

REPÚBLICA DE PANAMÁ
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
JUNTA TÉCNICA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
(Ley 15 del 26 de enero 1959)

Resolución No. JTIA 020-2022
de 22 de junio de 2022

**POR MEDIO DE LA CUAL SE ADOPTA EL REGLAMENTO PARA EL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA REPÚBLICA DE PANAMÁ (REP-2021).**

CONSIDERANDO

Que la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura (JTIA) es una entidad gubernamental, creada y fundamentada en la Ley 15 de 26 de enero de 1959, modificada por la Ley No. 53 de 4 de febrero de 1963 y la Ley No. 21 de 20 de junio de 2007, por la cual se regula el ejercicio de las profesiones de ingeniería y arquitectura.

Que de conformidad con lo establecido en el literal K del Artículo 12 de la Ley 15 de 26 de enero de 1959, le corresponde a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, interpretar y reglamentar la presente Ley en todos los aspectos de carácter estrictamente técnicos.

Que mediante Decreto Ejecutivo 257 de 3 de septiembre de 1965, se reglamenta la Ley 15 de 26 de enero de 1959, estableciendo en el literal G del artículo 27 que le corresponde a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura fijar los requisitos y las condiciones técnicas necesarias que deben seguirse en la elaboración de planos y especificaciones, y en la ejecución en general de toda obra de Ingeniería y Arquitectura en el territorio de la República de Panamá.

Que mediante la Resolución No. 188 de 9 de febrero de 1983, publicada en Gaceta Oficial No. 19765 de 7 de marzo de 1983, se adoptó el Reglamento para el Diseño Estructural de la República de Panamá, y se nombró un Comité Consultivo Permanente para estudio y actualización del mismo.

Que mediante Resolución No. JTIA 004 de 20 enero de 2021, publicada en Gaceta Oficial No. 29245 de 19 de marzo de 2021, se designó a los integrantes del Comité Consultivo Permanente para el análisis, estudio y aplicación del reglamento para el diseño estructural panameño (REP-2014).

Que en virtud de las nuevas tendencias constructivas y a las modificaciones y el establecimiento de nuevas normativas, se hace necesario actualizar el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá.

Que el Comité Consultivo Permanente entregó a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2021 (REP-2021), el cual actualiza el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2014 (REP-2014).

Que en Reunión Extraordinaria del Pleno de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, celebrada el 22 de junio de 2022, se aprobó el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2021 (REP-2021), presentado por el Comité Consultivo Permanente.

Que en virtud de las consideraciones antes expuestas y en uso de sus facultades legales y reglamentarias, el Pleno de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura,

RESUELVE

PRIMERO: APROBAR el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2021 (REP-2021) contenido en el Anexo 1 de esta Resolución.

Resolución No. JTIA-020-2022 de 22 de junio de 2022.
Por medio de la cual se adopta el REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL PANAMEÑO (REP-2021).
Página 2.

SEGUNDO: ADVERTIR que el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2021 (REP-2021) entrará en vigencia a partir del 30 de abril de 2023.

TERCERO: Esta Resolución comenzará a regir a partir de su promulgación en Gaceta Oficial

FUNDAMENTO DE DERECHO: Ley 15 de 1959 y sus modificaciones, Decretos Ejecutivos reglamentarios y Resoluciones complementarias.

COMUNIQUESE Y CÚMPLASE


Ing. Rutilio Villarreal
Presidente

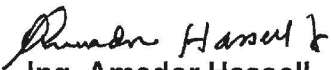



Arq. Alfonso Pinzón L.
Representante Principal del Colegio de Arquitectos y Secretario del Pleno

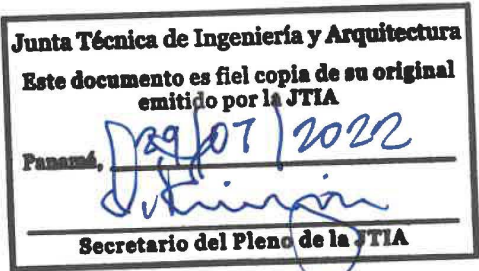

Ing. Guillermo E. Lasso S.
Representante Principal del Colegio de Ingenieros Electricistas, Mecánicos y de la Industria


Ing. Humberto E. Arce S.
Representante Principal del Colegio de Ingenieros Civiles


Arq. Genaro Flores
Representante Suplente de la Universidad de Panamá


Ing. Amador Hassell
Representante Principal de la Universidad Tecnológica de Panamá


Ing. Rolando Lay De Gracia
Representante Principal del Ministerio de Obras Públicas



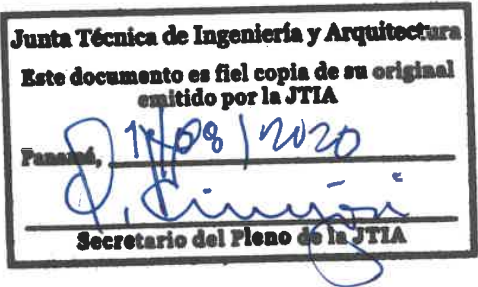


**Junta Técnica de Ingeniería
y Arquitectura**

**Reglamento de Diseño Estructural
para la República de Panamá - 2021**

REP 2021

Versión 01



Panamá, octubre de 2021.



