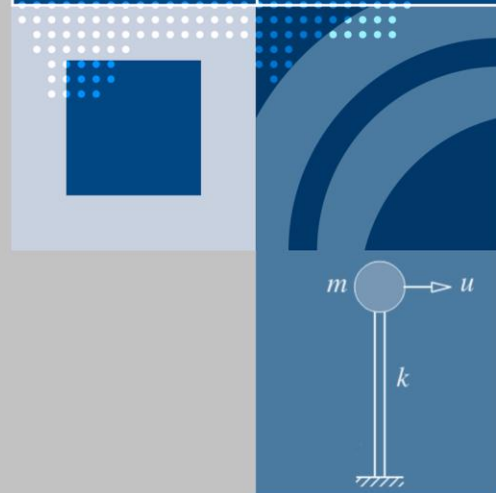
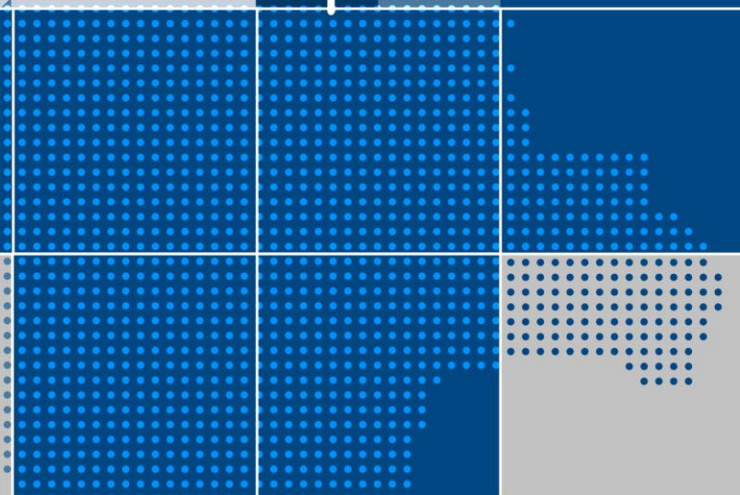
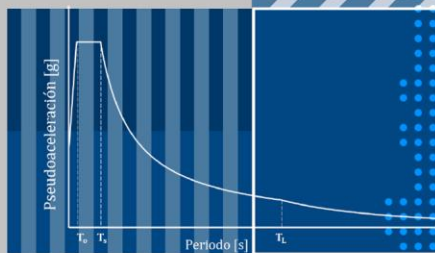
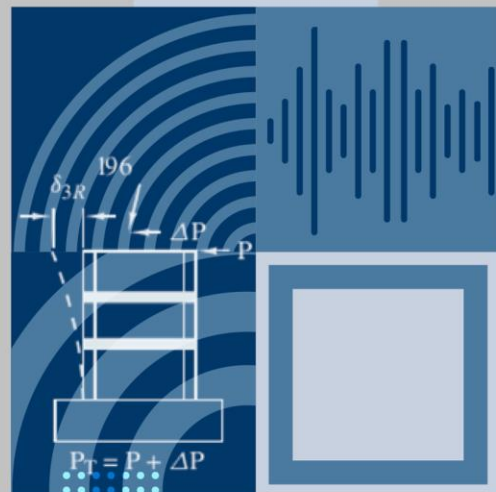


# GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO





Gobierno del Estado Plurinacional de

**BOLIVIA**

Ministerio de Obras Públicas,  
Servicios y Vivienda

# “Guía Boliviana de Diseño Sísmico”



---

## Créditos:

### **Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda - MOPSV**

Ministro: Lic. Hernán Iván Arias Duran

### **Viceministerio de Vivienda y Urbanismo - VMVU**

Viceministro: Lic. Vladimir Rodolfo Ameller Terrazas

### **Dirección General de Vivienda y Urbanismo - DGVU**

Director General: Arq. Hernán Eduardo Aguirre Pacheco

### **Unidad de Políticas de Construcción - UPC**

Jefe Unidad: Abg. Sergio Tito Gonzales Acosta

### **Elaboración de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico:**

Comité Técnico (CT) conformado por Instituciones Públicas y Privadas

Presidente CT: M. Sc. Ing. Rolando Javier Grandi Gómez

Secretario Técnico CT: Arq. Wily Porfirio Callisaya Quispecahuana

### **Dirección:**

Av. Mariscal Santa Cruz esquina Calle Oruro

Edificio Centro de Comunicaciones, 5° Piso.

Teléfonos: (591) 2124382 - 2124384 - 2124389 - Fax: 2124390

[www.mopsv.gob.bo](http://www.mopsv.gob.bo)

[www.vivienda.gob.bo](http://www.vivienda.gob.bo)

La Paz - Bolivia

**Gestión: 2020**



## Comité técnico

N°	MIEMBRO	INSTITUCIÓN
1	M. Sc. Ing. Rolando Javier Grandi Gómez	Sociedad de Ingenieros de Bolivia; Colegio de Ingenieros Civiles de Bolivia
2	M. Sc. Ing. Marcos Helguero Achá	Comité Técnico CTN12.20
3	M. Sc. Ing. Gonzalo Antonio Fernández Marañón	Observatorio San Calixto
4	Ing. Walter Enrique Arce Loza	Observatorio San Calixto
5	M. Sc. Ing. Álvaro Quisberth Huayllani	Facultad Nacional de Ingeniería - U.T.O; ALCONPAT - BOLIVIA (Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción)
6	Ing. Miguel A. Trujillo Mallea	Universidad Mayor de San Andrés
7	M. Sc. Ing. Cristhoffer Tito Águila Gómez	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Oruro
8	D. Sc. Ing. Oscar Fabricio Zuleta Inch	Universidad Católica Boliviana Regional La Paz
9	M. Sc. Ing. Alberto William Gutierrez Salas	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental La Paz; Escuela Militar de Ingeniería Unidad Académica La Paz
10	M. Sc. Ing. Oscar Florero Ortuño	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Cochabamba; Universidad Mayor de San Simón
11	M. en I. Albert Richard Miranda Sivila	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Tarija; Universidad Católica Boliviana Regional Tarija
12	M. Sc. Ing. Patrick Putnam Pareja	Sociedad de Ingenieros de Bolivia Departamental La Paz
13	Ing. Gabriel Guerrero Limachi	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Potosí
14	Ing. Reynaldo Félix Zambrana Enríquez	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Chuquisaca
15	M. Sc. Ing. Bernardo Ugarte Lucuy	Universidad Católica Boliviana Regional Santa Cruz
16	Ing. Carlos Trifon Llanque Choque	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Chuquisaca
17	Ing. Marco Antonio Montaña Carvallo	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Cochabamba
18	M. Sc. Ing. Oscar Luis Pérez Loayza	Universidad Mayor de San Andrés
19	Ing. Jaime Germán Zuleta Iturry	Comité Técnico CTN12.20
20	M. Sc. Arq. José María L. Vargas Aliaga	Universidad Mayor de San Andrés
21	M. Sc. Ing. Luis Miguel Martínez Mansilla	Universidad Autónoma Juan Misael Saracho





22	M. Sc. Ing. Marko Andrade Uzieda	Universidad Mayor de San Simón; Escuela Militar de Ingeniería Unidad Académica Cochabamba
23	Ing. Luis Pablo Burgos Vargas	Universidad Privada Boliviana Campus Cochabamba
24	Ing. Néstor Walter Barrera Romero	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Potosí
25	Ing. Juan Pablo Antezana Arandia	Colegio de Ingenieros Civiles Departamental Pando

## Colaboradores nacionales

El comité desea expresar sus agradecimientos a los siguientes profesionales nacionales que aportaron en distintos momentos para obtener la Guía Sísmica:

Ing. Miguel Muñoz Black

Ing. Carlos Salazar

Ing. Fernando Cerruto

Ing. Gonzalo Dalence

Ing. Ángel Vega

Ing. Estela Minaya

Arq. Víctor Hugo del Carpio

Ing. Efraín Santalla

Ing. Teddy Griffiths

Ing. Grover Claire

Ing. Roberto Vega Lazarte

Ing. Mauricio Sagarnaga Obleas

Ing. Fernando Cabrerizo Torrico

Ing. Guido Ávila Quelali

Ing. Mario Terán Cortez



---

## Colaboradores extranjeros

El comité desea expresar sus agradecimientos a los profesionales extranjeros que colaboraron desinteresadamente con sus sugerencias y comentarios invaluable en la redacción del presente documento, en orden cronológico:

M. Sc. Ing. Javier Cesín Farah (México)

Ing. René Lagos Contreras† (1951 - 2020) (Chile)

Ing. Alfonso Larraín Vial (Chile)

M. Sc. Ing. Jorge Zambrano López (Colombia)

Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconi (Ecuador)

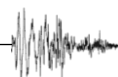
M. Sc. Ing. Juan Alejandro Muñoz Peláez (Perú)

Dr. Ing. Zenón Aguilar Bardales (Perú)

Dr. Ing. Luis Miguel Bozzo Rotondo (Perú – España)

Dr. Ing. Amador Terán Gilmore (México)

Dr. Ing. Roberto Stark Feldman (México)



---

# Presentación

El año 2006 tuve el honor de elaborar la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006 por encargo del Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda con apoyo del Banco Interamericano de Desarrollo que, aunque no era de uso obligatorio, ha servido para realizar diseños sísmicos y para empezar a considerar la Ingeniería Sísmica en Bolivia.

Para actualizar la información el año 2015 publique el Manual de Diseño Sísmico MDS-2015 que también fue muy utilizado.

Considerando mucha información internacional respecto a que la amenaza sísmica en Bolivia es muy alta, el año 2018 elaboré la Guía Boliviana de Diseño Sísmico GBDS-2018 con el respaldo del Ministerio de Obras Públicas, la Sociedad de Ingenieros de Bolivia y el Colegio de Ingenieros Civiles de Bolivia. Esa Guía fue ampliamente difundida y utilizada.

Para mejorar, ampliar y complementar la Guía Sísmica del año 2018, el Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda decide formar el Comité Técnico para obtener una nueva Guía Sísmica en beneficio del estado plurinacional.

El Comité Técnico está conformado principalmente por delegados de los Colegios Departamentales de Ingenieros Civiles y delegados de Universidades Públicas y Privadas.

El Comité Técnico ha empezado a trabajar en abril del 2019, después de 16 meses de intenso trabajo ha logrado obtener la GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO 2020 (GBDS-2020), un documento técnico de alto nivel que permitirá preparar a las estructuras para que resistan sismos acordes a la amenaza sísmica del país con un comportamiento y resistencia adecuados.

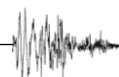
La Guía Sísmica es un documento de vanguardia, que entre sus Títulos destacan los mapas de amenaza sísmica, definición de los tipos de suelo, los factores de importancia de las estructuras, definición de los sistemas estructurales, definición de los espectros de diseño, los métodos de análisis sísmico, consideraciones para la interacción suelo – estructura y la definición de la deriva sísmica.

Las exigencias de la Guía Sísmica en coordinación con un adecuado diseño de hormigón armado utilizando la norma boliviana NB1225001 (basada totalmente en el ACI-318) permitirá mejorar la calidad de las estructuras en Bolivia e incluso mejorar la calidad del trabajo profesional de los ingenieros, arquitectos y constructores.

La Ingeniería Sísmica es muy amplia y especializada, cada día aparecen nuevos desarrollos técnicos, cada día también hay eventos sísmicos, muchos nuevos temas por desarrollar e incorporar, por lo que el Comité Técnico seguirá trabajando para actualizar la Guía.

Msc.Ing. Rolando Javier Grandi Gómez  
Presidente Comité Técnico

Nuestra Señora de La Paz, agosto 2020





**RESOLUCIÓN MINISTERIAL N°**

La Paz,

18 SET. 2020

177

**VISTOS Y CONSIDERANDO**

Que el párrafo I del Artículo 19 de la Constitución Política del Estado señala que toda persona tiene derecho a un hábitat y vivienda adecuada, que dignifiquen la vida familiar y comunitaria.

Que los numerales 11 y 36 del párrafo II del artículo 298 de la Constitución Política del Estado señala que, entre las competencias del nivel central del Estado se encuentran Obras Públicas de Infraestructura de interés del nivel central del Estado; y las políticas generales de vivienda.

Que el numeral 2 del párrafo I del artículo 82 de la Ley N° 031, Marco de Autonomías y Descentralización "Andrés Ibáñez" de 19 de julio de 2010 establece que, de acuerdo a la competencia del numeral 36 del párrafo II del artículo 298 de la Constitución Política del Estado, el nivel central del Estado tendrá entre sus competencias exclusivas: Formular y aprobar políticas generales del hábitat y la vivienda, incluyendo gestión territorial y acceso al suelo, el financiamiento, la gestión social integral, las tecnologías constructivas y otros relevantes, supervisando su debida incorporación y cumplimiento en las entidades territoriales autónomas, sin perjuicio de la competencia municipal.

Que el inciso d) del artículo 70 del Decreto Supremo N° 29894 de 7 de febrero de 2009 de la Estructura Organizativa del Órgano Ejecutivo del Estado Plurinacional, señala como una atribución del Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, formular, promover y ejecutar políticas y normas de mejoramiento urbano y rural en vivienda y servicios de competencia del Ministerio, priorizando las de interés social, de los sectores sociales más deprimidos; coordinando con las entidades territoriales autónomas, las competencias concurrentes.

Que el inciso j) del artículo 70 del Decreto Supremo N° 29894, establece como una atribución del Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, definir y ejecutar planes, programas y proyectos de infraestructura, vivienda, obras civiles y servicios públicos, de interés del nivel central del Estado, en el área de su competencia.

Que el inciso m) del artículo 73 del Decreto Supremo N° 29894, prevé que entre una de las atribuciones del Viceministerio de Vivienda se encuentra la de formular e implementar políticas para el establecimiento de obras públicas de infraestructura como articulador con los sectores y gobiernos autónomos.

Que el Resuelve Primero de la Resolución Administrativa N° 0001 de 27 de febrero de 2019, aprueba el Reglamento para la Conformación del Comité Técnico para la obtención de una Guía Boliviana de Diseño Sísmico – CTGBDS.

Que el artículo 1 del Reglamento para la conformación del Comité Técnico para la Obtención de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico señala que el objeto es establecer la estructura y funcionamiento del Comité Técnico para la obtención de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico (CTGBDS).

Que el artículo 3 del Reglamento para la conformación del Comité Técnico para la obtención de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico establece que la finalidad del presente Reglamento, es la de conformar el Comité Técnico para la obtención de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico – CTGBDS) el cual permitirá definir parámetros de resistencia, cálculo para los diseños de construcción ante cualquier evento sísmico.

Que el artículo 17 del Reglamento para la conformación del Comité Técnico para la Obtención de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico señala que los acuerdos generados durante las sesiones o reuniones serán expuestos mediante un informe técnico, el cual presentado en sesiones del CTGBDS, para su consideración y aprobación por unanimidad de los presentes. De existir objeciones de forma, el informe será devuelto a la Secretaría Técnica para su corrección. Si la objeción es de fondo la misma debe ser tratada nuevamente.

Que el Informe Técnico – CTDGBS de 18 de agosto de 2020, elaborado por el Secretario Técnico del Comité Técnico para la obtención de una Guía Boliviana de Diseño Sísmico –







CTGBDS, concluye que: "El Comité Técnico, después de haber considerado todos los puntos relevantes de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico, teniendo un consenso de todos los participantes, decidió que en reunión de fecha 18 de agosto se realice la lectura y aprobación de cada uno de los títulos y sus anexos, el mismo será plasmada en el acta de reunión para continuar con las gestiones que correspondan ante el MOPSV para su aprobación a través de la Resolución Ministerial correspondiente.

Que según Acta de Reunión Comité Técnico N° 48/2020 de 18 de agosto de 2020, los miembros del Comité revisaron y aprobaron la Guía Boliviana de Diseño Sísmico.

Que mediante Informes INF/MOPSV/VMVU/DGVU/UPC N° 0050/2020 de 01 de septiembre de 2020, e INF/MOPSV/VMVU/DGVU/UPC N° 0051/2020 de 01 de septiembre de 2020, el Viceministerio de Vivienda y Urbanismo dependiente del Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, señala que no tiene óbice técnico ni legal para la prosecución y correspondiente emisión de la Resolución Ministerial que aprueba la Guía Boliviana de Diseño Sísmico en sus doce (12) títulos y tres (3) anexos.

Que el Informe Jurídico MOPSV/DGAJ N° 565/2020 de 10 de septiembre de 2020, emitido por la Dirección General de Asuntos Jurídicos, recomienda emitir la correspondiente Resolución Ministerial que apruebe la Guía Boliviana de Diseño Sísmico, en sus doce (12) Títulos y Tres (3) Anexos.

Que el numeral 22) del párrafo I del artículo 14 del Decreto Supremo N° 29894 de 7 de febrero de 2009 de la Estructura Organizativa del Órgano Ejecutivo del Estado Plurinacional, señala que entre las atribuciones de las Ministras y Ministros del Órgano Ejecutivo, se encuentra la de emitir Resoluciones Ministeriales.

**POR TANTO:**

El Ministro de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, en ejercicio de sus atribuciones, conforme al numeral 22) del párrafo I del artículo 14 del Decreto Supremo N° 29894 de 7 de febrero de 2009 de la Estructura Organizativa del Órgano Ejecutivo del Estado Plurinacional.

**RESUELVE:**

**PRIMERO.- APROBAR** la Guía Boliviana de Diseño Sísmico en sus doce (12) Títulos y Tres (3) Anexos, que en adjunto se encuentran y forman parte integrante de la misma.

**SEGUNDO.-** El Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda a través del Viceministerio de Vivienda y Urbanismo es el encargado de la aplicación y difusión de la presente Resolución Ministerial

Regístrese, comuníquese y archívese.

  
Lic. Hernan Ivan Arias Duran  
MINISTRO  
OBRAS PÚBLICAS SERVICIOS Y VIVIENDA  
ESTADO PLURINACIONAL DE BOLIVIA

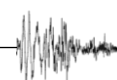




---

# Índice

Título 1	Objeto y campo de aplicación .....	1
1.1	Objeto .....	1
1.2	Campo de aplicación .....	1
Título 2	Amenaza sísmica en Bolivia .....	3
2.1	Marco tectónico, sismicidad y zonificación.....	3
2.2	Zonas asociadas a deformación cortical.....	6
2.3	Zonas asociadas al proceso de Subducción.....	6
2.4	Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia.....	7
Título 3	Clasificación de edificios y estructuras .....	11
3.1	Factor de importancia .....	11
3.1.1	Tipo IV: .....	11
3.1.2	Tipo III: .....	11
3.1.3	Tipo II: .....	11
3.1.4	Tipo I: .....	11
Título 4	Categorías de diseño sísmico .....	13
Título 5	Clasificación de suelos de cimentación.....	15
5.1	Tipos de suelo.....	15
5.1.1	Roca dura (S0) .....	15
5.1.2	Roca (S1).....	16
5.1.3	Suelo muy rígido o roca blanda (S2).....	16
5.1.4	Suelo rígido (S3) .....	16
5.1.5	Suelo blando (S4) .....	16
5.1.6	Suelos en los que se requiere un análisis de respuesta de sitio (S5) .....	16
5.2	Efecto de la topografía y pendientes .....	17
Título 6	Espectro elástico.....	19
6.1	Catálogo y registros sísmicos .....	19
6.2	Envolvente de espectros totales normalizados.....	20
6.3	Espectro de respuesta de desplazamiento máximo normalizado .....	21
6.4	Espectro de respuesta de pseudoaceleración normalizado .....	22
6.5	Espectro de respuesta para diseño .....	22
6.6	Analogía con la norma (ASCE/SEI 7, 2016) .....	24
6.7	Tablas de $F_a$ y $F_v$ en función de la aceleración máxima del suelo (PGA).....	24



Título 7	Espectro de diseño, sistemas estructurales y factores de modificación .....	27
7.1	Espectro de diseño .....	27
7.2	Esfuerzos internos debidos a la acción sísmica .....	27
7.3	Coordinación con otras normas de análisis y diseño .....	27
7.4	Sistemas estructurales .....	27
7.4.1	.....	27
7.4.2	.....	27
7.5	Factor de modificación de respuesta básico $R_0$ y factor $C_{d0}$ .....	28
7.5.1	Viguetas prefabricadas.....	30
7.6	Factores de irregularidad .....	30
7.7	Factor de modificación de respuesta $R$ y factor $C_d$ .....	32
7.8	Modelos estructurales.....	33
7.8.1	Masas para el análisis sísmico.....	33
7.8.2	Diafragmas de piso .....	33
7.8.3	Compatibilidad de deformaciones horizontales .....	34
7.9	Acciones sísmicas sobre la estructura .....	34
7.9.1	.....	34
7.9.2	.....	34
7.10	Desplazamientos por efecto sísmico.....	34
7.10.1	.....	34
7.10.2	Consideraciones en estructuras de hormigón armado .....	35
7.11	Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios.....	35
7.11.1	.....	36
7.11.2	.....	36
7.11.3	.....	36
7.12	Planos y memoria cálculo.....	36
7.12.1	.....	36
7.12.2	.....	36
Título 8	Métodos de análisis sísmico.....	39
8.1	Análisis estático .....	39
8.1.1	.....	39
8.1.2	.....	39
8.1.3	Fuerza de corte basal.....	39
8.1.4	Periodo fundamental de la estructura .....	40
8.1.5	Periodo fundamental aproximado.....	40
8.1.6	Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.....	41





8.1.7	Distribución de fuerzas horizontales.....	42
8.1.8	Torsión inherente .....	42
8.1.9	Torsión accidental.....	42
8.1.10	Resistencia al vuelco.....	42
8.1.11	Determinación de la deriva de piso .....	42
8.1.12	Cortante basal mínimo para el cálculo de derivas de piso.....	43
8.1.13	Periodo para el cálculo de las derivas de piso .....	43
8.1.14	Efectos P-Delta.....	43
8.2	Análisis modal espectral .....	44
8.2.1	Número de modos.....	44
8.2.2	Parámetros de respuesta modal.....	44
8.2.3	Parámetros de respuesta combinada.....	44
8.2.4	Valores del cortante basal modal y cortante estático .....	44
8.2.5	Escalado de fuerzas .....	45
8.2.6	Escalado de derivas .....	45
8.2.7	Amplificación por torsión accidental.....	45
8.2.8	Efectos P-Delta .....	45
8.2.9	Interacción suelo-estructura .....	45
8.2.10	Modelado de la estructura.....	46
8.3	Análisis lineal tiempo–historia .....	46
8.3.1	Requerimientos generales.....	46
8.3.2	Requerimientos generales para el modelado.....	46
8.3.3	Selección y modificación de los registros de aceleración.....	47
8.3.4	Aplicación de los registros de aceleración .....	47
8.3.5	Modificación de la respuesta para el diseño.....	48
8.3.6	Envolvente de fuerzas .....	49
8.3.7	Envolvente de desplazamientos .....	49
Título 9	Fundaciones e interacción suelo-estructura .....	51
9.1	Base de diseño.....	51
9.2	Estudio geotécnico .....	51
9.3	Reducción de efecto de volteo de las fundaciones .....	51
9.4	Presiones del suelo.....	51
9.5	Requisitos adicionales para situaciones especiales .....	51
9.6	Estructuras tipo poste.....	52
9.7	Arriostre de fundaciones .....	52
9.8	Requisito general de diseño de pilotes.....	52



9.9	Interacción suelo-estructura.....	52
Título 10	Elementos no estructurales.....	59
10.1	Alcance.....	59
10.1.1	Excepciones.....	59
10.2	Evaluación de la acción sísmica sobre partes de la construcción.....	59
10.2.1	Factor de importancia de elementos no estructurales.....	60
10.2.2	Factor de amplificación dinámica.....	60
10.2.3	Factor de modificación de respuesta .....	60
10.2.4	Factor de magnificación en altura.....	62
10.3	Soportes, vínculos y fijaciones.....	62
10.4	Deformaciones.....	62
10.5	Análisis por métodos dinámicos.....	63
Título 11	Instrumentación sísmica .....	65
Título 12	Vulnerabilidad y refuerzo sísmico.....	67
12.1	Recopilación de la información.....	67
12.1.1	Investigación Preliminar.....	67
12.1.2	Investigación Detallada .....	67
12.2	Evaluación (diagnóstico) de la estructura existente.....	67
12.3	Reparación, rehabilitación y/o refuerzo .....	68
12.4	Documentación del proyecto de evaluación e intervención.....	68
Título 13	Anexos .....	69
13.1	A1 - Amenaza sísmica en Bolivia.....	69
13.1.1	Introducción.....	69
13.1.2	Marco tectónico y sismicidad.....	69
13.1.3	Catálogo sísmico.....	73
13.1.4	Metodología .....	77
13.1.5	Resultados PSHBO.....	83
13.1.6	Conclusiones y recomendaciones.....	85
13.1.7	Bibliografía del A1 .....	86
13.2	A2. Espectros de diseño .....	91
13.2.1	Introducción.....	91
13.2.2	Catálogo y registros sísmicos .....	91
13.2.3	Obtención del movimiento del terreno .....	94
13.2.4	Envoltentes de espectros de respuesta normalizados EO y NS .....	96
13.2.5	Envoltente de espectros totales normalizados.....	97
13.2.6	Espectros de respuesta de desplazamientos máximos normalizados .....	99



---

13.2.7	Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones normalizados .....	99
13.2.8	Propuesta de espectro de diseño para Bolivia .....	100
13.2.9	Espectros de respuesta para diseño de la norma (ASCE/SEI 7, 2016) ...	101
13.2.10	Determinación de las tablas de $F_a$ y $F_v$ en función del PGA.....	102
13.2.11	Ejemplos de aplicación .....	103
13.2.12	Limitaciones y recomendaciones .....	105
13.3	A3. Propuesta: Programa de instrumentación de acelerómetros nacional ...	106
13.3.1	Introducción.....	106
13.3.2	Instrumentación.....	106
13.3.3	Instrumentación bajo el contexto Sismo Tectónico .....	107
13.3.4	Monitoreo estructural de obras civiles .....	107
13.3.5	Costo de instalación y mantenimiento .....	109
Título 14	Bibliografía .....	111



## Título 1 | Objeto y campo de aplicación

### 1.1 Objeto

Esta Guía proporciona los criterios mínimos a seguir para el diseño sísmico de edificaciones y obras a las que le sea aplicable.

Esta Guía junto con las normas de diseño específicas [para hormigón estructural (NB 1225001)] está orientada a lograr estructuras que:

Bajo el sismo con periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, definido según los lineamientos de esta Guía, podrían experimentar daños considerables con baja probabilidad de colapso.

Bajo sismos frecuentes u ocasionales podrían presentar daños menores dentro de límites aceptables en elementos estructurales y no estructurales.

El objetivo primario de esta Guía es salvaguardar la vida e integridad física de las personas, reduciendo a un mínimo la posible pérdida de vidas humanas, reducir los daños materiales y las pérdidas económicas producidas por los sismos.

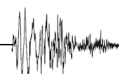
### 1.2 Campo de aplicación

Esta Guía aplica al análisis, diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes, además se incluyen recomendaciones para realizar el diagnóstico y refuerzo sísmico de estructuras.

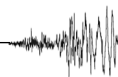
Los requisitos contenidos en esta Guía se refieren específicamente a edificaciones públicas y privadas, tales como: edificios de vivienda, comercio, oficinas, hoteles, restaurantes, centros religiosos, teatros, cines, museos, parqueos, escuelas, clínicas, hospitales, universidades, centros culturales, deportivos, estadios, coliseos, terminales de transporte, aeropuertos, fábricas, bodegas y otras similares.

Esta Guía no contempla recomendaciones específicas para el diseño sismorresistente de estructuras especiales tales como: puentes, viaductos, túneles, represas, tanques, obras hidráulicas, redes de distribución (agua, gas, comunicaciones, electricidad), torres de transmisión, chimeneas, industrias que puedan contener materiales y sustancias tóxicas o explosivas, fundaciones de equipos industriales y similares; para las cuales se debe recurrir a normativa específica.

*Nota:* En tanto se complementa esta Guía de diseño sísmico con requisitos especiales, los lineamientos básicos pueden servir de referencia para realizar diseños específicos de las estructuras no contempladas.



**Página intencionalmente en blanco**



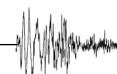
## Título 2 | Amenaza sísmica en Bolivia

### 2.1 Marco tectónico, sismicidad y zonificación

La actividad tectónica en Bolivia está asociada al proceso de subducción entre la Placa Nazca (oceánica) que se hunde por debajo de la Placa Sudamericana (continental), por la fosa Perú – Chile (Ward, y otros, 2013), (Eichelberger, y otros, 2015), (Ryan, y otros, 2016), (Anderson, y otros, 2017), con una dirección de convergencia ENE-WSE, a una velocidad constante de 78 mm/año (DeMets, Gordon, Argus, & Stein, 1990).

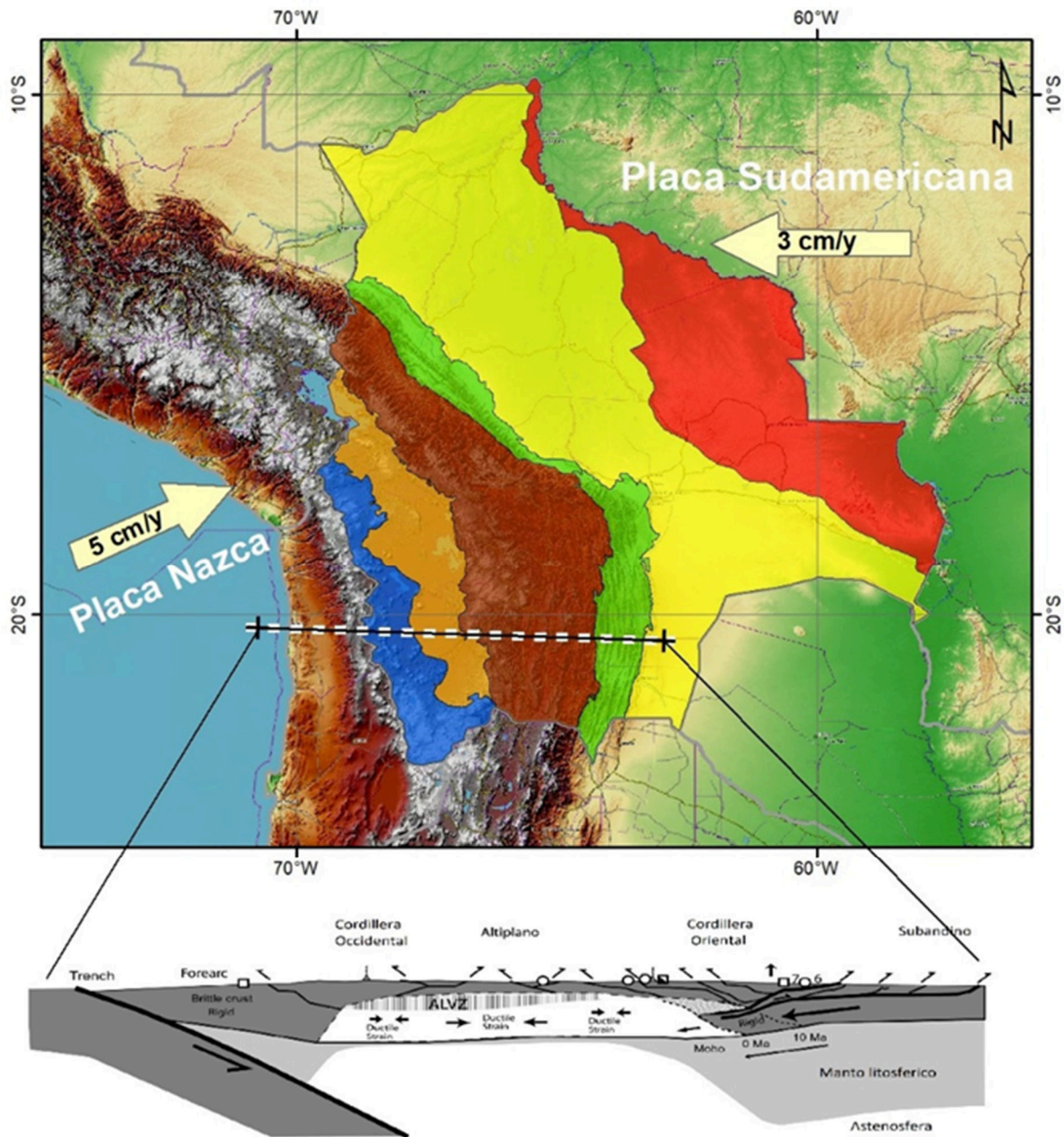
Bolivia está ubicada en la región más alta y más ancha de los Andes Centrales, denominado Oroclino boliviano (Randall, Taylor, & Grocott, 1996), (Roperch, Fornari, Hérail, & Parraguez, 2000), que se caracteriza por la intensa deformación cortical. Este segmento corresponde a la deflexión de los rasgos estructurales y morfológicos de los Andes, por desarrollo de la cadena andina con una dirección NO en la parte septentrional y NS en la parte meridional, que involucran a la vez importantes elementos estructurales, los cuales se manifiestan desde el cratón brasileño hasta la Cordillera Occidental de los Andes. Las unidades morfotectónicas de Bolivia (**Figura 2-1**) se describen brevemente a continuación:

- La Cordillera Occidental es el arco volcánico activo y consiste en volcanes andesíticos del Mioceno y Cuaternario (Lamb & Hoke, 1997), compuesto por estratovolcanes andesíticos a dacíticos con picos que exceden los 6000 m de altura y depósitos de ignimbrita asociados. Durante el Oligoceno y el Mioceno, esta región fue una cuenca subsidente (Lavenu, 1986) coetánea con un vulcanismo calco-alcálico.
- El Altiplano se encuentra entre las Cordilleras Occidental y Oriental, es una meseta alta y plana cuya elevación promedio es de 4000 m.s.n.m. y es esencialmente una región de drenaje interno (Lamb & Hoke, 1997). Los extensos salares de Uyuni y Coipasa, además del lago Poopo, son los remanentes de lagos que alguna vez fueron extensos del Pleistoceno (Servant & Fontes, 1978). El Altiplano ha sido un importante lugar de sedimentación, donde se han acumulado espesas secuencias cenozoicas.
- La Cordillera Oriental es una alta cordillera con altitudes superiores a 4000 m.s.n.m. corresponde a una compleja faja plegada y corrida inactiva que contiene plutones del Triásico y del Mioceno (Isacks, 1988), (Kley, 1999), (McQuarrie & DeCelle, 2001), (Gillis, Horton, & Grove, 2006). En la región del *Boomerang* se encuentran una serie de cuencas del Plio-Pleistocenas dentro de la Cordillera Oriental. Estos están delimitados por fallas normales y transcurrentes (Dewey & Lamb, 1992), (Kennan, 1994).
- La zona subandina es el piedemonte oriental de la Cadena Andina (Cordillera Oriental (Dumont, 1996)) y corresponde a una compleja faja plegada y corrida; la deformación comenzó durante el Oligoceno y continuó a lo largo del Neógeno (Baby, Hérail, Salinas, & Sempere, 1992), y el Cuaternario (Dumont, 1996). Este complejo sistema de serranías anticlinales de secuencias mesozoicas y paleozoicas, están separadas por amplios valles sinclinales del Cenozoico (Lamb & Hoke, 1997).
- Llanura Chaco Beni es una cuenca moderna del antepaís sustentada por el Escudo Brasileño, que ha sido un núcleo estable de América del Sur desde el Proterozoico (Litherland & Power, 1989) y está cubierto por hasta 5 km de sedimentos neógenos. (Dumont, 1996) observó dos fallas con dirección hacia el Norte cortando las capas de conglomerado y arena de una terraza superior del Río Beni.



## 2.1 Marco tectónico, sismicidad y zonificación

- El Escudo brasileño está constituido por rocas graníticas y metamórficas de edad precámbrica, que la erosión ha disectado formando una planicie (Russo, 1996).



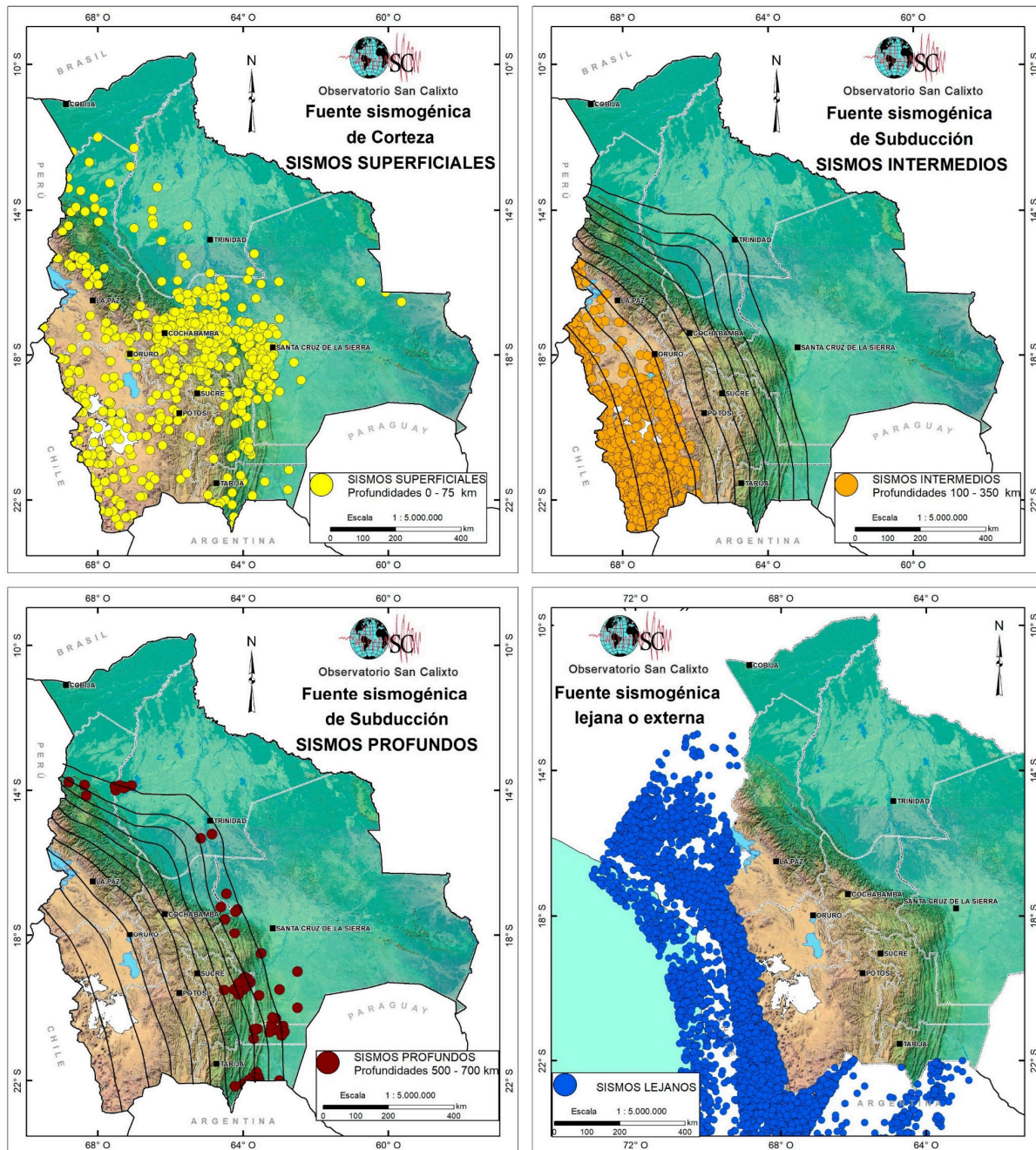
**Figura 2-1. Mapa de unidades Morfoestructurales de Bolivia, modificado de (Lamp, 2016)**

La sismicidad presente en territorio nacional está asociada al proceso de subducción de placas tectónicas (Nazca y Sudamérica) y a la dinámica de deformación cortical de cada una de las unidades tectónicas presentes en el interior del continente. En Bolivia, los principales sistemas de fallas se encuentran en la Cordillera Occidental, el Altiplano, Cordillera Oriental, Subandina, Llanura Chaco-beniana y Cratón Brasileño. En la [Figura 2-2](#) se presenta el mapa de la actividad sísmica entre 1900 y 2018 ( $M_w > 3.50$ ). Los sismos han sido diferenciados por su rango de profundidad focal en superficiales ( $h < 75$  km), intermedios ( $100 < h < 350$  km) y profundos ( $350 < h < 700$  km). Así también consideramos la fuente sismogénica Lejana cuyo epicentro se



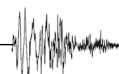


localiza en los países vecinos (Perú, Argentina y Chile), representando una amenaza para algunas ciudades de Bolivia que depende de la magnitud y profundidad.



