolio analizado de la siguiente forma:

- Una tabla de resumen que contiene el valor de reposición total del portafolio de puentes analizados, la pérdida anual esperada en valor y en porcentaje, y el PML del portafolio en valor económico y en porcentaje con respecto al valor total de reposición.
- Una Figura con las curvas de PML en valor monetario y valor relativo.

- Una tabla ilustrativa con los valores de pérdida anual esperada para cada uno de los puentes, organizada de mayor a menor (solo se incluyen un número representativo de puentes en la tabla ya que es solo con propósitos ilustrativos). Considerando el tamaño real de la tabla completa, ésta se entrega en formato digital con todos los campos.
- Una tabla con los valores de pérdida anual esperada en valor económico y en porcentaje discriminada por tipos estructural y la figura correspondiente en forma de diagrama de barras.
- Unas figuras que representan la distribución espacial de las pérdidas para efectos de zonificación y priorización de intervenciones.

9.4.1 Resultados y análisis de la evaluación probabilista

En la Tabla 9-13 y en la Figura 9-54 se presenta el resumen de resultados del análisis probabilista en términos de pérdida esperada y pérdida máxima probable utilizando para el efecto la información de amenazas, exposición y vulnerabilidad según lo explicado en los numerales anteriores.

Tabla 9-13 Resultados de pérdidas anuales esperadas

Resultados		
Valor Expuesto	**$ x10^6**	1,888,397
Pérdida anual esperada	**$ x10^6**	7,633
	‰	4.04
PML		
Periodo retorno	**Pérdida**	
años	**$ x10^6**	**%**
100	$154,787	8.20%
250	$267,436	14.16%
500	$368,175	19.50%
1000	$465,759	24.66%

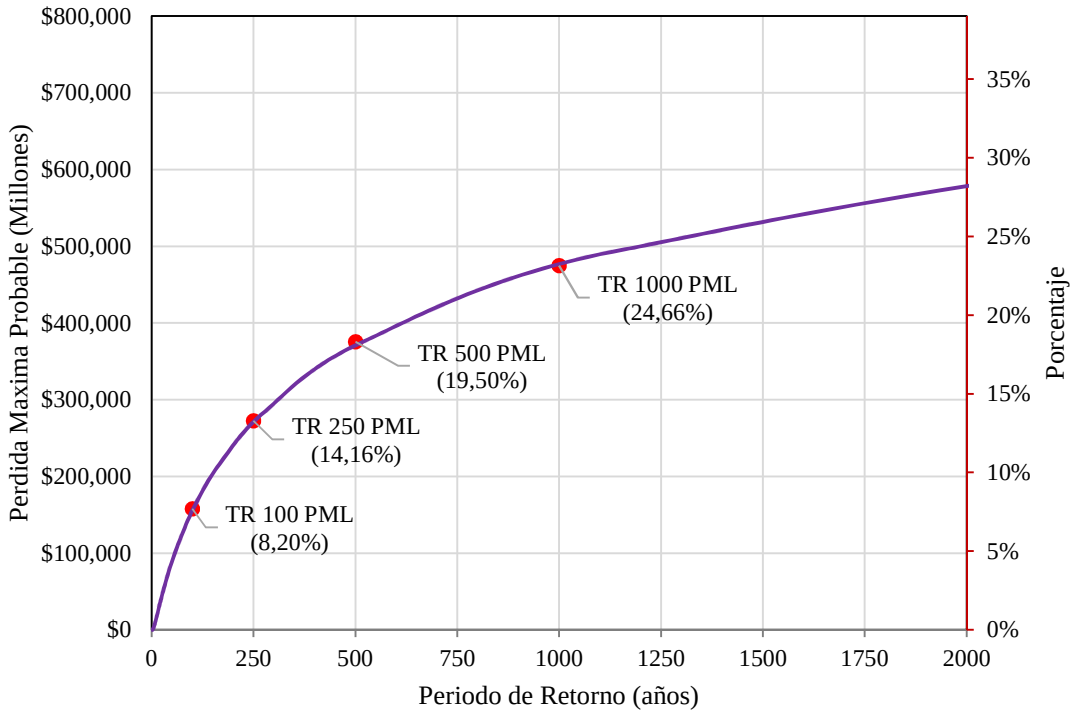


Figura 9-54 Curva de pérdidas globales PML

En la Tabla 9-14 se presenta a manera ilustrativa los valores de las pérdidas anuales esperadas de los puentes críticos (mayor pérdida absoluta). En el Anexo 4 (digital) se incluyen los resultados para la totalidad de los puentes.

Tabla 9-14 Pérdidas anuales esperadas de los puentes críticos

ID	CÓDIGO IDU	TIPOLOGÍA	LONG	LAT	VALFIS ($)	PAE	PAE/VALFIS
36	22154050	1	-74,112	4,666	$ 11.550.000.000	$358.794.884	3,11%
37	22154017	1	-74,111	4,666	$ 10.164.000.000	$315.717.001	3,11%
6	22152156	8	-74,122	4,629	$ 22.770.000.000	$220.500.770	0,97%
40	22143131	1	-74,138	4,596	$ 9.845.000.000	$214.781.433	2,18%
57	22151230	12	-74,101	4,703	$ 28.556.000.000	$212.184.100	0,74%
80	22143254	8	-74,098	4,607	$ 44.082.500.000	$171.631.707	0,39%
171	24119312	1	-74,12324176	4,589	$ 10.197.000.000	$155.082.937	1,52%
20	22150935	4	-74,05845528	4,679	$ 37.290.000.000	$152.506.809	0,41%
113	22156944	6	-74,079	4,625	$ 26.125.000.000	$124.017.456	0,47%
71	22148054	12	-74,067	4,674	$ 36.058.000.000	$122.335.422	0,34%
96	22152396	6	-74,054	4,707	$ 19.030.000.000	$116.211.564	0,61%
97	22144262	1	-74,079	4,634	$ 9.157.500.000	$112.494.218	1,23%
70	22147758	6	-74,089	4,695	$ 16.016.000.000	$112.328.822	0,70%
30	22156256	6	-74,103	4,654	$ 26.532.000.000	$111.706.421	0,42%
17	22144593	1	-74,078	4,651	$ 9.157.500.000	$102.429.437	1,12%
1	22157145	6	-74,138	4,631	$ 16.808.000.000	$ 87.258.965	0,52%
81	22143635	6	-74,09182320	4,614	$ 27.720.000.000	$ 80.961.505	0,29%

Tabla 9-14 Pérdidas anuales esperadas de los puentes críticos

ID	CÓDIGO IDU	TIPOLOGÍA	LONG	LAT	VALFIS ($)	PAE	PAE/VALFIS
98	24118912	4	-74,079	4,632	$ 21.780.000.000	$ 80.811.636	0,37%
47	22152485	10	-74,075	4,720	$ 29.947.500.000	$ 79.707.331	0,27%
21	22151026	4	-74,059	4,679	$ 24.200.000.000	$ 77.478.794	0,32%
27	22151521	6	-74,095	4,687	$ 30.294.000.000	$ 77.139.798	0,25%
69	22147850	6	-74,089	4,695	$ 17.242.500.000	$ 76.513.835	0,44%
…	…	…	…	…	…	…	…

En la Tabla 9-15 y en la Figura 9-55 se presentan los valores de pérdida anual esperada para la totalidad del portafolio agrupada según la tipología estructural. Esta tabla permite establecer el nivel de riesgo relativo que concentra cada uno de los tipos estructurales y es relevante para definir una estrategia de intervención estructural.

Tabla 9-15 Perdida anual esperada por tipología estructural

Tipología estructural	Valor expuesto ($)	Porcentaje del total expuesto	Pérdida Anual Esperada ($)	Pérdida porcentual respecto a la pérdida total	Pérdida Anual Esperada (‰)
1	70,092,000,000	3.7%	1,261,334,319	12.0%	18.0
2	177,369,500,000	9.4%	110,854,286	1.5%	0.6
3	20,421,500,000	1.1%	16,560,261	0.2%	0.8
4	230,175,000,000	12.2%	501,608,609	6.6%	2.2
5	33,110,000,000	1.8%	98,795,602	1.3%	3.0
6	782,149,500,000	41.4%	2,214,309,231	29.0%	2.8
7	82,313,000,000	4.4%	243,778,944	3.2%	3.0
8	96,618,500,000	5.1%	521,253,994	6.8%	5.4
9	45,738,000,000	2.4%	87,336,410	1.1%	1.9
10	42,317,000,000	2.2%	85,798,664	1.1%	2.0
11	44,363,000,000	2.3%	53,077,090	0.7%	1.2
12	112,277,000,000	5.9%	440,809,057	5.8%	3.9
13	1,633,500,000	0.1%	179,024	0.0%	0.1
14	6,220,500,000	0.3%	5,745,930	0.1%	0.9
16	11,580,662,800	0.6%	72,482,754	0.9%	6.3
17	5,144,534,850	0.3%	34,143,353	0.4%	6.6
18	5,837,405,700	0.3%	48,174,178	0.6%	8.3
19	1,960,262,500	0.1%	15,631,878	0.2%	8.0
20	0	0.0%	0	0.0%	0.0
21	18,634,918,750	1.0%	177,206,987	2.3%	9.5
22	386,344,000	0.0%	716,954	0.0%	1.9