Agradecimiento a los profesionales que participaron en la elaboración del REGLAMENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN LA REPÚBLICA DE PANAMÁ. REP2021

MIEMBROS DEL COMITÉ CONSULTIVO PERMANENTE:

Ing. César Kiamco, (QEPD) Coordinador	Ing. Fernando Guerra
	Ing. Amador Hassell
	Ing. Edwin Lewis
Ing. Luis Alfaro	Ing. Ernesto Ng
Ing. Alejandro Avendaño	Ing. Ramiro Parada
Ing. George Berman	Ing. Alan Pinzón
Dr. Eduardo Camacho	Ing. Jorge Luis Quirós
Ing. Maximiliano De Puy	Ing. Deeyvid Sáez
Arq. Humberto Echeverría	Ing. Daniel Ulloa
Ing. Rogelio Dumanoir	Ing. Ramiro Vargas
Ing. Luis García	Ing. Rutilio Villarreal
Ing. Francisco J. Grajales S.	Ing. Juan Vinh, (QEPD)

EXMIEMBROS DEL CCP-REP:

Ing. Antonio Abrego
Ing. Pastora Franceschi
Ing. Oscar Ramírez

CONSULTORES EXTERNOS AL COMITÉ:

Ing. Jorge Espinosa – Capítulo 4
Ing. Javier Beitia – Manual de Diseño de Puentes
Ing. Michael Chen – Manual de Diseño de Puentes
Ing. Luis G. Muñoz S. – Manual de Diseño de Puentes
Ing. Ignacio Prieto – Manual de Diseño de Puentes
Ing. Porfirio Rangel – Manual de Diseño de Puentes



Introducción

El Reglamento de Diseño Estructural para la República de Panamá, versión 2021 (REP 2021) es el producto de un esfuerzo conjunto de los miembros del Comité Consultivo Permanente designado por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura de la República de Panamá.

El propósito fundamental del mismo es establecer una normativa moderna que considere el conocimiento que tenemos actualmente de las cargas que afectan las estructuras, de los nuevos materiales de construcción y de los últimos métodos de diseño.

Los requerimientos de carga y diseño se acceden a través de referencias a normas internacionales y de manera particular al ASCE/SEI 7-05.

Destacamos lo nuevo, lo que distingue a el REP 2021 del REP 2014:

- Se utilizan los mapas de aceleraciones espectrales para toda la República.
- Se incluye una nueva versión del Capítulo 6: Geotecnia
- Se actualizan las referencias a las versiones de las normas internacionales utilizadas como referencia.
- Se completa la referencia al Procedimiento de Diseño por Desempeño.
- Se actualiza el Capítulo 7, sobre la Vivienda Pequeña.



- Se actualizan los capítulos 8, 9, 10, 11, 12 y 13, eliminando las provisiones sobre sistemas alternativos para los casos de vivienda pequeña.
- Se actualiza el capítulo 14 sobre infraestructura.
- Se actualiza el capítulo 15 sobre remodelaciones.
- Se revisa la velocidad de diseño del viento con base en un nuevo análisis estadístico de la data de las estaciones meteorológicas disponibles (Balboa-FAA, Gamboa, Gatún) y se añaden valores de diseño para diferentes periodos de retorno.



Índice

CAPÍTULO 1 - REQUISITOS GENERALES 1

1.1 Alcance 1

1.2 Propósito..... 1

1.3 General 1

1.4 Cargas de Diseño 2

 1.4.1 Combinaciones de carga 2

 1.4.2 Gravedad..... 2

 1.4.3 Agua 2

 1.4.4 Viento 2

 1.4.5 Sismo 2

 1.4.6 Suelo 3

 1.4.7 Durante la construcción..... 3

1.5 Diseño Estructural..... 3

 1.5.1 Concreto estructural 3

 1.5.2 Acero 3

 1.5.3 Madera 3

 1.5.4 Mampostería 3

 1.5.5 Aluminio..... 4

 1.5.6 Materiales compuestos..... 4

 1.5.7 Resistencia de los suelos 4

1.6 Consideraciones especiales 4

 1.6.1 La vivienda unifamiliar 4

 1.6.2 Infraestructuras y vialidad terrestre 4

 1.6.3 Remodelaciones y rehabilitaciones de estructuras 4

 1.6.4 Paredes y Fachadas..... 5

 1.6.5 Elementos no estructurales 5

1.7 Aseguramiento de calidad 5

1.8 Análisis y Diseño Mediante Computadoras 6

 1.8.1 General..... 6

 1.8.2 Consideraciones Generales 6

 1.8.3 Presentación de los Cálculos Estructurales 7



1.9 Instrumentación Sísmica de Edificios	7
1.10 Diseño basado en desempeño	8
CAPÍTULO 2 - CARGAS DE GRAVEDAD.....	9
2.1 Cargas Muertas	9
2.2 Cargas Vivas	9
CAPÍTULO 3 - PRESIÓN HIDROSTÁTICA, CARGAS DE INUNDACIÓN Y CARGAS DE LLUVIA.....	10
3.1 Presiones Hidrostáticas	10
3.2 Cargas de Inundación.....	10
3.3 Cargas de Lluvia.....	10
CAPÍTULO 4 - CARGAS DE VIENTO.....	11
4.1 Procedimiento.....	11
4.2 Velocidad básica de viento	11
4.3 Limitaciones para las deformaciones producidas por las acciones de viento.....	13
4.3.1 Deformación en la parte superior del edificio	13
4.3.2 Deriva	13
4.3.3 Aceleración máxima	13
CAPÍTULO 5 - REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO.....	14
5.1 Criterios de diseño sísmico	14
5.2 Requisitos de diseño sísmico para estructuras de edificios.....	14
5.2.1 Cortante basal mínimo	14
5.3 Requisitos de diseño sísmico para componentes no estructurales	15
5.4 Requisitos de diseño sísmico según el tipo de material y requisitos de detalle.....	15
5.5 Requisitos de diseño sísmico para estructuras distintas a edificios.....	15
5.6 Procedimientos para el historial de respuesta sísmica	16
5.7 Requisitos de diseño sísmico para estructuras sísmicamente aisladas....	16
5.8 Requisitos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de amortiguamiento.....	16