**Figura 2-2. Fuentes sísmogénicas para el territorio nacional (PSHBO, 2019).**

En este estudio se presentan 13 zonas sísmicas (**Figura 2-3**) distribuidas de la siguiente manera: F1 a F8 zonas asociadas a deformación cortical (zona occidental, altiplánica, oriental, boomerang, cratónica, cordillera argentina, occidental peruana y altiplano peruano) y F9 a F13 zonas asociadas al proceso de subducción (zona de interplaca, intraplaca intermedia e intraplaca profunda). Cada una de estas zonas posee características particulares, afectando de manera diferente a las estructuras.



## 2.2 Zonas asociadas a deformación cortical.

- F1 - *Zona Occidental*, se caracteriza por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes bajas a moderadas (ejemplo sismo Cumujo – Oruro del 6 de noviembre de 1995, destruyendo varias viviendas de adobe), relacionados al arco volcánico y a varios sistemas de fallas normales que se encuentran cubiertas (Baby, Herail, Salinas, & Sempere, 1992).
- F2 - *Zona Altiplánica*, esta zona se caracteriza por la baja sismicidad y la deformación extensional (ejemplo sismo ciudad de Oruro del 6 de mayo de 2012 causando pánico en la población alcanzando una intensidad de V MM) según (Assumpção & Araujo, 1993).
- F3 - *Zona Oriental*, está constituida por la Cordillera Oriental y del Subandino, caracterizados por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes bajas a moderadas, siendo los más representativos el sismo de Consata - Mapiri, La Paz del 24 de febrero de 1947 (Cordillera Oriental) y los terremotos devastadores que ocurrieron en 1887 y 1899 causando daños en la población de Yacuiba (Subandino).
- F4 - *Zona Boomerang*, se caracteriza por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes moderadas a altas (Postrervalle - 1957, Aiquile – 1998, etc.), relacionados a la curvatura de la Cordillera de los Andes; donde son acumulados importantes esfuerzos, debido al *sobrecabalgamiento* el Escudo Brasileiro por la zona Subandina y la Cordillera Oriental Neógeno (Baby, Herail, Salinas, & Sempere, 1992).
- F5 - *Zona Cratónica*, conformada por Llanura Chaco beniana y al Cratón Brasileño, la actividad sísmica en estas regiones es baja en comparación con otras zonas morfotectónicas. Posiblemente estos esfuerzos pasan a ser más compresivos hacia al oeste (Assumpção, 1998).
- F6 - *Zona Occidental peruana*, la reciente actividad sísmica se registra el 1 de diciembre de 2016, magnitud 6.0 Mw, localizado en la localidad del departamento de Puno y fue sentido en la ciudad de La Paz con una intensidad de III MM.
- F7 - *Zona Altiplano peruano*, en la parte del Altiplano peruano, es probable que las fallas de empuje migren hacia el Este a medida que aumenten las tensiones verticales en los rangos que forman el borde del eje de la meseta (Suarez-Soruco, 1986); sin embargo, en la última década no se desencadenó ningún evento catastrófico.
- F8 - *Zona Cordillera Argentina*, la ocurrencia de sismicidad como el sismo del 6 de noviembre de 2009 de magnitud 5.5 Mw con epicentro en San Ramón – Argentina, mismo que fue sentido en la ciudad de Tarija con una intensidad de V MM.

## 2.3 Zonas asociadas al proceso de Subducción

- F9 - *Zona interplaca*, en esta zona de contacto sismogénico se generan grandes terremotos, como los ocurridos en 1868, 1877, 2007, etc., sentidos en gran parte del territorio boliviano (Vega, 1996), incluso algunos causaron daños, como es el caso del sismo del 1 de abril de 2014 que ocasionó rajaduras en algunos edificios de la ciudad de La Paz (Minaya, 2014).
- F10, 11 y 12 - *Zona intraplaca intermedia*, la sismicidad en estas zonas ocurre a profundidades entre 100 a 350 km y se distribuyen en la región occidental del país (La Paz, Oruro y Potosí),
- F13 - *Zona intraplaca profunda*, en esta zona se generan sismos de foco profundo (500 a 700 km), En Bolivia éstos se distribuyen por debajo de los departamentos de La Paz (norte), Santa Cruz y Tarija; siendo el del 9 de junio de 1994 el evento más grande registrado instrumentalmente, con una magnitud de 8.0 Mw.



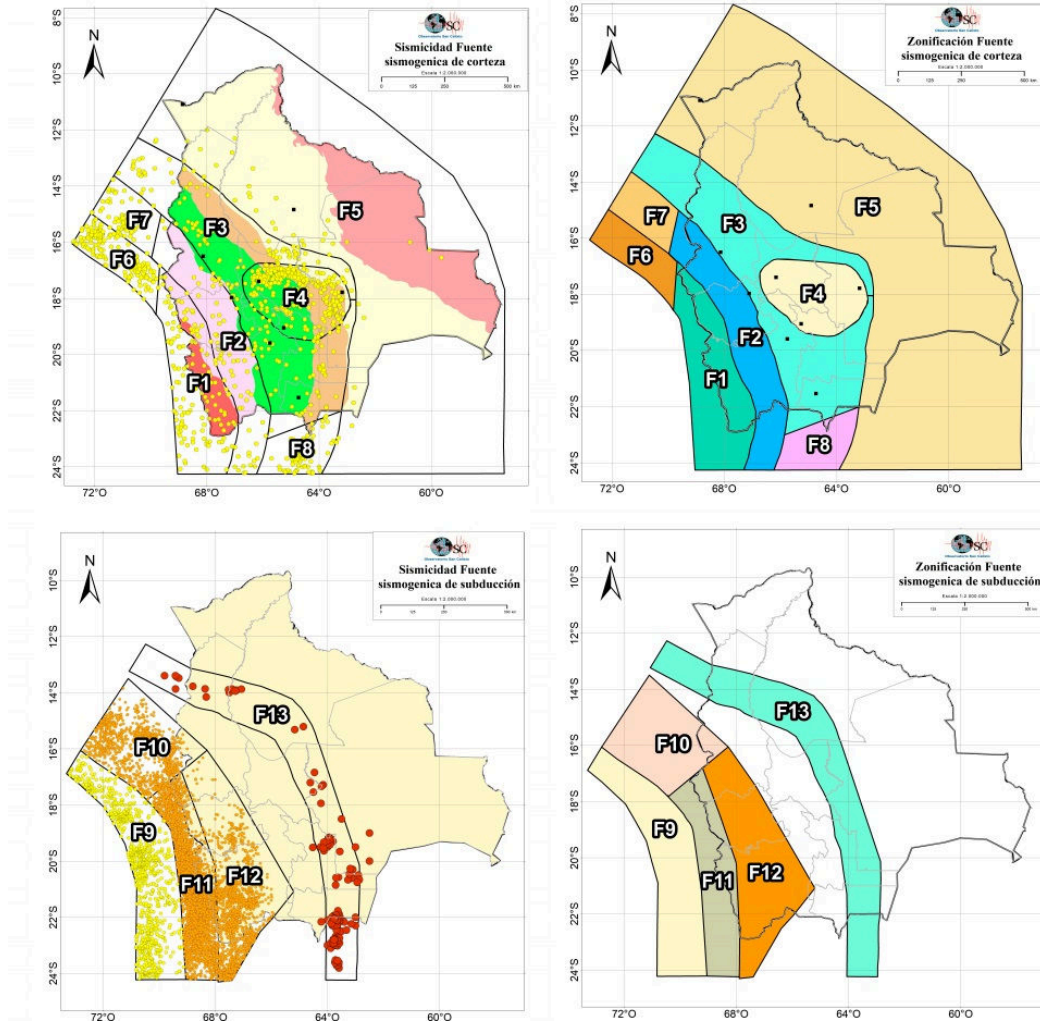


Figura 2-3. Zonificación sísmica para el territorio nacional.

## 2.4 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia.

Para obtener los parámetros sismológicos y el cálculo probabilístico se aplicó el siguiente proceso:

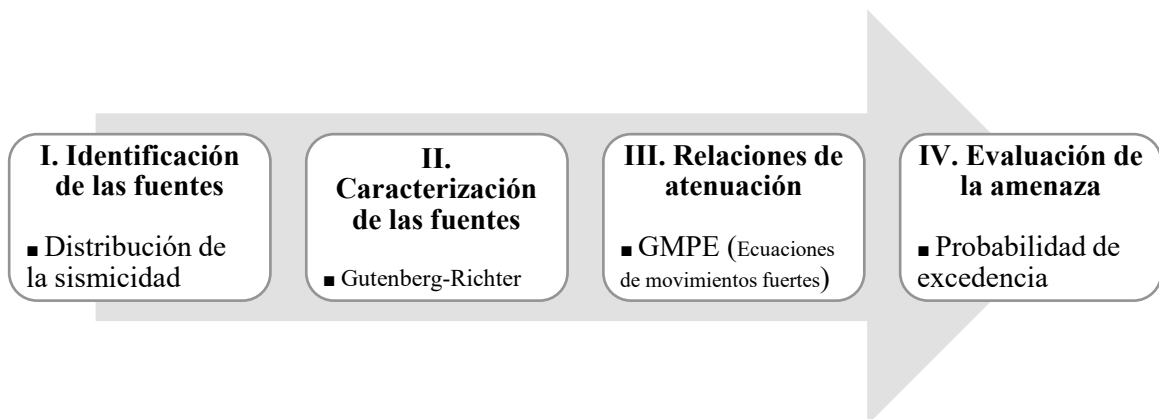
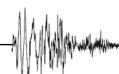


Figura 2-4. Proceso para el cálculo de la amenaza sísmica probabilística.





2.4 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia.

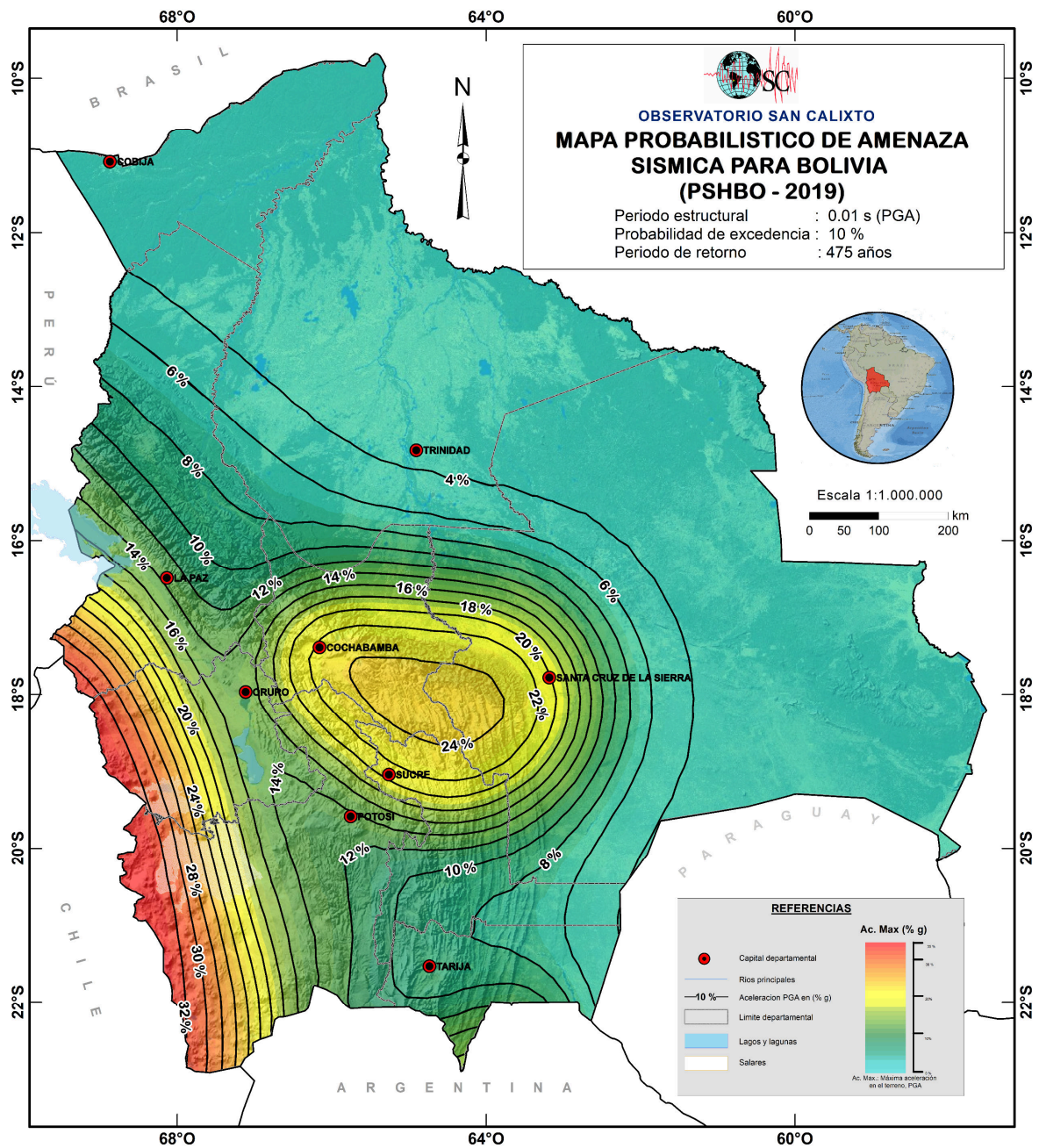
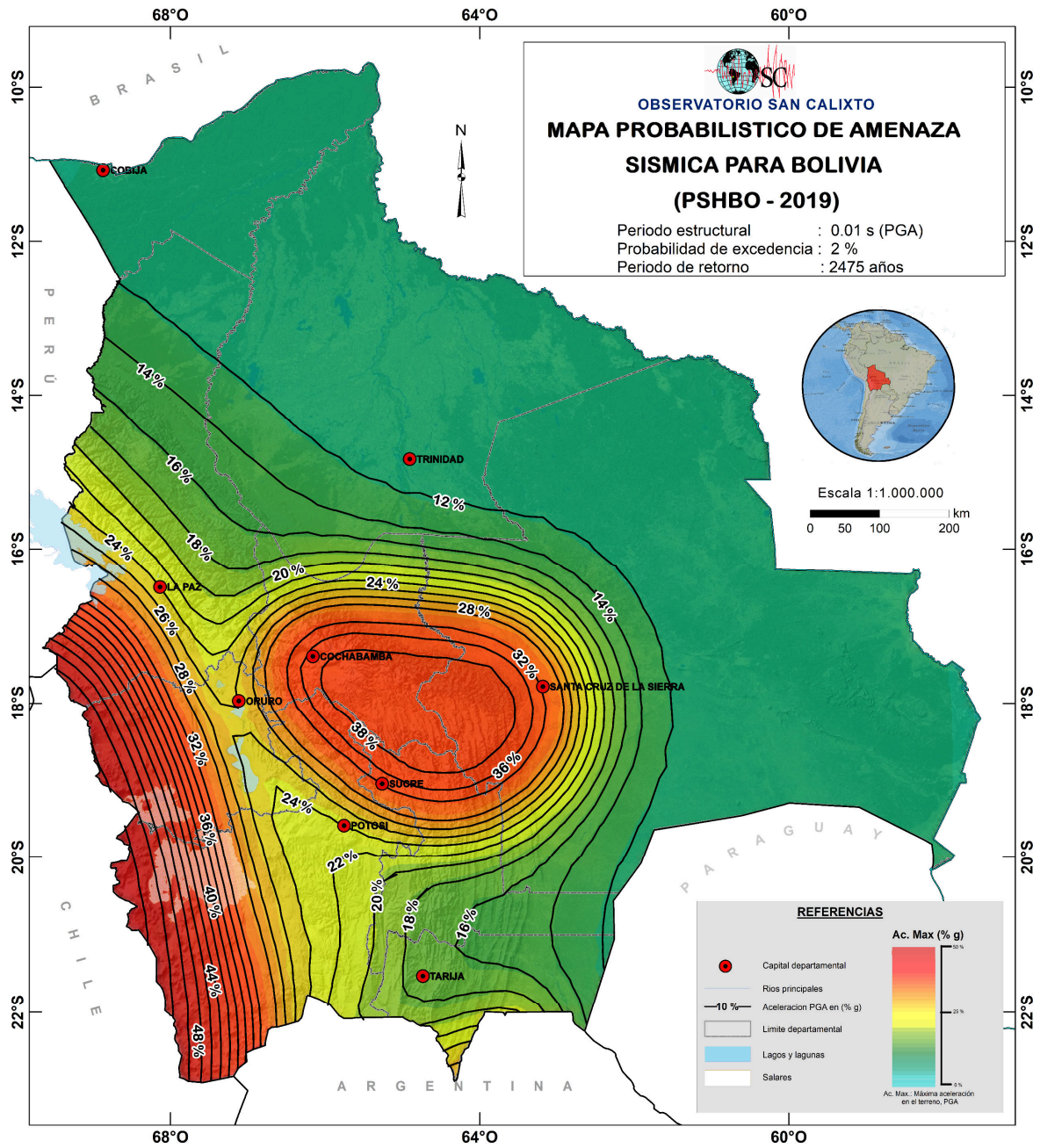


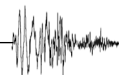
Figura 2-5. Mapa probabilístico de amenaza sísmica para 475 años.





**Figura 2-6. Mapa probabilístico de amenaza sísmica para 2475.**

Tanto en la memoria explicativa desarrollada por el Observatorio San Calixto (PSHBO, 2019), como en la sección 13.1, se cuentan con mayores detalles sobre la obtención de los valores máximos probables de aceleración.



**Página intencionalmente en blanco**



## Título 3 | Clasificación de edificios y estructuras

### 3.1 Factor de importancia

En función del nivel de seguridad estructural que deben tener las edificaciones, cuatro tipos son definidos: I, II, III y IV, asignándose un factor de importancia  $I_e$  especificado en la [Tabla 3-1](#).

#### 3.1.1 Tipo IV:

Pertenecen a este tipo, las estructuras que se espera permanezcan operables después de un evento sísmico, por lo que se incluyen: edificios gubernamentales, de utilidad pública (cuarteles de policías, centrales eléctricas y de comunicación, radioemisoras y canales de televisión públicos, represas, reservorios, plantas de agua potable y de bombeo, etc.) y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe (hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, aeropuertos, sistemas de transporte masivo, etc.).

Edificios industriales que manejen sustancias tóxicas que puedan representar un peligro adicional y/o la contaminación del medio ambiente en caso de colapso de la estructura.

#### 3.1.2 Tipo III:

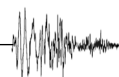
Se contemplan edificios donde frecuentemente existe aglomeración de personas o cuyo contenido es de gran valor para la sociedad (bibliotecas, museos, templos, etc.), también se incluyen los siguientes: oficinas municipales, servicios públicos, salas que reúnan gran cantidad de personas (cines y teatros), estadios, graderías, instituciones educativas (escuelas, parvularios, recintos universitarios), terminales de buses, cárceles, lugares de reclusión, centros comerciales y mercados.

#### 3.1.3 Tipo II:

Edificaciones habituales, tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

#### 3.1.4 Tipo I:

Construcciones aisladas o provisionarias no destinadas a la habitación.





**Tabla 3-1**

*Factores de Importancia ( $I_e$ )*

<b>Tipo</b>	<b><math>I_e</math></b>
IV	1.5
III	1.3
II	1.0
I	0.0



## Título 4 | Categorías de diseño sísmico

A cada estructura se le asigna una categoría de diseño sísmico (CDS) en función del tipo al que pertenece y el nivel de aceleración a la cual va a estar sometida. La CDS de la estructura se define según la **Tabla 4-1** y **Tabla 4-2**, debiendo elegirse la categoría más desfavorable.

**Tabla 4-1**

*Categoría de diseño sísmico en función de  $F_a \cdot S_0^b$  y tipo de edificio*

$F_a \cdot S_0$	Tipo de edificio	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_0 < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_0 < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_0 < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_0$	B, C, D	D

**Tabla 4-2**

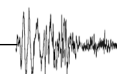
*Categoría de diseño sísmico en función de  $F_v \cdot S_0^b$  y tipo de edificio*

$F_v \cdot S_0$	Tipo de edificio	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_0 < 0.045$	A	A
$0.045 \leq F_v \cdot S_0 < 0.089$	B	C
$0.089 \leq F_v \cdot S_0 < 0.133$	B, C	D
$0.133 \leq F_v \cdot S_0$	B, C, D	D

*Nota:* <sup>a</sup>Los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  en función de  $S_0$ , están especificados en la sección 6.7, <sup>b</sup>Aceleración máxima del suelo  $S_0$  (**Figura 2-5. Mapa probabilístico de amenaza sísmica para 475 años.**)

A los tipos de edificio I, II, III y con  $S_0 \geq 0.330$  les corresponderá la CDS E.

A los tipos de edificio IV y con  $S_0 \geq 0.330$  les corresponderá la CDS F.



Página intencionalmente en blanco



## Título 5 | Clasificación de suelos de cimentación

### 5.1 Tipos de suelo

Para tomar en cuenta los efectos del terreno de fundación en la respuesta sísmica de la estructura, los tipos de suelo se definen en la **Tabla 5-1**, clasificados mediante la velocidad promedio de onda cortante  $V_{s30}$ . Alternativamente para suelos granulares se pueden considerar los resultados de ensayos de penetración estándar  $N_{60}$  y para suelos cohesivos la resistencia al corte en condición no drenada  $S_u$ . Los parámetros geotécnicos deben ser evaluados al menos en los 30 metros superiores del terreno.

En los tipos de suelo que se definen a continuación se supone que las estructuras se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

**Tabla 5-1**

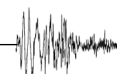
*Tipos de suelo*

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

*Nota:* Deben considerarse los riesgos asociados a la ubicación de la estructura en función del sitio (efectos de sitio), para considerar los fenómenos sísmicos tales como: licuefacción, densificación del suelo, amplificación por condiciones geológicas, topográficas y desplazamientos por fallas. Para estos efectos deben realizarse los estudios técnicos que correspondan y como mínimo cumplirse las disposiciones de esta norma. La elección del sitio de emplazamiento de estructuras especiales, cuyos daños puedan representar peligro a la población, requiere de un estudio de sismicidad que defina si la acción sísmica considerada es aplicable o si se debe considerar en el diseño métodos o estudios de riesgo sísmico especiales.

#### 5.1.1 Roca dura (S0)

Roca sana con velocidad de propagación de ondas de corte mayor a 1500 m/s.



## 5.1 Tipos de suelo

---

### 5.1.2 Roca (S1)

Roca de macizos homogéneos con cierto grado de fracturación con velocidades de propagación de onda de corte entre 760 m/s a 1500 m/s.

### 5.1.3 Suelo muy rígido o roca blanda (S2)

Suelos muy rígidos o roca blanda con velocidades de propagación de onda de corte entre 370 m/s a 760 m/s. En suelos granulares el resultado del ensayo de penetración estándar  $N_{60}$  debe ser mayor a 50 golpes. Para suelos cohesivos la resistencia al corte en condición no drenada  $S_u$  debe ser mayor que 100 kPa.

### 5.1.4 Suelo rígido (S3)

Suelos rígidos con velocidades de propagación de onda de corte entre 180 m/s a 370 m/s. Los suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar  $N_{60}$  entre 15 y 50 golpes y suelos cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada  $S_u$  entre 50 kPa y 100 kPa.

### 5.1.5 Suelo blando (S4)

Suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte menores que 180 m/s. Suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar  $N_{60}$  menores a 15 golpes y suelos cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada  $S_u$  menor a 50 kPa.

### 5.1.6 Suelos en los que se requiere un análisis de respuesta de sitio (S5)

Suelos excepcionalmente flexibles con condiciones geológicas y topográficas desfavorables en los que se deberá realizar un estudio geotécnico especial para determinar el efecto de dicho suelo de fundación sobre la respuesta sísmica de la estructura.

También se consideran dentro de esta clasificación los suelos que cumplan con alguna de las siguientes condiciones:

- Suelos vulnerables a fallas potenciales o colapso bajo cargas sísmicas, tal como suelos susceptibles a licuefacción, arcillas altamente sensitivas y suelos colapsables pobremente cementados.
- Turbas y/o arcillas altamente orgánicas con espesor mayor a 3 m.
- Arcillas de alta plasticidad con  $IP > 75$  y espesores mayores a 7.60 m.
- Arcillas blandas/medias con espesores de más de 37 m.

La **Tabla 5-2** muestra los parámetros de referencia para la clasificación del tipo de suelo.



**Tabla 5-2**

*Parámetros del suelo*

Tipo de suelo	V <sub>s30</sub> (m/s)	N <sub>60</sub> (golpes)	S <sub>u</sub> (kPa)
S0	> 1500		
S1	760 a 1500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

En caso de tener varios estratos de suelo, los valores promedio pueden ser calculados a través de las siguientes fórmulas:

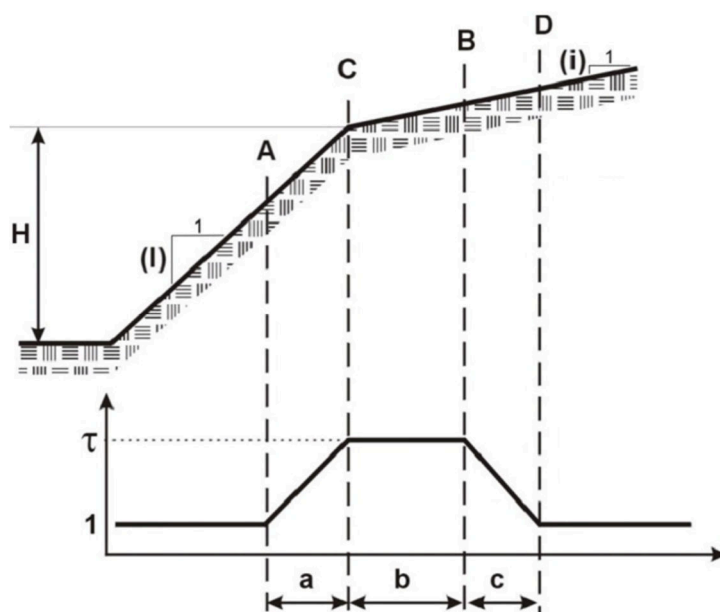
$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad N_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_{60i}}} \quad S_u = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

*n* es el número de estratos y *d<sub>i</sub>* es el espesor del estrato *i*.

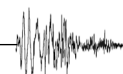
## 5.2 Efecto de la topografía y pendientes

(NF P 06-13, 1995)

Para las obras situadas en el borde de una cresta debe tenerse en cuenta un factor multiplicador  $\tau$ , llamado factor de amplificación topográfica. Este factor multiplicará los valores del espectro de diseño.



**Figura 5-1. Variación del factor multiplicador  $\tau$  según la topografía del sitio, (Maufroy, 2010).**



## 5.2 Efecto de la topografía y pendientes

---

Considerando la arista C de la **Figura 5-1** que delimita dos pendientes:  $I$  cuesta abajo e  $i$  cuesta arriba y si:

$H \geq 10$  m (siendo  $H$  la altura de la arista desde la base de referencia)

$$i \leq 1/3$$

El coeficiente  $\tau$  tendrá los siguientes valores:

### Tramo C-B

$$\begin{array}{ll} \tau = 1.00 & \text{para } (I - i) < 0.40 \\ \tau = 1.00 + 0.80 \cdot (I - i - 0.40) & \text{para } 0.40 \leq (I - i) \leq 0.90 \\ \tau = 1.40 & \text{para } (I - i) > 0.90 \end{array}$$

La longitud  $b$  (proyección horizontal del tramo C-B) expresada en metros es el menor valor de:

$$\begin{array}{l} b = 20 \cdot I \\ b = (H + 10)/4 \end{array}$$

### Tramos A-C y B-D

Serán objeto de una disminución lineal entre los valores 1 y  $\tau$  a lo largo de los tramos A-C y B-D, de longitud:

$$\begin{array}{l} a = A-C = H/3 \\ c = B-D = H/4 \end{array}$$

### Tramo antes del punto A y después del punto D

El factor será  $\tau = 1$

*Nota:* La determinación de  $H$  permite cierto juicio personal. A título indicativo, se puede considerar como base del relieve el punto por debajo del cual la pendiente general del sitio llega a ser inferior a 0.40.





## Título 6 | Espectro elástico

Para esta versión de la Guía sísmica, se ha obtenido un espectro elástico a partir de registros de velocidad de 25 sismos disponibles en la base de datos del IRIS disponible en internet, mismos que fueron registrados en la estación sísmica LPAZ, por lo que representan solamente un punto dentro del país, lo ideal es contar con registros de muchas estaciones en distintas ubicaciones representativas, sin embargo es la mayor cantidad de registros que se hayan analizado de esta manera hasta la fecha; incrementar el número de sensores, es a futuro una tarea para las autoridades e instituciones de investigación.

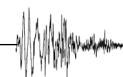
### 6.1 Catálogo y registros sísmicos

En la base de datos del proyecto IRIS, se pueden acceder a una gran cantidad de registros sísmicos, en este estudio se han encontrado 25 registros, cuyos datos se detallan en la **Tabla 6-1**, los epicentros de estos sismos se hallan distribuidos dentro y fuera del territorio Boliviano, la mayor concentración se encuentra entre los departamentos de Cochabamba, Santa Cruz y Chuquisaca, lo cual está en concordancia con la distribución de los sismos más destructivos que se hayan registrado en el país desde épocas coloniales hasta la fecha, el ejemplo más significativo y que es parte de este estudio está dado por el terremoto en Aiquile de 1998.

**Tabla 6-1**

*Catálogo sísmico utilizado*

N°	AÑO	MES	DÍA	MAGNITUD	ESCALA	PROFUNDIDAD (km)	LOCALIDAD	LATITUD	LONGITUD	ESTACIÓN
1	1994	4	3	5.3	mb	37.1	Pojo	-17.7767	-64.8237	LPAZ
2	1994	6	9	8.2	mw	640	Rurrenabaque	-13.8722	-67.5125	LPAZ
3	1998	5	22	6.6	mw	24	Aiquile	-17.8595	-65.539	LPAZ
4	1998	5	22	5.2	mb	34.6	Curadero	-18.0099	-65.126	LPAZ
5	1998	5	22	5.3	mb	33	Toro Toro	-17.9884	-65.81	LPAZ
6	1998	5	26	5.1	mb	33	Mizque	-17.836	-65.3282	LPAZ
7	1998	5	29	5.1	mb	33	Totora	-17.7067	-65.253	LPAZ
8	2004	3	22	5.7	MW	20.1	SaltaLP	-22.9481	-64.4059	LPAZ
9	2007	9	10	5.2	MW	20.2	Perú-Bolivia	-17.2051	-69.4671	LPAZ
10	2008	9	5	4.0	mb	4	Illimani1	-16.6751	-67.5706	LPAZ
11	2009	7	11	4.5	mb	35	Tunari	-17.2142	-66.2975	LPAZ
12	2011	5	13	3.8	MI	26.3	Caluyo	-17.5491	-66.1411	LPAZ
13	2013	7	7	3.4	mb	10	Tiraque	-17.3147	-65.66	LPAZ
14	2013	7	7	4.6	mb	26.9	Punata	-17.5008	-65.7638	LPAZ
15	2013	7	7	3.8	ML	4.2	Punata1	-17.477	-65.78	LPAZ
16	2013	11	9	4.5	mL	21.2	Larati	-17.335	-66.048	LPAZ
17	2014	10	1	5.2	MW	10	Illimani	-16.6358	-67.5421	LPAZ
18	2016	5	22	5.3	Mww	5.3	Tartagal	-22.3467	-64.2278	LPAZ
19	2017	6	11	5.1	mb	10	Yapacaní	-17.5365	-63.9347	LPAZ



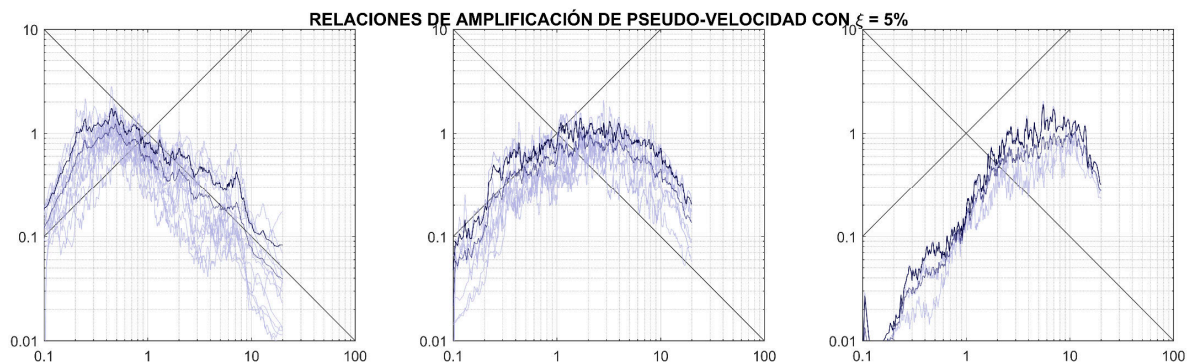
## 6.2 Envoltente de espectros totales normalizados

20	2017	10	6	4.6	mb	35.47	Yapacaní	-17.5732	-64.1786	LPAZ
21	2018	12	20	5.0	mb	10	Chuquisaca	-19.2859	-63.9461	LPAZ
22	2020	5	10	4.3	mb	10	Abapo	-19.0713	-63.6603	LPAZ
23	2020	5	31	6.0	mww	153.41	Juliaca-Perú	-15.2747	-70.663	LPAZ
24	2020	6	29	5.0	mb	35	La Cajita	-18.9626	-63.8071	LPAZ
25	2020	6	29	5.0	mb	37.72	La Cajita1	-18.9254	-63.8484	LPAZ

## 6.2 Envoltente de espectros totales normalizados

(Newmark & Hall, 1982), (Chopra, 2014)

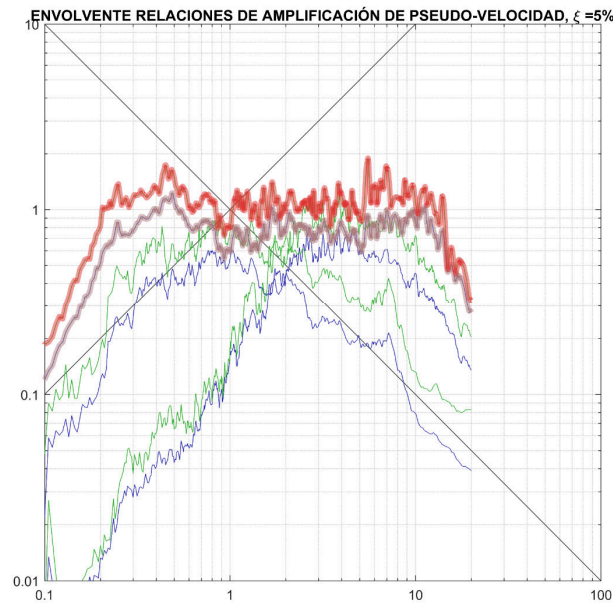
En la **Figura 6-1** se muestran gráficamente los espectros estudiados en tonos grises, en azul claro se muestra la media de los espectros; este espectro tiene un 50% de probabilidades de no ser excedido, en línea azul oscuro se muestra la media más una desviación estándar, la cual tiene una probabilidad del 84% de no ser excedida, siguiendo la regla empírica y asumiendo una distribución normal de los errores.



**Figura 6-1. Clasificación de los espectros según el intervalo de periodos en los cuales tienen su pico máximo. A la izquierda los sismos con picos menores a un segundo, al centro los sismos con picos máximos entre 1 y 10 segundos de periodo y a la derecha los sismos con picos máximos mayores a 10 segundos.**

Es necesario tomar en cuenta los tres escenarios como situaciones distintas e independientes, lo que requiere una vez más hacer una envoltente de las mismas, en la **Figura 6-2** se muestra en color rojo la envoltente de los espectros para un amortiguamiento del 5%, en morado pálido la envoltente de las medias de los tres escenarios planteados.



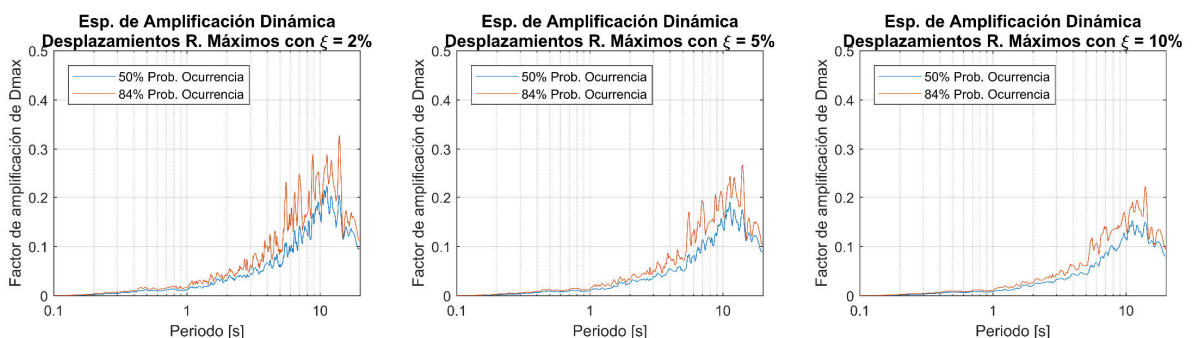


**Figura 6-2. Envolvente total de los espectros de respuesta de pseudovelocidad normalizados.**

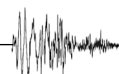
Estas envolventes, constituyen las situaciones más desfavorables que pueden esperarse, por lo que han servido como base de la parametrización del espectro idealizado para diseño sismorresistente.