Tabla 9-15 Perdida anual esperada por tipología estructural

Tipología estructural	Valor expuesto ($)	Porcentaje del total expuesto	Pérdida Anual Esperada ($)	Pérdida porcentual respecto a la pérdida total	Pérdida Anual Esperada (‰)
23	4,641,696,850	0.2%	40,384,636	0.5%	8.7
24	10,126,517,450	0.5%	48,688,720	0.6%	4.8
25	1,603,679,000	0.1%	7,739,602	0.1%	4.8
27	83,683,315,800	4.4%	1,546,502,354	20.3%	18.5
Total	1,888,397,337,700	100%	7,633,112,837	69%	4.0

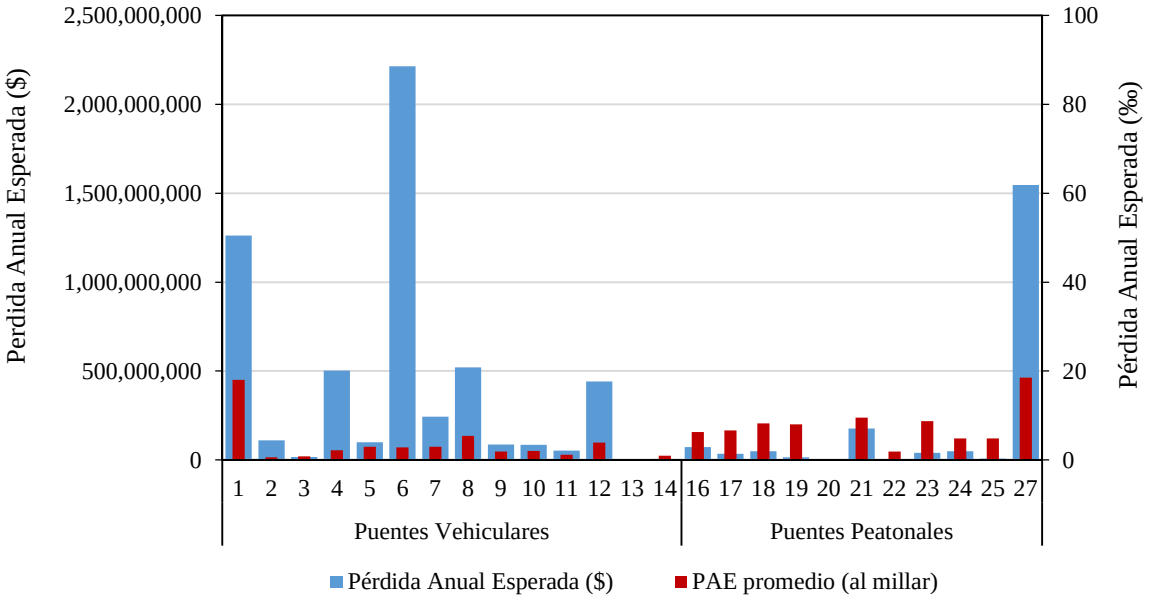


Figura 9-55 Pérdida Anual Esperada total y promedio por tipo estructural

9.4.2 Distribución espacial del riesgo

La Figura 9-56 presenta la distribución espacial de las pérdidas físicas en términos de la pérdida anual esperada en cada puente, en escalas de acuerdo con la categorización propuesta que se indica en la Tabla 9-16.

Tabla 9-16 Escalas de categorización

Orden de categorización	Pérdidas Anuales Esperadas por [COP$ 1x10^6]
1	[160, 370]
2	[85, 160]
3	[50, 85]
4	[15, 50]
5	[0, 15]

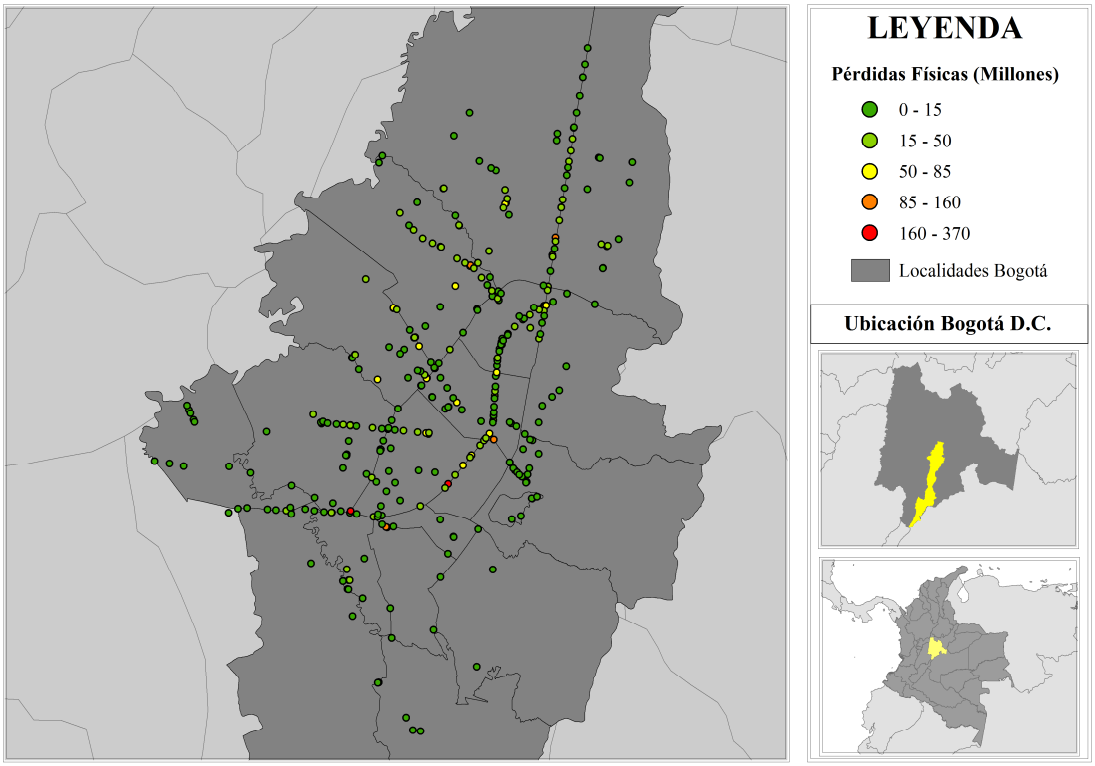


Figura 9-56 Distribución espacial de pérdidas físicas directas (en términos de la pérdida anual esperada)

Por otro lado la Figura 9-57 presenta las pérdidas relativas anuales esperadas por puente. Es decir, indica la relación entre la pérdida anual esperada por puente, y su valor de reposición.

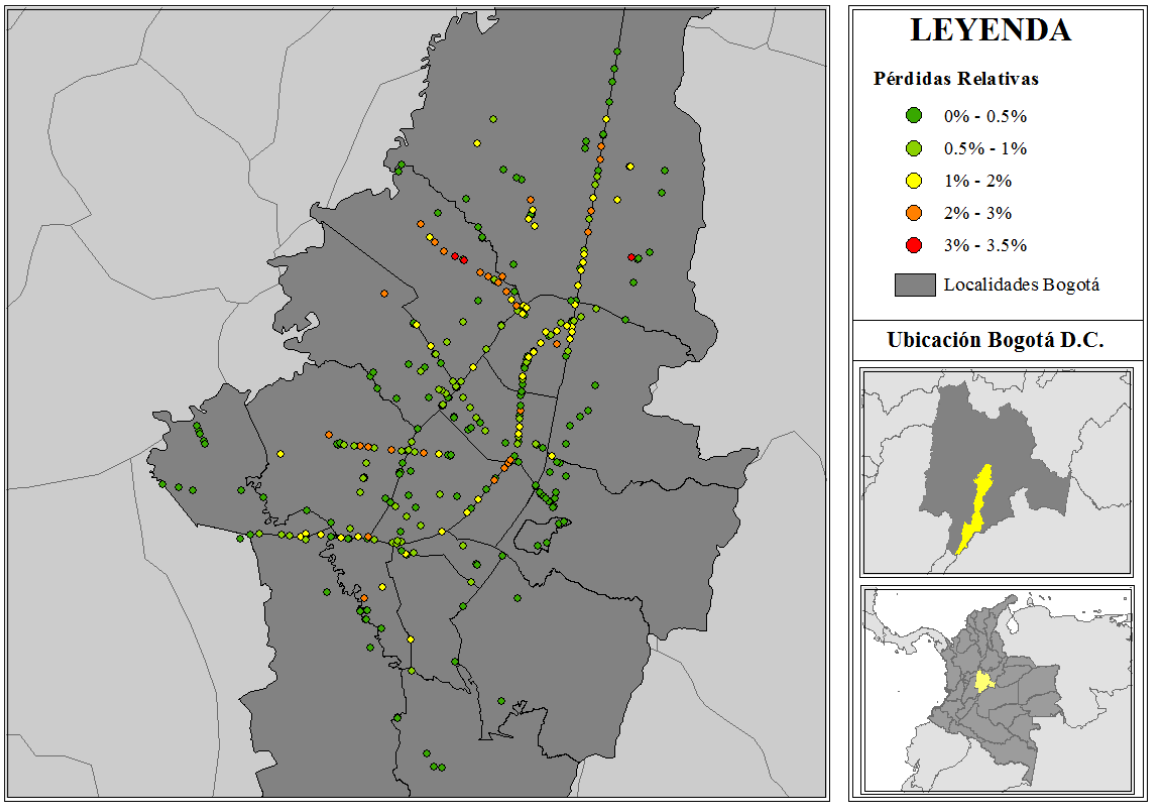


Figura 9-57 Distribución espacial de pérdidas relativas

9.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

La cartera de análisis está compuesta por 346 puentes, de los cuales la gran mayoría corresponden a puentes vehiculares no monolíticos tipo pórtico con viga más placa, y a puentes peatonales tipo Transmilenio. Estas tipologías también concentran el mayor valor a asegurar.