5.9 Interacción suelo estructura para diseño sísmico	16
5.10 Procedimiento de clasificación de sitio para diseño sísmico.....	17
5.11 Procedimientos de movimiento del terreno específico al sitio, para diseño sísmico.....	17
5.12 Mapas de aceleraciones espectrales para el diseño sísmico	17
5.13 Periodo Largo	18
5.14 Documentos de Referencia	18
CAPÍTULO 6 - GEOTECNIA.....	19
6.1 Alcance	19
6.2 Exploración de Sitios	19
6.3 Cimientos Superficiales	26
6.4 Cimientos Profundos.....	28
6.5 Estructuras de Retén	30
6.6 Estabilidad de Taludes.....	32
6.7 Exploración adicional relacionada a posibles amenazas geológicas en el sitio, en función de su Categoría de Diseño Sísmico	34
6.8 Obras civiles de infraestructura	35
6.8.1 Puentes y estructuras	36
6.8.2 Represas	38
6.8.3 Tanques	40
6.8.4 Muelles	42
6.8.5 Pavimento y alcantarillas viales.....	45
6.8.6 Obras de tierra	46
6.9 Contenido del Informe Geotécnico de Exploración de Sitios	48
CAPÍTULO 7 - LA VIVIENDA UNIFAMILIAR.....	51
7.1 Alcance y objetivos	51
7.2 Definiciones	52
7.2.1 Vivienda unifamiliar	52
7.2.2 Construcción típica	52
7.2.3 Muros o paredes	52
7.2.3.1 Muros de mampostería reforzada.....	52
7.2.3.2 Muros de mampostería confinada	53



7.2.4	Índice de densidad de paredes	53
7.3	Requerimientos mínimos para la construcción típica.....	54
7.3.1	El sistema de fundaciones.....	55
7.3.1.1	Suelos.....	55
7.3.1.2	Paredes perimetrales.....	55
7.3.1.3	Paredes interiores.....	56
7.3.1.4	Vigas de fundación	56
7.3.1.5	Fundaciones sobre suelo expansivo.....	57
7.3.2	Estabilidad de paredes	57
7.3.3	Confinamiento	58
7.3.3.1	Vigas de amarre	58
7.3.3.2	Columnas de amarre	59
7.3.4	Bloques entrecruzados.....	59
7.3.5	Refuerzo de aberturas.....	59
7.3.6	Paredes con altura no mayor de 2750 mm.....	59
7.3.7	Paredes con altura entre 2750 mm y 3500 mm.....	60
7.3.8	Abertura de Puertas y Ventanas	60
7.3.9	Vigas intermedias de amarre.....	61
7.3.10	Anclajes del refuerzo	61
7.3.11	El techo	61
7.3.12	Detalles mínimos para la construcción típica	61
7.4	Especificaciones generales de análisis y diseño para construcción no típica.....	68
7.4.1	Criterios de diseño	68
7.4.1.1	Estado límite de falla	69
7.4.1.2	Estado límite de servicio.....	69
7.4.1.3	Diseño por durabilidad.....	69
7.4.1.4	Hipótesis para la obtención de la resistencia de diseño a flexocompresión.....	70
7.4.1.5	Diseño de cimentaciones.....	71



7.4.1.6	Diseño de sistemas de piso y techo	
7.4.1.7	Diseño de muros sobre vigas	
7.4.1.8	Revisión de los esfuerzos de compresión	72
7.4.2	Métodos de análisis	73
7.4.2.1	Criterio general	73
7.4.2.2	Análisis por cargas verticales	73
7.4.2.3	Análisis por cargas laterales	74
7.4.2.4	Análisis por temperatura	75
7.4.2.5	Detallado del refuerzo	75
7.4.3	Normas Aplicables	75
7.5	Sistemas alternativos	76
7.5.1	Criterio de aceptación	76
7.5.2	Procedimiento para la Aprobación de Sistemas Alternativos	76
7.5.2.1	Alcance	76
7.5.2.2	Requisitos para la Aprobación	78
7.5.2.3	Requerimientos de las Pruebas Experimentales	78
7.5.2.4	Requerimientos del Manual de Diseño	82
7.6	Aseguramiento de la calidad	84
7.6.1	Materiales	84
7.6.1.1	Concreto	84
7.6.1.2	Acero de refuerzo	84
7.6.1.3	Bloques	85
7.6.1.4	Mortero para Mampostería	85
CAPÍTULO 8 - CONCRETO ESTRUCTURAL		86
8.1	Diseño estructural	86
8.2	Protección estructural contra fuego	86
8.3	Control de calidad	86