### 6.3 Espectro de respuesta de desplazamiento máximo normalizado

Como se desarrolla en normativas internacionales, la **Figura 6-3** muestra los espectros de amplificación dinámica de los desplazamientos máximos para las tres relaciones de amortiguamiento estudiadas (2, 5 y 10%), se utilizarán los resultados de los espectros del 5% de amortiguamiento para la calibración de los espectros para diseño, estos espectros pueden multiplicarse por la aceleración máxima del suelo en unidades del sistema internacional y así estimar los desplazamientos máximos a una determinada aceleración del suelo.



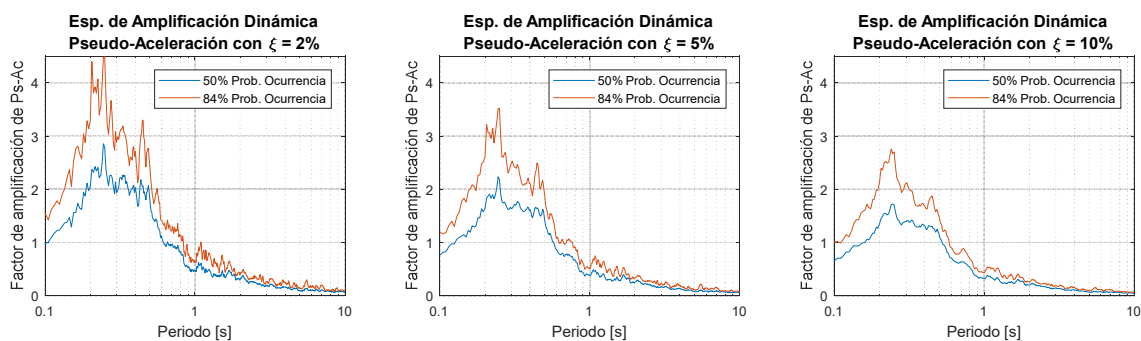
**Figura 6-3. Espectros de amplificación dinámica de desplazamientos máximos.**



## 6.4 Espectro de respuesta de pseudoaceleración normalizado

Frecuentemente, los espectros son determinados en términos de aceleración, para poder multiplicarlos por la masa del vibrador de 1 GL y así poder determinar la fuerza necesaria para obtener la deformación máxima esperada, cuya información es básica en el diseño de estructuras. En la **Figura 6-4** se muestran los espectros de pseudoaceleración normalizados obtenidos a partir de los espectros anteriores.

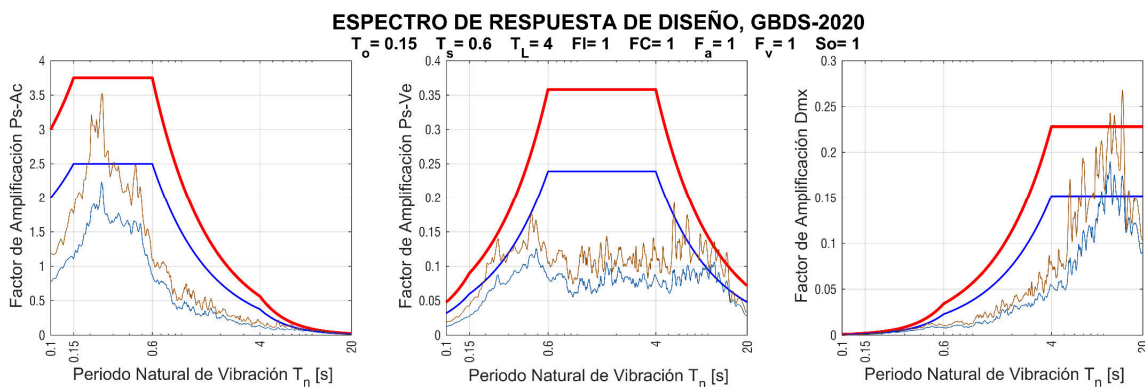
A partir de éstos es posible determinar las frecuencias de corte del espectro, el periodo de inicio de la meseta  $T_0$ , el periodo en el que finaliza la meseta de pseudoaceleración  $T_s$  y periodo en el que finaliza la rama de pseudovelocidad  $T_L$ .



**Figura 6-4. Espectros de amplificación dinámica de pseudoaceleraciones.**

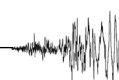
## 6.5 Espectro de respuesta para diseño

A partir del análisis antes descrito, se ha determinado el espectro de respuesta de diseño para Bolivia.



**Figura 6-5. Espectro de respuesta para diseño base.**

Por lo que el espectro de respuesta, denominado en esta Guía como *espectro elástico* queda definido de la siguiente manera:



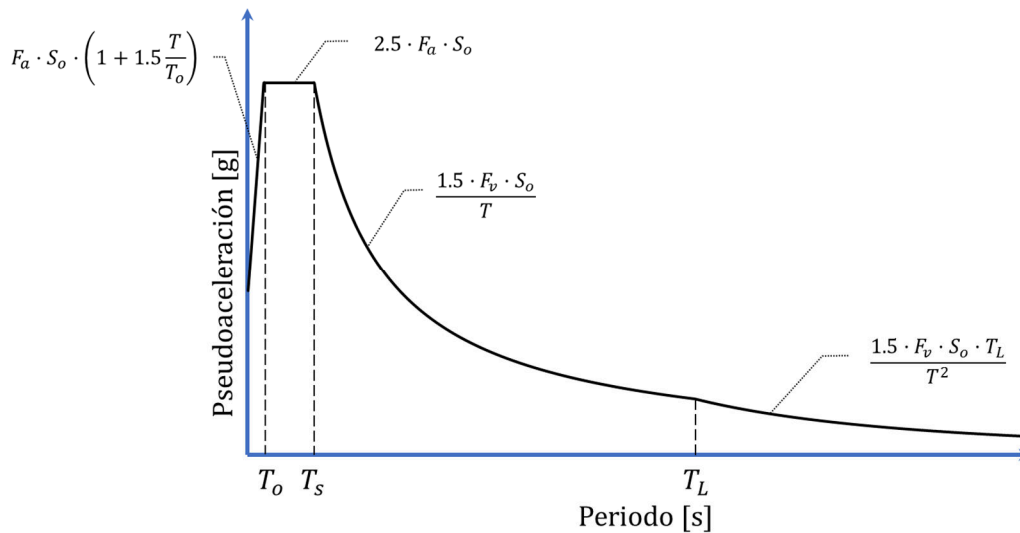


Figura 6-6. Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de [g].

Tabla 6-2

Parametrización del espectro elástico de pseudoaceleración

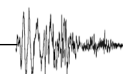
Rama	Pseudoaceleración (S <sub>ae</sub> )
$T < T_0$	$F_a \cdot S_o \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_0}\right)$
$T_0 \leq T \leq T_s$	$2.5 \cdot F_a \cdot S_o$
$T_s < T \leq T_L$	$\frac{1.5 \cdot F_v \cdot S_o}{T}$
$T_L < T$	$\frac{1.5 \cdot F_v \cdot S_o \cdot T_L}{T^2}$

Tabla 6-3

Periodos límite inicial, corto y largo

$T_0$	$T_s$	$T_L$
$0.15 \cdot \frac{F_v}{F_a}$	$0.6 \cdot \frac{F_v}{F_a}$	$4 \cdot \frac{F_v}{F_a}$

Nota: Debido a las condiciones de un determinado punto, éstos tres periodos son móviles y pueden desplazarse según el tipo de suelo, lo cual puede correlacionarse a la realidad boliviana ya que, los centros poblados se encuentran parcial o totalmente emplazados en relleno sedimentario posibles a presentar efectos de sitio, entre ellos la posible amplificación de las ondas sísmicas de periodos largos.



*Nota:* El espectro de diseño que se especifica en el **Título 7**, es el producto del espectro elástico y los factores, de reducción  $R$ , de importancia  $I_e$  y de topografía  $\tau$ .

### 6.6 Analogía con la norma (ASCE/SEI 7, 2016)

Según la norma ASCE/SEI 7 los factores  $F_a$  y  $F_v$  están determinados para distintas magnitudes de aceleración máxima de respuesta espectral tanto para periodos cortos  $S_S$ , como para periodos de un segundo  $S_I$ . En la citada norma, de manera directa se proporcionan mapas con los valores  $S_S$  y  $S_I$ .

Al no disponer de los valores  $S_S$  ni  $S_I$  en el país y contando sólo con aceleraciones del suelo  $S_0$  correspondientes a la amenaza sísmica, se han deducido las siguientes correlaciones entre  $S_0$ ,  $S_S$  [ecuación (6-1)] y  $S_I$  [ecuación (6-2)].

$$S_S = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{DS}}{F_a}$$
$$S_I = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{D1}}{F_v}$$

Del espectro propuesto, se tiene que:

$$S_{DS} = 2.5 \cdot F_a \cdot S_0$$
$$S_{D1} = 1.5 \cdot F_v \cdot S_0$$

Por lo tanto, para el espectro único disponible, se tiene que:

$$S_S = \frac{15}{4} \cdot S_0 \quad (6-1)$$

$$S_I = \frac{9}{4} \cdot S_0 \quad (6-2)$$

En la **Tabla 6-4** y **Tabla 6-5** se muestra  $F_a$  y  $F_v$  en función de  $S_0$ , que está dada por la aceleración máxima del suelo proporcionado por el mapa de amenaza sísmica uniforme del Observatorio de San Calixto que se muestra en la **Figura 2-5**. Se proporcionan estas expresiones ya que permiten al usuario de la Guía, utilizar los capítulos de la normativa (ASCE/SEI 7, 2016) en casos y situaciones que no estén contemplados.

### 6.7 Tablas de $F_a$ y $F_v$ en función de la aceleración máxima del suelo (PGA)

Los efectos del tipo de suelo en la acción sísmica se pueden considerar a partir de la aplicación de los factores  $F_a$  y  $F_v$  en función de la aceleración máxima del suelo PGA ( $S_0$ ).

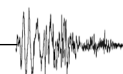


**Tabla 6-4***Coefficiente de sitio de periodo corto  $F_a$* 

Tipo de suelo	$S_0$					
	< 0.067	0.133	0.2	0.267	0.333	> 0.4
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

*Nota:* Se permite interpolación lineal para valores intermedios.**Tabla 6-5***Coefficiente de sitio de periodo largo  $F_v$* 

Tipo de suelo	$S_0$					
	< 0.044	0.089	0.133	0.178	0.222	> 0.267
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	4.2	3.3	2.8	2.4	2.4	2.4

*Nota:* Se permite interpolación lineal para valores intermedios.

Página intencionalmente en blanco





## Título 7 | Espectro de diseño, sistemas estructurales y factores de modificación

### 7.1 Espectro de diseño

El *espectro de diseño*  $S_a$ , es el espectro elástico afectado por los factores, de reducción  $R$  (sección 7.7), de importancia  $I_e$  (sección 3.1) y de topografía  $\tau$  (sección 5.2), definido por:

$$S_a = \frac{I_e \cdot S_{ae} \cdot \tau}{R}$$

$S_{ae}$  = Espectro elástico de pseudoaceleraciones definido en la **Tabla 6-2**.

### 7.2 Esfuerzos internos debidos a la acción sísmica

El análisis para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica se basa en el comportamiento lineal y elástico de la estructura. El dimensionamiento de los elementos estructurales debe hacerse por el método especificado en la norma de diseño relativa a cada material, que puede ser por tensiones admisibles o por el método de los factores de carga y resistencia.

El análisis de los efectos de otras cargas que pueden combinarse con los efectos de la acción sísmica también se basa en la teoría lineal elástica del comportamiento estructural, la combinación se realizará según la (NB 1225002, 2013).

### 7.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño

Las disposiciones de la presente Guía deben aplicarse en conjunto con lo dispuesto en otras normas de análisis y en las recomendaciones específicas de diseño para cada material. En caso de contradicción deben prevalecer las disposiciones de la presente Guía.

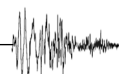
### 7.4 Sistemas estructurales

#### 7.4.1

La transmisión de fuerzas desde su punto de aplicación a los elementos resistentes y al suelo de fundación, debe hacerse en la forma más directa posible, a través de elementos dotados de la resistencia y rigidez adecuadas.

#### 7.4.2

Para la aplicación de la presente Guía se distinguen los siguientes tipos de sistemas estructurales para acción lateral.



### 7.4.2.1 Estructuras de hormigón armado

- *Sistemas de Pórticos* – Cuando al menos 80% del corte basal es resistido por las columnas, mientras que los muros estructurales, en caso de existir, son diseñados solamente para una fracción de la acción sísmica.
- *Sistemas de Muros* – Estructuras en las que los muros son el principal sistema resistente ante la acción sísmica, resistiendo al menos el 70% de la fuerza cortante basal.
- *Sistemas Mixtos o Duales* – La acción sísmica es resistida tanto por pórticos como por muros estructurales. La fuerza cortante que solicita los muros está entre el 20 y el 70% de la fuerza cortante basal.

### 7.4.2.2 Edificaciones con muros de ductilidad limitada

Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de hormigón armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se podrán construir como máximo *ocho* pisos.

### 7.4.2.3 Estructuras de acero

- *Pórticos especiales resistentes a momentos* – Pórticos con significativa capacidad de deformación inelástica en las vigas. Las columnas tienen mayor resistencia que las vigas, inclusive cuando las vigas entran en la zona de endurecimiento por deformación.
- *Pórticos intermedios resistentes a momentos* – Pórticos con limitada capacidad de deformación inelástica.
- *Pórticos ordinarios resistentes a momentos* – Pórticos con mínima capacidad de deformación inelástica.
- *Pórticos especiales concéntricamente arriostrados* – Pórticos arriostrados que tienen significativa capacidad de deformación inelástica, que se presenta en la etapa postcrítica de pandeo de los elementos comprimidos y debido a la fluencia de los elementos traccionados.
- *Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados* – Pórticos con limitada capacidad de deformación inelástica.
- *Pórticos excéntricamente arriostrados* – Pórticos con significativa capacidad de deformación inelástica por flexión y corte en los elementos de arriostramiento.

## 7.5 Factor de modificación de respuesta básico $R_0$ y factor $C_{d0}$

El coeficiente básico  $R_0$ , depende de la ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento del sistema estructural (**Tabla 7-1**), además de los elementos y materiales que lo componen. Cuando en la dirección considerada exista más de un sistema estructural se debe tomar el menor valor de  $R_0$ .

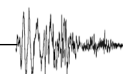


**Tabla 7-1**

*Coefficientes básicos de reducción de  $R_0$  y  $C_{d0}$*

<b>Sistema Estructural</b>	<b><math>R_0</math></b>	<b><math>C_{d0}</math></b>
<b>Hormigón</b>		
<b>Sistema de Pórticos</b>		
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	7	5.5
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2.5
Columnas Conectadas con Entrepisos con Vigas Planas (Pórticos Ordinarios). Altura máxima 27 m.	2.5	1.8
Columnas Conectadas con Entrepisos sin Vigas (Pórticos Ordinarios). Altura máxima 27 m.	2.5	1.8
<b>Sistema de Muros</b>		
Muros estructurales Especiales	6	5.1
Muros estructurales Ordinarios	5	4.5
<b>Sistemas Duales</b>		
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5.5
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5.1
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5	5.3
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5	4.5
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4	3.6
Pórticos Especiales con Muros Especiales Conectados con Entrepisos con Vigas Planas	5.5	4.9
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios Conectados con Entrepisos sin Vigas	4	3.6
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3.6
<b>Acero</b>		
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	4	3.6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados	7	5.5
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados	4	3.6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados	8	5.5
Estructuras definidas con perfiles laminados en frío	3	2.5
<b>Albañilería armada o confinada</b>	3	2.5
<b>Madera diseñada por esfuerzos admisibles</b>	5	4.5

*Nota:* Los pórticos y muros estructurales especiales, intermedios y ordinarios de hormigón armado, están definidos en la (NB 1225001) según su ductilidad y su uso según la CDS. Los pórticos y muros indicados deberán cumplir con los requisitos señalados en la norma citada, para la CDS definida de acuerdo con el tipo de estructura y a la acción sísmica a la que estarán sometidos.



El coeficiente básico de reducción no se aplica a estructuras tipo péndulo invertido.

### 7.5.1 Viguetas prefabricadas

Para que un sistema de piso formado por viguetas prefabricadas funja como diafragma rígido, éste deberá cumplir lo siguiente:

- La altura máxima de la estructura deberá ser 30 m, medidos desde la rasante de vía.
- Altura mínima de 25 cm (Incluye carpeta de compresión).
- Las viguetas deben estar empotradas en vigas de borde por lo menos 10 cm y en vigas centrales por lo menos 7 cm.
- Las viguetas deben empotrarse en vigas *altas* (peraltadas).
- Las viguetas deberán contar con acero de refuerzo sobre los apoyos (vigas y/o muros).
- La carpeta de compresión deberá tener por lo menos 5 cm de espesor y mínimamente contar con una malla de acero de 6 mm cada 25 cm.
- Las losas de viguetas deberán tener una dimensión máxima de 6 x 6 m<sup>2</sup>.
- Las losas de viguetas deberán contar con rigidizadores perpendiculares a las viguetas cada 2 m.
- La separación entre ejes de viguetas debe ser como máximo el doble de la altura de la losa.
- La losa de viguetas deberá ser hormigonada simultáneamente con las vigas de apoyo directo e indirecto.
- Si las viguetas están *simplemente apoyadas* sobre las vigas, entonces no se debe tomar en cuenta la contribución de este tipo de losa a la rigidez lateral de la estructura y tampoco esta losa define un diafragma rígido.

## 7.6 Factores de irregularidad

Los factores de irregularidad en altura  $I_a$  y en planta  $I_p$  consideran la menor capacidad de disipación de energía que tienen las estructuras que no son regulares.

Para estructuras que no presentan las irregularidades descritas en la [Tabla 7-2](#) y [Tabla 7-3](#), los factores  $I_a$  e  $I_p$  son iguales a 1.

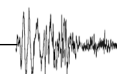
Cuando una estructura tenga varias de las irregularidades descritas en la [Tabla 7-2](#) y [Tabla 7-3](#), se tomará para ese factor el menor valor que corresponda.



**Tabla 7-2**

*Irregularidades en altura y factores de irregularidad  $I_a$*

<b>Irregularidades estructurales en altura</b>	<b><math>I_a</math></b>
<p><b>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</b>                      Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.                      Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.75
<p><b>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil</b>                      Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia de entrepiso inmediato superior.</p>	
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez</b>                      Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.                      Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.50
<p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia</b>                      Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b>                      Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso determinado según la sección 7.8.1, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>                      La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b>                      Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.80
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</b>                      Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0.60



**Tabla 7-3***Irregularidades en planta y factores de irregularidad  $I_p$* 

<b>Irregularidades estructurales en planta</b>	<b><math>I_p</math></b>
<p><b>Irregularidad Torsional</b>            Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{\text{máx}}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{\text{prom}}</math>).            Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la <a href="#">Tabla 7-4</a>.</p>	0.75
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema</b>            Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{\text{máx}}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{\text{prom}}</math>).            Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en <a href="#">Tabla 7-4</a>.</p>	0.60
<p><b>Esquinas Entrantes</b>            La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90
<p><b>Discontinuidad del diafragma</b>            La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.            También existe irregularidades cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.85
<p><b>Sistemas no Paralelos</b>            Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30% ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante de piso.</p>	0.90

## 7.7 Factor de modificación de respuesta R y factor $C_d$

El factor de modificación de respuesta  $R$  se obtiene como el producto del factor de modificación de respuesta básico  $R_0$  determinado a partir de la [Tabla 7-1](#) y los factores  $I_a$  e  $I_p$  obtenidos de la [Tabla 7-2](#) y [Tabla 7-3](#).

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$



El factor de amplificación de desplazamientos laterales  $C_d$  se obtiene como el producto del factor básico de amplificación de desplazamientos  $C_{d0}$  determinado a partir de la [Tabla 7-1](#) y los factores  $I_a$  e  $I_p$  obtenidos de la [Tabla 7-2](#) y [Tabla 7-3](#).

$$C_d = C_{d0} \cdot I_a \cdot I_p$$

## 7.8 Modelos estructurales

### 7.8.1 Masas para el análisis sísmico

Para el cálculo de la masa sísmica se debe considerar la totalidad de las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no podrá ser inferior al 25% en construcciones destinadas a uso privado o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o mobiliarios, ni menor a un 50% en construcciones donde es usual esa aglomeración. En almacenes se recomienda usar el 80% de la sobrecarga de uso y en tanques o silos se debe considerar el 100%.

### 7.8.2 Diafragmas de piso

#### 7.8.2.1

Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes, entonces se puede utilizar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sean necesarios o introduciendo separaciones estructurales. Del mismo modo, se puede incorporar la rigidez a flexión y corte de otro tipo de elementos de piso si se considera que a través de ellos se produce un incremento de rigidez por acoplamiento que modifica los parámetros vibratorios de la estructura, la distribución y magnitud de los esfuerzos sísmicos en los planos o subestructuras verticales resistentes.

#### 7.8.2.2

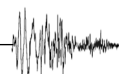
Los edificios de planta irregular (en H, L, T, U, etc.) podrán proyectarse como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismos como un solo conjunto. En caso contrario, cada cuerpo deberá proyectarse como una estructura separada, respetando lo dispuesto en la sección [7.11](#).

#### 7.8.2.3

Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, deberá ponerse especial cuidado en el diseño de las uniones entre las distintas partes que forman la planta.

#### 7.8.2.4

En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, debe verificarse que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas.



### 7.8.3 Compatibilidad de deformaciones horizontales

#### 7.8.3.1

En los edificios con diafragmas horizontales, los métodos de análisis deben satisfacer las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos horizontales de las subestructuras verticales y de los diafragmas horizontales. Estas condiciones deben cumplirse en todos los niveles en que existan diafragmas.

#### 7.8.3.2

En los pisos sin diafragma rígido los elementos resistentes deben calcularse con las fuerzas horizontales que inciden directamente sobre ellos.

## 7.9 Acciones sísmicas sobre la estructura

### 7.9.1

Las estructuras regulares deben ser analizadas como mínimo, para acciones sísmicas independientes según cada una de dos direcciones horizontales perpendiculares (en ambos sentidos) o *aproximadamente* perpendiculares o en las direcciones más desfavorables para el diseño.

En estructuras irregulares la acción sísmica debe ser orientada en la dirección más desfavorable para el diseño.

### 7.9.2

Adicionalmente se deben considerar las sollicitaciones sísmicas verticales en toda la estructura. Se recomienda utilizar como mínimo el 20% de la aceleración horizontal.

Se deben considerar simultáneamente los efectos del sismo vertical y horizontal en la dirección más desfavorable.

*Nota (Recomendación):* Las marquesinas, balcones, aleros y otros elementos vulnerables a la acción vertical del sismo deben diseñarse para una acción vertical igual a las cargas permanentes más la totalidad de la sobrecarga de uso aumentadas ambas en un 30%.

Debe tenerse especial cuidado con el diseño de elementos pretensados, en los cuales la acción sísmica puede producir inversiones de esfuerzos en la estructura.

## 7.10 Desplazamientos por efecto sísmico

### 7.10.1

Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso deben calcularse para las acciones sísmicas de diseño estipuladas en el presente Título y siguiendo los métodos de análisis sísmico del [Título 8](#) | , incluyendo el efecto de la torsión accidental.

Los desplazamientos laterales debidos al efecto sísmico se obtienen mediante.





$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (7-1)$$

$C_d$  = Factor de amplificación de desplazamientos.  
 $\delta_{xe}$  = Desplazamiento determinado por el análisis elástico.  
 $I_e$  = Factor de importancia.

La *deriva*, relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y la altura de piso, no debe ser mayor a la especificada en la **Tabla 7-4**.

**Tabla 7-4**

*Máxima deriva de piso*

Material predominante	$\Delta_i = \delta_i/h_i$
Hormigón armado	0.012
Muros de ductilidad limitada	0.005
Acero	0.010
Albañilería confinada y/o armada	0.004
Madera	0.007

### 7.10.2 Consideraciones en estructuras de hormigón armado

Para la aplicación de esta Guía en el cálculo de las derivas se pueden utilizar secciones brutas sin considerar fisuramiento, ni la contribución de la armadura de refuerzo en la evaluación de los momentos de inercia.

La (NB 1225001) indica el uso de momentos de inercia *modificados* en los elementos estructurales, pero para efectos de esta Guía se pueden utilizar los momentos de inercia *sin modificar*.

El módulo de elasticidad referencial en MPa es de:

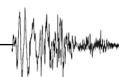
$$E_c = 3830 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (7-2)$$

Pero se recomienda realizar estudios en cada región para determinar de mejor manera este valor.

Para efectos de esta Guía la resistencia  $f'_c$  mínima debe ser de 21 MPa, pero se recomienda utilizar 25 MPa.

## 7.11 Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios

En edificios o en bloques de un mismo edificio que no se diseñen, ni construyan como unidos o interconectados, debe adoptarse la siguiente disposición para permitir su movimiento relativo debido a fuerzas laterales.



### 7.11.1

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia mínima de:

- **Caso 1.** Terreno con edificaciones vecinas existentes o bloques de un mismo edificio, 10 cm.

Si el desplazamiento lateral calculado con la ecuación (7-1) es mayor que este límite, rige el desplazamiento calculado.

- **Caso 2.** Terreno sin edificaciones vecinas, 5 cm.

Si el desplazamiento lateral calculado con la ecuación (7-1) es mayor que este límite, rige el desplazamiento calculado.

Este control deberá realizarse a partir de los 8 metros de altura del edificio en el caso de estar *pareado*.

### 7.11.2

Se admitirá que se cumple con las condiciones de la sección 7.10.1 cuando las separaciones al nivel de cada piso las satisfagan.

### 7.11.3

Las separaciones entre edificios o entre cuerpos de un mismo edificio no son aplicables a las fundaciones, a menos que el proyecto estructural así lo establezca. Los espacios de separación deben quedar libres de escombros y deben permitir movimientos relativos en cualquier dirección. Los elementos de protección de las separaciones deben asegurar la disposición anterior, sin transmitir entre los edificios o partes de edificios adyacentes, fuerzas cuya magnitud sea considerable.

## 7.12 Planos y memoria cálculo

### 7.12.1

Los planos de estructuras deben especificar:

- Calidad de los materiales considerados en el proyecto.
- Ubicación de la obra a la cual corresponde y la aceleración máxima del terreno  $S_0$ .
- El tipo de suelo de fundación (**Tabla 5-1**).

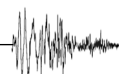
### 7.12.2

La memoria de cálculo debe contener los antecedentes siguientes:

- Descripción del sistema sismorresistente.
- Descripción del método de análisis sísmico, identificando los parámetros utilizados para determinar la sollicitación sísmica.



- Forma en que se han considerado los tabiques divisorios en el análisis y en el diseño.
- Resultados principales del análisis (períodos fundamentales, corte basal en cada dirección de análisis, deformaciones máximas absolutas y de entrepiso, verificación del cumplimiento de la distorsión sísmica, etc.).



**Página intencionalmente en blanco**



## Título 8 | Métodos de análisis sísmico

### 8.1 Análisis estático

#### 8.1.1

El método de análisis estático sólo puede usarse en los siguientes casos:

- En zonas sísmicas con  $S_0 \leq 0.10$ .
- Estructuras sin irregularidades y que no excedan los 30 m de altura.

#### 8.1.2

En el método de análisis, la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos se calculan siguiendo los procedimientos de la estática.

#### 8.1.3 Fuerza de corte basal

La fuerza de corte basal  $V$  está dada por:

$$V = C_s \cdot W$$

donde  $C_s$  es el coeficiente de respuesta sísmica igual a:

$$C_s = \frac{2.5 \cdot F_a \cdot S_0}{(R/I_e)}$$

$W$  = Peso sísmico efectivo.

El valor calculado del coeficiente de respuesta sísmica no debe exceder:

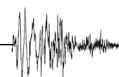
$$C_s = \frac{1.5 \cdot F_v \cdot S_0}{T \cdot (R/I_e)} \quad \text{para } T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{1.5 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T^2 \cdot (R/I_e)} \quad \text{para } T > T_L$$

y tampoco debe ser menor a:

$$C_s = 0.11 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_e \geq 0.01$$

adicionalmente, para estructuras localizadas donde  $S_0$  es mayor a 0.27,  $C_s$  no debe ser menor que:





$$C_s = \frac{9 \cdot S_0}{8 \cdot (R/I_e)}$$

### 8.1.4 Periodo fundamental de la estructura

El periodo fundamental de la estructura  $T$  en la dirección bajo consideración será establecido usando un análisis debidamente justificado que tome en cuenta las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes. El periodo fundamental  $T$  no debe ser mayor al producto del coeficiente  $C_u$  y el periodo fundamental aproximado  $T_a$ . Como una alternativa al análisis para la determinación del periodo fundamental, se permitirá usar directamente el periodo fundamental aproximado  $T_a$ .

**Tabla 8-1**

Coeficiente  $C_u$

$F_v \cdot S_0$	$C_u$
$\geq 0.27$	1.4
0.20	1.4
0.13	1.5
0.10	1.6
$\leq 0.07$	1.7

### 8.1.5 Periodo fundamental aproximado

El periodo fundamental aproximado  $T_a$  puede ser calculado con la siguiente ecuación

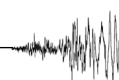
$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

donde  $h_n$  es la altura de la estructura y los coeficientes  $C_t$  y  $x$  se encuentran en la [Tabla 8-2](#).

**Tabla 8-2**

Coeficientes  $C_t$  y  $x$

Tipo de estructura	$C_t$	$x$
Pórticos resistentes a momentos en los que los pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
• Pórticos de acero resistentes a momentos.	0.0724	0.80
• Pórticos de hormigón resistentes a momentos.	0.0466	0.90
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Pórticos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Otros sistemas estructurales.	0.0466	0.75



Alternativamente, para estructuras de hasta 12 pisos, en que cada piso tiene una altura de por lo menos 3 metros y cuando el sistema resistente de las fuerzas sísmicas consiste solamente en pórticos resistentes a momentos de hormigón o acero, se puede calcular el periodo fundamental aproximado  $T_a$ , en segundos, con la siguiente ecuación:

$$T_a = 0.10 \cdot N$$

siendo  $N$  es el número de pisos.

El periodo fundamental aproximado  $T_a$  para mampostería o para muros de cortante de hormigón en estructuras de hasta 36 metros de altura, puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$T_a = \frac{0.00058}{\sqrt{C_w}} \cdot h_n$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A_i}{[1 + 0.83 \cdot (h_n/D_i)^2]}$$

$A_B$  = Área de la base de la estructura ( $m^2$ ).

$A_i$  = Área del alma del muro de cortante  $i$  ( $m^2$ ).

$D_i$  = Longitud del muro de cortante  $i$  (m).

$x$  = Número de muros de cortante en el edificio que resisten las fuerzas laterales en la dirección bajo consideración.

### 8.1.6 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica lateral  $F_x$ , inducida en cualquier nivel será determinada con la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$$

$V$  = Fuerza lateral total de diseño o cortante basal de la estructura.

$w_i$  y  $w_x$  = Porción del peso sísmico efectivo de la estructura  $W$ , localizado o asignado al nivel  $i$  o  $x$ .

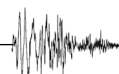
$h_i$  y  $h_x$  = Altura desde la base al nivel  $i$  o  $x$ .

$k$  = Exponente relacionado al periodo de la estructura.

$$k = 1 \quad \text{para} \quad T \leq 0.5 \text{ s}$$

$$k = 2 \quad \text{para} \quad T \geq 2.5 \text{ s}$$

Para estructuras que tienen un periodo entre 0.50 y 2.50 segundos, el valor de  $k$  debe ser interpolado entre 1 y 2.



### 8.1.7 Distribución de fuerzas horizontales

El cortante de diseño sísmico en cualquier piso  $V_x$  será determinado según la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$F_i$  es la porción de cortante sísmico basal inducido en el nivel  $i$ .

El cortante de diseño sísmico en cada piso  $V_x$  será distribuido a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas del piso en consideración, basándose en la rigidez lateral relativa de los elementos verticales resistentes y del diafragma.

### 8.1.8 Torsión inherente

Para diafragmas rígidos la distribución de fuerzas laterales debe considerar el efecto del momento torsional inherente  $M_t$  que resulta de la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. Para diafragmas flexibles, la distribución de fuerzas a los elementos verticales debe tomar en cuenta la posición y distribución de las masas soportadas.

### 8.1.9 Torsión accidental

Cuando los diafragmas son rígidos el diseño debe incluir el momento torsional inherente  $M_t$  resultante de la distribución de las masas de la estructura más el momento torsional accidental  $M_{ta}$  causado por un desplazamiento asumido del centro de masa a cada lado de su ubicación, se asume que este desplazamiento es igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

Cuando las fuerzas producidas por el sismo son aplicadas de forma concurrente en las dos direcciones ortogonales, el desplazamiento del centro de masa no necesita ser aplicado en ambas direcciones ortogonales al mismo tiempo, pero será aplicado en la dirección que produce el efecto más desfavorable.

### 8.1.10 Resistencia al vuelco

La estructura será diseñada para resistir los efectos de vuelco causados por las fuerzas sísmicas determinadas en el [Título 7](#).

### 8.1.11 Determinación de la deriva de piso

La deriva de piso  $\Delta_i$ , será calculada como la diferencia de los desplazamientos en los centros de masa superior e inferior del piso en consideración dividida entre la altura del piso. Cuando los centros de masa no están alineados verticalmente, se permite calcular el desplazamiento inferior del piso basado en la proyección vertical del centro de masa superior.

Para estructuras que tienen irregularidad torsional, la deriva de piso será calculada como la mayor diferencia en desplazamientos de puntos alineados verticalmente en la parte superior e inferior del piso bajo consideración, a lo largo de cualquier borde de la estructura.



El desplazamiento  $\delta_x$  en el nivel  $x$ , usado para el cálculo de la deriva de piso  $\Delta_i$ , será determinado según la siguiente ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (8-1)$$

$C_d$  = Factor de amplificación de desplazamientos.  
 $\delta_{xe}$  = Desplazamiento determinado por el análisis elástico.  
 $I_e$  = Factor de importancia.

### 8.1.12 Cortante basal mínimo para el cálculo de derivas de piso

El análisis elástico del sistema resistente a fuerzas sísmicas para el cálculo de las derivas deberá realizarse usando las fuerzas sísmicas de diseño prescritas en el [Título 7](#).

La ecuación

$$C_s = 0.11 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_e \geq 0.01$$

no necesita ser considerada para el cálculo de las derivas.

### 8.1.13 Periodo para el cálculo de las derivas de piso

Se permite determinar el desplazamiento elástico ( $\delta_{xe}$ ) usando las fuerzas de diseño sísmico basadas en periodo fundamental calculado de la estructura sin considerar el límite superior  $C_u \cdot T_a$ .

### 8.1.14 Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta en cortantes y momentos de piso, así como las derivas de piso inducidas por estos efectos, no necesitan ser considerados cuando el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ), determinado por la siguiente ecuación, es igual o menor que 0.10.

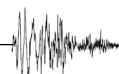
$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$$

$P_x$  = Carga de diseño vertical total en y por encima del nivel  $x$ , para su cálculo los factores de carga individuales no necesitan ser mayores a 1.  
 $V_x$  = Fuerza cortante sísmica actuando entre los niveles  $x$  y  $x-1$ .  
 $h_{sx}$  = Altura de piso por debajo del nivel  $x$ .

El coeficiente de estabilidad no debe ser mayor que:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \cdot C_d} \leq 0.25$$

Siendo  $\beta$  la relación entre la demanda y la capacidad a cortante para el piso entre los niveles  $x$  y  $x-1$ . Conservadoramente, esta relación puede tomarse igual a 1.



## 8.2 Análisis modal espectral

---

Cuando el coeficiente de estabilidad es mayor a 0.10 pero menor o igual a  $\theta_{m\acute{a}x}$ , el incremento relacionado a los efectos P-Delta sobre los desplazamientos y fuerzas será determinado por un análisis racional. Alternativamente, se permite multiplicar los desplazamientos y fuerzas por  $1/(1-\theta)$ .

Cuando  $\theta$  es mayor que  $\theta_{m\acute{a}x}$ , la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada.

Cuando los efectos P-Delta son incluidos en un análisis automático, la ecuación:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \cdot C_d} \leq 0.25$$

debe ser satisfecha, sin embargo, cuando se usan los resultados del análisis P-Delta, el valor de  $\theta$  calculado según:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$$

Puede dividirse por  $(1-\theta)$  antes de ser comparada con  $\theta_{m\acute{a}x}$ .

## 8.2 Análisis modal espectral

### 8.2.1 Número de modos

Se realizará un análisis para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. El análisis incluirá el número suficiente de modos de vibración de manera que se alcance por lo menos la participación modal del 90% de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal.

### 8.2.2 Parámetros de respuesta modal

El valor de cada parámetro de diseño de interés, incluyendo derivas de piso, reacciones en apoyos y fuerzas en elementos individuales para cada modo de respuesta, serán calculados usando las propiedades de cada modo y el espectro de respuesta definido en el [Título 6](#) | dividido por la cantidad  $R/I_e$ . El valor de los desplazamientos y de las derivas deberá ser multiplicado por  $C_d/I_e$ .

### 8.2.3 Parámetros de respuesta combinada

El valor de cada parámetro de interés calculado para los distintos modos deberá ser combinado utilizando el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS), el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC), el método de Combinación Cuadrática Completa modificado por el (ASCE 4, 1998) (CQC-4), o cualquier procedimiento equivalente justificado. Para aquellos casos, en los que modos próximos tengan correlación cruzada significativa en la respuesta traslacional o torsional, se deberá utilizar el método CQC o el CQC-4.

### 8.2.4 Valores del cortante basal modal y cortante estático

Deberá calcularse un cortante basal *modal*  $V_i$  mediante las combinaciones modales en cada una de las direcciones horizontales ortogonales. También deberá calcularse un cortante basal





*estático*  $V$  en cada una de las direcciones horizontales ortogonales usando el periodo fundamental  $T$  y los procedimientos descritos en el Método Estático de la sección 8.1.

### 8.2.5 Escalado de fuerzas

Cuando el periodo fundamental excede  $C_u \cdot T_a$  en una dirección dada, deberá utilizarse  $C_u \cdot T_a$  en lugar de  $T$  en tal dirección.