El valor asegurado total de la cartera de puentes analizados es de cerca de COL$7.633 millones de pesos. El análisis de riesgo indica que para dicha cartera, puede esperarse una pérdida máxima probable PML, del orden del 24.66% del valor total expuesto para un periodo de retorno de 1000 años. Este valor correspondería a una pérdida máxima probable del orden de $465,759 millones de pesos, según los valores reportados. El análisis indica además que, considerando un tiempo total de exposición del orden de 50 años, esta pérdida podría verse excedida en un evento futuro con una probabilidad del orden del 5%.

Las tipologías que concentran el riesgo en términos monetarios absolutos corresponden en general a las siguientes:

- Puentes que presentan los mayores valores asegurados, y que resultan por lo tanto en una pérdida económica relativamente alta a pesar de presentar en general índices de vulnerabilidad relativamente bajos. Tal es el caso de los puentes pertenecientes a la tipología 6, 7, 11 y 12.

- Puentes que por condiciones especiales debidas a su ubicación, al tipo de suelo en que se encuentran y a las características constructivas propias, presentan altos niveles de amenaza y de vulnerabilidad, a pesar de no tener valores asegurados significativamente altos. Tal es el caso de los puentes pertenecientes a la tipología 4 y 21.

En el grupo de puentes analizados, el mayor valor expuesto presenta pérdidas relativamente altas, por lo que se recomienda al IDU emprender procesos de eventuales reforzamientos sísmicos con el fin de minimizar las posibilidades de pérdidas de vidas humanas y económicas en el caso de la ocurrencia de un evento sísmico de consideración. En particular se llama la atención sobre los puentes construidos antes que entrara en vigencia el código Colombianos de puentes de 1995.

El escenario sísmico que presenta las condiciones críticas de riesgo para la cartera corresponde a un escenario con evento sísmico de magnitud 6.75 asociado a la falla frontal de la cordillera oriental centro.

10 ESTRATEGIAS DE GESTIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

Una adecuada estrategia de gestión del riesgo debe incluir los siguientes aspectos:

a) Estrategia general para mejorar el conocimiento y la percepción del riesgo tanto a nivel del gobierno y las entidades relacionadas como a nivel de las empresas de servicios públicos y de la población.

b) Planes de prevención y mitigación del riesgo mediante la adopción de una serie de medidas estructurales y no estructurales las cuales deben ser viables desde el punto de vista técnico, funcional, operativo y financiero.

c) Planes de atención de emergencias y contingencias para la respuesta efectiva y eficiente cuando se presenten desastres para atender a la población y restablecer la normalidad tan pronto como sea posible. Estos deben desarrollarse preferiblemente en conjunto con el Gobierno Local en coordinación con las demás entidades del sistema nacional de gestión del riesgo en cada uno de los niveles.

d) Planes para la rehabilitación y reconstrucción de los sistemas que incluyan los mecanismos de recuperación definitiva con fines de contribuir a la recuperación económica y social de la población afectada.

e) Estrategia general de protección financiera para las empresas del sector mediante mecanismos de retención y transferencia del riesgo.

A continuación se presenta un breve resumen de lo que debe contener cada una de estas estrategias en relación a la gestión del riesgo sísmico de los puentes de la ciudad de Bogotá.

10.1 CONOCIMIENTO Y GESTIÓN DEL RIESGO

La identificación y valoración adecuadas del riesgo proveen el conocimiento e información sobre el riesgo derivado de una o varias amenazas y permite sentar las bases para el desarrollo de las demás políticas. Incluye las acciones de vigilancia y observación de los eventos, la realización de estudios, escenarios, mapas y modelos de amenazas, sistemas de información sobre la exposición, la evaluación de la vulnerabilidad de los componentes expuestos, la calificación y visualización del riesgo y otros. Requiere de información completa y confiable en diferentes ámbitos y niveles. El riesgo puede evaluarse en función de la probabilidad de

ocurrencia de un evento, con una intensidad determinada y puede cuantificarse a través de diferentes indicadores de su impacto físico, económico, social y ambiental.

10.2 REDUCCIÓN DEL RIESGO

La reducción del riesgo busca intervenir los factores principales que aportan al riesgo antes de la ocurrencia del evento. Puede llevarse a cabo a través de la reducción de la amenaza (por ejemplo en el caso de deslizamientos o inundaciones) o mediante el control o mitigación de los factores de vulnerabilidad física, de los componentes de infraestructura expuestos y de la vulnerabilidad social y económica de la población. En estos casos, las medidas pueden ser estructurales, si intervienen físicamente a los factores de riesgo, como por ejemplo la realización de obras de mitigación, o no-estructurales, como en el caso de la regulación, normalización, planificación y ordenamiento territorial, entre otras. Bajo esta política, algunas medidas buscan evitar la generación de riesgos nuevos (ej. la planificación territorial y la implantación de códigos de construcción) o de reducir el riesgo existente por medio de medidas, como por ejemplo el reforzamiento estructural sismo-resistente de puentes pertenecientes a la red vital, con más de 30 años en servicio. Los planificadores y tomadores de decisión acuden frecuentemente al análisis beneficio-costo para evaluar diferentes opciones de mitigación en términos del costo social, económico y ambiental y de su impacto en la reducción efectiva del riesgo, así como para priorizar las inversiones en mitigación ante disponibilidad presupuestal limitada.

La mitigación o reducción del riesgo físico a través de la intervención de la vulnerabilidad, dada su relevancia en este contexto, es fundamental. Por otro lado, la transferencia del riesgo es una medida preventiva que permite pre-asignar recursos para los elementos expuestos del Estado o de los privados, pero no es una medida de mitigación dado que no reduce el daño físico potencial. El seguro más bien redistribuye la pérdida, no la reduce.

10.2.1 Criterios para priorización de intervenciones

Los resultados del análisis de riesgo permiten plantear un esquema de priorización de las intervenciones de acuerdo con los siguientes criterios:

- Priorización de intervenciones a nivel vías principales (y no por puente).
- Priorización posterior de acuerdo con las tipologías estructurales en las vías principales.

La pérdida anual esperada por puente es un parámetro clave para determinar la priorización de intervenciones de reducción de la vulnerabilidad sísmica estructural, ya que considera de manera simultánea la amenaza sísmica puntual, el valor de reposición asignado a cada puente, la vulnerabilidad asociada, y el impacto esperado ante los diferentes escenarios sísmicos de análisis. La intervención de los puentes que mayor riesgo presentan es un criterio de optimización de las inversiones para efectos de mitigación. La Figura 10-1 presenta el valor agregado de pérdida esperada con el número de puentes considerados, agregando los valores en el listado ordenado de mayor pérdida esperada a menor.

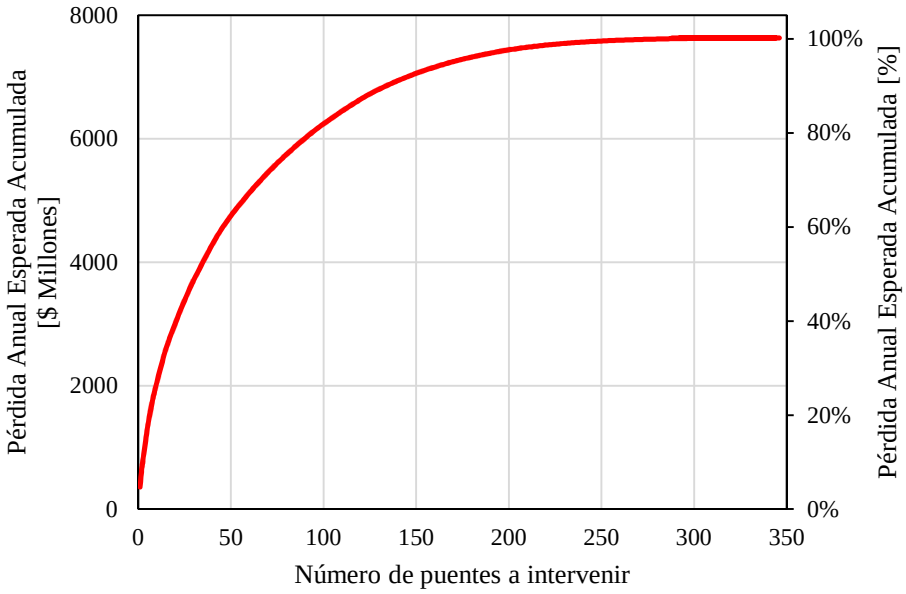


Figura 10-1 Concentración del riesgo por puente

La figura anterior permite plantear diferentes grupos de intervención de acuerdo con los presupuestos disponibles. Por ejemplo, si se decide intervenir el 10% de los puentes más críticos (35 puentes) se tendrían los siguientes parámetros:

- Porcentaje del riesgo total del portafolio que se estaría interviniendo: 52.5%
- Área total construida en puentes a intervenir: 126.431 m^2

Para una adecuada cuantificación de la inversión se requiere contar con estimativos de los costos de intervención para los diferentes tipos constructivos según el nivel de vulnerabilidad que cada uno presente y definir un criterio final de priorización de tipologías estructurales en los puentes.