8.4	Cargas de Viento.....	87
8.5	Diseño por desempeño de estructuras de concreto estructural.....	87
CAPÍTULO 9 - ACERO.....		88
9.1	Diseño Estructural.....	88
9.2	Acero formado en frío.....	89
9.3	Protección estructural contra fuego.....	89
9.4	Combinaciones de Carga.....	89
CAPÍTULO 10 - MADERA.....		90
10.1	Diseño estructural.....	90
10.2	Protección estructural contra fuego.....	90
10.3	Propiedades Mecánicas.....	90
10.3.1	Propiedades básicas.....	90
10.3.2	Propiedades de diseño.....	91
10.3.3	Maderas de Panamá.....	91
CAPÍTULO 11 - MAMPOSTERÍA.....		93
11.1	Diseño estructural.....	93
11.2	Protección estructural contra fuego.....	93
CAPÍTULO 12 - ALUMINIO.....		94
12.1	Diseño estructural.....	94
CAPÍTULO 13 - MATERIALES COMPUESTOS.....		95
13.1	Barras de Polímeros Reforzados con fibras.....	95
13.2	Tendones de polímeros reforzados con fibras.....	95
13.3	Sistemas externamente adheridos.....	96
13.4	Materiales no cubiertos por este código.....	96
CAPÍTULO 14 - INFRAESTRUCTURA.....		98
14.1	Obras de Infraestructura.....	98
14.2	Clasificación.....	98



14.3	Normas de Diseño para Obras de Infraestructura del Grupo 1.....	98
14.4	Normas de Diseño para Obras de Infraestructura del Grupo 2.....	99
14.4.1	Velocidad del Viento para Puentes y Obras de Vialidad	99
14.4.2	Aceleración Sísmica.....	99
14.5	Normas de Diseño para Obras de Infraestructura del Grupo 3.....	100
CAPÍTULO 15 - REMODELACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES		102
15.1	Definiciones	102
15.2	Alcance	103
15.3	Procedimiento de evaluación estructural	105
15.3.1	Modelo Estructural	105
15.3.2	Análisis estructural y verificación de la resistencia de los elementos 106	
15.3.3	Consideraciones especiales para la evaluación de las cargas sísmicas en la estructura.	107
15.4	Diseño de la rehabilitación para una estructura existente.....	109
ANEXO 1: Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño.....		1
1.	Antecedentes	2
2.	Introducción	3
2.1.	Diseño prescriptivo basado en el documento ASCE 7-05. Alcance y limitaciones.	3
2.2.	Aspectos relevantes y contenido del diseño por desempeño.	4
2.3.	¿Por qué utilizar el Diseño Basado en Desempeño (DBD) en Panamá?.....	5
2.4.	Requerimientos de Aplicación y Limitaciones del Procedimiento de Diseño Basado en Desempeño	6
2.5.	Reflexiones finales	7
3.	Demanda Sísmica.....	9
3.1.	Espectro de respuesta a nivel de colapso MCE	9
3.2.	Espectro de respuesta a nivel de servicio (SLE).....	9
3.3.	Registro de aceleraciones	10
4.	Revisión externa del diseño estructural	12
4.1.	Comité Revisor.....	12



4.2. Composición del Comité Revisor 12

4.3. Objetivo y alcance del proceso de revisión externa. 12

5. Instrumentación Sísmica..... 15

5.1. Objetivos 15

5.2. Planeación de la instrumentación, revisiones, instalación y mantenimiento 15

5.3. Número mínimo de canales..... 16

5.4. Disposición de la instrumentación 16

5.5. Documentación 16

6. Requisitos para la determinación de la capacidad resistente en estructuras de hormigón..... 17

CAPÍTULO 1 - REQUISITOS GENERALES



1.1 Alcance

El Reglamento de Diseño Estructural para la República de Panamá, Versión 2021, rige en todo en territorio de la República de Panamá.

1.2 Propósito

Los requisitos del Reglamento tienen como intención asegurar contra el colapso de la estructura o contra fallas estructurales mayores y, en este sentido, son requisitos *mínimos*. La protección contra daños a elementos no-estructurales podría requerir el diseño de estructuras de mayor resistencia y rigidez que las que resulten de la aplicación del Reglamento.

1.3 General

El diseño estructural cumplirá con el Capítulo 1 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures), ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C1 de ASCE/SEI 7-05.

Excepción: no se exige cumplir con la Sección 1.8, que adopta a la Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (OSHA) como referencia.



1.4 Cargas de Diseño

1.4.1 Combinaciones de carga

Las estructuras se diseñarán para resistir las combinaciones de carga del Capítulo 2 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

1.4.2 Gravedad

Los efectos de gravedad se evaluarán utilizando las cargas muertas y las cargas vivas del Capítulo 2 del REP 2021.

1.4.3 Agua

Los efectos de presión hidrostática, inundación y lluvia se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 3 del REP 2021.

1.4.4 Viento

Los efectos de viento se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 4 del REP 2021.

1.4.5 Sismo

Los efectos de sismo en las estructuras se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 5 del REP 2021.



1.4.6 Suelo

Los efectos del suelo en las estructuras se evaluarán utilizando los principios de la geomecánica presentados en el Capítulo 6 del REP 2021.

1.4.7 Durante la construcción

Las cargas de diseño serán las que especifica el documento *Cargas de diseño en estructuras durante la construcción* (Design Loads on Structures during Construction), SEI/ASCE 37-02

1.5 Diseño Estructural

1.5.1 Concreto estructural

El diseño de estructuras de concreto estructural se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 8 del REP 2021.

1.5.2 Acero

El diseño de estructuras de acero estructural y acero formado en frío se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 9 del REP 2021.

1.5.3 Madera

El diseño de estructuras de madera se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 10 del REP 2021.

1.5.4 Mampostería

El diseño de estructuras de mampostería se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 11 del REP 2021.



1.5.5 Aluminio

El diseño de estructuras de aluminio se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 12 del REP 2021.