Cuando la respuesta combinada para el cortante basal modal  $V_t$ , resulte menor que el 100% del cortante basal  $V$  calculado según lo indicado en la sección 8.1.3, debe realizarse una corrección incrementando las fuerzas mediante el siguiente factor de escala:

$$\text{Factor de escala} = \frac{V}{V_t}$$

### 8.2.6 Escalado de derivas

Solo se considerará el escalado de derivas para estructuras localizadas donde  $S_0 > 0.227$ , en este caso el coeficiente basal del método estático debe ser

$$C_s = \frac{9 \cdot S_0}{8 \cdot (R/I_e)}$$

Y cuando el cortante basal combinado del método modal  $V_t$  es menor a  $C_s \cdot W$ , las derivas deben ser amplificadas adicionalmente por:

$$\frac{C_s \cdot W}{V_t}$$

### 8.2.7 Amplificación por torsión accidental

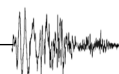
La distribución del cortante horizontal deberá estar en concordancia con el procedimiento de distribución del método de fuerza lateral equivalente (sección 8.1.7), excepto que la amplificación por torsión no sea requerida donde los efectos de torsión accidental son incluidos en el modelo de análisis dinámico.

### 8.2.8 Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta deberán ser determinados en concordancia con la sección 8.1.14 del método estático. El cortante basal utilizado para determinar los cortantes por piso y las derivas de piso deberá ser determinado en concordancia con la sección 8.1.

### 8.2.9 Interacción suelo-estructura

Las solicitaciones transferidas al suelo por las fundaciones pueden suponer que la estructura esta empotrada en la base o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de fundación acorde al [Título 9](#) | .



### 8.2.10 Modelado de la estructura

La estructura debe ser modelada en tres dimensiones (3D). El modelo debe incluir la rigidez y resistencia de todos los elementos significativos para la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura, representando la distribución espacial de masa y rigidez a través de la estructura. En el caso de entrepisos que se consideren como diafragma rígido, por lo menos tres grados de libertad deben ser usados en cada piso, dos grados de libertad horizontales ortogonales y un grado de libertad rotacional con eje vertical.

Cuando el diafragma de piso no es rígido, el modelo debe representar la rigidez del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura.

## 8.3 Análisis lineal tiempo–historia

### 8.3.1 Requerimientos generales

El análisis lineal tiempo-historia consiste en el análisis de un modelo matemático lineal de la estructura, que determina su respuesta ante varios registros de aceleración, a través de métodos de integración numérica. Los registros de aceleración deben ser compatibles con el espectro de respuesta de diseño del lugar de emplazamiento de la obra.

### 8.3.2 Requerimientos generales para el modelado

El modelo matemático de la estructura debe cumplir con lo especificado en la sección [8.2.8](#).

#### 8.3.2.1 Efectos P-Delta

El modelo matemático debe incluir los efectos P-Delta y se debe respetar el límite para el coeficiente de estabilidad  $\theta$ .

#### 8.3.2.2 Torsión accidental

La torsión accidental requerida por la sección [8.1.9](#) debe ser incluida, desplazando el centro de masa a cada lado de su ubicación una distancia igual a 5% de la dimensión horizontal de la estructura en el piso considerado perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

#### 8.3.2.3 Modelado de la fundación

Cuando la flexibilidad del sistema suelo–fundación es considerada, el comportamiento lineal carga versus deformación de la fundación será representada por una rigidez lineal equivalente calculada con las propiedades del suelo que son compatibles con los niveles de deformación asociados con el movimiento sísmico de diseño. El módulo de cortante compatible con las deformaciones  $G$  y la velocidad de onda de corte compatible con las deformaciones asociada  $V_s$  necesarias para el cálculo de la rigidez lineal equivalente, serán determinadas usando los criterios del [Título 9](#) | o basado en un estudio de sitio específico.

Para el análisis sísmico se puede utilizar los apoyos elásticos definidos en el [Título 9](#) | , para obtener los valores máximos de la respuesta, se debe considerar dos maneras:



- Incremento del 50% de los valores de los apoyos elásticos.
- Decremento del 50% de los valores de los apoyos elásticos.

A menos que variaciones menores puedan ser justificadas basadas en mediciones de campo de las propiedades dinámicas del suelo o en mediciones directas de la rigidez dinámica del sistema suelo-fundación.

Los valores máximos de la respuesta serán usados en el diseño.

#### **8.3.2.4 Número de modos en el análisis tiempo–historia de respuesta modal**

El número de modos que deben ser considerados en el análisis están indicados en la sección **8.2.1**.

#### **8.3.2.5 Amortiguamiento**

El amortiguamiento lineal viscoso crítico no debe exceder el 5% para modos con un periodo de vibración mayor o igual a  $T_{inferior}$ .

$T_{inferior}$  es el periodo de vibración para el que se tiene el 90% de participación de masa modal acumulada en cada una de las direcciones ortogonales de respuesta. El modelo matemático usado para calcular  $T_{inferior}$  no debe incluir la torsión accidental, pero sí los efectos P-Delta.

### **8.3.3 Selección y modificación de los registros de aceleración**

Los registros de aceleración del suelo usados para el análisis consistirán en un mínimo de tres pares de registros de aceleraciones ortogonales compatibles con el espectro de respuesta, derivados artificialmente o de registros de eventos sísmicos.

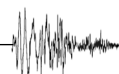
#### **8.3.3.1 Procedimiento para compatibilizar registros.**

Los registros de cada componente de aceleración del suelo deben ser compatibilizados dentro del rango de periodos  $0.8 \cdot T_{inferior}$  y  $1.2 \cdot T_{superior}$ .

$T_{superior}$  es el mayor periodo fundamental de vibración de las dos direcciones ortogonales, el modelo matemático usado para calcular  $T_{superior}$  no debe incluir la torsión accidental, pero sí los efectos P-Delta. En este rango de periodos y en cada dirección de respuesta, el promedio de las ordenadas de pseudoaceleración para 5% de amortiguamiento calculadas usando los registros de aceleración compatibilizados, no debe exceder ni ser menor al espectro de respuesta por más del 10%.

### **8.3.4 Aplicación de los registros de aceleración**

Dos direcciones ortogonales designadas por  $X$  e  $Y$  serán seleccionadas para todos los análisis de respuesta tiempo-historia. Los registros de aceleración serán aplicados independientemente en las direcciones  $X$  e  $Y$ .



### 8.3.5 Modificación de la respuesta para el diseño

#### 8.3.5.1 Cálculo del máximo cortante basal elástico e inelástico

Para cada par de registros de aceleración analizados, serán determinados cortantes basales elásticos máximos,  $V_{EX}$  y  $V_{EY}$ , en las direcciones  $X$  e  $Y$ , respectivamente. El modelo matemático usado para calcular el cortante basal elástico máximo no debe incluir la torsión accidental.

Para cada par de registros de aceleración analizados, serán determinados cortantes basales inelásticos máximos,  $V_{IX}$  y  $V_{IY}$ , en las direcciones  $X$  e  $Y$ , respectivamente, calculados según:

$$V_{IX} = \frac{V_{EX} \cdot I_e}{R_X}$$

$$V_{IY} = \frac{V_{EY} \cdot I_e}{R_Y}$$

donde  $R_X$  y  $R_Y$  son los coeficientes de modificación de respuesta para las direcciones  $X$  e  $Y$ , respectivamente.

#### 8.3.5.2 Cálculo del factor de escala del cortante basal

Los cortantes basales de diseño  $V_X$  y  $V_Y$ , se calculan según la sección 8.1.3, para las direcciones  $X$  e  $Y$ , respectivamente. Para cada par de registros de aceleraciones, los factores de escala del cortante basal en cada dirección se determinan con las siguientes ecuaciones:

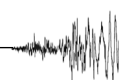
$$\eta_X = \frac{V_X}{V_{IX}} \geq 1.0$$

$$\eta_Y = \frac{V_Y}{V_{IY}} \geq 1.0$$

#### 8.3.5.3 Cálculo de las fuerzas combinadas

Para la respuesta en cada dirección y para cada par de registros de aceleración analizado, las fuerzas combinadas serán determinadas como sigue:

- La fuerza combinada en la dirección  $X$  será determinada como  $I_e \cdot \eta_x / R_x$  multiplicado por la fuerza de la respuesta elástica calculada en la dirección  $X$ , usando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea requerido) más  $I_e \cdot \eta_y / R_y$  multiplicado por la fuerza de la respuesta elástica calculada en la dirección  $Y$  usando el modelo matemático sin torsión accidental.
- La fuerza combinada en la dirección  $Y$  será determinada como  $I_e \cdot \eta_y / R_y$  multiplicado por la fuerza de la respuesta elástica calculada en la dirección  $Y$ , usando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea requerido) más  $I_e \cdot \eta_x / R_x$  multiplicado por la fuerza de la respuesta elástica calculada en la dirección  $X$  usando el modelo matemático sin torsión accidental.



#### 8.3.5.4 Cálculo de los desplazamientos combinados

Factores de modificación de desplazamientos  $C_{ax}$  y  $C_{ay}$  deben ser asignados en las direcciones  $X$  e  $Y$ , respectivamente. Para la respuesta en cada dirección y para cada par de registros de aceleración analizado, los desplazamientos combinados serán determinados como sigue:

- El desplazamiento combinado en la dirección  $X$  será determinado como  $\eta_x C_{ax}/R_X$  multiplicado por el desplazamiento de la respuesta elástica calculado en la dirección  $X$ , usando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea requerido) más  $\eta_y C_{ay}/R_Y$  multiplicado por el desplazamiento de la respuesta elástica calculado en la dirección  $Y$ , usando el modelo matemático sin torsión accidental.
- El desplazamiento combinado en la dirección  $Y$  será determinado como  $\eta_y C_{ay}/R_Y$  multiplicado por el desplazamiento de la respuesta elástica calculado en la dirección  $Y$ , usando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea requerido) más  $\eta_x C_{ax}/R_X$  multiplicado por el desplazamiento de la respuesta elástica calculado en la dirección  $X$ , usando el modelo matemático sin torsión accidental.

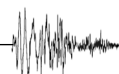
Cuando  $S_0 \geq 0.267$ , los factores  $\eta_x$  o  $\eta_y$  pueden asumirse iguales a 1 para el cálculo de los desplazamientos combinados.

#### 8.3.6 Envolvente de fuerzas

Las fuerzas de diseño serán tomadas de la envolvente de las fuerzas combinadas, calculadas en ambas direcciones ortogonales y para todos los pares de registros de aceleración considerados.

#### 8.3.7 Envolvente de desplazamientos

Las derivas de piso serán determinadas para cada par de registros de aceleración y en cada dirección ortogonal, usando los desplazamientos combinados definidos en la sección 8.3.5.4. Para los efectos de cumplir con la deriva máxima, se debe usar la envolvente de las derivas de piso calculadas en ambas direcciones ortogonales y para todos los pares de registros de aceleraciones.





Página intencionalmente en blanco



## Título 9 | Fundaciones e interacción suelo-estructura

### 9.1 Base de diseño

Las fundaciones serán diseñadas para resistir las fuerzas desarrolladas y distribuir los desplazamientos producidos por la acción sísmica de manera eficiente. La naturaleza dinámica de las fuerzas, el movimiento esperado del terreno, las bases de diseño para la resistencia y capacidad de disipación de la estructura, además de las propiedades dinámicas del suelo deben incluirse en la determinación del criterio de diseño de la fundación. Se permite considerar las cargas de relleno y pavimentos como cargas muertas.

### 9.2 Estudio geotécnico

Todo proyecto debe contar con un estudio geotécnico y con un estudio geofísico que determinen el tipo de terreno, sus propiedades, especialmente la velocidad de la onda de corte y el periodo natural del suelo.

### 9.3 Reducción de efecto de volteo de las fundaciones

Los efectos de volteo se pueden reducir en un 25% para cimientos de estructuras que satisfacen las dos condiciones siguientes:

- La estructura está diseñada de acuerdo con el análisis de fuerza lateral equivalente, y
- La estructura no es un *péndulo invertido* o una estructura tipo *columna en voladizo*.

Los efectos de volteo se pueden reducir en un 10% para fundaciones de estructuras diseñadas de acuerdo con los requisitos de análisis modal.

### 9.4 Presiones del suelo

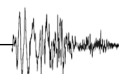
La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0.80, excepto para estructuras tipo péndulo invertido o columna en voladizo.

### 9.5 Requisitos adicionales para situaciones especiales

Se realizará una investigación adicional y se presentará un informe que incluya una evaluación de los siguientes riesgos geológicos y sísmicos potenciales:

- Inestabilidad de taludes.
- Licuefacción.
- Asentamiento total y diferencial.
- Desplazamientos de la superficie por fallas activas, flujo lateral o ambos inducidos por sismo.

El informe deberá contener recomendaciones para diseños de cimientos u otras medidas para mitigar los efectos de los peligros mencionados anteriormente.



### 9.6 Estructuras tipo poste

Cuando la construcción utilizando postes como columnas incrustadas en tierra o incrustadas en zapatas de hormigón sea usada para resistir cargas laterales, la profundidad de incrustación requerida para que éstos puedan resistir fuerzas sísmicas se determinará por medio de los criterios de diseño establecidos en el informe de investigación de la fundación.

### 9.7 Arriostre de fundaciones

Los cabezales de pilotes individuales o de conjunto, las pilas y los cajones de cimentación deben estar interconectados mediante arriostres. Todos los arriostres deben tener una resistencia de diseño en tracción o compresión al menos igual a una fuerza igual al 10% de  $2.5 \cdot F_a \cdot S_0$  multiplicado por la fuerza axial (compuesta por la carga muerta más la carga viva ambas factorizadas) del cabezal y/o columna más cargada.

Los arriostres no son necesarios cuando, se demuestre una restricción equivalente a la carga mencionada en el párrafo anterior provista a nivel de rasante mediante:

- Vigas de hormigón armado dentro de losas.
- Losas de hormigón armado.
- Confinamiento por roca competente, suelos cohesivos duros, suelos granulares muy densos u otros medios aprobados.

### 9.8 Requisito general de diseño de pilotes

Los pilotes deben estar diseñados y contruidos para resistir las deformaciones de los movimientos de tierra debidos al sismo y la respuesta de la estructura. Las deformaciones deben incluir tanto las del suelo sin la estructura, como las inducidas por la resistencia lateral del pilote a las fuerzas sísmicas de la estructura, todo modificado por la interacción suelo-pilote.

### 9.9 Interacción suelo-estructura

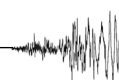
Considerando la rigidez y el amortiguamiento del suelo, la interacción suelo-estructura se puede aproximar mediante apoyos elásticos que representen la rigidez traslacional y amortiguamiento a lo largo de los ejes  $x$ ,  $y$  y  $z$ , y rigidez rotacional respecto a tales ejes, denotados como  $xx$ ,  $yy$ , y  $zz$ .

La rigidez se denota como  $k_j$ , coeficiente de Poisson del suelo  $\nu$ , modificadores de rigidez dinámica del suelo  $\alpha_j$  y modificadores debido al empotramiento de la fundación  $\eta_j$ .

$$k_j = K_j \cdot \alpha_j \cdot \eta_j$$

$$K_j = G \cdot B^m \cdot f\left(\frac{B}{L}\right)$$

$$\alpha_j = f\left(\frac{B}{L}, \alpha_0\right)$$



$$\eta_j = f\left(\frac{B}{L}, \frac{D}{B}, \frac{d_w}{B}, \frac{A_w}{B \cdot L}\right)$$

$B$  y  $L$  son la mitad de las dimensiones de la zapata ( $L \geq B$ ).  
 $m = 1$  para traslación,  $m = 3$  para rotación.

Los códigos (ASCE/SEI 7, 2016) y (FEMA P-750, 2009), suministran la información requerida para ajustar el módulo de corte y la velocidad de onda de corte para elevados niveles de deformación por corte. Estos valores se indican en la **Tabla 9-1**.

**Tabla 9-1**

*Factores de reducción*

Sitio	Factor de reducción ( $v_s/v_{s0}$ )			Factor de reducción ( $G/G_0$ )		
	$F_a \cdot S_0^a$			$F_a \cdot S_0^a$		
	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$
S0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
S1	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
S2	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
S3	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
S4	0.77	0.22	b	0.60	0.05	b
S5	b	b	b	b	b	b

*Nota:* Usar interpolación lineal para valores intermedios de  $F_a \cdot S_0$ . <sup>a</sup> $S_0$  es la aceleración máxima del suelo, <sup>b</sup>Debe ser evaluado con un análisis específico de sitio.

El módulo de corte máximo  $G_0$ , puede ser calculado mediante:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho_s$$

$V_s$  se obtiene mediante mediciones geofísicas en campo y  $\rho_s$  es la densidad del suelo. Para definir  $V_s$  se debe utilizar  $V_{s30}$ .

$V_{s30}$  y la frecuencia del suelo  $\omega$  deben ser obtenidos mediante un estudio geofísico.

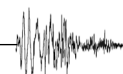
El módulo de corte será:

$$G = \text{Factor de reducción (Tabla 9-1)} \cdot G_0$$

Para  $a_0$  utilizar la siguiente expresión:

$$a_0 = \frac{\omega \cdot B}{V_{s \text{ Reducido}}}$$

$$V_{s \text{ Reducido}} = \text{Factor de Reducción (Tabla 9-1)} \cdot V_s$$



## 9.9 Interacción suelo-estructura

A continuación, se presenta una lista de expresiones para rigideces estáticas de fundación  $K_j$  para tres grados de libertad traslacional y tres grados de libertad rotacional de zapatas rígidas rectangulares ubicadas en la superficie del terreno.

También se presentan los factores  $\eta_j$ , que incrementan  $K_j$  en función de la profundidad de desplante, las ecuaciones para estimar los modificadores de rigidez dinámica  $a_j$ , y las relaciones de amortiguamiento por radiación,  $\beta_j$  para zapatas rígidas.

*Nota:* Para otros tipos de fundación utilizar procedimientos similares o realizar estudios específicos.

**Tabla 9-2**

*Soluciones elásticas para la rigidez de zapatas rígidas en la superficie de suelo*

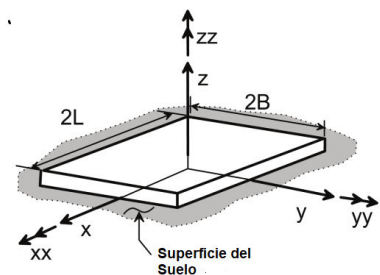
Grado de libertad	(Pais & Kausel, 1988)	(Gazetas, 1991),
		(Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006)
Traslación a lo largo del eje z	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z,sur} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_{y,sur} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x,sur} = K_{y,sur} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left( 1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsión sobre el eje z	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[ 4.25 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{zz,sur} = GJ_t^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Rotación sobre el eje y	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy,sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rotación sobre el eje x	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.2 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{xx,sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[ 2.4 + 0.5 \left( \frac{B}{L} \right) \right]$

*Nota:* Los ejes deben estar orientados de manera que:  $L \geq B$ .

$I_i$  = Momento de inercia del área de contacto suelo-fundación,  $i$  denota alrededor de que eje tomar la superficie.

$J_t = I_x + I_y$  Momento polar de inercia de la superficie de contacto suelo-fundación.

$G$  = Módulo de corte (reducido para efectos de grandes deformaciones).



**Tabla 9-3**

*Factores de corrección para la rigidez de zapatas rígidas bajo la superficie*

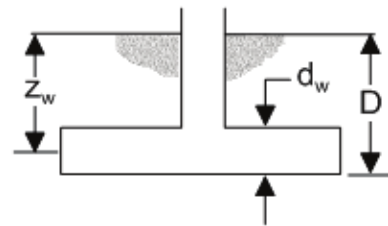
<b>Grado de libertad</b>	(Pais & Kausel, 1988)	(Gazetas, 1991), (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006)
Traslación a lo largo del eje z	$\eta_z = \left[ 1.0 + \left( 0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_z = \left[ 1 + \frac{D}{21B} \left( 1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\eta_y = \left[ 1.0 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_y = \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\eta_x \approx \eta_y$	Misma ecuación que para $\eta_y$ , pero el termino $A_w$ cambia para $B \neq L$ .
Torsión sobre el eje z	$\eta_{zz} = \left[ 1 + \left( 1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$	$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d_w}{B} \right)^{0.9}$
Rotación sobre el eje y	$\eta_{yy} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left( \frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + \left( \frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left( \frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right]$
Rotación sobre el eje x	$\eta_{xx} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[ 1 + \frac{d_w}{B} \left( \frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$

*Nota:*  $d_w$  = Menor peralte de la zapata (zapatas tronco piramidales) o peralte de la zapata de altura constante (prisma rectangular).

$z_w$  = Profundidad al centroide del peralte  $d_w$

$A_w$  = Área de contacto lateral, para una altura de contacto efectiva constante,  $d_w$ , a lo largo del perímetro

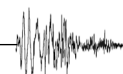
Para cada grado de libertad calcule  $K_{emb} = \eta K_{sur}$



Términos de acoplamiento:

$$K_{emb,rx} = \left( \frac{D}{3} \right) K_{emb,x}$$

$$K_{emb,ry} = \left( \frac{D}{3} \right) K_{emb,y}$$





**Tabla 9-4**

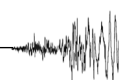
*Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas, adaptado por (Pais & Kausel, 1988)*

Grado de libertad	Modificadores de rigidez superficial	Amortiguamiento por radiación
Traslación a lo largo del eje z	$\alpha_z = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_z = \left[ \frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsión sobre el eje z	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B - 1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33(L/B - 1)}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{zz} = \left[ \frac{(4/3)[(L/B)^3 + (L/B)]a_0^2}{(K_{zz,sur}/GB^3) \left[ \left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rotación sobre el eje y	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[ \frac{0.55a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{yy} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{(K_{yy,sur}/GB^3) \left[ \left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rotación sobre el eje x	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{xx} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[ \left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

*Nota:* Orientar ejes tal que:  $L \geq B$ .

Amortiguación histerética del suelo,  $\beta_s$ , es adicionada a la amortiguación de la fundación por radiación  $\beta_j$ .

$$a_0 = \omega B / V_s ; \psi = \sqrt{2(1 - \nu)/(1 - 2\nu)} ; \psi \leq 2.5$$



**Tabla 9-5**

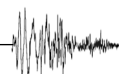
*Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguamiento por radiación para zapatas bajo la superficie, adaptado por (Pais & Kausel, 1988)*

Grado de libertad	Amortiguamiento por radiación
Traslación a lo largo del eje z	$\beta_z = \left[ \frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1 + L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\beta_y = \left[ \frac{4[L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\beta_x = \left[ \frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsión sobre el eje z	$\beta_{zz} = \left[ \frac{(4/3)[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B)]a_0^2}{(K_{zz,emb}/GB^3) \left[ \left( \frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rotación sobre el eje y	$\beta_{yy} = \left[ \frac{(4/3) \left[ \left( \frac{L}{B} \right)^3 \left( \frac{D}{B} \right) + \psi \left( \frac{D}{B} \right)^3 \left( \frac{L}{B} \right) + \left( \frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left( \frac{D}{B} \right) \left( \frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left( \frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{(K_{yy,emb}/GB^3) \left[ \left( \frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{(4/3) \left( \frac{L}{B} + \psi \right) \left( \frac{D}{B} \right)^3}{(K_{yy,emb}/GB^3)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rotación sobre el eje x	$\beta_{xx} = \left[ \frac{(4/3) \left[ \left( \frac{D}{B} \right) + \left( \frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left( \frac{L}{B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left( \frac{D}{B} \right) \left( \frac{L}{B} \right) + \psi \left( \frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{(K_{xx,emb}/GB^3) \left[ \left( \frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{(4/3) \left( \psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left( \frac{D}{B} \right)^3}{(K_{xx,emb}/GB^3)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

*Nota:* Amortiguación histerética del suelo,  $\beta_s$ , es adicionada a la amortiguación de la fundación por radiación  $\beta_j$ .

$$\alpha_{emb} = \alpha_{sur}$$

$$a_0 = \omega B/V_s ; \psi = \sqrt{2(1 - \nu)/(1 - 2\nu)} ; \psi \leq 2.5$$



Página intencionalmente en blanco



## Título 10 | Elementos no estructurales

### 10.1 Alcance

Este capítulo establece criterios mínimos de diseño para componentes no estructurales que están unidos permanentemente a estructuras, para sus soportes y accesorios. Cuando el peso de un componente no estructural es mayor o igual al 25% del peso sísmico efectivo  $W$  de la estructura, el componente será clasificado como una estructura que no es edificación.

Cuando el peso del componente es mayor al 25% del peso sísmico efectivo (peso combinado de la estructura y el componente) del nivel al que está unido en la estructura principal, se deberá analizar la construcción en conjunto con masas o pesos independientes para los componentes o subconjuntos.

Las partes, componentes o elementos, deben ser vinculados directa o indirectamente a la estructura principal. Los componentes, sus soportes y fijaciones deben ser diseñados para soportar las acciones establecidas en este Título.

La aplicación de estas disposiciones a componentes y elementos eléctricos o mecánicos es responsabilidad de los especialistas encargados de su diseño y/o provisión; en su defecto, del propietario.

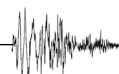
#### 10.1.1 Excepciones

Los siguientes componentes no estructurales están exentos de los requerimientos de este Título:

- Muebles en general, con excepción de gabinetes de almacenamiento.
- Equipamiento móvil o temporario.
- Componentes arquitectónicos que no sean parapetos en CDS B.
- Componentes mecánicos o eléctricos en CDS B.
- Componentes mecánicos o eléctricos en CDS C, tal que:
  - El factor de importancia  $I_e$  sea menor o igual a 1 y los componentes estén sujetos a la estructura.
  - El peso del componente sea menor a 0.90 kN y en caso de sistemas distribuidos menor a 0.80 kN/m.
- Componentes mecánicos o eléctricos en CDS D, E o F, tal que:
  - El componente pese menos de 1.80 kN, cuyo centro de masa este localizado a menos de 1.22 m, con factor de importancia  $I_e$  menor o igual a 1 y los componentes estén sujetos a la estructura.
  - El peso del componente sea menor a 0.90 kN, y en caso de sistemas distribuidos menor a 0.80 kN/m.

### 10.2 Evaluación de la acción sísmica sobre partes de la construcción

Todo componente o parte debe diseñarse para resistir una fuerza horizontal  $F_p$  definida por la expresión:



$$F_p = I_p \cdot \frac{a_p \cdot F_a \cdot S_0}{R_p} \cdot W_p \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{h}\right) \quad (10-1)$$

Con

$$0.75 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_p \cdot W_p \leq F_p \leq 4 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_p \cdot W_p \quad (10-2)$$

$F_p$  es la fuerza sísmica de diseño,  $a_p$  es el factor de amplificación dinámico que varía entre 1 y 2.50,  $I_p$  es el factor de importancia del componente que puede valer 1 ó 1.50,  $W_p$  es el peso operativo del componente,  $R_p$  es el factor de modificación de respuesta (ver [Tabla 10-1](#) y [Tabla 10-2](#)),  $z$  es la altura a la que el componente está fijado a la estructura (para componentes debajo del nivel del suelo  $z = 0$ ) y  $h$  es la altura promedio de la cubierta de la estructura medida desde el nivel del suelo.

Cada parte o componente debe ser analizado en todas las direcciones horizontales en que es posible el movimiento relativo respecto de la masa o construcción principal a la que está fijado. Para componentes con posibilidad de vibración en dirección vertical se aplicará una fuerza vertical igual a:  $\pm 0.50 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot W_p$ .

### 10.2.1 Factor de importancia de elementos no estructurales

Se asigna un factor de importancia *alta*  $I_p = 1.50$  a un componente cuando:

- Se requiere la integridad del componente para la seguridad de vida de los ocupantes de la construcción luego de un terremoto; por ejemplo: dispositivos del sistema contra incendio, escaleras de emergencia.
- Los componentes llevan o contienen sustancias tóxicas, explosivas o altamente peligrosas.
- El componente forma parte de una construcción de la CDS E.

En los demás casos, el componente es de importancia *normal*, con un factor  $I_p = 1$ .

### 10.2.2 Factor de amplificación dinámica

El factor de amplificación dinámica  $a_p$  toma en cuenta la relación de frecuencias entre el o los modos de vibración de la estructura principal y el modo de vibración del componente, su valor se obtendrá de la [Tabla 10-1](#) y la [Tabla 10-2](#).

### 10.2.3 Factor de modificación de respuesta

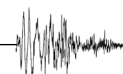
El factor de modificación de respuesta  $R_p$  se obtendrá de la [Tabla 10-1](#) y la [Tabla 10-2](#). Para los componentes o partes que puedan afectar a otros de mayor riesgo se utilizará el menor factor correspondiente a los elementos afectados. Para casos no contemplados en la [Tabla 10-1](#) y la [Tabla 10-2](#), el proyectista podrá asignar el factor por analogía a casos similares o bien adoptar un factor de reducción en función del tipo estructural que sustenta el componente con un valor igual al 50% de los valores fijados en las tablas, pero nunca mayor a 3. En los casos que se requiera comportamiento elástico se podrá utilizar el valor de  $R_p = 1$ .



**Tabla 10-1***Factor de riesgo y modificación de respuesta para componentes arquitectónicos*

<b>Sistemas o componentes arquitectónicos</b>	<b><math>a_p</math></b>	<b><math>R_p</math></b>
Muros exteriores de mampostería en general	1	1.5
Muros interiores de mampostería en general	1	2
Paredes de paneles de yeso o paneles frágiles con peso menor a: 0.4 kN/m <sup>2</sup>	1	2.5
Paredes de paneles dúctiles con peso menor a: 0.4 kN/m <sup>2</sup>	1	3
Señalizaciones y cartelería	2.5	≤ 3 <sup>a</sup>
Cielorrasos suspendidos de materiales frágiles	1	2
Cielorrasos suspendidos de materiales dúctiles	1	2.5
Ventanas, carpinterías, muros cortina	1.5	1.5
Cuerpo emergente de azotea o cubierta, chimeneas, torres de enfriamiento, tanques de agua, parapetos, etc.		
Próximos al perímetro de la construcción	2.5	≤ 3 <sup>a</sup>
Otros casos	2.0	≤ 3 <sup>a</sup>
Elementos o componentes colgantes		
En el exterior	1.5	≤ 3 <sup>a</sup>
En el interior de locales	1	≤ 3 <sup>a</sup>
Escaleras de emergencia que no forman parte de la estructura principal	1	≤ 3 <sup>a</sup>
Accesorios y adornos	2.5	2.5
Rampas de accesos y pasarelas	1	1.5
Cabinas y casillas con altura superior a 1.80 m, incluido sus contenidos	1	2.5
Bibliotecas o estanterías para objetos con peso específico mayor a 10 kN/m <sup>3</sup> en el interior de locales	1	2.5

*Nota:* <sup>a</sup>Se definirá como el 50% del valor correspondiente al tipo estructural de la parte o componente con el límite superior indicado en esta tabla.





**Tabla 10-2**

Factor de riesgo y modificación de respuesta para componentes mecánicos y eléctricos

<b>Sistemas o Componentes Mecánicos y Eléctricos</b>	<b><math>a_p</math></b>	<b><math>R_p</math></b>
Equipos de acondicionamiento de aire, ventiladores y otros equipos construidos con chapas de acero conformado	2.5	6
Calderas, hornos, tanques enfriadores, calentadores de agua	1	2.5
Motores, bombas, turbinas, compresores	1	2.5
Equipos de laboratorio	1	2.5
Recipientes para gases, líquidos o materiales sueltos apoyados sobre el piso	1	2.5
Recipientes para gases, líquidos o materiales sueltos apoyados sobre soportes	2.5	2.5
Ascensores y montacargas	1	2.5
Equipos de comunicación, informáticos, instrumentos de medición y sistemas de control	1	2.5
Equipos y sistemas de potencia eléctrica: subestaciones, tableros, etc.	1	2.5
Torres y antenas de transmisión construidas de materiales dúctiles	2.5	3
Artefactos de iluminación	1	1.5
Ductos y tuberías construidas de materiales frágiles como vidrio, plástico no dúctil, fundición de acero	2.5	3
Ductos, tuberías y sus fijaciones construidas de materiales dúctiles	2.5	6

#### 10.2.4 Factor de magnificación en altura

El factor de magnificación en altura  $f_{hk}$  para cada nivel  $k$  se determinará mediante la siguiente expresión. Este se encuentra integrado en la ecuación (10-1).

$$f_{hk} = 1 + 2 \cdot \frac{z}{H} \quad (10-3)$$

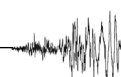
### 10.3 Soportes, vínculos y fijaciones

Los soportes, vínculos y fijaciones de la parte o componente deben resistir las solicitaciones que origine la fuerza  $F_p$  definida en la sección 10.2. Las fuerzas por fricción debidas a las acciones gravitatorias no se tomarán en cuenta para el diseño y verificación de soportes, vínculos y fijaciones.

#### 10.4 Deformaciones

Se deben verificar los efectos de las deformaciones de las partes o componentes de sus soportes y vínculos, en particular por los posibles golpes, daños del componente o de elementos adyacentes debidos a la deformación. Las deformaciones últimas se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$d_{up} = 1.2 \cdot d_{ep} \cdot R_p \quad (10-4)$$



Las distorsiones últimas  $\theta_{up}$ , calculadas como la deformación última  $d_{up}$  dividida por la distancia del vínculo al centro de masa de la parte en estudio  $L_p$ , no podrán exceder los valores de la **Tabla 10-3**.

$$\theta_{up} \leq d_{up}/L_p \leq \theta_p \text{ máx} \quad (10-5)$$

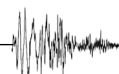
**Tabla 10-3**

Distorsión máxima permitida

Tipo de edificio	Distorsión máxima $\theta_p \text{ máx}$
IV	1.0 %
III	1.5 %
II	2.0 %

## 10.5 Análisis por métodos dinámicos

Las partes, componentes y sus vínculos a la construcción pueden ser analizados por métodos dinámicos del **Título 8** |, para ello se utilizarán los espectros de diseño del **Título 7** |. El factor de importancia y el factor de modificación de respuesta deben responder a lo establecido en este Título.



Página intencionalmente en blanco



## Título 11 | Instrumentación sísmica

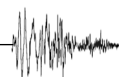
Es importante implementar en nuestro país la instrumentación de estructuras existentes (opcional) y estructuras nuevas para poder generar información propia que permita mejorar esta normativa y hacer el monitoreo del comportamiento sísmico estructural preventivo y posterior a terremotos.

Los siguientes tipos de edificio deben habilitar una estación de monitoreo con el equipamiento respectivo (acelerómetros, red de comunicaciones, red eléctrica, etc.).

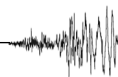
- Factor de importancia para tipo II:
  - De 5 000 a 10 000 m<sup>2</sup> de área construida (edificio individual o condominio), con un acelerómetro capacitivo o piezoeléctrico localizado en la base.
  - De más de 10 000 m<sup>2</sup> con un acelerómetro FBA en la base y otro capacitivo o piezoeléctrico en la cubierta y/o donde se requiera.
- Factor de importancia para tipo III, de más de 8 000 m<sup>2</sup>, con un acelerómetro FBA en la base y otro capacitivo o piezoeléctrico en la cubierta y/o donde se requiera.
- Factor de importancia para tipo IV, de más de 5 000 m<sup>2</sup>, con un acelerómetro FBA en la base y otro capacitivo o piezoeléctrico en la cubierta y/o donde se requiera.

El Observatorio San Calixto (OSC) se compromete a asesorar a los copropietarios de dichos edificios en la planificación, implementación, operación y mantenimiento de las estaciones de monitoreo. El costo de asesoría, implementación, operación y mantenimiento estará a cargo de los copropietarios del edificio.

Los datos que generen estas estaciones serán transmitidos al OSC quién además de clasificarlas, las distribuirá en forma abierta y gratuita a los interesados.



**Página intencionalmente en blanco**



## Título 12 | Vulnerabilidad y refuerzo sísmico

El presente Título tiene como objetivo orientar al profesional para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras ante la acción sísmica, a fin de determinar si su actual respuesta estructural sísmica es aceptable o requiere ser intervenida para alcanzar un nivel de desempeño predeterminado.

Tanto la etapa de evaluación (diagnóstico), como la intervención, deberán ser realizadas por personal especializado que aplique los requisitos prescriptivos de los Títulos precedentes.

### 12.1 Recopilación de la información

La recopilación de información se puede realizar en base a los siguientes documentos técnicos: (ACI 364.1R, 2007), (ACI 369, 2011), (Technical Report N° 54, 2000)

#### 12.1.1 Investigación Preliminar

- Revisión de planos As-Built y documentos de construcción.
- Inspección visual que indique daños estructurales y no estructurales; expresados en deformaciones, deterioro, degradación y otros.
- Ensayos no destructivos in-situ.

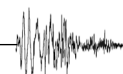
#### 12.1.2 Investigación Detallada

- Información adicional de la construcción y relevamiento estructural.
- Ensayos adicionales tanto in-situ (No destructivos, semidestructivos y destructivos), como en laboratorio.
- Análisis y evaluación completa de los resultados de investigación.

El nivel de estudio en la edificación podrá clasificarse como mínimo, regular o exhaustivo; pudiendo así cuantificar el factor de información (factor de conocimiento) (ASCE/SEI 41, 2017).

### 12.2 Evaluación (diagnóstico) de la estructura existente

- Con los datos obtenidos en la sección **12.1** del presente Título, se deberán hallar las sollicitaciones de acuerdo a lo dispuesto en el **Título 7** | .
- El análisis estructural deberá satisfacer los requisitos de equilibrio, compatibilidad de deformaciones, deterioro de materiales, deformaciones existentes, flujo plástico, retracción e interacción con la fundación del **Título 9** | (ACI 562, 2019).
- La capacidad de cada uno de los elementos estructurales se obtendrá según lo estipulado en la (NB 1225001) y complementada con los coeficientes de reducción de resistencias del Capítulo 5 de la norma ACI 562.
- Tanto las derivas de entrepiso, como efectos de segundo orden deberán ser considerados según los procedimientos indicados en el **Título 8** | .





### 12.3 Reparación, rehabilitación y/o refuerzo

Concluidas las etapas de la sección 12.1 y la sección 12.2 según sea el caso, el profesional podrá determinar una probabilidad de falla objetivo (o índice de confiabilidad objetivo), de ser necesario se dotará de ductilidad y/o se incrementará la rigidez, controlando los esfuerzos, desplazamientos, las deformaciones y la deriva; al tratarse de una recuperación estructural, también es importante definir un objetivo de desempeño. Además, se deberá definir el tipo de intervención, productos o sistemas a ser empleados y medios para control de calidad en la ejecución (EN 1504, 2005).