De manera ilustrativa en la Figura 10-1 se presenta el orden de prioridad de intervención en los puentes de acuerdo con la pérdida anual esperada. El número de puentes a intervenir dependerá del presupuesto disponible para intervenciones según los criterios indicados.

10.2.2 Indicadores priorización de intervenciones

Para establecer una priorización en las eventuales intervenciones con argumentos técnicos se propone el cálculo de un índice de la relación beneficio/costo relacionado con la realización de la intervención sísmica propuesta.

El cálculo del índice de relación beneficio/costo se define de la siguiente manera (Yamin *et. al*, 2013):

$$I_{BC} = \frac{Pérdida_{NoRehab} - Pérdida_{Rehab}}{Costo_{Rehab}} \qquad \text{(Ec. 10-1)}$$

Dónde $I_{B/C}$ corresponde al índice de relación beneficio/costo calculado para cada puente, $Pérdida_{No\ Reh}$, corresponde a la pérdida esperada de cada componente en el estado no rehabilitado y la $Pérdida_{Reh}$, corresponde a la pérdida esperada en el estado reforzado del componente. Puentes ya rehabilitados o aquellos que por sus características no requieren rehabilitación se les asignan un valor de $I_{B/C}$ igual a cero.

El índice de relación beneficio/costo no es confiable hasta este punto de análisis debido a la calidad de información en la base de datos. Al no tener certeza en la asignación de las vulnerabilidad a cada uno de los puentes, se genera una incertidumbre en el cálculo de las pérdidas económicas para puentes específicos, esto incurre en un cálculo muy aproximada de los costos de reforzamiento. Sin embargo, es un elemento que proporciona criterios técnicos acertados para el orden de intervención a partir de una base de datos completa.

10.3 PLANES DE ATENCIÓN DE EMERGENCIAS Y CONTINGENCIAS

10.3.1 Planes de emergencia y contingencia

El plan de contingencia funciona como el instrumento base para enfrentar cualquier situación de emergencia de manera eficaz, minimizando los efectos negativos que se puedan generar, articulando diferentes estrategias de reacción e informando a la comunidad y a los diferentes organismos institucionales competentes la situación generada.

Los planes de emergencia y contingencia deben incluir diferentes tipos de amenazas o peligros. Estos eventos pueden llevar a la falla simultánea o secuencial de diferentes sistemas en la ciudad, lo cual debe estar previsto en el plan de contingencia de acuerdo a los siguientes parámetros:

- Directrices para una rápida respuesta frente a los eventos que se deben probar mediante simulaciones con el fin de optimar la capacidad de respuesta de las personas y grupos encargados.

- Información oportuna y formulación de procedimientos de reacción o respuesta que se seguirán frente a las posibles situaciones de emergencia que se pueden presentar. Se establecerán tanto procedimientos generales como procedimientos específicos de respuesta, estableciendo grupos de reacción simultáneos, que trabajando en paralelo puedan actuar de forma eficiente. Estos planes deberán definir las funciones del personal, coordinar actividades, establecer grupos de acción y describir los procedimientos pre-establecidos.

10.3.2 Manejo de desastres

El desarrollo de los planes de contingencia se basa en los resultados obtenidos del análisis de riesgos y las situaciones o eventos que representan los mayores impactos para la seguridad de la población y el ambiente.

Las emergencias más relevantes se caracterizan por interrumpir el normal funcionamiento de los sistemas y son causadas por una situación o evento, usualmente inesperado, que requiere de una reacción inmediata con el fin de restablecer la normalidad a la mayor brevedad posible. Se trata de evitar efectos sobre la operación misma de los sistemas y sobre la población y el medio ambiente, actuando en ciertos casos en forma conjunta o coordinada con las instituciones gubernamentales, los medios de comunicación y la misma comunidad.

Los objetivos específicos de los planes de contingencia son los siguientes:

- Establecer los procedimientos generales y específicos para la respuesta de cada uno de los actores involucrados en el tema de riesgos ante las posibles situaciones críticas o de emergencia que se puedan presentar, de acuerdo con los análisis de riesgo realizados.

- Definir acciones básicas de respuesta frente a situaciones anormales que impliquen una operación diferente a la de rutina y de forma inmediata, para reducir o evitar el impacto adverso sobre los elementos expuestos o la población.

- Identificar situaciones que impliquen llevar a cabo una estrategia de información pública, jurídica o financiera como resultado de una situación de emergencia que vincule a la empresa con los efectos que puedan sufrir asentamientos humanos o el entorno natural.

En particular un plan de contingencia proporciona al Distrito una guía para la respuesta en caso de emergencia, de tal manera que se puedan llevar a cabo las siguientes acciones:

- Actuar en forma efectiva y eficiente.
- Recobrar la normalidad tan pronto como sea posible.
- Continuidad en las actividades de producción.
- Informar en forma precisa y oportuna.
- Manejar acertadamente la imagen institucional.
- Brindar elementos para una adecuada protección legal y financiera.

La activación del plan de contingencia de forma oportuna en caso de que se presente una situación crítica es muy importante, teniendo en cuenta que la mayoría de percepciones negativas se dan durante los primeros momentos de una emergencia.

Con la elaboración de los planes de contingencia se busca lo siguiente:

- La definición de funciones del personal institucional.
- La planificación y coordinación de actividades.
- La descripción de procedimientos prestablecidos.
- Dar información sobre inventario de recursos.
- Simulación para la capacitación y revisión.

10.3.3 Recursos para atención de emergencias y reconstrucción

Dado que se requerirán recursos para la atención de la emergencia deben identificarse posibles fuentes de financiamiento entre las cuales se encuentran las que se presentan a continuación:

- Pagos de seguros y reaseguros.
- Reservas disponibles en fondos para desastres.

- Ayudas y donaciones.
- Nuevos impuestos.
- Reasignación presupuestal.
- Créditos externos e internos.

10.4 PLANES DE REHABILITACIÓN Y RECONSTRUCCIÓN

La planificación de políticas y estrategias para la recuperación y reconstrucción post-desastre proporciona a los gobiernos las herramientas necesarias para asegurar la definición clara de roles, responsabilidades y mecanismos de coordinación inter-institucional y municipal, así como para evaluar anticipadamente las soluciones posibles para enfrentar problemas críticos.

El Gobierno Nacional o Distrital esencialmente actúa como un asegurador sin costo, pues cubre frecuentemente una porción de los costos de reparación de la infraestructura pública. Por lo tanto es deseable que en los casos que se considere conveniente realice un contrato de transferencia de pérdidas y contar con fondos de reservas que le permitan acceder a recursos para reconstruir los bienes de la colectividad.

En el caso de la reconstrucción (reposición) se concluye que el gobierno es responsable de su infraestructura de inmuebles y servicios, por lo cual debe estimar sus pérdidas esperadas o pasivos contingentes y acordar mecanismos o instrumentos de retención consciente y/o transferencia de dichas pérdidas en todos los niveles. Estos instrumentos pueden obedecer a acuerdos entre los diferentes niveles de gobierno, cuando su resiliencia económica así lo indique. En el caso de desastres extremos es usual que los gobiernos nacionales apoyen la reconstrucción de los bienes públicos del nivel local y regional, dada la incapacidad de estos últimos para reconstruir su infraestructura.

Con base en indicadores de gestión del riesgo se pueden establecer porcentajes de participación del gobierno nacional en el pago de primas de seguros y en la reconstrucción de los inmuebles públicos de propiedad del Estado a nivel local y regional.

La disponibilidad de información confiable sobre el riesgo de componentes de infraestructura como son los puentes, daría una mayor viabilidad a la constitución de una esquema de protección financiera incluyendo seguros y reaseguros a tasas justas y equilibradas.

10.5 ESTRATEGIA GENERAL DE PROTECCIÓN FINANCIERA

10.5.1 Aspectos generales

La protección financiera provee a los gobiernos de un medio para asegurar la disponibilidad de recursos económicos cuando se requieran para atender situaciones de emergencia y hacer frente a las necesidades de reconstrucción y recuperación post-desastre. Existen varios mecanismos financieros para combinar estrategias de retención y transferencia del riesgo lo que permitiría disminuir la vulnerabilidad fiscal del Estado y por lo tanto el impacto de los desastres futuros posibles.