1.5.6 Materiales compuestos

El diseño de estructuras de materiales compuestos se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 13 del REP 2021.

1.5.7 Resistencia de los suelos

La resistencia de los suelos que soporten estructuras, se determinará utilizando los principios de la geomecánica presentados en el Capítulo 6 del REP 2021.

1.6 Consideraciones especiales

1.6.1 La vivienda unifamiliar

El diseño estructural de la vivienda unifamiliar cumplirá con los requisitos del Capítulo 7 del REP 2021.

1.6.2 Infraestructuras y vialidad terrestre

El diseño estructural de obras de infraestructura y vialidad terrestre cumplirá con los requisitos del Capítulo 14 del REP 2021.

1.6.3 Remodelaciones y rehabilitaciones de estructuras

El diseño estructural de remodelaciones y rehabilitaciones cumplirá con los requisitos del Capítulo 15 del REP 2021.



1.6.4 Paredes y Fachadas

Todas las paredes o particiones internas, ya sea de bloques, placas de yeso laminado (gypsum board), o cualquier otro material, deberán diseñarse para las cargas de sismo especificadas en el ASCE 7 05, Capítulo 13, Elementos No Estructurales. Estas paredes, no estructurales, no deberán considerarse como parte del sistema de resistencia y rigidez lateral.

Todos los sistemas de fachada deberán ser capaces de resistir las demandas impuestas por las cargas de viento y sismo especificadas en el REP 2021.

1.6.5 Elementos no estructurales

Todos los elementos no estructurales tales como elementos arquitectónicos grandes, componentes mecánicos y eléctricos, líneas de servicio, ductos, tuberías, calderas, elevadores, equipos de aire acondicionado y cualquier otro elemento importante, deberá revisarse para que cumpla con el capítulo 13 del ASCE/SEI 7 05.

1.7 Aseguramiento de calidad

Los sistemas de resistencia sísmica cumplirán con los requisitos del Apéndice 11A de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.



1.8 Análisis y Diseño Mediante Computadoras

1.8.1 General

Los métodos de análisis y diseño estructural por computadora no son un sustituto para la competencia y buen juicio del ingeniero. Consecuentemente, estos métodos deberán emplearse de una manera responsable. El Ingeniero deberá tener control total de sus decisiones, comprender las bases técnicas de las mismas, y evaluar de una manera independiente y personal cada renglón de información en el cual base su diseño.

1.8.2 Consideraciones Generales

Es responsabilidad del Ingeniero Estructural cumplir con lo siguiente:

1. Emplear sólo aquellos programas de computadora cuyo funcionamiento y limitaciones son conocidas.
2. Basar sus decisiones de diseño sólo en aquellos programas de computadora y datos numéricos cuya validez haya sido verificada.
3. Emplear en sus cálculos sólo aquellos programas de computadora aplicables al tipo de problema que analiza.
4. Asegurarse que las aplicaciones comerciales que usa tengan la documentación adecuada. En particular, la documentación debe

describir los métodos analíticos empleados y las limitaciones impuestas al programa.



5. Asegurarse que las aplicaciones comerciales que use correspondan a una versión verificada y autorizada para el uso por el autor de la aplicación.
6. Verificar los resultados obtenidos. Esto lo realizará ya sea analizando el mismo problema con uno o más programas independientes o mediante métodos aproximados que ofrezcan un orden de magnitud realista.

1.8.3 Presentación de los Cálculos Estructurales

La memoria de cálculos estructurales constará de cálculos manuales, data de entrada y salida de programas de computadora, dibujos y esquemas que contribuyan a documentar el diseño estructural.

1.9 Instrumentación Sísmica de Edificios

La Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura determinará cuáles son los edificios y estructuras que se deberán instrumentar, el tipo y ubicación de la instrumentación, y el espacio y el acceso que se requiera para la instalación, operación y mantenimiento del equipo.



1.10 Diseño basado en desempeño

Se permitirá el diseño sísmico basado en desempeño (DSBD): la aplicación de procedimientos de fuerza lateral alternativos utilizando análisis racional basado en los principios de mecánica.

El diseño sísmico basado en desempeño, deberá cumplir con lo requerido en el documento **REP DSBD 2021: Procedimiento para el Diseño por Desempeño**, del Comité de Reglamento Estructural de la República de Panamá, que se adjunta a este reglamento.



CAPÍTULO 2 - CARGAS DE GRAVEDAD

2.1 Cargas Muertas

Las cargas muertas serán las que especifica el Capítulo 3 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C3 de ASCE/SEI 7-05.

Las cargas muertas adicionales al peso propio de la estructura, deberán determinarse a partir de los acabados y materiales que se indican en los planos arquitectónicos del proyecto en cálculo, considerando tanto su distribución como cantidad en la planta, de tal forma que los valores utilizados en el diseño del edificio, reflejen una distribución lo más aproximada posible de la misma. Se debe tener especial cuidado con la concentración de paredes. La carga mínima de para paredes será de 0.75 kPa, si la carga viva es menor de 4 kPa. (ASCE 7-05. Sec. 4.2.2).

2.2 Cargas Vivas

Las cargas vivas se determinarán según el Capítulo 4 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C4 de ASCE/SEI 7-05.

CAPÍTULO 3 - PRESIÓN HIDROSTÁTICA, CARGAS DE INUNDACIÓN Y CARGAS DE LLUVIA



3.1 Presiones Hidrostáticas

Las presiones hidrostáticas se determinarán según el Capítulo 3 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C3 de ASCE/SEI 7-05.