### 12.4 Documentación del proyecto de evaluación e intervención

Deberá contener como mínimo lo siguiente:

- De existir, adjuntar los documentos históricos empleados en la sección 12.1 (planos arquitectónicos, estructurales, de instalaciones, memorias de cálculo, ensayos de materiales, estudios geotécnicos, geofísicos, libros de órdenes, tipo y marca de materiales empleados en la ejecución, entre otros).
- Memoria descriptiva para la evaluación estructural (calidad de materiales, degradación o deterioro de los mismos, geometría de las secciones transversales, geometría de la estructura, deflexiones, desplomes).
- Memoria de la evaluación y diseño de la intervención.
- Firma y sello del profesional competente.



## Título 13 | Anexos

### 13.1 A1 - Amenaza sísmica en Bolivia<sup>1</sup>

#### 13.1.1 Introducción

Este estudio presenta la amenaza sísmica de Bolivia (Estado Plurinacional de) con base en la metodología probabilística, aplicando los procedimientos descritos por (Cornell & Vanmarcke, 1969), (McGuire & Shedlock, 1981), (Cotton, Scherbaum, Bommer, & Bungum, 2006), (Beauval, et al., 2013), (Beauval, et al., 2018) y (Petersen, et al., 2018), con el objetivo de colaborar en la elaboración de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

La sismicidad presente en territorio nacional está asociada al proceso de subducción de placas tectónicas (Nazca y Sudamérica) y a la dinámica de deformación cortical de cada una de las unidades tectónicas presentes en el interior del continente. En Bolivia, los principales sistemas de fallas se encuentran en la Cordillera Occidental, el Altiplano, Cordillera Oriental, Subandina, Llanura Chaco-beniana y Cratón Brasileño.

El Observatorio San Calixto propone trece zonas sísmicas que fueron delimitadas analizando y evaluando la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción (sismos interface e intraplaca) considerando los cambios en el patrón de distribución espacial de la sismicidad de acuerdo a (Scire, et al., 2016; Beck & Zandt, 2002). Para fuentes sismogénicas corticales se tomó en cuenta el mapa de zonificación sísmica de Bolivia (Vega, Griffiths, Nieto, Condori, & Fernandez, 2016) con la ubicación de los sismos superficiales más importantes, además que cada zona ha sido delimitada siguiendo los lineamientos morfotectónicos de Bolivia (Ryan, Beck, Zandt, Wagner, & Minaya, 2016), dentro de las cuales se encuentran las fallas geológicas potencialmente activas (Lavenue, et al., 2000; Minaya, 2004).

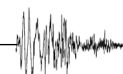
Se aplicó el algoritmo de máxima verosimilitud propuesto por (Kijko & Smit, 2012) que divide el catálogo sísmico del Observatorio San Calixto en distintos periodos de tiempo para hallar la magnitud de completitud ( $M_c$ ), se obtuvieron los valores  $a$  y  $b$  de la relación Gutenberg – Richter. Las ecuaciones de predicción para movimientos fuertes (GMPE's por sus siglas en inglés) fueron elegidas a través de estudios previos realizados en la región (Drouet, et al., 2017), tres GMPEs son propuestas para eventos sísmicos corticales y otros tres GMPEs para subducción. Se elaboró el árbol lógico con la metodología de (Bommer, et al., 2010) y (Cotton, Scherbaum, Bommer, & Bungum, 2006), dos periodos de retorno de 475 y 2475 años con ordenadas espectrales de 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 3, 4 segundos y velocidad de onda de corte en roca ( $V_s = 760$  m/s) fueron considerados para la integración del cálculo de amenaza sísmica.

#### 13.1.2 Marco tectónico y sismicidad

##### 13.1.2.1 Marco tectónico de Bolivia

La actividad tectónica en Bolivia está asociada al proceso de subducción entre la Placa Nazca (oceánica) que se hunde por debajo de la Placa Sudamericana (continental), por la fosa Perú – Chile (Ward, et al., 2013; Ryan, Beck, Zandt, Wagner, & Minaya, 2016; Anderson, et al., 2017)

<sup>1</sup> Anexo redactado por:  
Observatorio San Calixto



con una dirección de convergencia ENE-WSE, a una velocidad constante de 78 mm/año (DeMets, Gordon, Argus, & Stein, 1990).

Bolivia está ubicada en la región más alta y más ancha de los Andes Centrales, denominado Oroclino boliviano (Randall, Taylor, & Grocott, 1996; Roperch, Fornari, Hérail, & Parraguez, 2000) que se caracteriza por la intensa deformación cortical. Este segmento corresponde a la deflexión de los rasgos estructurales y morfológicos de los Andes, por el desarrollo de la cadena andina con una dirección NO en la parte septentrional y NS en la parte meridional, que involucran a la vez importantes elementos estructurales, los cuales se manifiestan desde el cratón brasileño hasta la Cordillera Occidental de los Andes. Las unidades morfotectónicas de Bolivia (Figura 1) se describen brevemente a continuación:

- La Cordillera Occidental es el arco volcánico activo y consiste en volcanes andesíticos del Mioceno y Cuaternario (Lamb & Hoke, 1997), compuesto por estratovolcanes andesíticos a dacíticos con picos que exceden los 6 000 m de altura y depósitos de ignimbrita asociados. Durante el Oligoceno y el Mioceno, esta región fue una cuenca subsidente (Lavenu, 1986), coetánea con un vulcanismo calco-alcalino.
- El Altiplano se encuentra entre las Cordilleras Occidental y Oriental. Es una meseta alta y plana cuya elevación promedio es de 4 000 m.s.n.m. y es esencialmente una región de drenaje interno (Lamb & Hoke, 1997). Los extensos salares de Uyuni y Coipasa, además del lago Poopo, son los remanentes de lagos que alguna vez fueron extensos del Pleistoceno (Servant & Fontes, 1978). El Altiplano ha sido un importante lugar de sedimentación, donde se han acumulado espesas secuencias cenozoicas.
- La Cordillera Oriental es una alta cordillera con altitudes superiores a 4 000 m.s.n.m., corresponde a una faja plegada y corrida inactiva que contiene plutones del Triásico y del Mioceno (Isacks, 1988; Kley, Monaldi, & Salfity, 1999; McQuarrie & DeCelles, 2001; Gillis, Horton, & Grove, 2006). En la región del Boomerang se encuentran una serie de cuencas Plio-Pleistocenas dentro de la Cordillera Oriental. Estos están delimitados por fallas normales y truncurrentes (Dewey & Lamb, 1992; Kennan, 1994).
- La zona subandina es el piedemonte oriental de la Cadena Andina (Cordillera Oriental (Dumont, 1996)) y corresponde a una compleja faja plegada y corrida; la deformación comenzó durante el Oligoceno y continuó a lo largo del Neógeno (Baby, Hérail, Salinas, & Sempere, 1992) y del Cuaternario (Dumont, 1996). Este complejo sistema de serranías anticlinales de secuencias mesozoicas y paleozoicas, están separadas por amplios valles sinclinales del Cenozoico (Lamb & Hoke, 1997).
- Llanura Chaco Beni, es una cuenca moderna del antepaís sustentada por el Escudo Brasileño, que ha sido un núcleo estable de América del Sur desde el Proterozoico (Litherland & Power, 1989) y está cubierto por hasta 5 km de sedimentos neógenos. (Dumont, 1996) observó dos fallas con dirección hacia el Norte cortando las capas de conglomerado y arena de una terraza superior del Río Beni.
- El Escudo brasileño está constituido por rocas graníticas y metamórficas de edad precámbrica, que la erosión ha disectado formando una planicie (Russo, 1966).



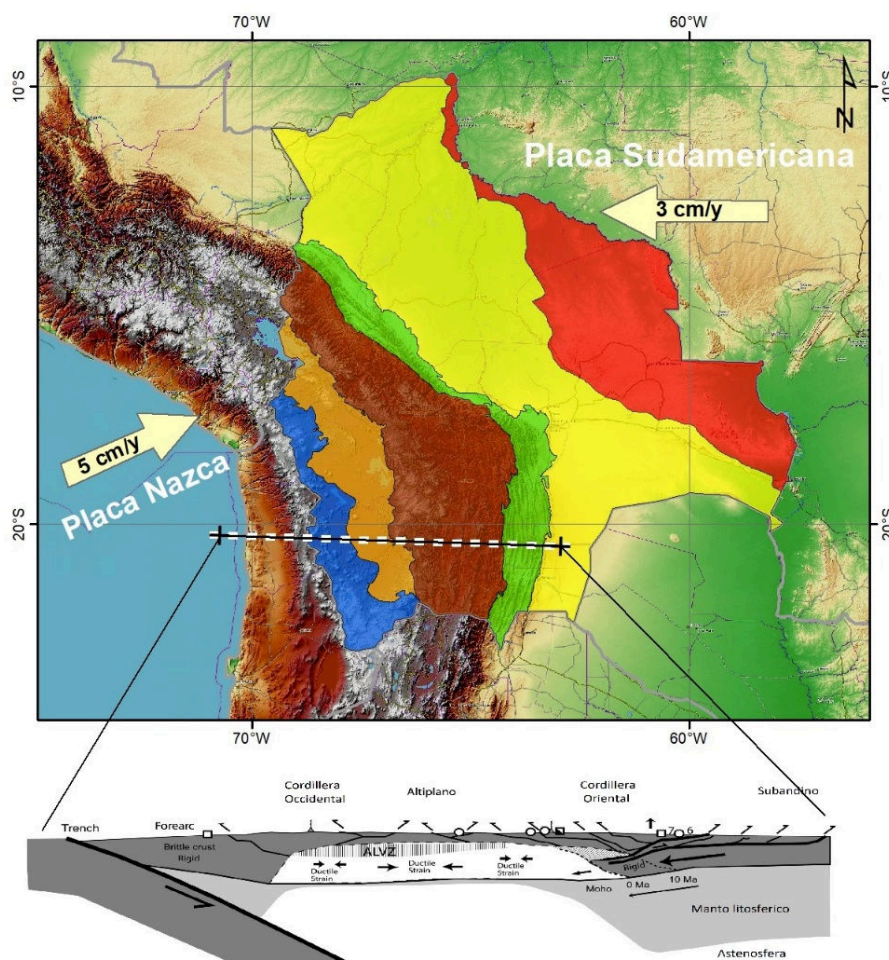


Figura 1. Mapa de unidades Morfoestructurales de Bolivia. Fuente: Modificado de (Lamb, 2016).

### 13.1.2.2 Sismicidad

La sismicidad presente en territorio nacional está asociada al proceso de subducción de placas tectónicas (Nazca y Sudamérica) y a la dinámica de deformación cortical de cada una de las unidades tectónicas presentes en el interior del continente. En Bolivia, los principales sistemas de fallas se encuentran en la Cordillera Occidental, el Altiplano, Cordillera Oriental, Subandina, Llanura Chaco-beniana y Cratón Brasileño. En la Figura 2 se presenta el mapa de la actividad sísmica entre 1900 y 2018 ( $M_w > 3.5$ ). Los sismos han sido diferenciados por su rango de profundidad focal en superficiales ( $h < 75$  km), intermedios ( $100 \text{ km} < h < 350$  km) y profundos ( $350 \text{ km} < h < 700$  km). Así también, consideramos la fuente sismogénica Lejana cuyo epicentro se localiza en los países vecinos (Perú, Argentina y Chile), representando una amenaza para algunas ciudades de Bolivia que depende de la magnitud y profundidad.





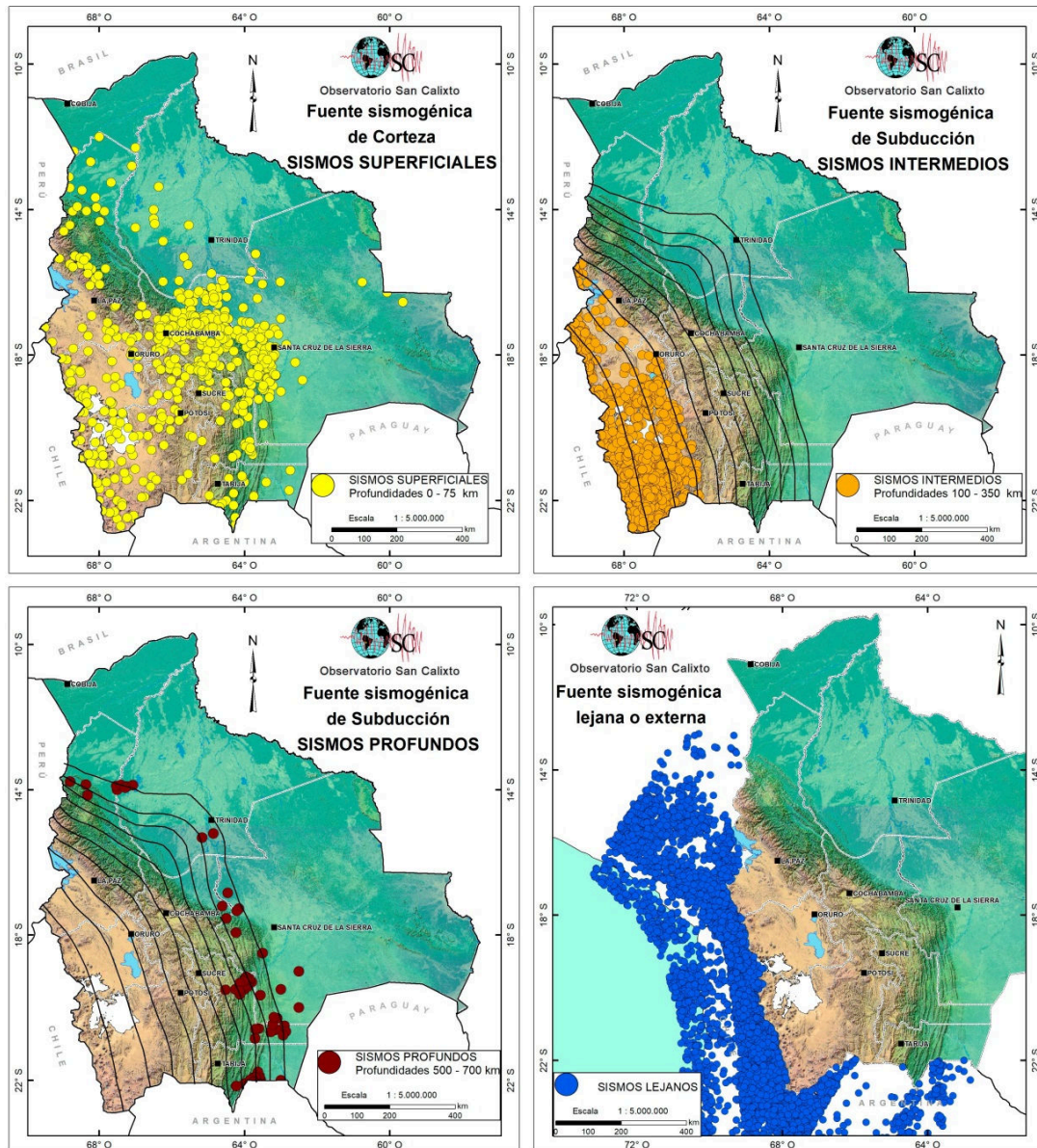
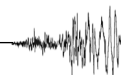


Figura 2. Fuentes Sismogénicas para el territorio nacional. Fuente: OSC (2019)

La historia sísmica del país registra aproximadamente 29 sismos importantes referidos en los trabajos de (Descotes & Cabre, 1973), (Vega B. A., 1996) y (Minaya, 2012), estos han causado pérdidas humanas y económicas en diferentes regiones del país, demostrándonos que el territorio nacional no es ajeno a la ocurrencia de grandes sismos; por ejemplo, el sismo de Aiquile el 22 de mayo de 1998 con magnitud 6.6  $M_w$ , que se constituye en uno de los terremotos superficiales más fuertes y recientes de los últimos 50 años.



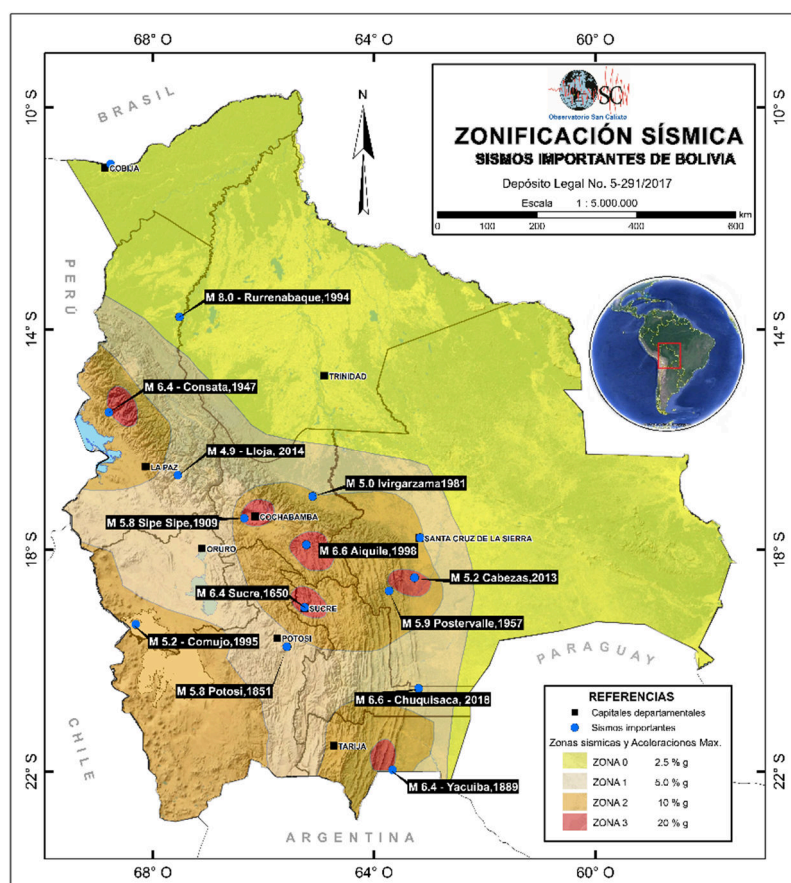


Figura 3. Mapa historia sísmica de Bolivia. Fuente: OSC (2016).

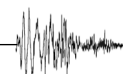
### 13.1.3 Catálogo sísmico

El Observatorio San Calixto cuenta con un catálogo sísmico histórico desde 1650, donde se hallan relatos recopilados de los terremotos que sucedieron en territorio nacional, el catálogo instrumental se inicia el 01 de mayo de 1913 hasta la actualidad.

Una cuarta compilación es realizada para contribuir al proyecto SISRA (Sismicidad y Riesgo Sísmico en la Región Andina) a cargo de A. Vega entre los años 1982 a 1986, este trabajo es base del catálogo CERESIS (Centro Regional de Sismología para Sudamérica) con el cual se elaboran las curvas de isoaceleraciones para el continente sudamericano, este trabajo compiló catálogos sísmicos entre 1985 a 1995.

Entre los años 2010 a 2013 en el proyecto Programa de Fortalecimiento para la Capacidad de Evaluación de la amenaza Sísmica y Sismo-Volcánica en Bolivia (BO-T1062) se revisan los catálogos sísmicos anteriormente mencionados para presentar un mapa de Amenaza Sísmica. El año 2013 se inicia el proyecto SARA (South America Risk Assessment) que compila la sismicidad regional de Sud América en dos periodos, PRE 1964 y POST 1964, el OSC contribuyó al catálogo POST 1964.

El Observatorio San Calixto sobre la base de toda esta información, compilada en más de 100 años, se puso la tarea de complementación y actualización para la elaboración del Mapa de Amenaza Sísmica para Bolivia en el que se contempla un catálogo con una magnitud de completitud mínima de 3.8  $M_w$  (Tabla 1).





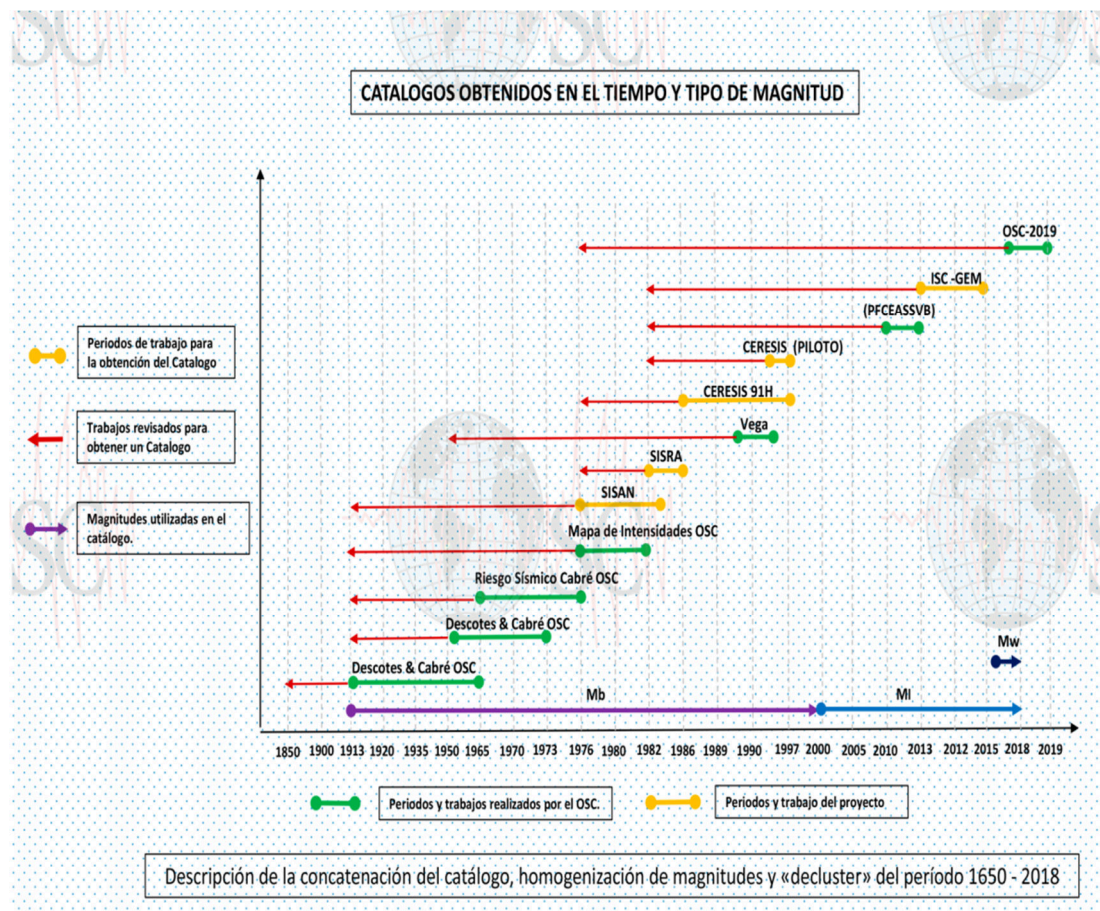


Figura 4. Recopilación de los catálogos sísmicos para el presente proyecto.

A continuación, se presentan los distintos periodos de magnitudes de completitud de los catálogos sísmicos utilizados, además la prioridad de cada uno de ellos (Tabla 1 y Tabla 2).

Catalogo	Periodo	Magnitud de Completitud
OSC 2019	1976 - 2018	3.8
ISC-GEM	1982 - 2012	4.9
CERESIS 95	1471 - 1995	4.0
USGS	2012 - 2018	4.0
Nacionales (Descotes; Cabré; Drake; Vega)	1581 - 1995	7.0

Tabla 1. Magnitudes de completitud de distintos catálogos sísmicos.

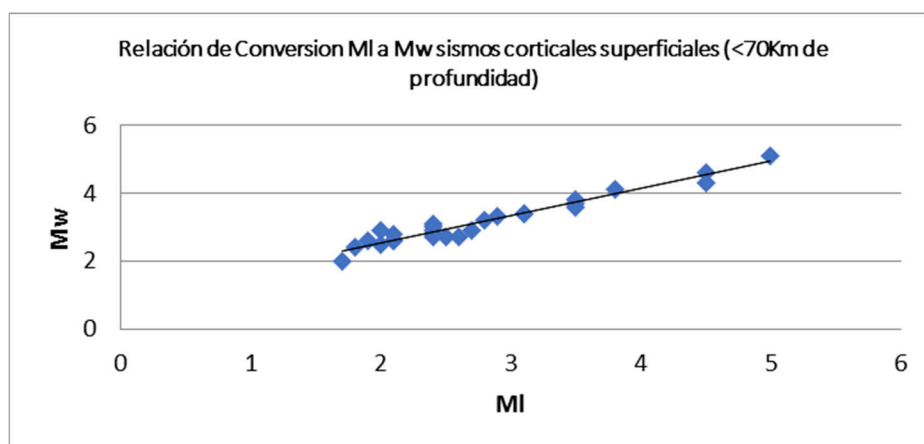
Catalogo	Periodo	Prioridad
OSC 2019	1976 - 2018	1
ISC-GEM	1982 - 2012	2
CERESIS 95	1471 - 1995	3
USGS	2012 - 2018	4
Nacionales (Descotes; Cabré; Drake; Vega)	1581 - 1995	5

Tabla 2. Magnitudes de completitud de distintos catálogos sísmicos.



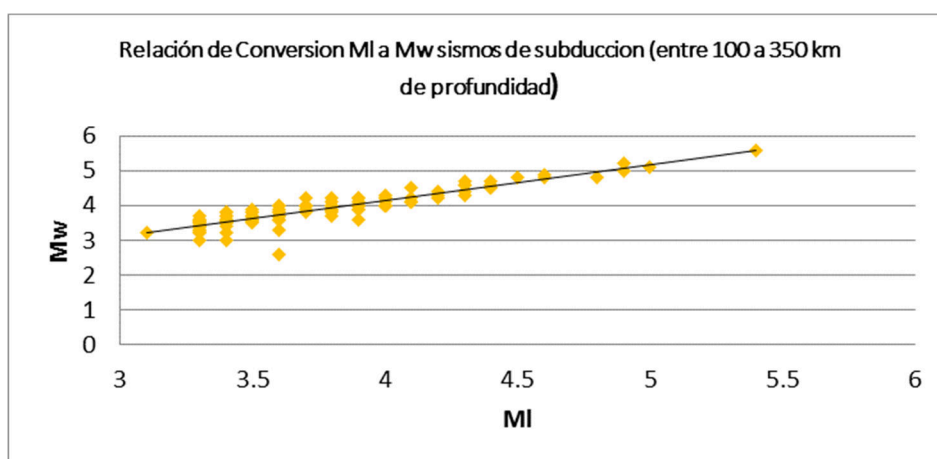


La teoría de la amenaza sísmica establece que para el análisis estadístico se debe homogenizar las magnitudes y se debe trabajar con la Magnitud de Momento ( $M_w$ ). Para el presente proyecto aplicamos una relación de conversión de magnitudes entre  $M_l$  (Magnitud Local) a  $M_w$  con base en los datos del catálogo sísmico (Figuras 5 y 6).



$$M_w = 0.8021 \cdot M_l + 0.8883$$

Figura 5. Relación de conversión entre magnitud  $M_l$  a  $M_w$  para eventos sísmicos corticales.

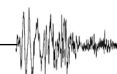


$$M_w = 1.0325 \cdot M_l + 0.0106$$

Figura 6. Relación de conversión entre magnitud  $M_l$  a  $M_w$  para eventos sísmicos de subducción.

Se aplicó el algoritmo de (Reasenberg, 1985) aplicando su algoritmo *Decluster* (desagregación del catálogo sísmico), para evitar incluir réplicas o premonitores en los análisis estadísticos. Este algoritmo agrupa eventos sísmicos de una determinada región y aplica la ley de Omori (las réplicas tienen una tendencia a disminuir con el pasar del tiempo).

Posteriormente se aplicaron algoritmos de *ventanas* propuestos por (Marsan & Lengliné, 2008), (Christophersen, Gerstenberger, Rhoades, & Stirling, 2011) para poder verificar la completitud y fidelidad de cada catálogo sísmico (Figura 7)



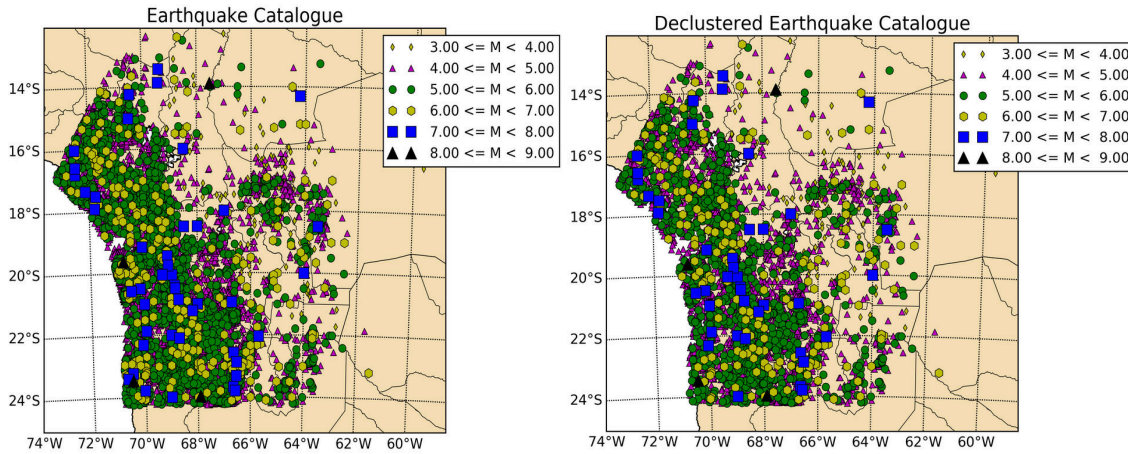


Figura 7. Sismicidad desagrupada Decluster del territorio nacional. Fuente: OSC (2019).

### 13.1.3.1 Análisis de completitud

El análisis de completitud es necesario para el cálculo probabilístico de la amenaza, porque uno de los parámetros característicos de la sismicidad de cada zona es la tasa anual acumulada de eventos por encima de una magnitud mínima. Esta distribución de ventanas temporales del catálogo sísmico fue realizada de forma visual (Kijko & Smit, 2012), además se consideró que en algunas zonas definidas la sismicidad es baja (Figura 8 y Figura 9).

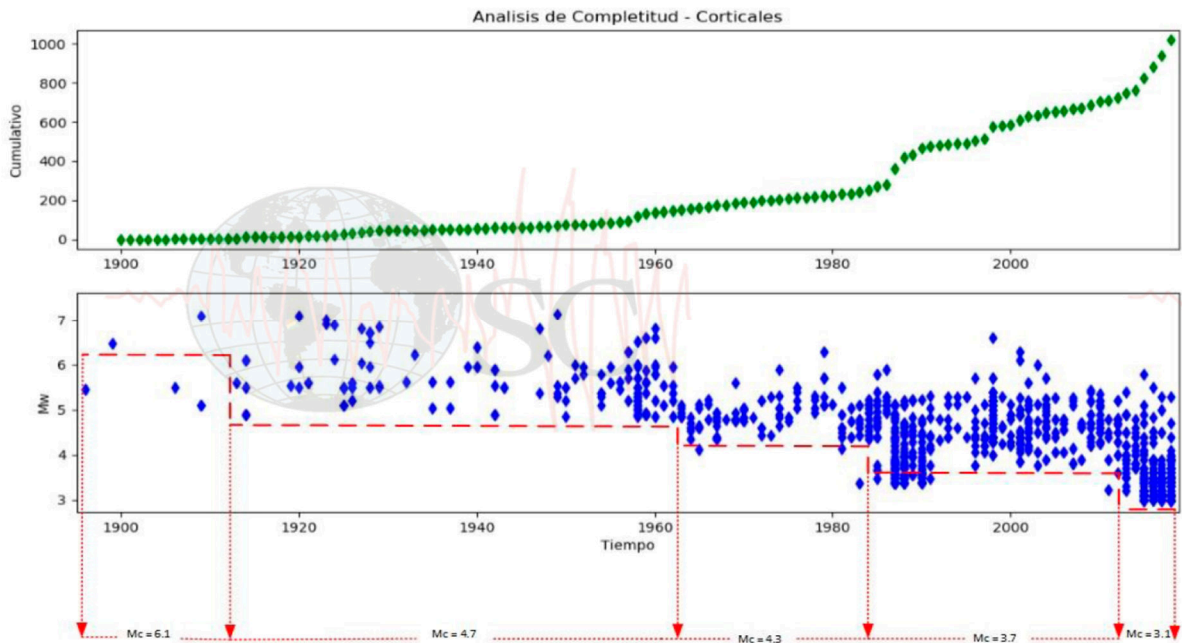


Figura 8. Análisis del catálogo sísmico de eventos corticales con la metodología propuesta por (Kijko & Smit, 2012).



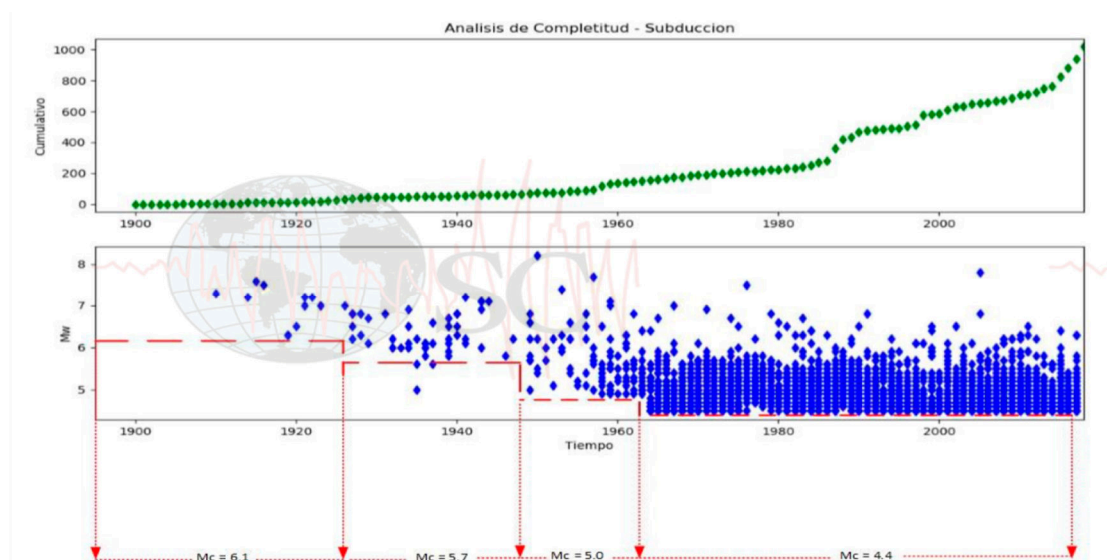


Figura 9. Análisis del catálogo sísmico de eventos de subducción con la metodología propuesta por (Kijko & Smit, 2012).

### 13.1.4 Metodología

Los estudios probabilísticos de amenaza sísmica brindan información sobre la excedencia de la aceleración máxima probable a registrarse en una región determinada (Cornell & Vanmarcke, 1969; McGuire & Shedlock, 1981; Cotton, Scherbaum, Bommer, & Bungum, 2006; Beauval, et al., 2013; Beauval, et al., 2018; Petersen, et al., 2018). Como se trabaja con probabilidades, un grado de incertidumbre se adiciona al cálculo y resultados, estas pueden ser empíricas o determinadas mediante métodos matemáticos (Cotton, Scherbaum, Bommer, & Bungum, 2006; Bommer, et al., 2010). A continuación, se presentan los elementos para el cálculo probabilístico de la amenaza sísmica (Figura 10).

Identificación de las fuentes.

Caracterización de las fuentes.

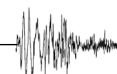
Relaciones de atenuación.

Evaluación de la Amenaza

Figura 10. Proceso para el cálculo de los parámetros sismológicos y el cálculo probabilístico.

#### 13.1.4.1 Fuentes sismogénicas

Las zonas sísmicas fueron delimitadas analizando y evaluando la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción (sismos interface e intraplaca) considerando los cambios en el patrón de distribución espacial de la sismicidad de acuerdo a (Scire, et al., 2016) y (Beck & Zandt, 2002). Para fuentes sismogénicas corticales se tomó en cuenta el mapa de zonificación sísmica de Bolivia (Vega, Griffiths, Nieto, Condori, & Fernandez, 2016) con la



ubicación de los sismos superficiales más importantes, además que cada zona ha sido delimitada siguiendo los lineamientos morfotectónicos de Bolivia (Ryan, Beck, Zandt, Wagner, & Minaya, 2016), dentro de las cuales se encuentran las fallas geológicas potencialmente activas (Lavenue, et al., 2000; Minaya, 2004).

En este estudio se presentan 13 zonas sísmicas (Figura 11) distribuidas de la siguiente manera: F1 a F8 zonas asociadas a deformación cortical (zona occidental, altiplánica, oriental, boomerang, cratónica, cordillera argentina, occidental peruana y altiplano peruano) y F9 a F13 zonas asociadas al proceso de subducción (zona de interplaca, intraplaca intermedia e intraplaca profunda). Cada una de estas zonas posee características particulares, afectando de manera diferente a las estructuras, al considerar de forma independiente el análisis.

### Zonas asociadas a deformación cortical

- F1 - Zona Occidental, se caracteriza por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes bajas a moderadas (ejemplo: sismo Cumujo – Oruro del 6 de noviembre de 1995, destruyendo varias viviendas de adobe) relacionados al arco volcánico y a varios sistemas de fallas normales que se encuentran cubiertas (Baby, Herail, Salinas, & Sempere, 1992).
- F2 – Zona Altiplánica, esta zona se caracteriza por la baja sismicidad y la deformación extensional (ejemplo: sismo ciudad de Oruro del 6 de mayo de 2012 causando pánico en la población alcanzando una intensidad de V M.M.) según (Assumpção & Araujo, 1993).
- F3 - Zona Oriental, está constituida por la Cordillera Oriental y del Subandino, caracterizados por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes bajas a moderadas, siendo los más representativos el sismo de Consata – Mapiri, La Paz del 24 de febrero de 1947 (Cordillera Oriental) y los terremotos devastadores que ocurrieron en 1887 y 1899 causando daños en la población de Yacuiba (Subandino).
- F4 - Zona Boomerang, se caracteriza por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes moderadas a altas (Postrervalle – 1957, Aiquile – 1998, etc.), relacionados a la curvatura de la Cordillera de los Andes; donde son acumulados importantes esfuerzos, debido al sobrecabalgamiento del Escudo Brasileiro por la zona Subandina y la Cordillera Oriental Neógena (Baby, Herail, Salinas, & Sempere, 1992).
- F5 - Zona cratónica, conformada por la Llanura Chaco beniana y el Cratón Brasileño, la actividad sísmica en estas regiones es baja en comparación con otras zonas morfotectónicas. Posiblemente estos esfuerzos pasan a ser más compresivos hacia al oeste (Assumpção, 1998).
- F6 - Zona occidental peruana, reciente actividad sísmica se registra el 1 de diciembre de 2016, magnitud 6.0  $M_w$ , localizado en la localidad del departamento de Puno y fue sentido en la ciudad de La Paz con una intensidad de III M.M.
- F7 - Zona altiplano peruano, en la parte del Altiplano peruano es probable que las fallas de empuje migren hacia el Este a medida que aumenten las tensiones verticales en los rangos que forman el borde del eje de la meseta (Suarez-Soruco, 1986) sin embargo, en la última década no se desencadenó ningún evento catastrófico.
- F8 - Zona Cordillera Argentina, ocurrencia de sismicidad como el sismo del 6 de noviembre de 2009 de magnitud 5.5  $M_w$  con epicentro en San Ramón – Argentina, el cual fue sentido en la ciudad de Tarija con una intensidad de V M.M.