A continuación se presenta una breve descripción sobre los mecanismos financieros disponibles en los mercados de seguros, reaseguros y capitales que pueden ser alternativas para financiar y transferir por parte del gobierno Distrital las posibles pérdidas generadas por desastres extremos. Específicamente, se pretende definir el funcionamiento y estructuración de cada uno de estos instrumentos, contextualizar su actual posición en los mercados mencionados y, con base en esto, plantear una serie de recomendaciones sobre su eventual viabilidad técnica y los costos asociados.

Los seguros y reaseguros conforman figuras financieras que permiten transferir el riesgo (entendido en este caso como el potencial de la pérdida económica). Usualmente, los seguros se basan en la ley de los grandes números (eventos asegurados son vistos como independientes entre sí; la probabilidad ocurrencia de muchos en forma simultanea es baja). Sin embargo, para los seguros de desastre como las causadas por terremotos o huracanes la situación puede ser diferente, pues la pérdida puede ocurrir en forma simultánea a muchas estructuras en un área grande. En estos casos, se dice que las pérdidas están correlacionadas. A menor correlación, la pérdida o el riesgo para una compañía de seguros particular es menor.

El seguro es un producto que se orienta hacia un mercado; tiene un valor para el cliente y tiene un precio (o prima). Su costo depende de las reclamaciones pagadas durante el período de la vigencia de la póliza, por lo tanto, las pérdidas esperadas y otros costos deben ser estimadas con anterioridad.

En todos los casos las pólizas de seguros incluyen una forma de deducible, que significa que la parte asegurada debe cubrir la primera porción de la pérdida. Eso significa que la compañía de seguros sólo es responsable de daño a la propiedad cuando el monto excede el porcentaje de pérdida establecida en el deducible y hasta una cantidad máxima de cobertura límite. Para reducir la magnitud de las pérdidas la compañía recurre a altos deducibles (porcentaje del valor asegurable) y/o a figuras de coaseguro, donde el asegurado paga una fracción de cualquier pérdida que se presente, lo que produce un efecto similar al deducible. Los aseguradores usan la industria del reaseguro para transferir a su vez y manejar sus propios

riesgos. Por lo tanto, para cubrir el exceso de pérdida usualmente los aseguradores recurren a los reaseguradores bajo contratos de cobertura a partir de una cantidad acordada que puede, además, tener igualmente un límite o se puede compartir la pérdida a partir de cierta cantidad determinada. Las compañías de reaseguros suscriben pólizas de diferentes partes del mundo y así se distribuye el riesgo geográficamente.

Las compañías de seguros necesitan respuestas a preguntas como las siguientes:

- ¿Cuál es la pérdida anual esperada? Con base a esta estimación se puede definir cuánto debe ser el valor de la prima de la póliza; es decir identificar qué hace que haya una diferencia en la determinación de la prima a cobrar.

- ¿Cómo puede la compañía ajustar la prima para diferentes condiciones de sitio, tipo de puente y calidad de la construcción? Cada puente es diferente por su estructura y condiciones particulares, algunos están fundados en roca y otros en suelos blandos. Debido a estas circunstancias la pérdida anual esperada para cada uno puede ser diferente.

Para el portafolio de cada compañía es necesario determinar cuál es la probabilidad de la máxima pérdida en un lapso definido en años. Esta estimación, conocida como PML (*Probable Maximum Loss*) para lo cual no hay un estándar (200, 500, 1000 o más años) es una información fundamental para las compañías y los reguladores, con el fin de garantizar la solvencia y saber por lo tanto si se requiere de fondos adicionales a los disponibles para atender el excedente de pérdidas que se presente.

A menudo se dice que la compra del seguro debería ser obligatoria para distribuir el riesgo y hacer los desastres asegurables. Si el objetivo de la política es hacer que los propietarios de infraestructura de bajo riesgo subsidien los propietarios de infraestructura de alto riesgo entonces, más bien, se debería imponer un gravamen (impuesto) obligatorio. Aún más, no es claro porque debe venderse un seguro para cubrir infraestructura vieja, dado que las pólizas usualmente tienen una cobertura para la reposición del puente, que tendría que ser nuevo y cuyo valor en esos casos sería ampliamente mayor que el de un puente viejo. Otro argumento de los aseguradores contra el seguro obligatorio es que las estrategias para aumentar la asegurabilidad no podrían ser posibles puesto que el asegurador no tendría la oportunidad de seleccionar los riesgos y controlar el PML.

El seguro en sí mismo no es considerado como una medida de mitigación porque, más bien redistribuye la pérdida, no la reduce. Un programa de seguros cuidadosamente diseñado

puede estimular la adopción de medidas de mitigación, asignando un precio al riesgo y creando incentivos financieros a través de descuentos aplicables a las tasas de las primas, deducibles más bajos y/o límites de cobertura más altos, condicionados a la implementación de dichas medidas de reducción del riesgo.

10.5.2 Tipos de reaseguros

El asegurador utiliza el reaseguro para limitar las fluctuaciones temporales en los siniestros frente a los que es responsable y para protegerse contra la insolvencia en caso de un desastre. Existen diferentes tipos de reaseguro que son importantes para efectos de encontrar los mejores esquemas de transferencia a través de este mecanismo.

Reaseguro proporcional: en este tipo de reaseguro las primas y siniestros se reparten entre el asegurador directo y el reasegurado en una relación fija. Estos reaseguros pueden ser de cuota-parte o de excedente de sumas.

Reaseguro de cuota parte: en este contrato el reasegurador asume una cuota fija de todas las pólizas que el asegurador ha suscrito en un ramo determinado. Dicha cuota determina la manera en que el asegurador directo y el reasegurador se dividen las primas y los siniestros. Por su sencillez, esta forma del reaseguro es fácil de manejar y suele ahorrar costos. Sin embargo tiene el defecto de que no permite asimilar el riesgo de las pérdidas más cuantiosas, por lo que genera una cartera de riesgo poco homogénea.

Reaseguro de excedente de sumas: en este tipo de reaseguros el asegurador directo retiene la totalidad del riesgo hasta un límite máximo de la cuantía asegurada. A partir de ese límite el reasegurador asume el resto de la cuantía asegurada. Las obligaciones del reasegurador se limitan a pérdidas no mayores a un múltiplo definido del límite máximo. De la repartición entre retención y cesión al reaseguro resulta una proporción del riesgo asegurado que determina la manera en que se dividen las primas y las pérdidas.

Reaseguro no proporcional: en este tipo de seguro los siniestros se reparten de acuerdo con las pérdidas que se dan efectivamente. El asegurador directo define una cuantía específica hasta la cual responde por la totalidad de las pérdidas. Esta cuantía es conocida como prioridad o deducible. Cuando las pérdidas superan dicha prioridad el reasegurador debe responder por el pago del resto de estas hasta el respectivo límite de cobertura convenido. Contrario al caso proporcional, el reasegurador debe calcular el precio del reaseguro con base en información estadística y la distribución de probabilidad de las amenazas. Entre los tipos de reaseguro no proporcional se encuentran los reaseguros por exceso de pérdida.

Reaseguro por exceso de pérdida (XL): este es el tipo de reaseguro más utilizado para desastres. En este tipo de reaseguro los importes de las pérdidas son los que determinan la proporción de cesión del riesgo. El asegurador directo se responsabiliza completamente por la pérdida hasta la cuantía que determina la prioridad en la totalidad de las pólizas de un ramo predeterminado en el contrato, independientemente de la cuantía asegurada en estas. Las pérdidas que superan el monto establecido por la prioridad deben ser pagadas por el reasegurador. Este último solo participa en el pago de las pérdidas que superan la prioridad.

10.5.3 Estructura de retención y transferencia

Para el caso de los puentes del Distrito y luego de una análisis de las diferentes alternativas, se plantea una estructura de capas de financiación y transferencia, en las cuales el Distrito debe retener el riesgo asociado a una primera capa, con el fin de lograr valores de primas no excesivas, y retener también una parte del riesgo asociado con la capa superior por encima del límite determinado por el excedente de pérdida hasta el cual se negocie con la compañía de seguros. Se debe evaluar la posibilidad del Distrito para acceder a recursos propios para atender fracciones de la primera y última capa, o financiarse con un crédito previamente pactado (crédito contingente) por el cual pague una comisión. En esta última capa debe negociarse con el Gobierno Nacional una participación, lo que parece ser la mejor lógica en estos casos, dado que también la responsabilidad le corresponde a la Nación a la luz de los principios constitucionales de concurrencia, complementariedad y subsidiaridad.

Con base en los conceptos presentados, se plantea una estructura conjunta de retención y transferencia del riesgo para el caso de puentes en vías principales.

La prioridad o deducible es el monto hasta el cuál el asegurado (en el caso de los reaseguros el asegurador primario) retiene la totalidad del riesgo, es decir que hasta este punto el asegurado responde por la totalidad de sus pérdidas.