3.2 Cargas de Inundación

Las cargas de inundación se determinarán según el Capítulo 5 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C5 de ASCE/SEI 7-05.

3.3 Cargas de Lluvia

Las cargas de lluvia se determinarán según el Capítulo 8 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C8 de ASCE/SEI 7-05.



CAPÍTULO 4 - CARGAS DE VIENTO

4.1 Procedimiento

Las cargas de viento se determinarán según el Capítulo 6 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05, con excepción de la Figura 6.1. Se usará como referencia el Capítulo C6 de ASCE/SEI 7-05.

4.2 Velocidad básica de viento

La velocidad básica de viento, tal como se define en el documento *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05 sección 6.5.4, para regiones no expuestas a huracanes, se tomará de la tabla 4.1. Estas son velocidades de ráfaga sostenida de 3 segundos, medidas a una altura de 10 m sobre el nivel del suelo en exposición tipo C, con una probabilidad de ocurrencia anual de 0.01, 0.02, 0.05 y 0.1, es decir, con un periodo de retorno de 100, 50, 20 y 10 años, respectivamente.

Para determinar las cargas de diseño y las deformaciones con el ASCE 7-05 debe utilizarse la velocidad de viento para un periodo de retorno de 50 años. Para determinar las aceleraciones en servicio para edificios, se utilizará la velocidad de viento para un periodo de retorno de 10 años. Para el diseño de puentes, de acuerdo con el AASHTO se debe utilizar un periodo de retorno de 100 años.



Las cargas de viento calculadas con el capítulo 6 del ASCE 7-05 son a nivel de servicio.

Tabla 4.1 Valores mínimos de velocidades de viento para diseño y verificación de aceleraciones		
Período de retorno (años)	Pacífico (Km/h)	Atlántico (Km/h)
10	104.0	121.0
20	113.0	133.9
50	124.9	150.8
100	133.9	163.4

Podrán utilizarse valores mayores a los de la tabla 4.1, siempre que los mismos sean debidamente justificados.

Para evaluación de respuestas bajo acciones de viento en estado de servicio de estructuras de edificios de concreto o acero, con periodo de oscilación fundamental mayor que 1.0 segundo, se utilizará una relación de amortiguamiento no mayor de 2%.



4.3 Limitaciones para las deformaciones producidas por las acciones de viento.

4.3.1 Deformación en la parte superior del edificio

La máxima deformación en la parte superior del edificio, dividida entre la altura total del edificio, no será mayor de 1/400.

4.3.2 Deriva

La máxima deriva o deformación entre pisos, dividida entre la altura del piso correspondiente (drift), no será mayor de 1/300.

4.3.3 Aceleración máxima

La máxima aceleración producida por el efecto del viento, no podrá ser mayor de 0.2 m/s².

Para el cálculo de las deformaciones, derivas y aceleraciones producidas por el viento, se debe utilizar las cargas sin mayorar. La rigidez de los elementos se debe considerar también como aquella que tengan los elementos bajo el nivel de carga de servicio.



CAPÍTULO 5 - REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO

5.1 Criterios de diseño sísmico

Los criterios de diseño sísmico se determinarán según el Capítulo 11 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C11 de ASCE/SEI 7-05.

5.2 Requisitos de diseño sísmico para estructuras de edificios

Los Requisitos de diseño sísmico para estructuras de edificios se determinarán según el Capítulo 12 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C12 de ASCE/SEI 7-05.

5.2.1 Cortante basal mínimo

El cortante mínimo para el diseño sísmico de edificios será calculado considerando un coeficiente sísmico no menor de $C_s = 0.044 S_{DSI}$. Este requisito incorpora las siguientes modificaciones:

ASCE 7-05, Eq. 12.8.-5

$$C_s = 0.044 S_{DSI} \geq 0.01$$

ASCE 7-05, Eq. 15.4-1

$$C_s = 0.044 S_{DSI} \geq 0.03$$

ASCE 7-05, Eq. 15.4-4



$$C_s = 0.044S_{DSI} \geq 0.01$$

5.3 Requisitos de diseño sísmico para componentes no estructurales

Los requisitos de diseño sísmico para componentes no estructurales se determinarán según el Capítulo 13 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C13 de ASCE/SEI 7-05.

5.4 Requisitos de diseño sísmico según el tipo de material y requisitos de detalle

Los requisitos de diseño sísmico según el tipo de material y requisitos de detalle se determinarán según el Capítulo 14 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C14 de ASCE/SEI 7-05.

5.5 Requisitos de diseño sísmico para estructuras distintas a edificios

Los requisitos de diseño sísmico para estructuras distintas a edificios se determinarán según el Capítulo 15 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C15 de ASCE/SEI 7-05, incorporando el requisito de cortante sísmico basal mínimo según lo establece la sección 5.2.1 del REP-14.



5.6 Procedimientos para el historial de respuesta sísmica

Los procedimientos para el historial de respuesta sísmica se determinarán según el Capítulo 16 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

5.7 Requisitos de diseño sísmico para estructuras sísmicamente aisladas

Los requisitos de diseño sísmico para estructuras sísmicamente aisladas se determinarán según el Capítulo 17 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05, y los requerimientos de la sección 1.11 del REP-21.

5.8 Requisitos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de amortiguamiento

Los requisitos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de amortiguamiento se determinarán según el Capítulo 18 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05, y los requerimientos de la sección 1.11 del REP-21.