## Zonas asociadas al proceso de Subducción

- F9 - Zona interplaca, en esta zona de contacto sismogénico se generan grandes terremotos, como los ocurridos en 1868, 1877, 2007, etc., sentidos en gran parte del territorio boliviano (Vega B. A., 1996), incluso algunos causaron daños, como es el caso del sismo del 1 de abril de 2014 que ocasionó rajaduras en algunos edificios de la ciudad de La Paz (Minaya, 2014).
- F10, 11 y 12 – Zona intraplaca intermedia, la sismicidad en estas zonas ocurre a profundidades entre 100 - 350 km y se distribuye en la región occidental del país (La Paz, Oruro y Potosí),
- F13 - Zona intraplaca profunda, en esta zona se generan sismos de foco profundo (500 – 700 km). En Bolivia estos se distribuyen por debajo de los departamentos de La Paz (norte), Santa Cruz y Tarija; siendo el del 9 de junio de 1994 el evento más grande registrado instrumentalmente, con una magnitud de 8.0  $M_w$ .

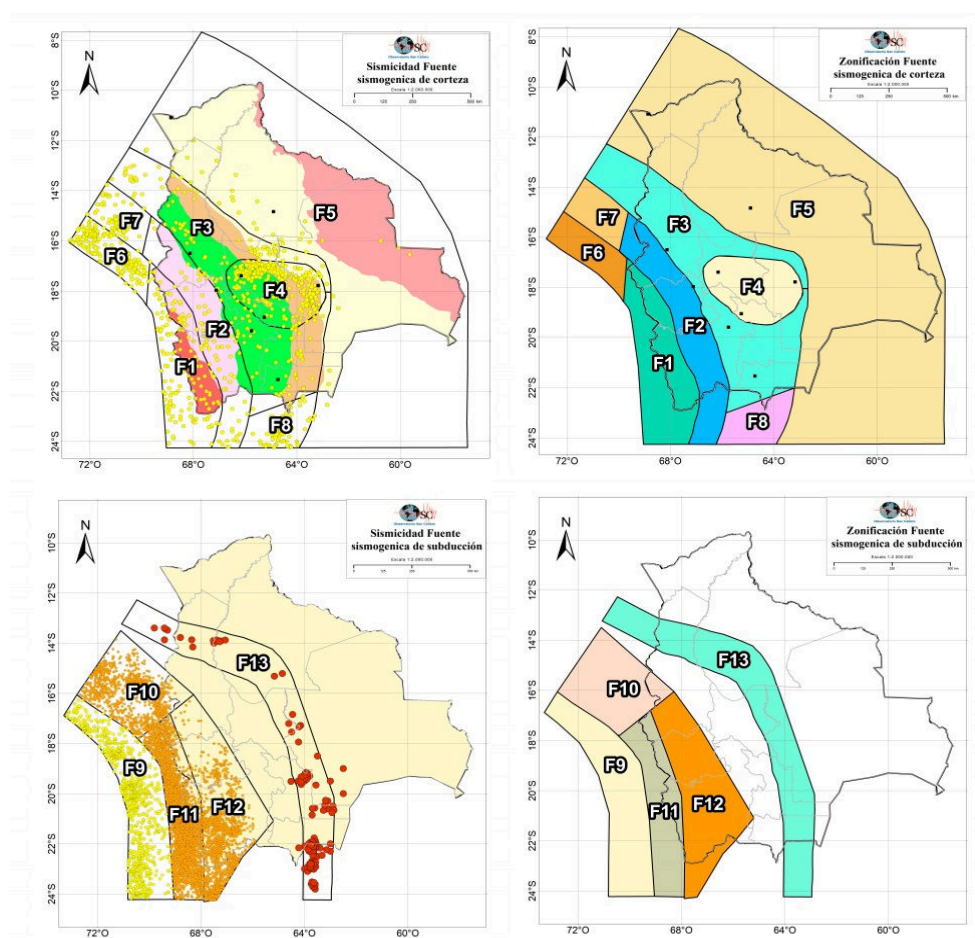
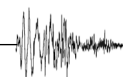


Figura 11. Zonificación sísmica para el territorio nacional.

### 13.1.4.2 Caracterización de las fuentes sísmicas – análisis Gutenberg - Richter

Los parámetros sísmicos para cada fuente sismogénica fueron determinados utilizando la ley de recurrencia de Gutenberg y Richter. Este proceso involucró el desarrollo del modelo de recurrencia para cada fuente sísmica tanto de sismos superficiales e intermedios. (Gutenberg &



Richter, 1956) desarrollaron relaciones empíricas para representar la frecuencia de ocurrencia de sismos de diferentes magnitudes la que es conocida como relación de recurrencia:

$$\log N = a - bM$$

Dónde:

$N$  es la frecuencia de sismos con magnitud igual o mayor a  $M$  que ocurren en una unidad de tiempo.

El parámetro  $a$ , permite conocer el nivel de actividad sísmica.

Una metodología para el cálculo del valor de  $b$  es a través de la máxima verosimilitud (Likelihood) que es propuesta por (Aki, 1965).

$$b \ln(10) = \frac{1}{\bar{m} - m_{min}}$$

Donde:

$\bar{m}$  es la magnitud media promedio,  $m_{min}$  es la magnitud mínima del catálogo sísmico.

(Cornell & Vanmarcke, 1969; Beauval & Scotti, 2003) aplicaron esta metodología para poder estimar el valor de  $b$ ; sin embargo, notaron que al definir el valor de  $m_{min}$  existe la probabilidad de no contar con un catálogo completo (pocas estaciones sísmicas, poca sismicidad en la región, etc).

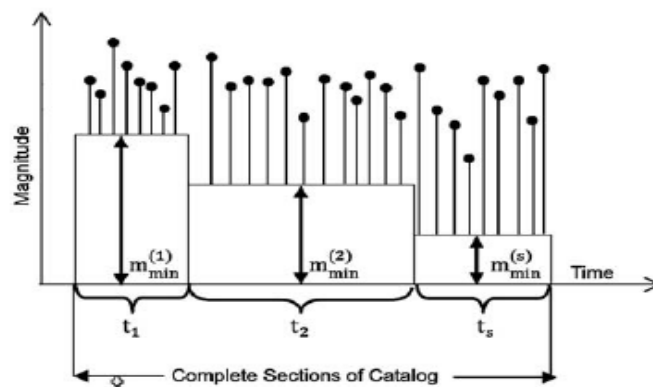
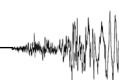


Figura 12. Estimación de la magnitud mínima a través de funciones de probabilidad de densidad en distintas ventanas de tiempo, solución propuesta por (Kijko & Sellevoll, 1989).

Para solucionar este problema, es prudente dividir el catálogo en distintos períodos y poder estimar en cada periodo el valor de  $m_{min}$ , de esta forma se puede obtener magnitudes de completitud distintas para cada periodo.

Como la variable de la magnitud es independiente y está distribuida aleatoriamente en función de la relación de Gutenberg – Richter, se puede asumir que la Función de Probabilidad de Densidad (PDF) estará distribuida en cada uno de los periodos definidos (Kijko & Smit, 2012).





Y la ecuación para cada periodo  $T$  esta denotada por:

$$f(m; \beta) = \begin{cases} 0 & \rightarrow m \leq m_{min} \\ \beta \exp[-\beta(m - m_{min})] & \rightarrow m \geq m_{min} \end{cases}$$

Donde:

$$\beta = b \ln(10)$$

La función de máxima verosimilitud estará en función a cada uno de los periodos definidos y será:

$$L(\beta) = \prod_{i=1}^s \prod_{j=1}^{n_i} f(m_j^i, \beta) = \prod_{i=1}^s \prod_{j=1}^{n_i} \beta * \exp [-\beta(m_j^i - m_{min}^i)]$$

Aplicando el estimador de  $\beta$  propuesto por (Utsu, 1965) se tendrá:

$$\hat{\beta} = \left( \frac{r_1}{\beta_1} + \frac{r_2}{\beta_2} + \dots + \frac{r_s}{\beta_s} \right)^{-1}$$

Donde:

$$r_i = \frac{n_i}{n}; n = \sum_i^s n_i$$

Es el total de terremotos con magnitudes iguales o superiores al umbral definido por la completitud del catálogo; es decir, es el cálculo de  $b$  para cada uno de los periodos determinados anteriormente.

Si se asume que  $\lambda(m_{min})$  es la caracterización sísmica de un área geográfica, se puede obtener la variable de Poisson a través del estimador de máxima verosimilitud previamente presentado, su ecuación es:

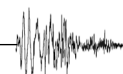
$$\hat{\lambda}(m_{min}) = \frac{n}{\sum_{i=1}^s t_i * \exp [-\hat{\beta}(m_{min}^i - m_{min})]}$$

Donde:

$T$  es el periodo definido con base en la magnitud de completitud.

La ventaja de esta metodología propuesta por (Kijko & Smit, 2012) radica en poder estimar el valor de  $b$  a través de distintos periodos de completitud de un catálogo; es decir, que se puede trabajar con pocos datos y/o muchos datos al mismo tiempo. Por este motivo y considerando el contexto sísmico del territorio nacional los valores  $a$  y  $b$  fueron calculados de esta manera (Tabla 3).

El algoritmo propuesto por (Ordaz, 1991) usa las variables  $\lambda$  y  $\beta$  para poder estimar las tasas de recurrencia de cada región geográfica.





	FUENTE	M min (M0)	Lambda (M0)	Beta	Mmáx. 1	Mmáx. 2	Mmáx. 3	Vértices
<b>FUENTES ASOCIADAS A DEFORMACIÓN CORTICAL</b>	F1 - Zona Occidental	4,5	8,372	2,705	7	7,5	8	32
	F2 - Zona Altiplánica	4,5	3,022	2,43	6	6,5	7	65
	F3 - Zona Oriental	4,5	0,65	2,43	7	7,5	8	133
	F4 - Zona Boomerang	4,5	4,128	2,486	7	7,5	8	84
	F5 - Zona cratónica	4,5	0,1585	1,271	7	7,5	8	63
	F6 - Zona Occidental peruana	4,5	7,32	3,2324	8	8,5	9	16
	F7- Zona altiplano peruano	4,5	0,721	2,697	7	7,5	8	6
	F8 - Zona cordillera Argentina	4,5	2,687	3,568	7	7,5	8	17
<b>FUENTES ASOCIADAS AL PROCESO DE SUBDUCCIÓN</b>	F9 - Zona interplaca	4,5	8,393	2,758	9	9,5	10	25
	F10- Zona intraplaca intermedia	4,5	8,67	2,172	7,5	8	8,5	9
	F11- Zona intraplaca intermedia	4,5	41,39	2,169	8	8,5	9	28
	F12- Zona intraplaca intermedia	4,5	12,568	2,478	7,7	8	8,5	21
	F13- Zona intraplaca profunda	4,5	1,549	1,256	8,5	9	9,5	59

Tabla 3. Parámetros sísmicos utilizados para la determinación de aceleraciones máximas.

#### 13.1.4.3 Ecuaciones de predicción de movimiento de tierra (GMPE's)

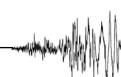
Las ecuaciones de movimientos fuertes, también conocidas como GMPE's por sus siglas en inglés, son modelos usualmente empíricos que relacionan la amplitud de los movimientos fuertes con parámetros sísmicos; como ser, la magnitud del sismo, la distancia fuente – receptor, la propagación de la onda, las condiciones del sitio, el tipo de falla entre otros. Los análisis de amenaza sísmica (PSHA) contemplan el uso de estos modelos para poder estimar la aceleración máxima (en términos de probabilidad) de un posible sismo futuro en una determinada región geográfica (Douglas, 2003; Steward, et al., 2015; Drouet, et al., 2017). Después de una revisión de los GPMES, se seleccionó diferentes modelos desarrollados para zonas asociadas al proceso de subducción y para zonas asociadas a deformación cortical. El resumen de estos modelos se presenta en Tabla 4.

Zonas asociadas al proceso de subducción	Zonas asociadas a deformación cortical
Abrahamson et al., 2014.	BCHydro 2016 (Abrahamson et al., 2016).
Boore et al., 2008.	Montalva et al., 2017
Boore et al., 2014.	Youngs et al., 1997

Tabla 4. Ecuaciones de Predicción de Movimientos Fuertes (GMPE's) propuestas.

#### 13.1.4.4 Evaluación probabilística de la amenaza sísmica

En el presente estudio, se utilizó la metodología propuesta por (Cornell & Vanmarcke, 1969) para la estimación de la amenaza sísmica. Esta metodología es un estándar en este tipo de trabajos tanto a nivel nacional como mundial. Ella utiliza todos los eventos dentro de una determinada grilla que no exceden un cierto umbral de algún parámetro específico, para luego determinar la probabilidad de no sobrepasar este umbral dividiendo el número de éxitos por el número total de eventos que las fuentes consideradas son capaces de generar ( $F(i)$ ), siendo:



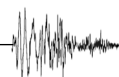
$$F(i) = \frac{\phi(i, M)}{\phi(M)}$$

Donde  $\phi(i, M)$  es el número de eventos que generan una intensidad de Mercalli Modificada menor o igual a  $i$ , con magnitudes  $M$  superiores a  $M_{min}$  y  $\phi(M)$  el número total de eventos con magnitudes mayores que  $M_{min}$ ; ambos consideran todas las fuentes sismogénicas existentes por un lapso de 1 año. Suponiendo que la ocurrencia de terremotos sigue una distribución probabilística de Poisson, se llega a la probabilidad de no exceder  $i$  en un lapso  $t$ .

$$P(i, t) = \exp[-t \cdot \phi(M_{min}) \cdot (1 - F(i))]$$

### 13.1.5 Resultados PSHBO

Los mapas de amenaza para Bolivia corresponden a valores de PGA que fueron computados utilizando el algoritmo de (Ordaz, 1991) para dos periodos de retorno de 475 y 2475 años (Figuras 13 y 14) con un 10% de probabilidad de excedencia, para un rango de diversos periodos espectrales (0.0, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 s) y velocidad de onda de corte en roca ( $V_s = 760$  m/s) fueron considerados para la integración del cálculo de amenaza sísmica.



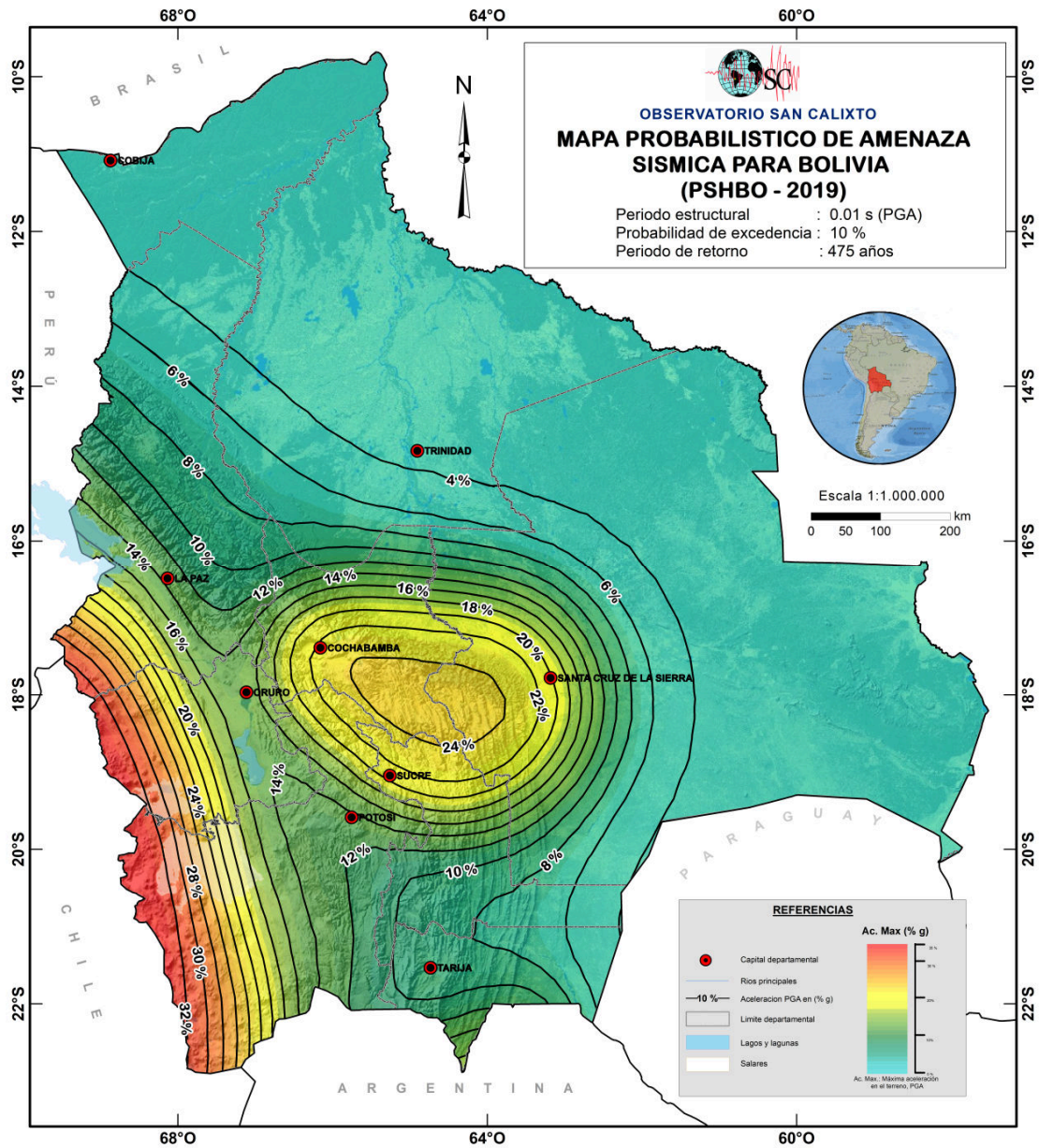
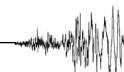


Figura 13. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para Bolivia (PSHBO, 2019) para 475 años (10% de excedencia).



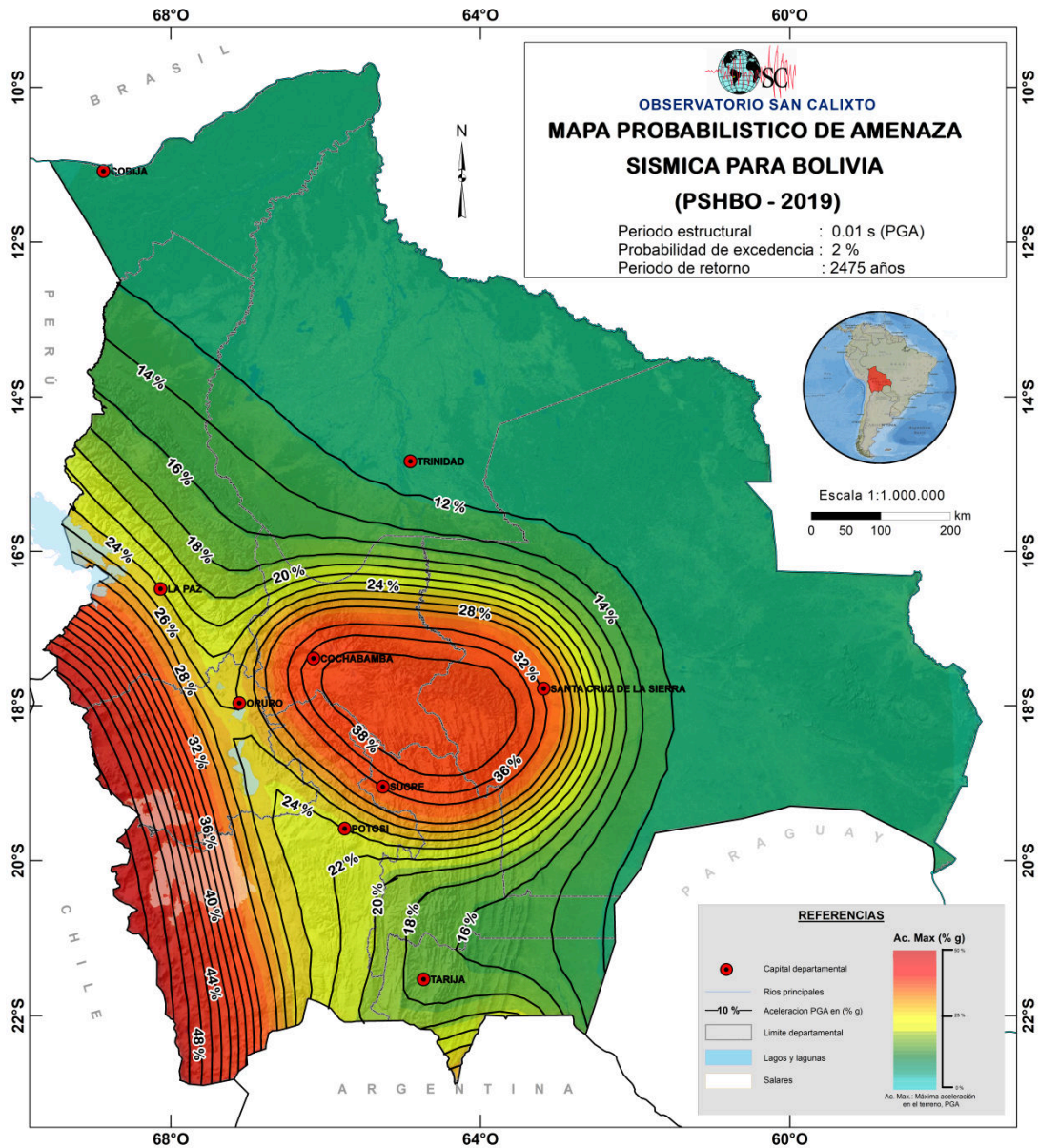
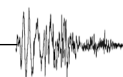


Figura 14. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para Bolivia (PSHBO, 2019) para 2475 años (2% de excedencia).

### 13.1.6 Conclusiones y recomendaciones

La evaluación de la amenaza sísmica para Bolivia utilizando una metodología probabilística considera fuentes tridimensionales que fueron delimitadas analizando y evaluando la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción y a la dinámica de deformación cortical, asimismo para fuentes corticales se tomó en cuenta la dirección de los lineamientos morfotectónicos y las soluciones de mecanismos focales.

La caracterización de las 13 zonas sísmicas entre corticales, subducción y fuentes lejanas, se realizó mediante el uso de leyes de Gutenberg-Richter y de las ecuaciones de predicción de movimientos fuertes (GMPEs) que permiten determinar la amenaza sísmica en cada zona.





Se pudo evidenciar que la mayor parte de la sismicidad cortical para el territorio nacional está concentrada en la región del Boomerang Boliviano. Entre la Cordillera Occidental y el Altiplano predomina la sismicidad por fuentes de subducción. La región del Sub Andino y las planicies Chaco – Benianas presentan menor sismicidad, en comparación a las dos regiones anteriormente mencionadas.

Los valores de aceleración máxima probable obtenidos para las distintas zonas oscilan entre 10% a 32% de g, se consideró el valor  $V_{s30}$  de 760 m/s. La mayor aceleración por sismos corticales está concentrada entre Cochabamba, Chuquisaca y Santa Cruz, se obtuvieron valores máximos probables entre 16% a 24% de g. Entre la frontera Bolivia – Chile se obtuvieron aceleraciones máximas entre 18% a 32% de g.

Para las capitales de los departamentos de La Paz, Oruro y Potosí se tiene valores entre 12% a 16% de g. Para los departamentos de Tarija, Beni y Pando se tiene aceleraciones máximas probables entre 6% a 8% de g. Se debe mencionar que la sismicidad de fuentes lejanas tiene influencia en los Municipios de La Paz, Yacuiba y todos aquellos situados cerca de la frontera occidental y al sur del territorio nacional.

Estos resultados deben ser tomados como estimadores generales de la situación sísmica en Bolivia, debido a que en este trabajo no se consideró ningún tipo de efecto de amplificación producto de condiciones locales del suelo (efecto de sitio), siendo este aspecto motivo de análisis más detallados y trabajos a futuro.

Por último, se recomienda realizar estudios determinísticos para evaluar el potencial sísmico de fallas potencialmente activas, las cuales representan una amenaza sísmica en regiones del territorio nacional que desarrollaran proyectos civiles importantes.

#### 13.1.7 Bibliografía del A1

Aki, K. (1965). Maximum likelihood estimate of b in the formula  $\log(N) = a - bM$  and its confidence limits. *Bull. Earthq. Res.*, 237-239.

Anderson, R. B., Long, S. P., Horton, B. K., Thomson, S. N., Calle, A. Z., & Stockli, D. F. (2017). Orogenic wedge evolution of the central Andes, Bolivia (21°S): Implications for Cordilleran cyclicity. *Tectonics*, 37, 3577-3609.

Assumpção, M. (1998). Focal mechanisms of small earthquakes in SE Brazilian shield: A test of stress models of the South American plate. *Geophysical Journal International*, 133(2), 490-498.

Assumpção, M., & Araujo, M. (1993). Effect on the Altiplano plateau, South America, on the regional interplate stress. *Tectonophysics*, 121, 475-596.

Baby, P., Herail, G., Salinas, R., & Sempere, T. (1992). Geometry and kinematic evolution of passive roof duplexes deduced from cross-section balancing: example from the foreland thrust system of the southern Bolivian Subandean zone. *Tectonics*, 523-536.

Beauval, C. H., Yepes, P., Palacios, M., Segovia, A., Alvarado, Y., Font, J., & Vaca, S. (2013). An earthquake catalog for seismic hazard assessment in Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103, 773-786.



Beauval, C. J., Marinière, H., Yepes, L., Audin, J., Nocquet, A. A., & Alvarado, S. (2018). New seismic hazard model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3A), 1443–1464.

Beauval, C., & Scotti, O. (2003). Mapping b-values in France using two different magnitude ranges: possible non power-law behavior. *Geophys. Res. Lett.*

Beck, S. L., & Zandt, G. (2002). The nature of orogenic crust in the central Andes. *Journal of geophysical research*, 2230–2247.

Bommer, J. J., Douglas, J., Scherbaum, F., Cotton, F., Bungum, H., & Fäh, D. (2010). On the selection of ground-motion prediction equations for seismic hazard analysis. *Seismological Research Letters*, 81(5), 783-793.

Christophersen, A., Gerstenberger, M. C., Rhoades, D. A., & Stirling, M. W. (2011). Quantifying the effect of declustering on probabilistic seismic hazard. *Proc. of the Ninth Pacific Conf. on Earthquake Engineering: Building an Earth an Earthquake-Resilient Society*. Auckland, New Zealand.

Cornell, C. A., & Vanmarcke, E. H. (1969). The major influences on seismic risk. *Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago.

Cotton, F., Scherbaum, F., Bommer, J., & Bungum, H. (2006). Criteria for selecting and adjusting ground-motion models for specific target regions: Application to central Europe and rock sites. *Journal of Seismology*, 137-156.

DeMets, C., Gordon, R. G., Argus, R. G., & Stein, S. (1990). Current plate motions. *Geophysical Journal International*, 101, 425-478.

Descotes, P. M., & Cabre, R. (1973). Historia sísmica de Bolivia. *Geofísica Panamericana*, 251-278.

Dewey, J. F., & Lamb, S. H. (1992). Active tectonics of the Andes. *Tectonophysics*.

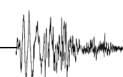
Douglas, J. (2003). Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectra ordinates. *Earth Science Review*, 61, 43–104.

Drouet, S., Montalva, G., Dimate, C., Castillo, L., Fernandez, G. A., Morales, C., . . . Weatherill, G. (2017). Building a ground-motion logic tree for south America within the gem-sara project framework. *16th World Conference on Earthquake Engineering*.

Dumont, J. (1996). Neotectonics of the Subandes-Brazilian cratón boundary using geomorphological data: The Marañon and Beni basins. *Tectonophysics*.

Gillis, R. J., Horton, B. K., & Grove, M. (2006). Thermochronology, geochronology, and upper crustal structure of the Cordillera Real: Implications for Cenozoic exhumation of the central Andean plateau. *Tectonics*.

Gutenberg, B., & Richter, F. (1956). Magnitude and energy of earthquakes. *Annali di Geofisica*.



Isacks, B. L. (1988). Uplift of the central Andean plateau and bending of the Bolivian orocline. *J. Geoph. Res.*, 3211-3231.

Kennan, L. J. (1994). *Cenozoic Tectonics of the Central Bolivian Andes*. D. Phil. Thesis.

Kijko, A., & Sellevoll, M. A. (1989). Estimation of earthquake hazard parameters from incomplete data files. Part I. Utilization of extreme and complete catalogs with different threshold magnitudes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 645-654.

Kijko, A., & Smit, A. (2012). Extension of the aki-utsu b-value estimator for incomplete catalogs. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1283-12871.

Kley, J., Monaldi, C. R., & Salfity, J. A. (1999). Along-strike segmentation of the Andean foreland: causes and. *Tectonophysics*, 75-94.

Lamb, S. (2016). Cenozoic uplift of the Central Andes in northern Chile and Bolivia - reconciling paleoaltimetry with the geological evolution. *Canadian Journal of Earth Sciences*.

Lamb, S., & Hoke, L. (1997). Origin of the high plateau in the central Andes, Bolivia, South America. *Tectonics*, 16(4), 623-649.

Lavenu, A. (1986). Etude tectonique et neotectonique de l'Altiplano et de la Cordillere orientale des Andes Bolivienes. *Geodynamique* 1, 147-152.

Lavenu, A., Thiele, R., Machette, M. N., Dart, R. L., Bradley, L., & Haller, K. M. (2000). *Maps and Database of Quaternary Faults in Bolivia and Chile*. USGS Open-File Report 00-283.

Litherland, M., & Power, G. (1989). The geologic and geomorphologic evolution of Serranía Huanchaca, eastern Bolivia: The legendary "Lost World". *Journal of South American Earth Sciences*, 1-17.

Marsan, D., & Lengliné, O. (2008). Extending earthquakes' reach through cascading. *Science*, 319(5866), 1076-1079. doi:10.1126/science.1148783

McGuire, R. K., & Shedlock, K. M. (1981). Statistical uncertainties in seismic hazard evaluations in the United States. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 1287-1308.

McQuarrie, N., & DeCelles, P. (2001). Geometry and structural evolution of the central Andean backthrust belt, Bolivia. *Tectonics*, 20(5), 669-692.

Minaya, E. (2004). *Mapa Sismo Tectonico de Bolivia*. Mapa Sismo Tectonico de Bolivia. Memoria explicativa. La Paz, La Paz, Bolivia: Observatorio San Calixto.

Minaya, E. (2012). *Mapa de amenaza sísmico volcánico para Bolivia* – programa de fortalecimiento para la capacidad de evaluación para la amenaza sismo – volcánico en Bolivia.

Minaya, E. (2014). *Historia de 137 años de silencio*. Boletín Especial Observatorio San Calixto.





Ordaz, M. (1991). Brief description of program CRISIS, Internal report, Institute of Solid Earth Physics. Bergen: University of Bergen, Norway.

Petersen, M. D., Harmsen, S. C., Jaiswal, K. S., Rukstales, K. S., Luco, N., Haller, K. M., . . . Shumway, A. M. (2018). Seismic, hazard, risk and design for south america. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(2), 108-800.

Randall, D. E., Taylor, G. K., & Grocott, J. (1996). Major crustal rotations in the Andean margin: Paleomagnetic results from the Coastal Cordillera of northern Chile. *J. Geophys. Res.*

Reasenber, P. A. (1985). Second-order moment of central California seismicity. *Journal of Geophysical Research*, 90(B7), 5479–5495.

Roperch, P., Fornari, M., Hérail, G., & Parraguez, G. V. (2000). Tectonic rotations within the Bolivian Altiplano: Implications for the geodynamic evolution of the central Andes during the late Tertiary. *J. Geophys. Res.*, 795–820.

Russo, A. (1966). Algunas consideraciones fisiográficas del territorio boliviano. *Boletín, Instituto Boliviano del Petróleo*, 6, 7-25.

Ryan, J., Beck, S., Zandt, G., Wagner, L., & Minaya, E. (2016). Central Andean crustal structure from receiver function analysis. *Tectonophysics*, 682(6), 120 – 133.

Scire, A., Zandt, G., Beck, S., Long, M., Wagner, L., Minaya, E., & Tavera, H. (2016). Imaging the transition from flat to normal subduction: variations in the structure of the Nazca slab and upper mantle under southern Peru and northwestern Bolivia. *Geophysical Journal International*, 457–479.

Servant, M., & Fontes, J. C. (1978). Les lacs quaternaires des hauts plateaux des Andes boliviennes. *Premières interprétations paléoclimatiques. Cahiers ORSTOM*, 10, 9-23.

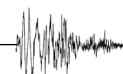
Steward, J., Douglas, J., Boore, D., Campbell, K., Delavaud, E., Erdik, M., & Stafford, P. (2015). Selection of a global set of ground motion prediction equations: work undertaken as part of Task 3 of the GEM-PEER Global GMPEs project. *PEER Report 2012*. Pacific Earthquake Research Centre.

Suarez-Soruco, R. (1986). The Carboniferous System of Bolivia: a brief summary. *ANNUAL MEETING OF WORKING GROUP OF PROJECT No 211 IGCP-IUGS (Late Paleozoic of South America)* (págs. 11-26). Cordoba: IUGS.

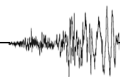
Utsu, T. (1965). A method for determining the value of b in a formula  $\log n = a - bM$  showing the magnitude-frequency relation for earthquakes. *Geophys. Bull.*, 99-103.

Vega, A., Griffiths, T., Nieto, M., Condori, F., & Fernandez, G. (2016). Mapa de intensidades máximas probables de Bolivia. La Paz: Observatorio San Calixto.

Vega, B. A. (1996). Complementos a la historia sísmica de Bolivia. *Revista Geofísica*. (IPGH) (45), 73-124.



Ward, K. M., Porter, R. C., Zandt, G., Beck, S., Wagner, S. L., Minaya, E., & Tavera, H. (2013). Ambient noise tomography across the Central Andes. *Geophysical Journal International*, 194(3), 1559–1573.



## 13.2 A2. Espectros de diseño<sup>2</sup>

### 13.2.1 Introducción

En Bolivia no se cuenta con un espectro de respuesta para diseño sismorresistente basado en datos de registros sísmicos reales, por lo que históricamente se ha recurrido a normas internacionales o de naciones vecinas para poder diseñar estructuras sismorresistentes en territorio nacional; en el presente anexo se presenta el procedimiento de obtención de espectros de respuesta para diseño a partir de registros de velocidad de 25 sismos disponibles en la base de datos del IRIS en el internet, estos sismos fueron registrados en la estación sísmica LPAZ, por lo que representan solamente un punto dentro del país; lo ideal es contar con registros de muchas estaciones en distintas ubicaciones representativas, sin embargo es la mayor cantidad de registros que se hayan analizado de esta manera hasta la fecha; aumentar el número de sensores queda como tarea futura para las autoridades de nuestro país e instituciones de investigación, éstas y otras limitaciones y alcances se analizan al final del presente documento.

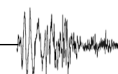
### 13.2.2 Catálogo y registros sísmicos

En la base de datos del proyecto IRIS, se pueden acceder a una gran cantidad de registros sísmicos, para este estudio se han encontrado 25 registros, cuyos datos se encuentran distribuidos dentro y fuera del territorio Boliviano (Figura A2.1), como se puede observar, la mayor concentración se encuentra entre los departamentos de Cochabamba, Santa Cruz y Chuquisaca, lo cual está en concordancia con la distribución de los sismos más destructivos que se hayan registrado en el país desde épocas coloniales hasta la fecha, el ejemplo más significativo y que es parte de este estudio está dado por el terremoto de Aiquile de 1998.

Tabla A2.1. Catálogo sísmico utilizado.