A partir de un monto igual a la prioridad el asegurador (o reasegurador) responde por los siniestros sucedidos hasta un monto máximo conocido como límite superior. El asegurador (o reasegurador) esta entonces comprometido a cubrir las pérdidas que exceden el deducible hasta la cantidad establecida por el límite. La distancia entre el monto deducible y el monto límite es conocida como una capa (layer). Según el tamaño del desastre el mercado de seguros y de reaseguros puede organizarse en varias capas. La Figura 10-2 ilustra una estructura financiación y transferencia con capas de exceso de pérdidas (Yamin *et. al*, 2013).

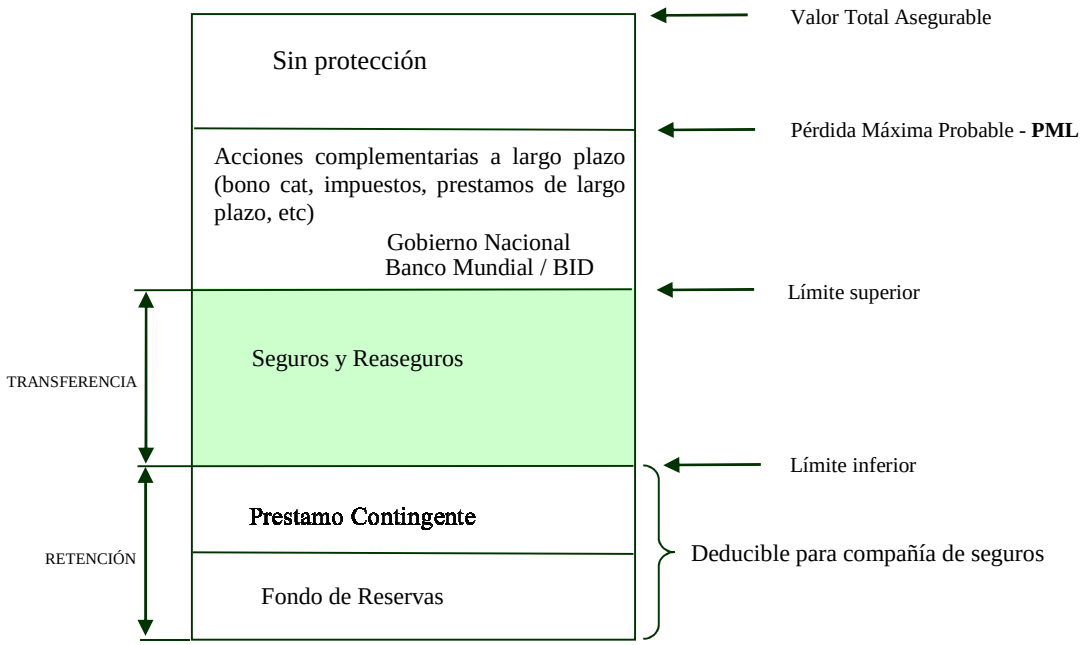


Figura 10-2 Estructura de retención y transferencia

El costo del aseguramiento y del reaseguramiento por capas está generalmente determinado por un indicador conocido como ROL (Rate-On-Line). La ROL se define como la prima sobre el límite de cobertura.

Una vez obtenida la información expuesta anteriormente, tanto el gobierno como las aseguradoras están en capacidad de decidir sobre la tarifa de un contrato de exceso de pérdida. Ahora bien, existen variaciones del contrato de exceso de pérdida, especialmente implementadas por el sistema de reaseguros, en las cuales la prioridad y el límite no están determinados por el monto de la pérdida acaecida por el asegurado, sino por índices de pérdida del mercado de seguros o por parámetros objetivos como el nivel de lluvias o la actividad sísmica. Para calcular las primas de estos contratos, se debe establecer una relación entre las pérdidas acaecidas por el asegurado y los factores que determinan la prioridad y el límite.

El marco anterior sirve de base para plantear una estructura de retención y transferencia de riesgo para los puentes del Distrito como estrategia óptima inicial para una adecuada gestión del riesgo. Los esquemas de retención y transferencia deben complementarse con una estrategia global de mitigación del riesgo sísmico mediante la rehabilitación sísmica de ciertos puentes críticos.

11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1 CONCLUSIONES

11.1.1 Sobre la base de datos e información disponible

Con respecto al análisis estadístico de los puentes vehiculares y peatonales inventariados en la base de datos del Instituto de Desarrollo Urbano se puede concluir lo siguiente:

- Los puentes vehiculares inventariados en la Fase III no contienen datos geométricos ni asignación de tipología estructural en la base de datos. Es decir, el 34% de los puentes vehiculares no contiene información que permitan agruparlos de acuerdo a sus características geométricas y estructurales más relevantes. Por otro lado, el 33% de los puentes peatonales presentan el mismo inconveniente.

- La mayoría de puentes peatonales y vehiculares están localizados en suelos de arcilla blanda, seguidos por los puentes localizados sobre rellenos de basura. Esto según la Microzonificación Sísmica de Bogotá de 2006.

- La fecha de construcción y rehabilitación de los puentes peatonales y vehiculares no cuenta con información suficiente que permita agrupar los puentes de acuerdo al años de construcción o intervención, ya que más del 68% carece de información.

La información contenida en la base de georreferenciación del IDU es muy básica, considerando que solo cuenta con tres datos geométricos de cada puente (longitud, ancho, galibo). Por esta razón es importante complementar la base de datos con parámetros geométricos contenidos en las fichas técnicas de la Fase I y Fase II del inventario geométrico y diagnóstico de puentes, tales como número de luces, luz critica, número de columnas por eje trasversal, dimensiones de los elementos estructurales, etc. Estos datos permiten identificar y agrupar con mayor certeza los puentes con características estructurales similares.

11.1.2 Sobre las tipologías de puentes

Las tipologías estructurales en las cuales el IDU clasifica los puentes vehiculares y peatonales cumplen satisfactoriamente criterios dimensionales y geométricos. Sin embargo, no son suficientes para realizar una caracterización sísmica completa. En general, para todos los puentes existentes, se deben completar los siguientes campos: año de construcción, número de luces, ancho del puente, longitud total, longitud más larga entre ejes de apoyo, altura promedio de los estribos, altura de la pila más alta, número de estribos, número de ejes no paralelos, tipo de junta entre ejes del tablero, definición de riesgo de licuación, ancho de silla de la superestructura en el estribo, distancia libre entre la superestructura y el espaldar del estribo, tipo de terraplén, y número/longitud/diámetro de pilotes en cimentación. Adicionalmente, se deben plantear más campos para cada una de las tipologías existentes. Estos campos adicionales permitirán subdividir cada una de estas para obtener funciones de vulnerabilidad diferenciadas según el comportamiento sísmico de las mismas.

Durante la revisión de la información contenida en la base de georreferenciación del IDU, se identificaron tipologías estructurales mal asignadas, por lo que se recomienda revisar cada una de los atributos contenidos en la base de datos.

11.1.3 Sobre los ensayos de campo y laboratorio

Los ensayos de campo y laboratorio arrojaron resultados satisfactorios, pudiendo caracterizar las propiedades de los materiales de treinta puentes distribuidos en diferentes tipologías. La resistencia promedio a la compresión de los núcleos de cada puente estuvo siempre por encima del 75% de la resistencia especificada en planos, tal como lo establece la NSR-10. Adicionalmente, se obtuvieron resultados satisfactorios en cuanto al frente de carbonatación ya que no se encontraron grandes afectaciones por corrosión en ninguno de los núcleos ensayados. Las verificaciones del refuerzo mediante Ferroscan tuvieron resultados variados debido a la falta de información confiable y a la poca claridad en ciertas lecturas realizadas. Estos resultados permiten concluir que en términos muy generales los puentes de concreto de la ciudad se han construido con una calidad aceptable y cuenta con materiales estructurales de buena calidad.

11.1.4 Sobre los resultados del análisis de riesgo

Se analizaron en total 346 puentes vehiculares y peatonales de Bogotá, distribuidos uniformemente por toda la ciudad. Estos puentes tienen una variabilidad grande en términos de tipología estructural y una incertidumbre alta en el conocimiento de la fecha de construcción.

El valor expuesto en el portafolio de puentes de la ciudad (346 puentes en total), es aproximadamente de COL$1.9 billones de pesos. El análisis de riesgo indica que para dicha cartera, puede esperarse una pérdida máxima probable PML, del orden del 19.5% del valor total expuesto para un periodo de retorno de 500 años. Este valor correspondería a una pérdida máxima probable del orden de COL$368,175 millones de pesos. El análisis indica que, considerando un tiempo total de exposición del orden de 50 años, está pérdida podría verse excedida en un evento futuro con una probabilidad del orden del 5%.

La tipología de puente vehicular más vulnerable según el análisis realizado es la tipología No. 1, correspondiente a los puentes monolíticos con infraestructura tipo péndulo. La tipología de puente peatonal más vulnerable según el análisis realizado es la tipología No. 27, correspondiente a los puentes de Transmilenio. La pérdida máxima probable (PML) para todo el portafolio en un periodo de retorno de análisis de 500 años es de 19.50% del valor total de elementos expuestos, correspondiente a $368,175 millones de pesos. El valor de pérdida anual esperada (PAE) es de 4.04‰, correspondiente a $7,633 millones de pesos.

El escenario sísmico que presenta las condiciones críticas de riesgo para el portafolio corresponde a un escenario con evento sísmico de magnitud 6.75 asociado a la falla frontal de la cordillera oriental.