5.9 Interacción suelo estructura para diseño sísmico

La Interacción suelo estructura para diseño sísmico se determinará según el Capítulo 19 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y*



Otras Estructuras (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C19 de ASCE/SEI 7-05. Se debe hacer un estudio de la interacción cinemática de los pilotes cuando se considere necesario.

5.10 Procedimiento de clasificación de sitio para diseño sísmico

El procedimiento de clasificación de sitio para diseño sísmico se determinará según el Capítulo 20 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

5.11 Procedimientos de movimiento del terreno específico al sitio, para diseño sísmico

Los procedimientos de movimiento del terreno específico al sitio, para diseño sísmico, se determinarán según el Capítulo 21 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C21 de ASCE/SEI 7-05.

5.12 Mapas de aceleraciones espectrales para el diseño sísmico

Los mapas de aceleraciones espectrales referidos en esta sección estarán disponibles en formato PDF en las oficinas de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura. Se contará con los siguientes mapas:

- Respuesta Espectral para Sismo Máximo Considerado para periodos cortos, S_s de 0.2 segundos (5% de amortiguamiento crítico), Clase de Sitio B.



- Respuesta Espectral para Sismo Máximo Considerado para periodos cortos, S_1 de 1.0 segundos (5% de amortiguamiento crítico), Clase de Sitio B.
- La aceleración pico del terreno, PGA, para la República de Panamá, Clase de Sitio B, para todo el país se tomará de los mapas PGA-1 al PGA-36. Estos mapas muestran las aceleraciones pico del terreno, PGA, para un periodo de retorno de 2500 años.

5.13 Periodo Largo

El Periodo de transición de periodo largo, T_L , para la República de Panamá se tomará igual a 10 segundos.

5.14 Documentos de Referencia

Los Documentos de referencia para diseño sísmico se presentan en el Capítulo 23 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.



CAPÍTULO 6 - GEOTECNIA

6.1 Alcance

La Ingeniería Geotécnica es la especialidad de la Ingeniería Civil que trata los materiales de la corteza terrestre (suelos y rocas) como materiales de construcción. Incluye la interacción con distintas áreas de especialización como Mecánica de Suelos, Mecánica de Rocas, Ingeniería de Cimientos, Ingeniería Geológica, Geofísica e Hidrogeología.

El Capítulo 6 del Reglamento Estructural Panameño (REP) hace referencia a un Manual Práctico de Geotecnia en el cual se presentan guías para la descripción de materiales geológicos, rangos de parámetros típicos para diversos tipos de materiales comunes en nuestro medio, y procedimientos de cálculo básicos para estimar el desempeño de estructuras sometidas a una variedad de posibles demandas. Dicho manual es un complemento al Capítulo 6, no un anexo de uso obligatorio.

6.2 Exploración de Sitios

Los suelos y rocas en el sitio en que se propone construir una estructura constituyen los únicos materiales no especificados en el proceso de diseño y construcción de dicha estructura. Por lo tanto, resulta necesario realizar un proceso de exploración, con la finalidad de caracterizar adecuadamente los parámetros de estos materiales de manera que se puedan incluir en el proceso de diseño, sin comprometer la seguridad de la estructura.



Las exploraciones en sitio tienen por objeto obtener información confiable para producir diseños seguros, evaluar cualquier riesgo asociado al sitio de construcción y cumplir con los requisitos y especificaciones de la construcción. El proceso de exploración debe resultar en una caracterización integral del sitio. Esto incluye una evaluación de la distribución de materiales en el suelo, sus propiedades y su comportamiento bajo diversas condiciones y demandas externas. Además, brinda las bases para interpretar cualquier problema o discrepancia encontrada durante el periodo de construcción y durante la vida útil de la estructura.

Como primer paso de una exploración, se debe recopilar la información geológica existente del área. Esto permitirá definir el origen de los materiales, lo cual es fundamental para determinar el alcance y metodología a utilizarse en la campaña de exploración. Con dicha campaña, se definen los tipos de suelos o rocas presentes en el sitio. Los suelos pueden ser sedimentarios (fluviales, marinos, terrestres) o residuales (producto de la descomposición de la roca en el sitio). Las rocas pueden ser ígneas (flujos de lava o depósitos de cenizas volcánicas), sedimentarias o metamórficas.

Los procesos de exploración normalmente caracterizan las propiedades de una proporción muy pequeña de los materiales en sitio. Es por esto, que el entendimiento de los orígenes de los materiales y su geología ofrecen el mejor marco conceptual para planificar la exploración de un



sitio e interpretar sus resultados. Con estos estudios, se presenta la siguiente información:

- (a) Parámetros índices: son utilizados para para describir y clasificar los materiales. Para los suelos, los más comunes incluyen aquellos de densidad, de granulometría y de plasticidad. Para las rocas, el análisis de secciones delgadas proporciona la mejor forma de clasificarlas apropiadamente.
- (b) Parámetros de rigidez: son utilizados para comprender el comportamiento no-lineal de los materiales (esfuerzo-deformación) y su influencia en la selección de recomendaciones de diseño. Los más comunes son el módulo de rigidez y el módulo de rigidez cortante. Queda a discreción del ingeniero idóneo responsable, determinar si la rigidez de los materiales es un factor de importancia en el proyecto en evaluación y, de ser así, determinar la forma más apropiada de cuantificarlo.
- (c) Parámetros de resistencia: son utilizados para estimar el desempeño último de los materiales ante una variedad de demanda y condiciones ambientales. Para los suelos, los más comunes incluyen aquellos relacionados con la resistencia no-drenada (suelos predominantemente cohesivos) y drenada (suelos predominantemente friccionantes). Para las rocas, los más comunes incluyen la resistencia a la compresión no-confinada, resistencia a tensión y el ángulo de fricción interna.
- (d) Parámetros de permeabilidad: son utilizados para determinar la velocidad con que las aguas subterráneas pueden fluir por el suelo y/o masas de roca. Son de importancia para diseñar



adecuadamente sistemas de drenajes, filtros, diques y presas de tierra.