N°	AÑO	MES	DÍA	M	ESCALA	PROF. (km)	LOCALIDAD	LATITUD	LONGITUD	ESTACIÓN
1	1994	4	3	5.3	mb	37.1	Pojo	-17.7767	-64.8237	LPAZ
2	1994	6	9	8.2	mw	640	Rurrenabaque	-13.8722	-67.5125	LPAZ
3	1998	5	22	6.6	mw	24	Aiquile	-17.8595	-65.539	LPAZ
4	1998	5	22	5.2	mb	34.6	Curadero	-18.0099	-65.126	LPAZ
5	1998	5	22	5.3	mb	33	Toro Toro	-17.9884	-65.81	LPAZ
6	1998	5	26	5.1	mb	33	Mizque	-17.836	-65.3282	LPAZ
7	1998	5	29	5.1	mb	33	Totora	-17.7067	-65.253	LPAZ
8	2004	3	22	5.7	MW	20.1	SaltaLP	-22.9481	-64.4059	LPAZ
9	2007	9	10	5.2	MW	20.2	Perú-Bolivia	-17.2051	-69.4671	LPAZ
10	2008	9	5	4.0	mb	4	Illimani1	-16.6751	-67.5706	LPAZ
11	2009	7	11	4.5	mb	35	Tunari	-17.2142	-66.2975	LPAZ
12	2011	5	13	3.8	MI	26.3	Caluyo	-17.5491	-66.1411	LPAZ
13	2013	7	7	3.4	mb	10	Tiraque	-17.3147	-65.66	LPAZ
14	2013	7	7	4.6	mb	26.9	Punata	-17.5008	-65.7638	LPAZ
15	2013	7	7	3.8	ML	4.2	Punata1	-17.477	-65.78	LPAZ
16	2013	11	9	4.5	mL	21.2	Larati	-17.335	-66.048	LPAZ
17	2014	10	1	5.2	MW	10	Illimani	-16.6358	-67.5421	LPAZ
18	2016	5	22	5.3	Mww	5.3	Tartagal	-22.3467	-64.2278	LPAZ
19	2017	6	11	5.1	mb	10	Yapacaní	-17.5365	-63.9347	LPAZ

<sup>2</sup> Anexo redactado por:  
Ing. Luis Pablo Burgos Vargas



## 13.2 A2. Espectros de diseño

20	2017	10	6	4.6	mb	35.47	Yapacaní	-17.5732	-64.1786	LPAZ
21	2018	12	20	5.0	mb	10	Chuquisaca	-19.2859	-63.9461	LPAZ
22	2020	5	10	4.3	mb	10	Abapo	-19.0713	-63.6603	LPAZ
23	2020	5	31	6.0	mww	153.41	Juliaca-Perú	-15.2747	-70.663	LPAZ
24	2020	6	29	5.0	mb	35	La Cajita	-18.9626	-63.8071	LPAZ
25	2020	6	29	5.0	mb	37.72	La Cajita1	-18.9254	-63.8484	LPAZ

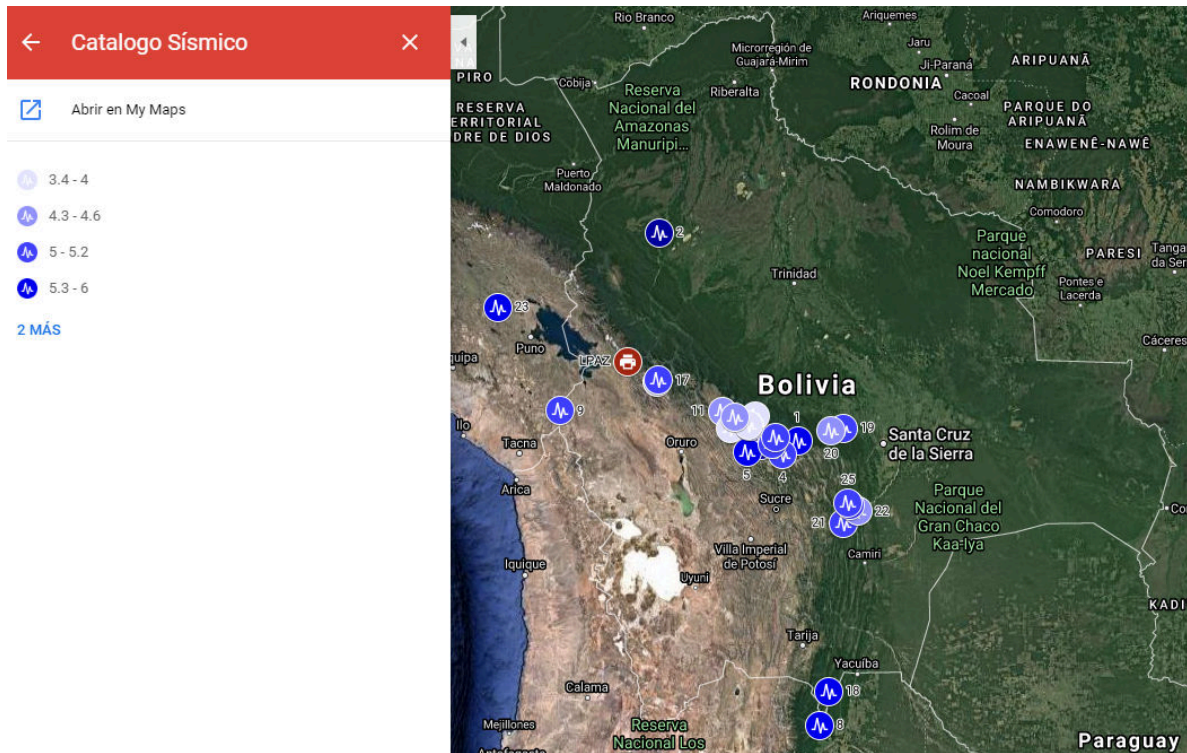
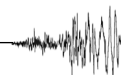


Figura A2.1. Distribución de los registros sísmicos en territorio boliviano.

Los registros sísmicos son obtenidos en bruto (Figura A2.2), es decir tal cual fueron registrados por el sismómetro, por lo que es necesario realizar un procedimiento de procesamiento de señales y deconvolución, inicialmente para poder analizar y utilizar los registros sísmicos.



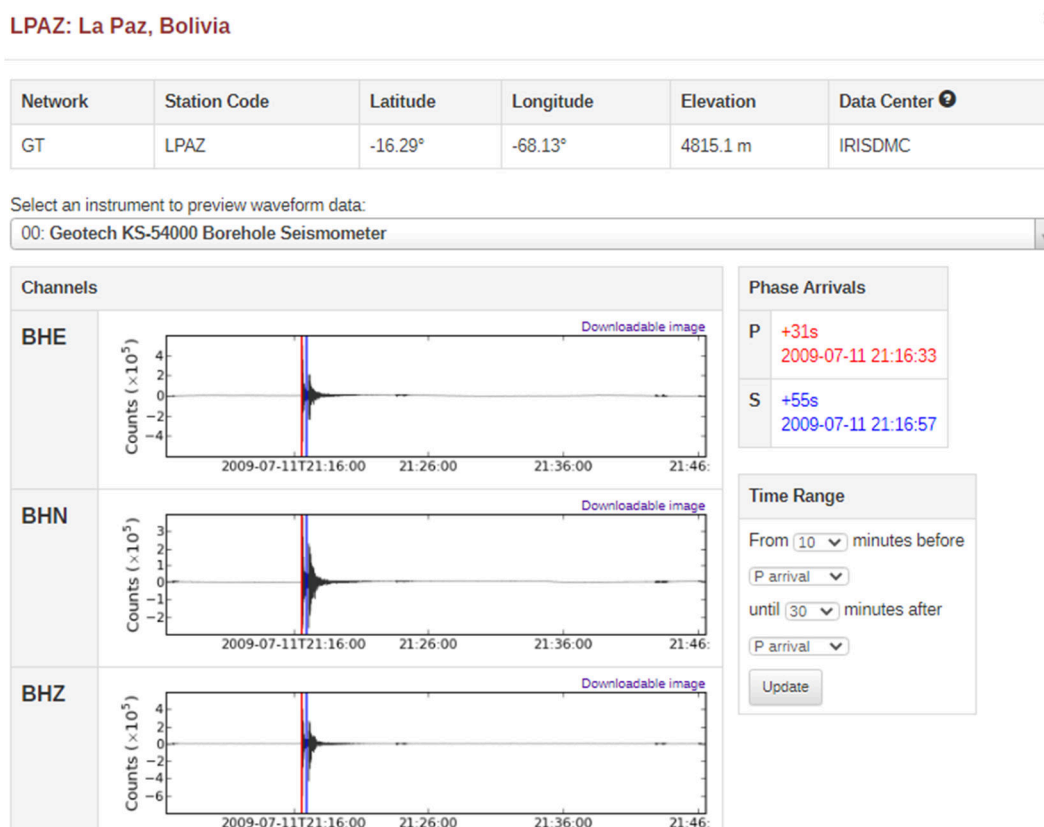
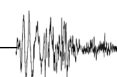


Figura A2.2. Ejemplo de registro sísmico en bruto.

Para llevar a cabo la deconvolución, es preciso contar con la ecuación de transferencia del sensor, cuyos datos esenciales están disponibles en la página web del proyecto IRIS, al reconstruir la ecuación de transferencia es posible realizar una deconvolución de la señal en bruto al movimiento del terreno, en este caso a la velocidad del terreno, posteriormente es posible integrar o derivar la señal y obtener el desplazamiento o la aceleración del terreno según sea la necesidad. Es preciso recalcar que los datos del sensor que se encuentran disponibles son, los proporcionados por la calibración del sensor en una determinada fecha, esta calibración proporciona datos aproximados y los datos reales son imposibles de obtener a menos que, se desarme pieza por pieza el sensor; por lo cual, se asume estos valores como válidos para la corrección teórica, es de todas maneras importante realizarla para poder compensar al menos parcialmente los desfases en el tiempo de ciertas ondas de ciertas frecuencias, producto de las características intrínsecas de cada sensor. En la Fig. A.2.3 se presenta la función de transferencia reconstruida, cabe aclarar que es la misma para los tres ejes, Este-Oeste, Norte-Sur y Vertical (Z).



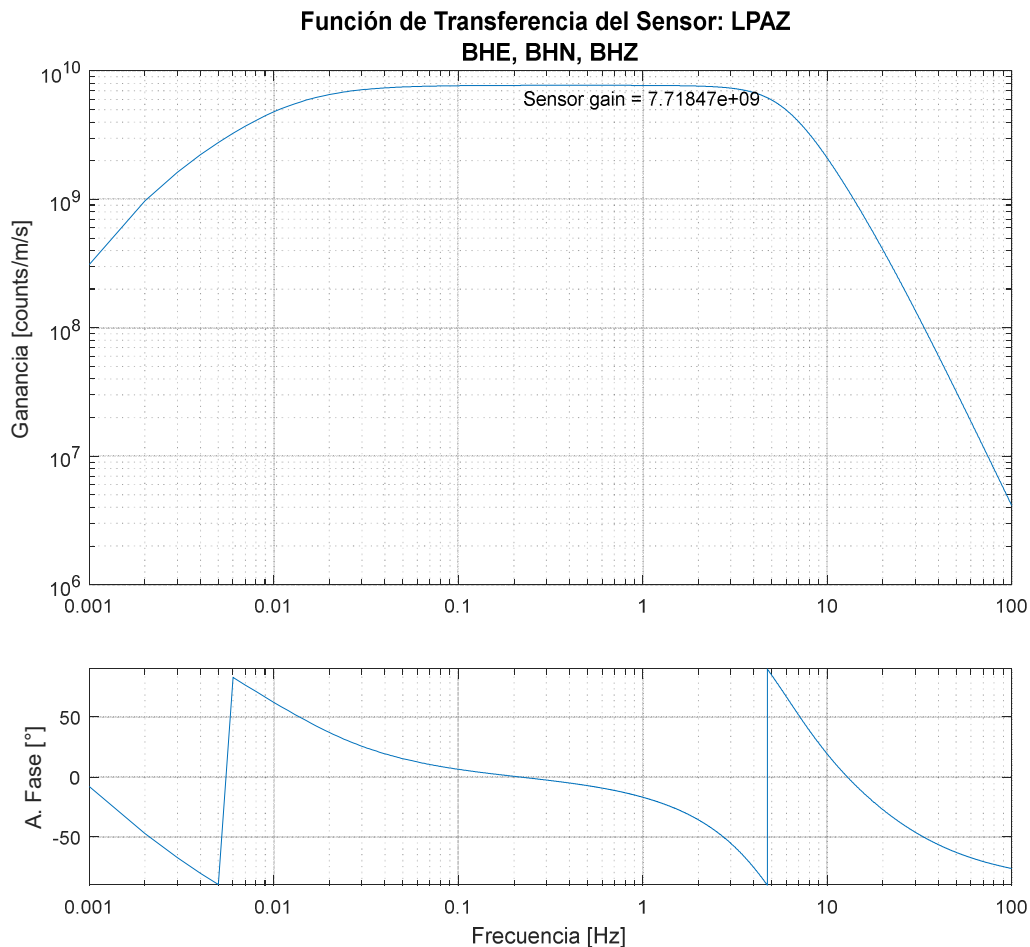
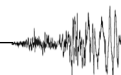
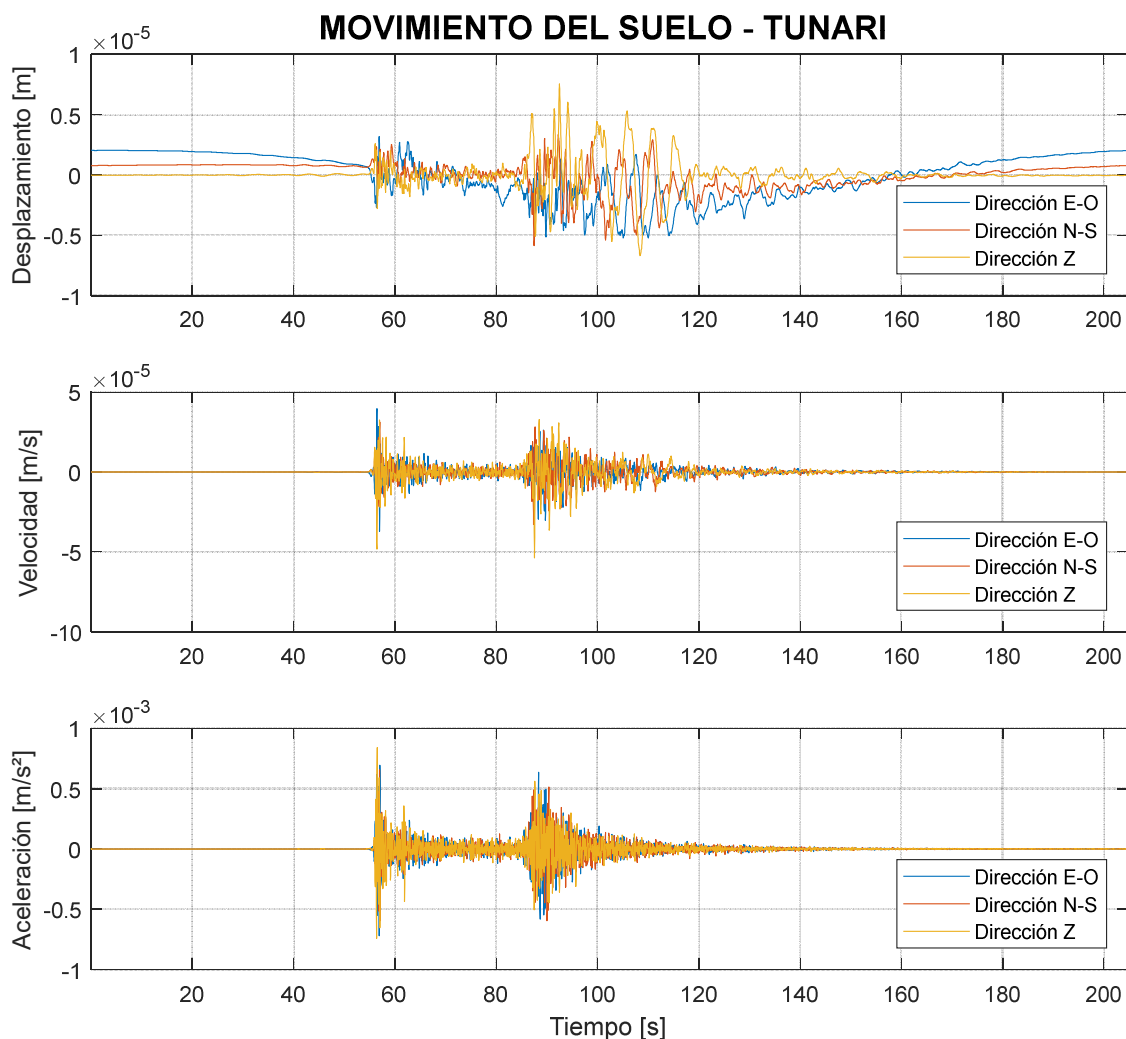


Figura A2.3. Función de transferencia reconstruida del sensor LPAZ.

### 13.2.3 Obtención del movimiento del terreno

Aplicando la deconvolución, se obtiene el movimiento del terreno, información básica para la obtención de la respuesta de un vibrador de un grado de libertad con una determinada frecuencia natural de vibración, cuya respuesta de desplazamiento máximo proporciona un punto del espectro de respuesta de desplazamientos máximos para un determinado evento y una dirección determinada, por lo que se hace un barrido de cálculos para un determinado conjunto de frecuencias naturales para cada sentido y para cada evento, almacenando el desplazamiento de respuesta máxima de cada uno de ellos, esto requiere tiempo y esfuerzo de computación, pero con el software adecuado es una tarea rápida actualmente gracias a la tecnología.





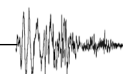
#### A2.4. Espectros de respuesta de desplazamientos máximos normalizados

Se ha hecho un barrido de frecuencias naturales a 200 Hz entre 0 y 20 segundos de periodo, es decir, se ha determinado la respuesta de 4 000 vibradores de un grado de libertad para cada acelerograma en sentido EO y otro número similar para el sentido NS, para cada uno de los 25 sismos del catálogo disponible.

Por lo que en total se ha determinado la respuesta para 4 000 frecuencias naturales correspondientes a un número similar de estructuras posibles, un total de 200 000 resoluciones de la integral de Duhamel.

Para poder comparar los espectros de respuesta, dado que pertenecen a sismos provenientes de distintas distancias, distintas magnitudes y distintas profundidades, se han normalizado respecto al desplazamiento máximo de cada vibrador de 1GL, obteniéndose el factor de amplificación dinámica de desplazamiento, el cual puede ser ahora comparable entre todos los espectros de respuesta de los registros y direcciones posibles, en la Fig. A2.4 se muestran los resultados.

Esto se ha repetido para 3 distintos porcentajes de amortiguamiento, 2, 5 y 10%, por lo que en total se analizaron 600 000 situaciones distintas.





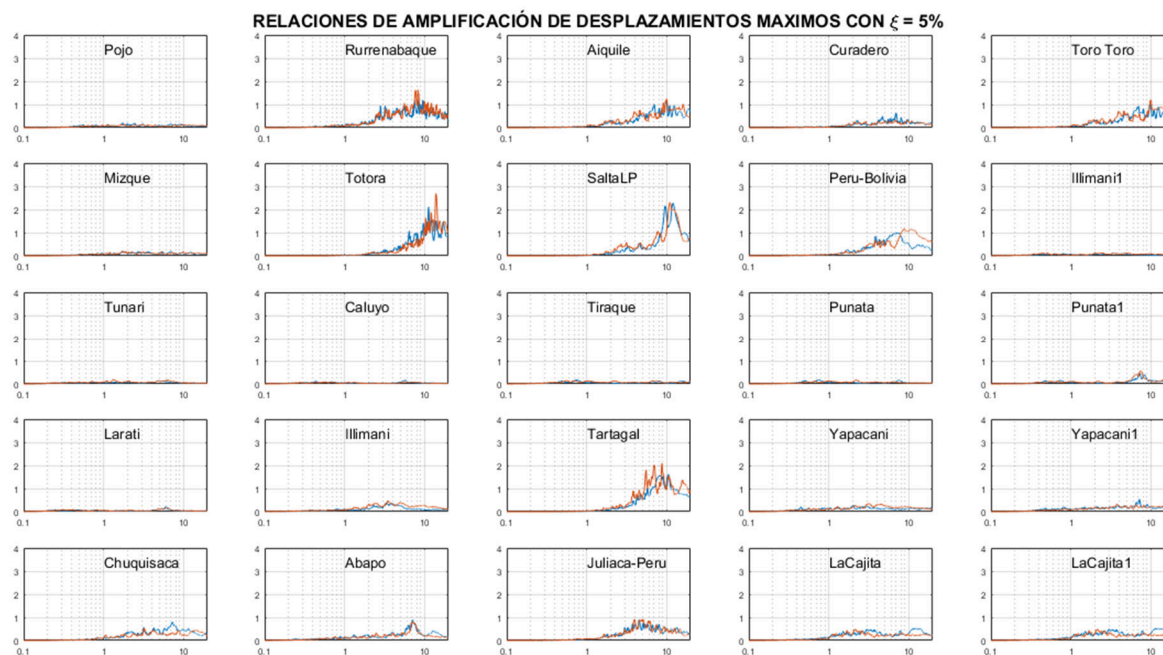


Figura A2.3. Espectros de respuesta de desplazamientos máximos normalizados aplicando la integral de Duhamel, sentido EO (azul) y NS (naranja).

### 13.2.4 Envolventes de espectros de respuesta normalizados EO y NS

Para poder analizar la situación más desfavorable, se debe adoptar una envolvente entre los espectros EO y NS, en la Fig. A2.3, posteriormente esta simplificación se corrige tomando en cuenta la direccionalidad de un sismo aplicando la fuerza sísmica en un sentido y un 30% en el sentido transversal.

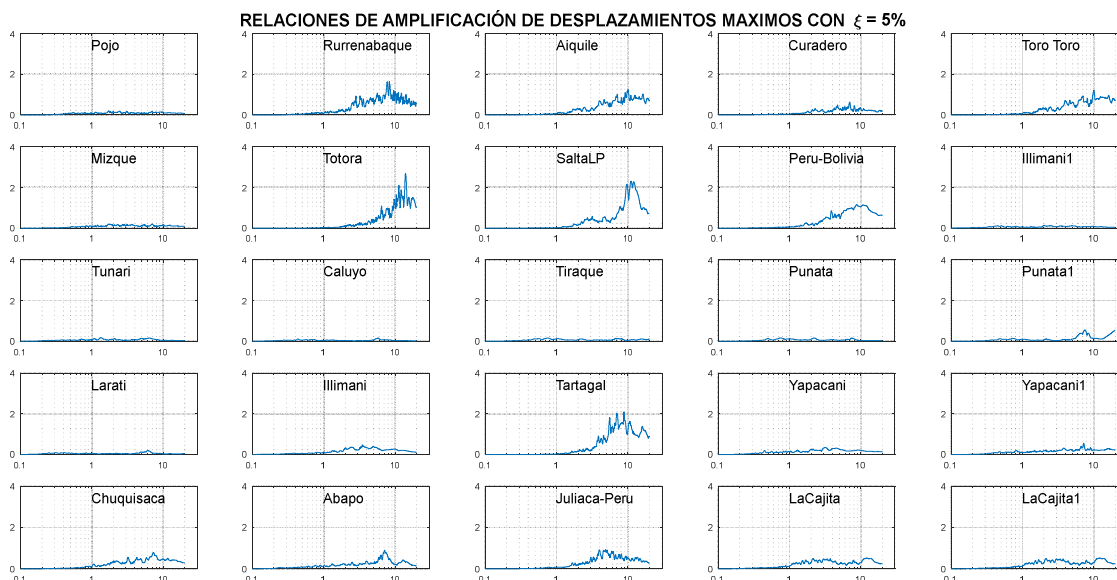


Figura A2.4. Envolvente de Espectros de respuesta desplazamientos normalizados.

Los espectros antes mostrados, pueden llevarse ahora a espectros de amplificación de pseudovelocity normalizada o de pseudoaceleración normalizada, en la Fig. A2.4, se muestran



las envolventes de los espectros de pseudovelocidad normalizados para los 25 sismos del catálogo antes mostrado.

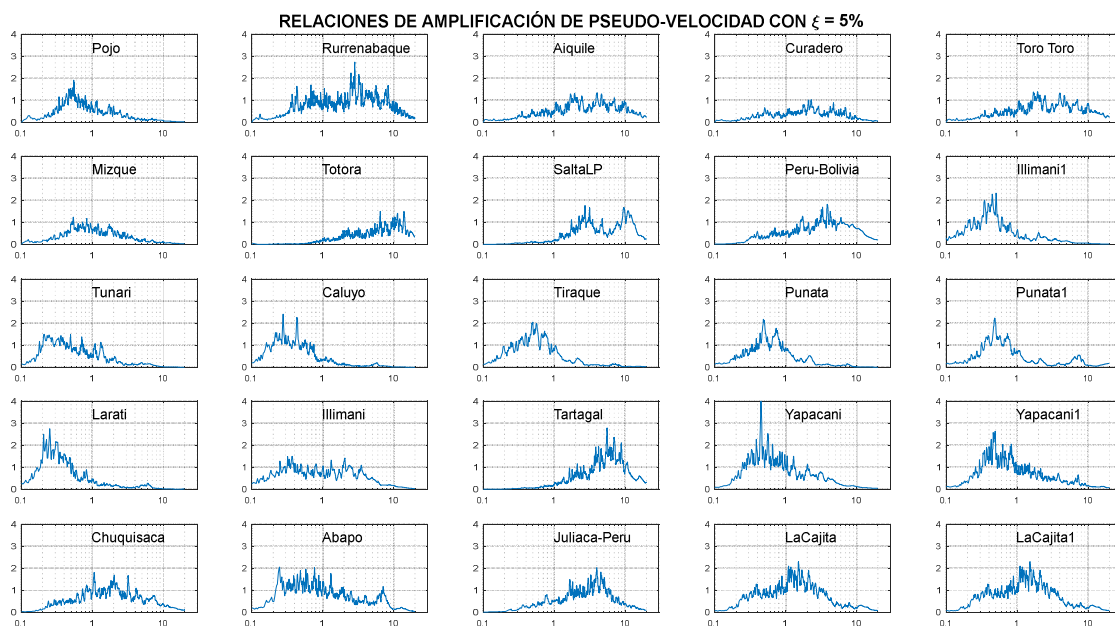


Figura A2.5. Envolventes de espectros de respuesta de velocidad normalizados.

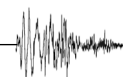
### 13.2.5 Envolvente de espectros totales normalizados

Para estudiar los espectros de la Figura A2.5, se han clasificado en 3 los tipos de espectros, aquellos que tienen su pico máximo en periodos de menos de 1 segundo, los que tienen el pico máximo entre 1 y 10 segundos de periodo y los que tienen su pico más alto a periodos de más de 10 segundos.

- *Picos de periodos cortos (<1 s)*, en éstos se encuentran los registros de Pojo, Mizque, Illimani1, Tunari, Caluyo, Tiraque, Punata, Punata1, Larati, Illimani, Yapacani, Yapacani1 y Abapo.
- *Picos de periodos intermedios (1 s a 10 s)*, Rurrenabaque, Aiquile, Curaderos, Toro Toro, Perú-Bolivia, Chuquisaca, Juliaca-Perú, La Calita y La Cajita1.
- *Picos de periodos largos (>10 s)*, Totorá, SaltaLP, Tartagal.

En la Figura A2.6 se muestran gráficamente estos espectros en colores grises, en azul claro se muestra la media de los espectros, este espectro tiene un 50% de probabilidades de no ser excedido, en línea azul oscuro se muestra la media más una desviación estándar, la cual tiene una probabilidad del 84% de no ser excedida, siguiendo la regla empírica y asumiendo una distribución normal de los errores.

Los tres escenarios representan 3 tipos de amenazas distintas, en condiciones ideales, se esperan picos máximos de periodos cortos cuando el sismo es cercano y a medida que crece la distancia al foco el pico máximo se va dando a periodos cada vez más largos, suponiendo un punto de análisis de propagación en roca, sin embargo analizando el catálogo, existen sismos muy lejanos como el de Rurrenabaque (profundidad de 640 km) que tienen el pico en frecuencias intermedias, o sismos lejanos como los sismos de Yapacani y Yapacani1 que tienen picos de



periodos cortos, esto se debe a la gran complejidad del medio de transmisión de las ondas sísmicas en la corteza terrestre en Bolivia.

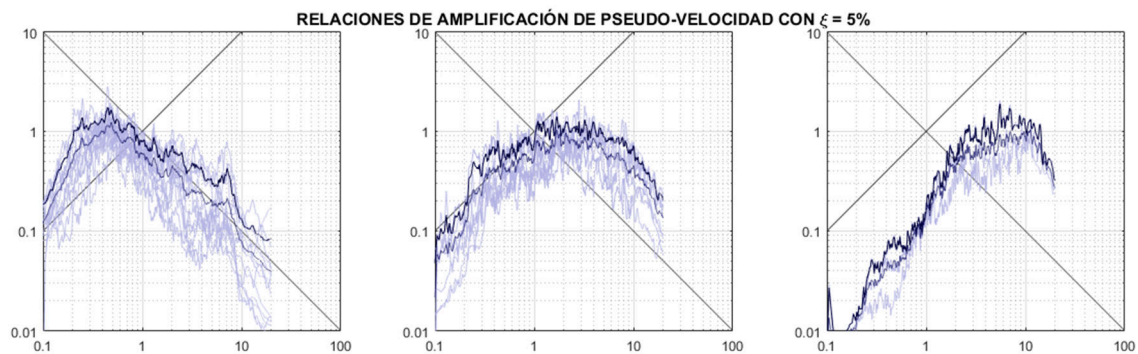


Figura A2.6. Clasificación de los espectros según el intervalo de periodos en los cuales tienen su pico máximo. A la izquierda los sismos con picos menores a 1 segundo, al centro los sismos con picos máximos entre 1 y 10 segundos de periodo y a la derecha los sismos con picos máximos mayores a 10 segundos.

Por este motivo, es necesario tomar en cuenta los 3 escenarios como situaciones distintas e independientes, lo que requiere una vez más hacer una envolvente de estas 3 situaciones, en la Fig. A2.7 se muestra en color rojo la envolvente de los espectros para un amortiguamiento del 5%, en morado pálido la envolvente de las medias de los 3 escenarios planteados.

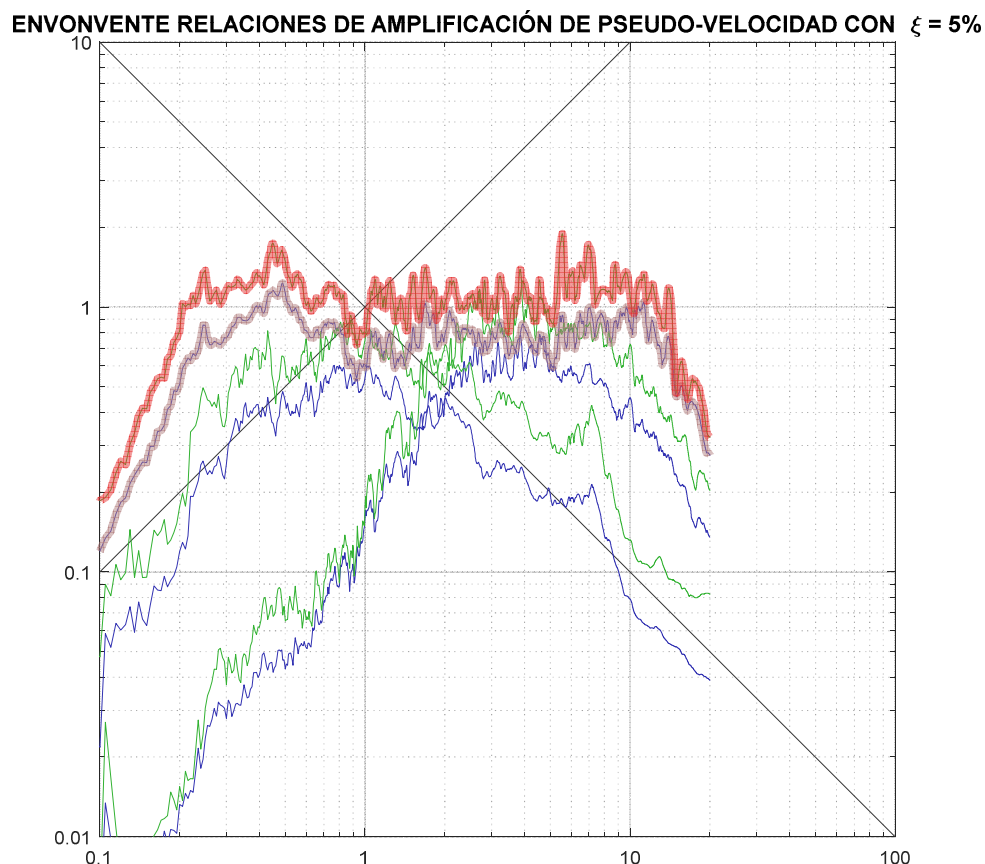


Figura A2.7. Envolvente total de los espectros de respuesta de pseudovelocidad normalizados.



Esas envolventes son las peores situaciones que pueden esperarse, por lo que son los espectros con los cuales se hará la calibración del espectro idealizado para diseño sismorresistente.

### 13.2.6 Espectros de respuesta de desplazamientos máximos normalizados

En la A2.8, se muestran los espectros de amplificación dinámica de los desplazamientos máximos para las 3 relaciones de amortiguamiento estudiadas (2, 5 y 10%), como se hace en normativas internacionales, se utilizarán los resultados de los espectros del 5% de amortiguamiento para la calibración de los espectros para diseño, estos espectros pueden multiplicarse por la aceleración máxima del suelo en unidades del sistema internacional de medidas para poder estimar los desplazamientos máximos a una determinada aceleración del suelo.

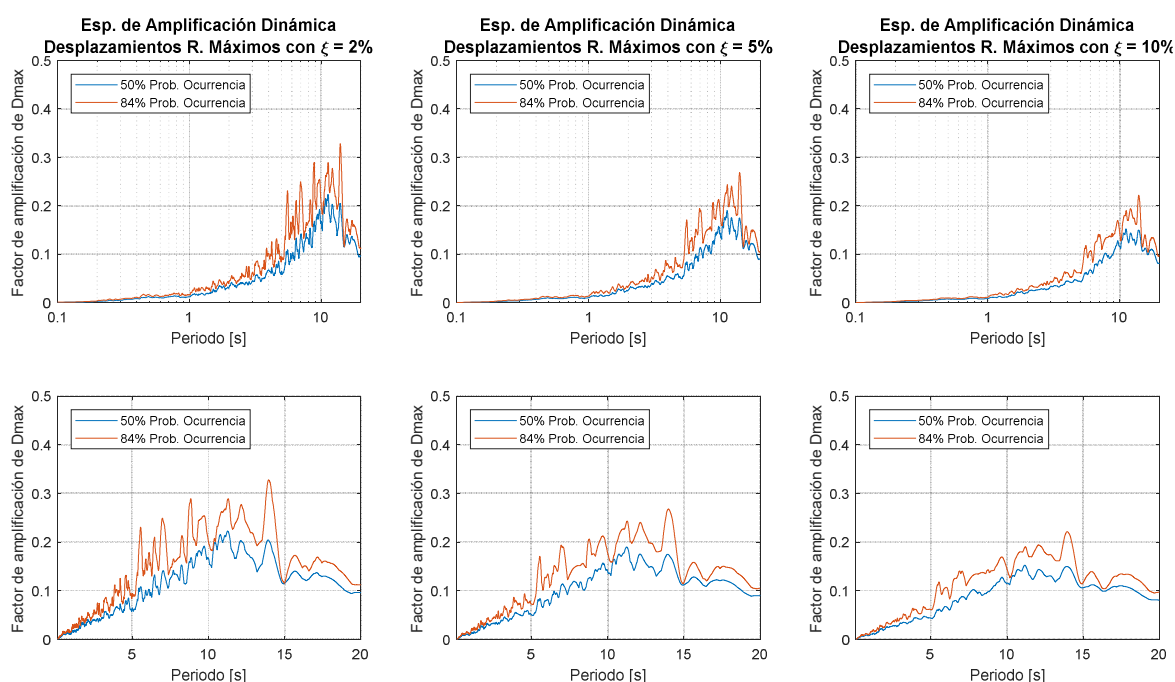


Figura A2.8. Espectros de amplificación dinámica de desplazamientos máximos.

### 13.2.7 Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones normalizados

Los espectros se los determina frecuentemente en términos de aceleración, para poder multiplicarlos por la masa del vibrador de 1 GL y así poder determinar la fuerza necesaria para obtener la deformación máxima esperada, información básica para el diseño de estructuras. En la Figura A2.9. se muestran los espectros de pseudoaceleración normalizados obtenidos a partir de los espectros de la Figura A2.8.

A partir de estos es posible determinar las frecuencias de corte del espectro,  $T_0$  el periodo de inicio de la meseta,  $T_S$  el periodo en el que finaliza la meseta de pseudoaceleración y  $T_L$  periodo en el que finaliza el ramal de pseudovelocidad.

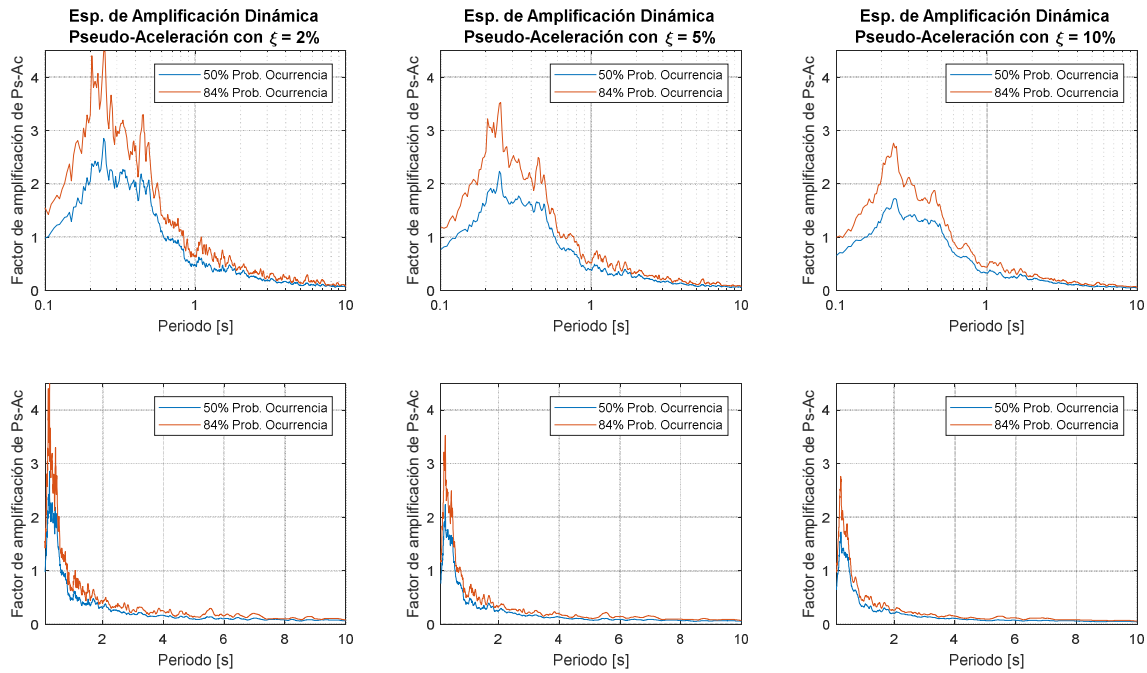


Figura A2.9. Espectros de amplificación dinámica de pseudoaceleraciones.

### 13.2.8 Propuesta de espectro de diseño para Bolivia

Las ecuaciones paramétricas del espectro:

- Para  $T < T_0$   $S_{ae}(T) = S_0 \cdot \left[ 1 + (\alpha_s \cdot F_a) \cdot \frac{T}{T_0} \right]$
- Para  $T_0 \leq T \leq T_s$   $S_{ae}(T) = \alpha_s \cdot F_a \cdot S_0$
- Para  $T_s < T \leq T_L$   $S_{ae}(T) = \frac{\alpha_1 \cdot F_v \cdot S_0}{T}$
- Para  $T_L < T$   $S_{ae}(T) = \frac{\alpha_1 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T^2}$

Con  $T_0 = 0.2 \cdot \frac{\alpha_1 \cdot F_v}{\alpha_s \cdot F_a}$ ,  $T_s = \frac{\alpha_1 \cdot F_v}{\alpha_s \cdot F_a}$  y  $T_L$  que se determina de una tabla.

A partir de estas ecuaciones, se ha ajustado a los espectros mostrados en la Figura A2.9 para un amortiguamiento del 5%, aplicando los siguientes valores:

Factor de amplificación de periodos cortos:  $\alpha_s = 2.5$

Factor de amplificación de periodos cortos:  $\alpha_1 = 1.5$

Factor para determinar el periodo de comienzo de la meseta: 0.25

El periodo largo  $T_L$ , se ha puesto como una función tal como  $T_0$  y  $T_s$ :  $T_L = \frac{20}{3} \cdot \frac{\alpha_1 \cdot F_v}{\alpha_s \cdot F_a}$

De esta manera, se ha podido simplificar las expresiones para determinar el espectro ajustado, el cual se encuentra graficado y superpuesto a los espectros normalizados para su comparación en la Figura A2.10.