El análisis de riesgo sísmico sobre los puentes de la ciudad de Bogotá está basado en la información suministrada por el Instituto de Desarrollo Urbano. Los resultados de pérdidas económicas para cada una de las estructuras y para el portafolio de puentes se ha obtenido con base en la mejor información de amenaza sísmica disponible en la ciudad incluyendo la información de los estudios de microzonificación sísmica más recientes, y en una evaluación y asignación de vulnerabilidad sísmica. Por lo anterior, los resultados son indicativos de los órdenes de magnitud de los parámetros analizados. La eventual disponibilidad de información más detallada modificaría los resultados que se presentan en este informe.

Por otra parte, es importante resaltar que en la evaluación de riesgo por terremoto, la información disponible a nivel de cada uno de los puentes que hacen parte del inventario

general es un componente de la mayor relevancia que define el nivel de incertidumbre de los resultados encontrados. De acuerdo con esto se recomienda al Instituto de Desarrollo Urbano implementar una base de datos de fácil actualización y manejo con el fin de disponer, además de la información necesaria para este tipo de estudios, de información para el control de construcciones, inventario de infraestructura, inventario de mantenimientos, entre otros.

Una vez realizado el análisis de riesgo, se puede concluir que se tiene un relativo alto riesgo de la infraestructura de la ciudad de Bogotá. Teniendo en cuenta las limitaciones de información, los resultados obtenidos representan una muestra conservadora del riesgo sísmico probabilista. El alto riesgo obtenido en los análisis se debe a la alta amenaza de la ciudad, la amplificación de los registros sísmicos debido a los efectos de sitio, las consideraciones de flexibilidad en cimentación por el suelo blando (arcillas), la falta de uniformidad en los criterios de diseño de puentes, la falta de cumplimiento de normas sísmicas, y la falta de normativas de control de calidad en diseños y mantenimientos.

11.2 RECOMENDACIONES

11.2.1 Sobre la información requerida para una adecuada gestión de riesgos

Con el fin de sustentar de mejor manera los resultados del análisis de riesgo y las eventuales aplicaciones en gestión del riesgo se hace necesario emprender las siguientes actividades:

- En primer lugar es de vital importancia el ajuste, complementación y adecuación de la base de datos en términos estructurales, catastrales y geométricos. Esta actividad debe incluir una revisión y recopilación completa de toda la información existente de cada puente (planos, fotos, dimensiones, fechas, intervenciones, mantenimientos, etc.). Se recomienda desarrollar un mecanismo de actualización de la base de datos que permita realizar ajustes constantemente.

- En segundo lugar, es necesario realizar una reevaluación del riesgo. Esto comprende la realización de un modelo por puente del cual se tengan planos completos. Con esta actividad se puede llegar a un nivel de resolución elevado con respecto a las funciones de vulnerabilidad que se pueden asignar a los elementos expuestos en la base de datos. Esta actividad podrá proporcionar un catálogo completo de funciones de vulnerabilidad para los componentes de infraestructura de la ciudad.

- En tercer lugar, se recomienda revisar, actualizar y mantener en funcionamiento una instrumentación básica para los puentes de la red vital para aspectos sísmicos. Esto

permite actualizar constantemente los elementos de entrada para la acción sísmica, lo que permite reducir la incertidumbre en la amenaza sísmica.

- Por último, se recomienda definir metodologías de inspección, mantenimiento, rehabilitación y reforzamiento de puentes. Esto permitirá tener un control sobre los datos específicos que se necesitan para realizar cada una de estas actividades, permitiendo actualizar de manera automática la base de datos de exposición.

La manera más efectiva de reducir el riesgo sísmico, es por medio de la reducción de la vulnerabilidad de los elementos expuestos. Este procedimiento debe incluir un orden de priorización de intervención, el cual consiste en seleccionar objetivamente los puentes cuyo riesgo sísmico es elevado y los índices de beneficio-costo de su rehabilitación o reforzamiento son adecuados. Simultáneamente, como medida de transferencia del riesgo, se propone un modelo de aseguradoras y reaseguradoras que permitan asumir los costos asociados a los daños por eventos sísmicos en la ciudad. Este modelo se debe apoyar en un modelo de capas en caso que los valores a asegurar sean excesivos para una sola compañía aseguradora.

Debido a la baja calidad de la información, se plantean todas las posibles opciones, pero no se presentan un esquema específico de retención y transferencia del riesgo. La conformación de una base de datos que permita caracterizar y establecer el estado de cada uno de los puentes inventariados, al igual que la elaboración de un catálogo de funciones de vulnerabilidad representativas para las tipologías estructurales de la ciudad de Bogotá, permitirían elaborar esquemas confiables de retención y trasferencia del riesgo.

11.2.2 Sobre los temas de gestión de riesgos

Con respecto a la gestión general del riesgo sísmico del sistema de puentes de la ciudad se establecen las siguientes recomendaciones específicas:

Realización de estudios de riesgo

El distrito debe realizar estudios de riesgo de sus activos expuestos con el fin de contar, con un buen grado de resolución, con información de los posibles daños y pérdidas que se pueden llegar a presentar resultado de la ocurrencia de eventos peligrosos severos. Estos estudios son

fundamentales para determinar, con aceptable grado de aproximación, lo que podría suceder y proponer las intervenciones para reducir el riesgo, la mejor manera de responder ante una crisis y afrontar en términos económicos y operativos cualquier situación futura.

Con base en los estudios de riesgo, el distrito deberá caracterizar la vulnerabilidad de los elementos expuestos, identificando los elementos críticos de los mismos, lo que significa determinar cuáles son los componentes y contenidos más propensos a sufrir daños. Los estudios deben ser de una apropiada resolución que permita tomar decisiones de mitigación, contingencia y protección financiera y en algunos casos se podrán realizar evaluaciones más detalladas a nivel de componentes por tipología.

Planes de mitigación

El distrito realizará planes de reducción o mitigación del riesgo con base en los resultados de los estudios de evaluación del riesgo; planes que podrán ser incluidos en los procesos de inversión y mantenimiento en el corto, mediano y largo plazo.

Esto planes de mitigación deben incluir análisis de costo-beneficio de las medidas de intervención que se establezcan en los diferentes subcomponentes de los elementos identificados como los más vulnerables, proponiendo medidas como su reparación, reforzamiento, reemplazo o modificación con fines de disminuir su susceptibilidad y fragilidad. Este tipo de análisis permitirá comparar entre diferentes posibilidades de intervención o acción a tomar, considerando tanto la disminución de pérdidas futuras esperadas como la inversión requerida y el efecto esperado. Todo este proceso debe conllevar a establecer una priorización de actividades a llevar a cabo y que debe verse reflejado en el plan de reducción o mitigación del riesgo.

Este plan se construirá como un programa paso a paso en el cual se describen las medidas más apropiadas que se deben tomar; sin embargo, se deberán plantear y diferenciar actividades a corto, mediano y largo plazo para la mitigación del riesgo, de forma que cada una esté acorde con la magnitud de las intervenciones requeridas y la capacidad de la empresa para realizarlas.

Planes de contingencia

El distrito deberá formular, probar y actualizar en forma periódica planes de contingencia con el fin de prepararse y responder de manera eficiente y efectiva a emergencias causadas por eventos peligrosos.

El distrito debe contar con planes de contingencia que incluyan diferentes tipos de amenazas o peligros, entre las cuales se deben considerar eventos como los sismos, las inundaciones, los incendios, entre otros. Estos eventos pueden llevar a la falla simultánea o en cascada de diferentes componentes. Los planes de contingencia deben incluir las directrices para una rápida respuesta frente a los eventos que se deben probar mediante simulaciones, con el fin de optimizar la capacidad de respuesta.

Los planes de contingencia deberán contar con información oportuna y con la formulación de procedimientos de reacción o respuesta que se seguirán frente a las posibles situaciones de emergencia que se pueden presentar. Se establecerán tanto procedimientos generales como procedimientos específicos de respuesta, estableciendo grupos de reacción simultáneos, que trabajando en paralelo puedan actuar de forma eficiente. Estos planes deberán definir las funciones del personal, coordinar actividades, establecer grupos de acción y describir los procedimientos preestablecidos.

Posibilidades de transferencia

Las empresas deben establecer mecanismos o instrumentos de retención consciente y de transferencia de las pérdidas como consecuencia de la ocurrencia de eventos peligrosos que afecten su infraestructura, utilizando los estudios de evaluación del riesgo. Para esto es necesario contar con la información pertinente acerca del nivel de cobertura o protección financiera que se requiere, la capacidad del distrito para retener el riesgo y de las distintas posibilidades que existen para manejar el riesgo económico que se deriva de los posibles desastres.

El distrito deberá considerar dentro de las opciones mecanismos de retención de riesgo como la creación de fondos de reservas para atender desastres, posibles créditos contingentes, establecer figuras de pool o cautivas para retener y compartir riesgo con otras entidades y el gobierno nacional. También se considerarán alternativas de transferencia del riesgo como los seguros y reaseguros convencionales o paramétricos, así como también otros instrumentos financieros disponibles o factibles del mercado de capitales (como bonos CAT, swaps).

Una vez se realizado el análisis de alternativas y posibilidades el distrito identificará las opciones más adecuadas y viables para su caso particular y se utilizarán los instrumentos (que pueden ser más de uno) para cubrir las pérdidas y consecuencias de los desastres en forma óptima.

12 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2011). The Manual For Bridge Evaluation
- Andersen, T. (2003). Managing Economic Exposures of Natural Disasters: Analyzing Applications of Risk Financing Tchniques.
- Andersen, T. (2002). Innovative Financial Instruments for Natural Disaster Risk Management. Inter-American Development Bank. Sustainable Development Department. Technical Papers Series.ENV-140.
- ASCE. (2010). ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia
- Avendaño, Hernan.(2014). La industria aseguradora en el mundo y en Colombia 2014-2015.
- Basch M. & Engle E. (1994). "SOC transitorios y mecanismo de estabilización: El caso chileno". En Ingle y Meller (Editores), SOC externos y mecanismos de Estabilización, CIEPLAN y BID.
- Bernal G. A., Cardona O.D. , Barbat A. H., Salgado M. A. (2013). *Enfoque integral para la evaluación de efectos de sitio en ciudades y su aplicación en Bogotá.* VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Bucaramanga.
- Blackburn S., Espinosa, C. & Tockman, M. (2004), Alternativas para reducer la discriminación y la segmentación por riesgo en el sistema de salud Chileno, CEPAL, Financiemiento y Desarrollo.
- Blanchard, O. & Fihers, S. (1989). Lectures on Macroeconomics, MIT Press
- Bommer, J. J., & Acevedo, A. B. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering, 8*(SI 1), 43-91
- Cardona, O.D. (1994). "Prevención de desastres y participación ciudadana" en *Viviendo en Riesgo,* Ed. A. Lavell, La RED, Tercer Mundo Editores, Bogotá, D.C.
- Cardona, O.D. (1996). "El manejo de riesgos y los preparativos para desastres: Compromiso institucional para mejorar la calidad de vida" en *Desastres: Modelo para Armar*, Ed. E. Mansilla, La RED, México, D.F.
- Cardona, O.D., Wiesner, L.R, Guillén, A., Yamín, L.E., & Merlano, S. (2001) Fundamentos para modernizar y armonizar la legislacion sobre prevención y atencion de desastres en Colombia y sustentación de una política de gestion de riesgos. Universidad de los Andes, CEDERI. Estudio para la red de universidades Alma Mater y FOREC.
- Cardona, O.D., Yamín, L.E., Arámbula, S. & Molina, L.F. (2002) *Retención y Transferencia del Riesgo Sísmico en Colombia: Evaluación Preliminar de una Posible Estrategia Financiera y del Mercado Potencial*, Universidad de los Andes, CEDERI. Estudio para el DNP y el Banco Mundial.

- CEN. (2004). Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Eurocode 8, ENV 1998-1. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- CEPAL (1999). El Terremoto de enero de 1999 en Colombia: Impacto socioeconómico del desastre en la zona del Eje Cafetero, mimeo.
- Choi, E., Jeon, JC. (2003). Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zone. KSCE Journal of Civil Engineering. Vol. 7, No. 1 / January 2003, pp. 41~51
- Cornell A. (1968). "*Engineering Seismic Risk Analysis*", *Bulletin Seismological Society of America*, Vol 58.
- ERN-AL. (2011). *Metodología de Modelación Probabilista de Riesgos Naturales. Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-1*. Retrieved from Consorcio Evaluación de Riesgos Naturales - América Latina
- Estatuto Orgánico del Sistema Financiero. Decreto 2272 de 1993.
- FEMA. (1999). Hazus Earthquake Loss Estimation Methodology, Technical Manual. Prepared by the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C
- FEMA. (2003). *Hazus - MH 2.1 Technical Manual Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C
- FHWA. (2006). Seismic Retrofitting Manual For Highway Structures: Part 1- Bridges
- García L.E. (2009). *Un enfoque para obtener valores creíbles de aceleración horizontal en roca con base en el catálogo sísmico y una ecuación de atenuación*. Universidad de Los Andes, Bogotá, Julio 16 de 2009. (Comunicación a la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes).
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoyh, E., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, *10*(SI 1), 67-89
- Idriss I. M. & Sun, J. I.(1992). *SHAKE91*.
- INGEOMINAS (2008). *Deformaciones cuaternarias de Colombia, mapa indicativo de fallas y pliegues cuaternarios activos*. Subdirecciones de Geología Básica y Amenazas Geológicas, Bogotá.
- Interconexión Eléctrica S.A. (1989), *Actualización de la información sísmica de Colombia*, Estudio para ISA realizado por ITEC Ltda., Bogotá.
- Ishibashi, I. Zhang, X. (1993*). Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 33, No 1. 1993. pp 182-191

- Kalkan, E., & Chopra, A. K. (2009). *Modal Pushover-based Ground Motion Scaling Procedure for Nonlinear Response History Analysis of Structures.* Paper presented at the Structural Engineering Association of California, Annual Convention, San Diego
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey
- Ministerio de Vivienda, Ciudad, & Territorio de Colombia. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-10). Bogotá D.C., Colombia
- McGuire, R.K. (2004). *Seismic Hazard and Risk Analysis*, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland CA, EEUU, EERI, 221pp.
- Nielson, B. (2005). Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones. Degree Doctor of Philosophy.
- Nielson, B., DesRoches, R. (2006). Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2007; 36:823–839
- Nielson, B., DesRoches, R. (2007). Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States. Earthquake Spectra, Volume 23, No. 3, pages 615–633
- Ordaz M (2000). *Metodología para la evaluación del riesgo sísmico enfocada a la gerencia de seguros por terremoto*. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.
- Ordaz, M., Aguilar, A., & Arboleda, J. (2007). CRISIS 2007. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
- Paris G., (1993) *Fallas activas en Colombia*, Ingeominas, 42pp.
- Paris G, Machette M, Dart R, Haller K (2000). *Map and database of quaternary faults and folds in Colombia and its offshore regions*. United States Geological Survey (USGS). Open file report, 00-0284.
- Parra, S., Sedano, G., Muñoz, E. (2011). Desarrollo de Una Metodología para la Evaluación del Estado de Puentes Existentes. Tesis de Grado Mestría en Ingeniería Civil
- Proyecto Multinacional Andino, (2008) *Atlas de deformaciones cuaternarias de los Andes*, Publicación Geológica Multinacional No.7, Canada.
- Ramírez J.E., S.J. (2004). *Actualización de la historia de los terremotos en Colombia*, Editorial Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, 186pp.
- Reyes, J. C., & Chopra, A. K. (2010). *Modal pushover-based scaling of two components of ground motion records for nonlinear RHA of buildings.* Paper presented at the SEAOC 2010 Convention Procedings, Indian Wells
- Richter, C.F., (1958) *Elementary Seismology*, W.H. Freeman, San Francisco.

- Rivera C., (2000). *Geodynamics of the northern Andes: Subductions and intracontinental deformation (Colombia), Tectonics*, Vol 19 No.5, pp 787-813.
- Taboada A., Rivera L.A., Fuenzalida, A., Cisternas, A., Philip, H., Bijwaard, H., Olaya, J., Rivera C., (2000). *Geodynamics of the northern Andes: Subductions and intracontinental deformation (Colombia), Tectonics*, Vol 19 No.5, pp 787-813. Publicación Especial AIS, Abril 2000.
- Sarria, A., (1995) *Ingeniería Sísmica*, 2ª Edición, Ediciones Uniandes, Bogotá.
- Sarria, A., (2008) *Terremotos e infraestructura*, 2ª Edición, Ediciones Uniandes, Bogotá.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils.* Reporte No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.
- Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., & Carballo, J. E. (1998). Earthquakes, records, and nonlinear responses. *Earthquake Spectra, 14*(3), 469-500
- Sociedad Colombiana de Geotécnia [SCG] (2006). Modelo Geotécnico de la Sabana de Bogotá. Informe preparado para DPAE.
- Suiza de Reaseguros (1988), El Reaseguro de los Ramos Generales- Suiza de Reaseguros. Zurich 1988
- Suiza de Reaseguros (1997), Proportional and non-proportional reinsurance- Swiss Re 1997
- Suiza de Reaseguros (2003), Natural Catastrophes and reinsurance. Swiss Re 2003
- Universidad de los Andes. (2006). *Estudio de actualización de la microzonificación sísmica de Bogotá.* Centro de Estudios Sobre Desastres y Riesgos. CEDERI.
- Yamin, L. E., Ghesquiere, F., Cardona, O. D., & Ordaz, M. G. (2013). *Modelación probabilista para la gestión del riesgo de desastre: el caso de Bogotá, Colombia*. Banco Mundial, Universidad de los Andes.

ANEXO 1– ENSATOS DE CAMPO Y LABORATORIO

ANEXO 2– ESPECTROS DE AMENAZA Y DE AMPLIFICACIÓN

ANEXO 3– MODELACIÓN COMPUTACIONAL DE TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES

ANEXO 4– PRIORIZACIÓN DE PUENTES