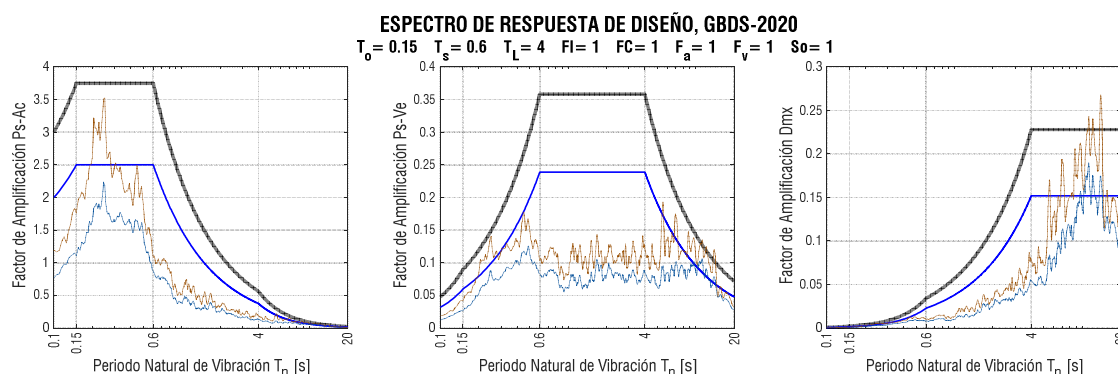


Figura A2.10. Propuesta de espectro de diseño para Bolivia.

Reemplazando los valores mencionados, es posible determinar expresiones simplificadas de las iniciales las cuales son mucho más sencillas de utilizar. Las ecuaciones paramétricas simplificadas propuestas son:

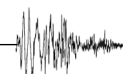
- Para  $T < T_0$   $S_{ae}(T) = F_a \cdot S_0 \cdot \left[ 1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_0} \right]$
- Para  $T_0 \leq T \leq T_s$   $S_{ae}(T) = 2.5 \cdot F_a \cdot S_0$
- Para  $T_s < T \leq T_L$   $S_{ae}(T) = \frac{1.5 \cdot F_v \cdot S_0}{T}$
- Para  $T_L < T$   $S_{ae}(T) = \frac{1.5 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T^2}$

Con  $T_0 = 0.15 \cdot \frac{F_v}{F_a}$   $T_s = 0.6 \cdot \frac{F_v}{F_a}$  y  $T_L = 4 \cdot \frac{F_v}{F_a}$

Se propone que  $T_L$  sea móvil al igual que los otros periodos limites, puesto que éste varía respecto a las condiciones de un determinado punto, en muchos casos como Argentina o México se determina por criterios de desplazamiento máximo del terreno observados, dato que en Bolivia no se cuenta, sin embargo al dejarlo móvil, este límite puede moverse según el tipo de suelo, lo cual puede correlacionarse a la realidad boliviana puesto que todos los centros poblados se encuentran parcial o totalmente emplazados en relleno sedimentario posibles de presentar efectos de sitio, entre ellos la posible amplificación de las ondas sísmicas de largos periodos.

### 13.2.9 Espectros de respuesta para diseño de la norma (ASCE/SEI 7, 2016)

Analizando la normativa americana, se puede deducir de sus expresiones matemáticas, que los factores  $F_a$  y  $F_v$  están determinados para distintas magnitudes de la aceleración máxima del suelo para periodos cortos y para periodos de un segundo, es decir, de su terremoto máximo de diseño, la combinación de los cuales con los factores de amplificación  $\alpha_S$  y  $\alpha_I$  dan las características propias de un determinado punto dentro del territorio estadounidense, en la norma (ASCE/SEI 7, 2016), se proporcionan directamente los valores  $S_S$  y  $S_I$  en mapas, datos con los cuales no contamos en Bolivia.





De todas formas, podemos deducir que:

$$\begin{cases} S_S = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{DS}}{F_a} \\ S_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{D1}}{F_v} \end{cases} \quad (1)$$

Del espectro propuesto, tenemos que:

$$\begin{cases} S_{DS} = 2.5 \cdot F_a \cdot S_0 \\ S_{D1} = 1.5 \cdot F_v \cdot S_0 \end{cases} \quad (2)$$

Por lo tanto, para el espectro único disponible, tenemos que:

$$\begin{cases} S_S = \frac{15}{4} \cdot S_0 \\ S_1 = \frac{9}{4} \cdot S_0 \end{cases} \quad (3)$$

Por lo tanto, es posible poner las tablas de  $F_a$  y  $F_v$  en función de  $S_0$ , que está dada por la aceleración máxima del suelo proporcionado por el mapa de amenaza sísmica uniforme (PSHBO, 2019).

### 13.2.10 Determinación de las tablas de $F_a$ y $F_v$ en función del PGA

Entonces, podemos reescribir los límites de las aceleraciones de las tablas de la norma (ASCE/SEI 7, 2016) en función de la aceleración máxima del suelo PGA ( $S_0$ ).

Tabla A2.2. Coeficiente de Sitio de periodo corto,  $F_a$

Tipo de suelo	$S_0 < 0.067$	$S_0 = 0.133$	$S_0 = 0.2$	$S_0 = 0.267$	$S_0 = 0.333$	$S_0 > 0.4$
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Tabla A2.3. Coeficiente de Sitio de periodo largo,  $F_v$

Tipo de suelo	$S_0 < 0.044$	$S_0 = 0.089$	$S_0 = 0.133$	$S_0 = 0.178$	$S_0 = 0.222$	$S_0 > 0.267$
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	4.2	3.3	2.8	2.4	2.4	2.4



En una próxima versión de la guía sísmica, si se cuentan con registros de otras estaciones sismológicas o registros sísmicos obtenidos de una mayor cantidad de registros, es posible adoptar el mismo criterio de la normativa americana, utilizando  $S_S$  y  $S_I$ .

Los valores de  $F_a$  y  $F_v$  son adoptados de la norma (ASCE/SEI 7, 2016), los valores en negrita para el tipo de suelo E se obtuvieron de la Figura C11.4-2, la cual se muestra a continuación, estos valores son referenciales, puesto que como indica la norma mencionada, es necesario realizar estudios de sitio apropiados en caso de tener este tipo de suelo, el uso de estos valores es de entera responsabilidad del proyectista, puesto que puede conllevar una subvaluación de la amplificación sísmica o una sobrestimación de la misma.

### 13.2.11 Ejemplos de aplicación

Con el propósito de evaluar el comportamiento del espectro de diseño propuesto, se ha realizado la evaluación de los espectros para 4, 14, 20 y 24% de la gravedad, considerados representativos del mapa de amenaza (PSHBO, 2019).

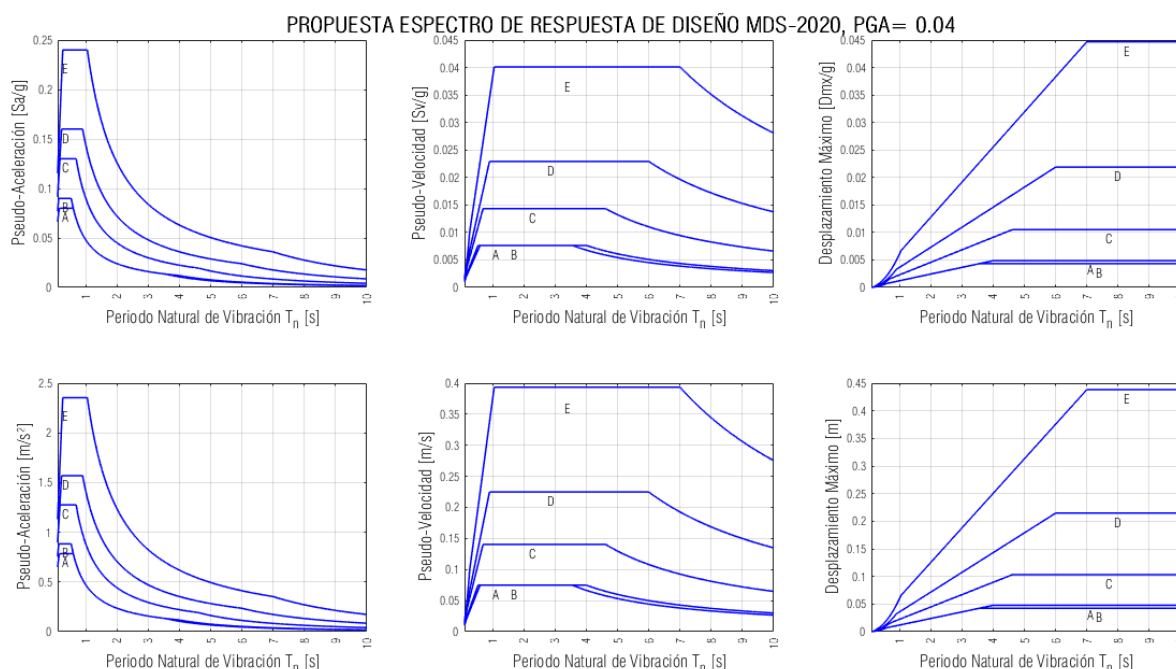
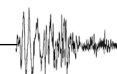


Figura A2.11. Espectros de respuesta para 4% de la gravedad.



## 13.2 A2. Espectros de diseño

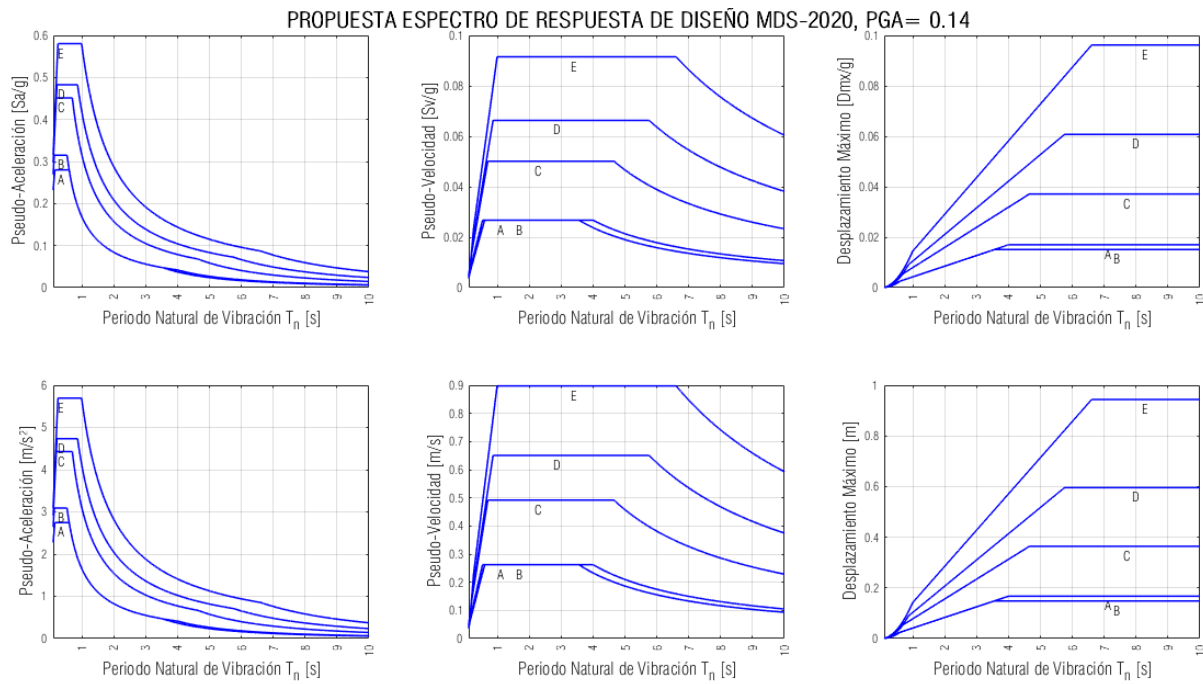


Figura A2.12. Espectros de respuesta para 14% de la gravedad.

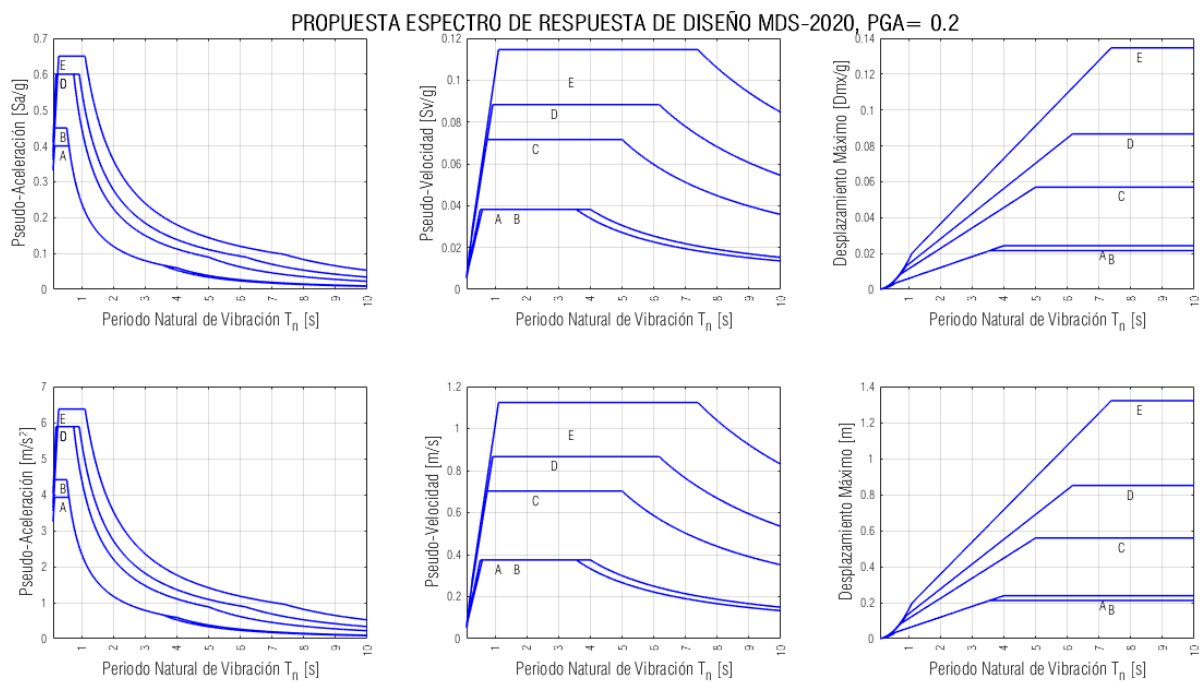
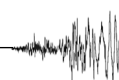


Figura A2.13. Espectros de respuesta para 20% de la gravedad.



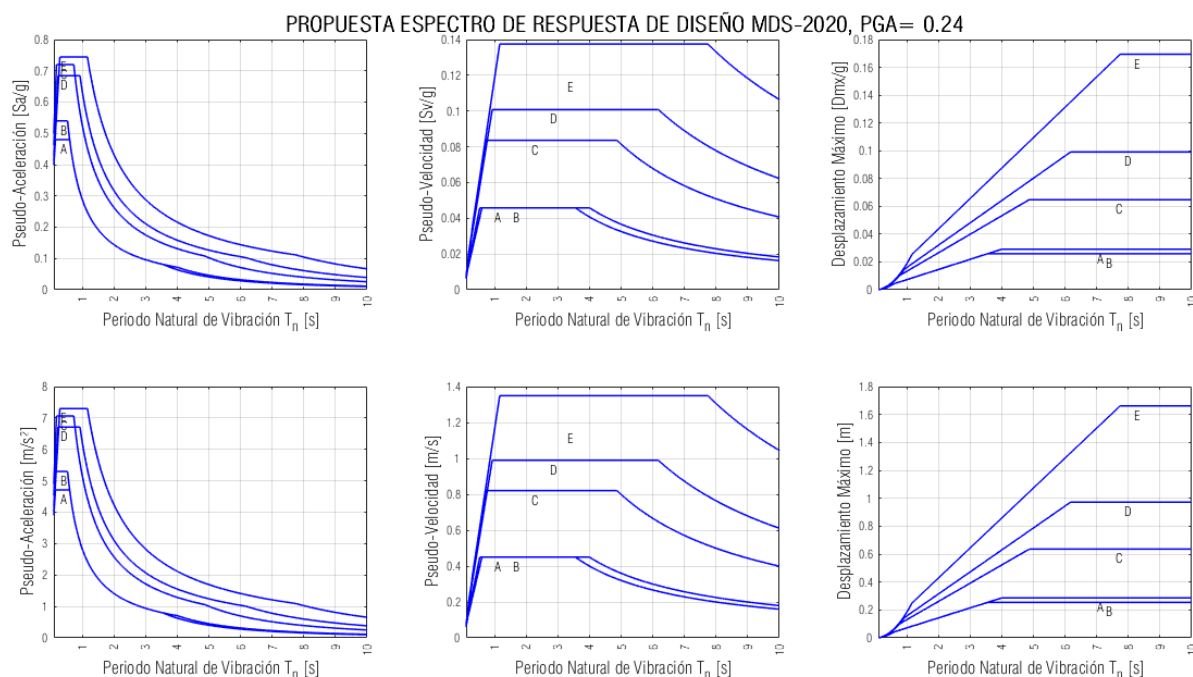
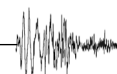


Figura A2.14. Espectros de respuesta para 24% de la gravedad.

### 13.2.12 Limitaciones y recomendaciones

- Los espectros de respuesta utilizados fueron escalados a falta de registros de sismos destructivos registrados en territorio boliviano, por lo que es necesario ampliar la red sísmica en el país, procurando la instalación de acelerómetros que son más propicios para el diseño sismorresistente.
- Este espectro es representativo solamente de un punto, la estación sísmica LPAZ, sin embargo, se puede extrapolar en cierta manera su validez a gran parte del territorio nacional puesto que los sismos atravesaran más o menos las mismas condiciones en sentido contrario, por lo que esperable el mismo contenido de frecuencias en regiones cercanas a los epicentros estudiados.
- Si bien la confiabilidad del contenido de frecuencias es alta, no lo es tanto la amplitud, al tratarse de un sensor de velocidad, éste en muchos sismos de gran magnitud saturó, perdiendo información de la aceleración máxima del suelo y por ende la respuesta máxima; es necesario contar con sensores más adecuados para el registro de aceleración.
- Los factores  $F_a$  y  $F_v$  para el tipo de suelo E se han adoptado con fines referenciales, estos valores quedan pendientes de revisión para versiones futuras del documento. Su uso por parte del proyectista puede conllevar sobrestimación o subestimación de la amplificación del movimiento sísmico, por lo que es fuertemente recomendable hacer un estudio específico en caso de estructuras de gran importancia.



## 13.3 A3. Propuesta: Programa de instrumentación de acelerómetros nacional<sup>3</sup>

### 13.3.1 Introducción

El Observatorio San Calixto, institución sin fines de lucro de la Compañía de Jesús, dedicada al monitoreo sísmico e infrasonido; es una obra de la Compañía de Jesús que, con más de 100 años de experiencia en sismología propone ser la institución que se encargue de almacenar y distribuir de forma abierta los datos del *Plan de Instrumentación de Acelerómetros Nacional* (PIAN).

Una muestra de su seriedad y compromiso con el país fue la elaboración del Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para Bolivia (PSHBO, 2019); en el que se presenta la zonificación sísmica y sus respectivas aceleraciones máximas probables, además de espectros uniformes de amenaza sísmica (UHS, por sus siglas en inglés) y análisis de desagregaciones para las capitales de departamento.

Sin embargo, este mapa no es estático, la necesidad de mejorarlo con más investigaciones en el área de la sismología, ingeniería sísmica, ingeniería estructural y geofísica, es tarea constante. Para cumplir este objetivo, se debe instrumentar nuestro territorio nacional con sensores de velocidad, aceleración y desplazamiento además de garantizar su funcionamiento en el tiempo en beneficio del país.

### 13.3.2 Instrumentación

Brevemente se explica la diferencia entre los distintos equipos de monitoreo, disponibles para la instrumentación, en el mercado.

*Sensores de Desplazamiento:* Antiguamente los péndulos de los sismógrafos reportaban el desplazamiento del suelo, hoy en día las estaciones GPS diferenciales son capaces de medir esta variable. Su principio de funcionamiento es básicamente similar al Sistema de Posicionamiento Global, la diferencia entre el punto inicial de medida y el punto de desplazamiento del mismo en un periodo de tiempo.

*Sensores de Velocidad:* También conocidos como sismómetros, estos dispositivos por la configuración electro-magnética son capaces de medir la velocidad del suelo, el principio básico de funcionamiento está en medir las diferencias de corriente que pasan por una bobina que envuelve la masa (imán), un sistema de retroalimentación con amplificadores operaciones permite amplificar las señales para su reconstrucción en una unidad de digitalización.

*Sensores de Aceleración:* Conocidos como acelerómetros, trabajan con el principio de fuerzas balanceadas, la fuerza inicial es compensada (balanceada) por otra fuerza electrónica para que la masa (imán) esté en equilibrio y no sature (clip) las medidas. Por este motivo es posible registrar terremotos de magnitudes superiores a 6  $M_w$  sin saturar la señal.

---

<sup>3</sup> Anexo redactado por:

M. Sc. Ing. Gonzalo A. Fernández M., Ing. Walter Arce, OSC

M. Sc. Ing. Bernardo Ugarte, UCB sede Santa Cruz



*Sistemas de Conversión Analógico - Digital:* Son utilizados para registrar las variaciones electromagnéticas que los distintos sensores de movimiento producen, éstas son convertidas a pulsos electrónicos (teorema de Nyquist) para su almacenamiento, transmisión/recepción de datos digitales.

Para el presente proyecto se recomienda instrumentar con:

- Sensores de aceleración de fuerza balanceada (FBA) que por lo menos tengan la frecuencia natural de 200 Hz, soporten al menos fuerzas de 1.5 G, rango dinámico de al menos 120 dB y amortiguamiento de al menos el 70% y tres canales (Vertical, Norte – Sur, Este – Oeste).
- Unidades de conversión analógico – digital deberán contar con al menos tres canales de registro (Vertical, Norte – Sur, Este – Oeste), al menos 24 bits para la conversión, autonomía de almacenamiento de al menos 6 meses de forma continua.
- Sistemas de almacenamiento por disparo (trigger STA/LTA) en caso de desear ahorrar espacio en memoria interna; en caso de contar con un sistema de transmisión de datos se recomienda que los protocolos sean TCP/IP para conectar a la nube de Internet.
- Sistemas de alimentación de corriente continua (paneles solares con todos sus accesorios para la carga de baterías de voltaje continuo).
- Obligatoriamente con antenas GPS y/o sincronización NTP (Network Time Protocol) para que las formas de onda (series de tiempo) estén con la hora universal.

Existen distintos proveedores de sensores de aceleración, desde alta gama hasta gama baja; no es objeto de este documento especificar marcas de los equipos y/o recomendaciones directas, dependerá del tipo de estructura y del presupuesto disponible para el proyecto.

El Observatorio San Calixto podría asesorar en la adquisición y pruebas de los equipos para las distintas estructuras, además de brindar soluciones para la interconexión y comunicación en tiempo real de los datos.

### 13.3.3 Instrumentación bajo el contexto Sismo Tectónico

Referirse al [Título 2](#) | del presente documento. Con base en las zonas sísmicas presentadas es recomendable instalar sensores sísmicos en las zonas con mayor probabilidad de amenaza sísmica; sin embargo, no se debe desestimar zonas con fallas geológicas potencialmente activas. La instrumentación recomendada sería, la combinación de todos los sensores posibles, formando así una red multi – paramétrica.

Los sensores de monitoreo deberán instalarse en zonas adecuadas que permitan su mantenimiento, el diseño del sistema de monitoreo deberá ser preparado por un especialista en instrumentación y monitoreo, debiendo indicarse su coordinación con otras especialidades del proyecto, como ser: estructuras, arquitectura e instalaciones (electricidad).

### 13.3.4 Monitoreo estructural de obras civiles

En todas las zonas sísmicas y dependiendo del tipo de edificación, corresponderá la instrumentación de distintas obras civiles estratégicas tanto públicas como privadas, que individualmente o en conjunto tengan las condiciones indicadas en la Tabla A3.1. Asimismo, obras civiles como puentes y viaductos que están sometidas a cargas dinámicas de acuerdo a Tabla A3.2.

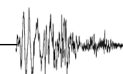




Tabla A3.1. Factor de importancia para monitoreo de obras civiles

Tipo	Tipo de estructura	Ocupación	Monitoreo de la edificación	Área construida (m <sup>2</sup> )	Niveles
I	Estructuras de bajo riesgo a las personas, ante un evento extraordinario.	Galpones, almacenes y similares donde existan pocas actividades de personas.	No obligatorio		
II	Todas menos las incluidas en categorías I, III y IV.	Edificios residenciales, tiendas, y otros.	Si	> 15000	> 15 pisos
III	Edificios y otras edificaciones que, en caso de un evento extraordinario, pongan en peligro la integridad de las personas. Edificaciones que concentren gran cantidad de personas.	Edificios de oficinas, shoppings, entidades financieras, teatros, museos, iglesias, aeropuertos, estadios y otros que concentren cantidad de personas.	Si	> 12000	> 12 pisos
IV	Edificaciones catalogadas como esenciales y que son de importancia para el desarrollo de la comunidad.	Hospitales, universidades, escuelas, centrales eléctricas, edificios de telecomunicaciones, presas, centrales nucleares.	Si	> 10000	Todos

De esta manera se podrá contar con datos de aceleración que sirvan para la determinación de las características dinámicas de la estructura y su respectiva respuesta, identificación de vibraciones no lineales, optimización en la localización de eventos sísmicos y reducción del gap (vacío) acimutal, análisis de microtemores (ruido sísmico) y/o diferentes estudios geofísicos - sismológicos.

A continuación, se presenta un ejemplo para la instrumentación de una estructura civil (edificio) con base en la teoría de Huang and Shakal (2001):



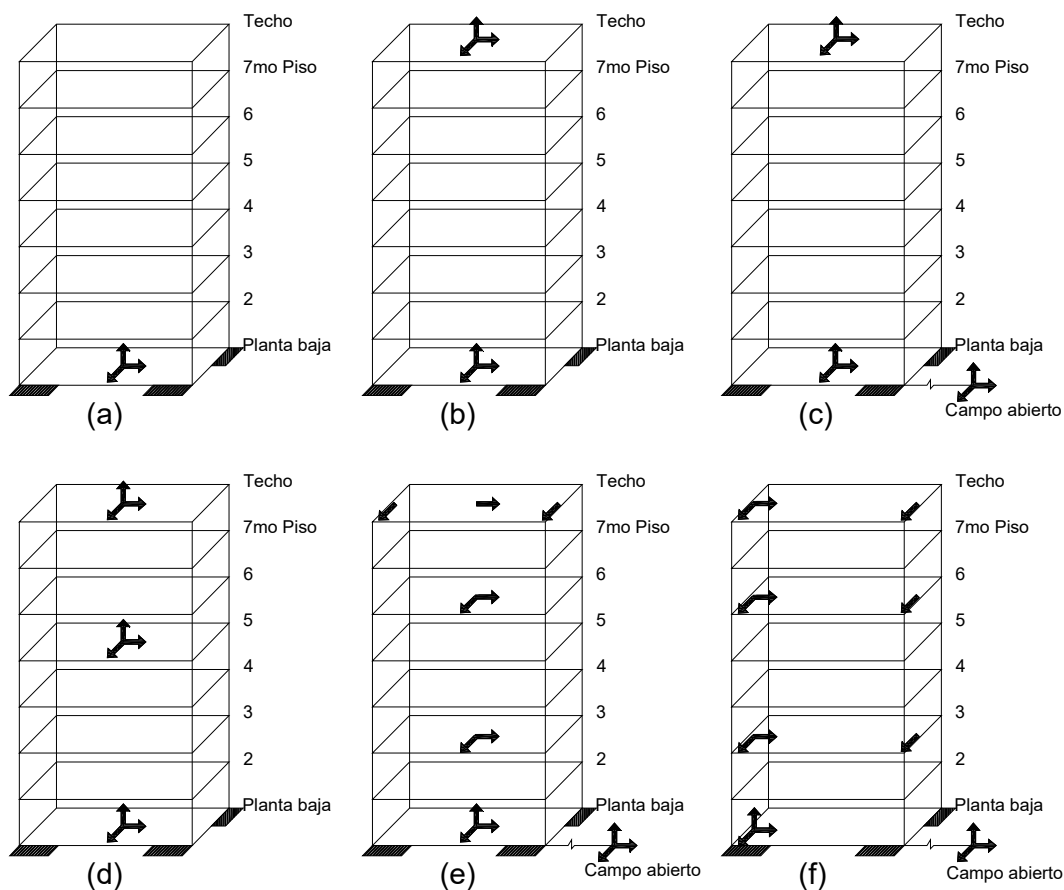


Figura A3.1. Seis modelos de instrumentación para estructuras civiles a) base del edificio (referencia); b) base y techo; c) base del edificio y fuera del edificio; d) base, altura media y techo; e) base del edificio, multiniveles y techo; f) base del edificio, multiniveles, techo y fuera del edificio.

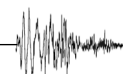
En estructuras viales, como puentes y viaductos, opcionalmente se puede realizar el monitoreo por campañas periódicas, con una frecuencia mínima cada dos años, para observar el estado de las estructuras. Este monitoreo deberá realizarse para garantizar las condiciones de servicio de la estructura (vibraciones perceptibles) y garantizar la seguridad de las personas.

Tabla A3.2. Categorías de importancia para monitoreo de puentes

Categoría	Tipo de estructura	Monitoreo en puentes	Claro libre mayor (m)
I	Puentes secundarios	No obligatorio	
III	Puentes y viaductos en áreas urbanas	Recomendable	> 200
III	Puentes de la red vial fundamental	Recomendable	> 400

### 13.3.5 Costo de instalación y mantenimiento

Dependiendo de la competencia ya sea Gobierno Central, departamental y/o municipal por las obras civiles a construirse como ser hospitales de tercer nivel, puentes, represas, centrales de telecomunicaciones, centrales nucleares, edificios gubernamentales, estaciones de transporte, estaciones de combustibles y energías, deberán hacerse cargo de la compra de equipos y dar las

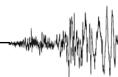


### 13.3 A3. Propuesta: Programa de instrumentación de acelerómetros nacional

---

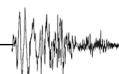
facilidades para la instalación, mantenimiento y operación de los equipos en coordinación con el centro nacional de datos, quien se encargará de la distribución abierta de los mismos.

El Observatorio San Calixto se ofrece para almacenar y distribuir los datos obtenidos por los equipos a comprarse para el (PIAN) de forma libre a las universidades, centros de investigación e investigadores.



## Título 14 | Bibliografía

- ACI 364.1R. (2007). *Guide for Evaluation of Concrete Structures Before Rehabilitation* (First ed.). Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
- ACI 369. (2011). *Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary* (First ed.). Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
- ACI 562. (2019). *Code Requirements for Assessment, Repair and Rehabilitation of Existing Concrete Structures* (First ed.). Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
- Anderson, R. B., Long, S. P., Horton, B. K., Tomson, S. N., Calle, A. Z., & Stockli, D. F. (2017). Orogenic wedge evolution of the central Andes, Bolivia (21°S): Implications for Cordilleran cyclicity. *Tectonics*, 37, 3577-3609.
- ASCE 4. (1998). *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary* (First ed.). Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (First ed.). Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers. Obtenido de [www.asce.org/bookstore](http://www.asce.org/bookstore) | [ascelibrary.org](http://ascelibrary.org)
- ASCE/SEI 7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (First ed.). Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers. Obtenido de [www.asce.org/bookstore](http://www.asce.org/bookstore) | [ascelibrary.org](http://ascelibrary.org)
- Assumpção, M. (1998). Focal mechanisms of small earthquakes in SE Brazilian shield: A test of stress models of the South American plate. *Geophysical Journal International*, 133(2), 490-498.
- Assumpção, M., & Araujo, M. (1993). Effect on the Altiplano plateau, South America, on the regional interplate stress. *Tectonophysics*, 121, 475-596.
- Baby, P., Herail, G., Salinas, R., & Sempere, T. (1992). Geometry and kinematic evolution of passive roof duplexes deduced from cross-section balancing: example from the foreland thrust system of the southern Bolivian Subandean zone. *Tectonics*, 11(3), 523-536.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (Cuarta ed.). Naucalpan de Juárez, Estado de México, México: Pearson.
- DeMets, C., Gordon, R. G., Argus, D. F., & Stein, S. (1990). Current plate motions. *Geophysical Journal International*, 101, 425-478.
- Dewey, J. F., & Lamb, S. H. (1992). Active tectonics of the Andes. (J. F. Dewey, & S. H. Lamb, Edits.) *Tectonophysics*, 205, 79-95.
- Dumont, J. (1996). Neotectonics of the Subandes-Brazilian craton boundary using geomorphological data: the Marañon and Beni basins. ORSTOM. *Tectonophysics*, 257.
- Eichelberger, N., McQuarrie, N., Ryan, J., Karimi, R., Beck, S., & Zandt, G. (2015). Evolution of crustal thickening in the central Andes, Bolivia. *Earth and Planetary Science Letters*, 426, 191-203.
- EN 1504. (2005). *Productos y sistemas de protección y reparación de estructuras de hormigón* (Primera ed.). Bruselas, Bélgica: Comité Europeo de Normalización.
- FEMA P-750. (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (2009 ed.). Washington, D.C., USA: Building Seismic Safety Council.
- Gazetas, G. (1991). Foundation Vibrations. En *Foundation Engineering Handbook* (Second ed., págs. 553-593). London, UK: Chapman & Hall.



- Gillis, R. J., Horton, B. K., & Grove, M. (2006). Thermochronology, geochronology, and upper crustal structure of the Cordillera Real: Implications for Cenozoic exhumation of the central Andean plateau. *Tectonics*, 25.
- Isacks, B. L. (1988). Uplift of the central Andean plateau and bending of the Bolivian orocline. *J. Geophys Research*, 93, 3211-323.
- Kennan, L. J. (1994). *Cenozoic Tectonics of the Central Bolivian Andes*. D. Phil. Thesis. University of Oxford.
- Kley, J. (1999). Along-strike segmentation of the Andean foreland: causes and consequences. *Tectonophysics*, 301.
- Lamb, S., & Hoke, L. (1997). Origin of the high plateau in the central Andes, Bolivia, South America. *Tectonics*, 16(4), 623-649.
- Lamp, S. (2016). Cenozoic uplift of the Central Andes in northern Chile and Bolivia - reconciling paleoaltimetry with the geological evolution. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 53(11), 1227-1245.
- Lavenu, A. (1986). Etude tectonique et neotectonique de l'Altipiano et de la Cordillere orientale des Andes Boliviennes. *Geodynamique*(1), 147-152.
- Litherland, M., & Power, G. (1989). The geologic and geomorphologic evolution of Serranía Huanchaca, eastern Bolivia: The legendary "Lost World. *Journal of South American Earth Sciences*, 2(1), 1-17.
- Maufroy, E. (2010). *Caractérisation et modélisation numérique de l'effet de site topographique 3D: application à la Grande Montagne de Rustrel, Vaucluse*. Thèse de Doctorat, UNIVERSITE DE NICE SOPHIA ANTIPOLIS – UFR SCIENCES, Ecole Doctorale Sciences Fondamentales et Appliquées, Nice.
- McQuarrie, N., & DeCelle, P. (2001). Geometry and structural evolution of the central Andean backthrust belt, Bolivia. *Tectonics*, 20(5), 669-692.
- Minaya, E. (2014). Historia de 137 años de silencio. *Boletín Especial Observatorio San Calixto*.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (September de 2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), 824-853. doi:10.1016/j.soildyn.2005.12.005
- NB 1225001. (s.f.). *Hormigón Estructural* (Primera ed.). Santa Cruz de la Sierra, Santa Cruz, Bolivia: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.
- NB 1225002. (2013). *Acciones sobre las estructuras - Gravitacionales, reológicas y empujes del terreno* (Primera ed.). Santa Cruz de la Sierra, Santa Cruz, Bolivia: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). *Earthquake Spectra and Design* (First ed.). Urbana-Champaign, Illinois, USA: Earthquake Engineering Research Institute.
- NF P 06-13. (1995). *Règles de construction parasismique*. Paris, Paris, Francia: AFNOR.
- Pais, A., & Kausel, E. (October de 1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 213-227. doi:10.1016/S0267-7261(88)80005-8
- PSHBO. (2019). *Mapa probalístico de amenaza sísmica para Bolivia*. Compañía de Jesús - Jesuitas. Nuestra Señora de La Paz: Observatorio San Calixto.
- Randall, D. E., Taylor, G. K., & Grocott, J. (1996). Major crustal rotations in the Andean margin: Paleomagnetic results from the Coastal Cordillera of northern Chile. *Geophys. Research*, 101(15), 783-798.



- Roperch, P., Fornari, M., Hérail, G., & Parraguez, G. V. (2000). Tectonic rotations within the Bolivian Altiplano: Implications for the geodynamic evolution of the central Andes during the late Tertiary. *J. Geophys. Research*, 105, 795–820.
- Russo, A. (1996). Russo, A. (1966). Algunas consideraciones fisiográficas del territorio boliviano. *Boletín, Instituto Boliviano del Petróleo*, 6, 7-25.
- Ryan, J., Beck, S., Zandt, G., Wagner, L., Minaya, E., & Tavera, H. (2016). Central Andean crustal structure from receiver function analysis. *Tectonophysics*, 682(6), 120 – 133.
- Servant, M., & Fontes, J. C. (1978). Les lacs quaternaires des hauts plateaux des Andes boliviennes. Premières interprétations paléoclimatiques. *Calliers ORSTOM, Série Géologie*, 10(1), 9-23.
- Suarez-Soruco, R. (Ed.). (1986). The Carboniferous system of Bolivia: a brief summary. *Annual Meeting of Working Group of Project No 211 IGCP-IUGS*, 3, págs. 11-26. Cordoba.
- Technical Report N° 54. (2000). *Diagnosis of Deterioration in Concrete Structures* (First ed.). Crownthorne, Berkshire, UK: The Concrete Society.
- Vega, B. A. (1996). Complementos a la historia sísmica de Bolivia. *Revista Geofísica. (IPGH)*(45), 73-124.
- Ward, K. M., Porter, R. C., Zandt, G., Beck, S., Wagner, S. L., Minaya, E., & Tavera, H. (2013). Ambient noise tomography across the Central Andes. *Geophysical Journal International*, 194(3), 1559–1573. doi:10.1093/gji/ggt166