- (e) Clasificación del perfil sísmico del sitio en campo libre, siguiendo las recomendaciones establecidas por ASCE 7-05.
- (f) Potencial de licuación en suelos susceptibles a este fenómeno.

Existen diferentes métodos de exploración de sitios. Normalmente, se emplea una combinación de métodos para cubrir los requisitos técnicos y variedad de condiciones del terreno que se investiga. Los procesos de exploración más comunes involucran: perforaciones, calicatas y ensayos directos realizados sobre los materiales en sitio. Los materiales extraídos de perforaciones y calicatas usualmente son ensayados en un laboratorio geotécnico para cuantificar sus parámetros, en complemento a la cuantificación lograda mediante los ensayos de campo. Los métodos geofísicos se usan con creciente frecuencia para determinar las velocidades de transmisión de ondas cortantes, variables que correlacionan bien con los parámetros de rigidez de los materiales. La ejecución de todo ensayo, laboratorio o campo, deberá seguir los procedimientos establecidos por las normas de referencia (ASTM, AASHTO, o similares). El Cuadro 6.2.1 presenta una correlación entre los procedimientos de exploración y los diferentes tipos de parámetros.



Tabla 6.2-1: Correlación entre los procedimientos de exploración y los parámetros más comunes.

Parámetros	Perforaciones (y laboratorio)	Calicatas (y laboratorio)	Ensayos de campo
Índice	R	R	
Rigidez	I		X
Resistencia	I		X
Permeabilidad	I		X

R: se puede determinar con muestras representativas
I: se puede determinar con muestras inalteradas
X: se puede determinar con el ensayo bajo ciertas condiciones

El REP ofrece una guía práctica para definir un alcance mínimo razonable de una exploración geológica, cuando solo se usan perforaciones, el cuai está dado por la siguiente ecuación.

$$N = G * (A * E + 2) + P$$

Donde:

N = número mínimo de perforaciones requeridas por el Reglamento. Las perforaciones convencionales corresponden al primer término de la ecuación. Las perforaciones más profundas corresponden al segundo término.

G = factor de complejidad geológica (ver cuadro 6.2.2)

A = área de la huella de la estructura (en miles de metros cuadrados)

E = factor que depende del tipo de estructura (Ver cuadro 6.2.3)



P = número mínimo de perforaciones profundas, las cuales deberán penetrar al menos 10.0 m en roca sana o bien deberán alcanzar una profundidad total de al menos 30.0 m (la menor de estas longitudes). Aplicable solo a edificios con más de 10 plantas. (Ver Cuadro 6.2.3 y Cuadro 6.2.4).

Tabla 6.2-2: Factor de complejidad geológica

Condición geológica	G
uniforme	0.70
algo variable	1.00
muy variable	1.30

Nota: el factor G corresponde a las condiciones geológicas encontradas al finalizar la exploración geológica

Tabla 6.2-3: Factores que corresponden a las características de la estructura

Características de la estructura	E	P
1 o 2 plantas, galeras	1.0	0
3 a 9 plantas	1.5	0
10 a 19 plantas	2.5	1
20 plantas o más	3.8	Tabla 6.2.4

Para edificios con 20 plantas o más, el número de perforaciones profundas, denotadas por el factor P, se establece de acuerdo con el Cuadro 6.2.4.



Tabla 6.2-4: Valores de P en edificios con 20 plantas o más

Área de la huella de la estructura (m ²)	P
menos de 1,000	1
1,000 a 3,000	2
más de 3,000	3

La profundidad de las perforaciones convencionales tiene que extenderse hasta la zona de influencia de la estructura, con la finalidad de poder caracterizar confiablemente todos los materiales que pueden influir sobre el desempeño y la seguridad de la estructura contemplada. Las perforaciones correspondientes al factor P buscan ampliar la caracterización de la masa de roca para estructuras que imponen magnitudes de cargas significativas, o que están ubicadas en zonas con condiciones geológicas variables. Se recalca la necesidad de usar uno de los métodos de caracterización de la calidad de la masa de roca en estos casos.

Para proyectos de urbanizaciones con múltiples unidades de pequeñas viviendas, la campaña de exploración geológica debe consistir en al menos 1 perforación, por cada 2,000 metros cuadrado de terreno. La profundidad mínima de la perforación deberá ser de 6.0 m. Sin embargo, esta profundidad podrá aumentar dependiendo de las condiciones geológicas locales y los resultados iniciales de la exploración.

Necesidad de perforaciones adicionales. En cualquiera de los casos anteriormente mencionados (edificios de 1 a 20 plantas, edificios de más de 20 plantas o proyectos de urbanización), si se detecta algún problema específico en el sitio (que no fue encontrado durante la



exploración del sitio), tal como presencia de estratos débiles, zonas con suelos expansivos, suelos licuables, zonas con un nivel freático muy elevado, o zonas con potencial de erosión, o bien, si las condiciones geotécnicas encontradas en campo difieren de las plasmadas en el estudio inicial, la investigación debe ampliarse hasta que ofrezca al diseñador la información requerida para que se mantenga la seguridad e integridad de las edificaciones ante estas amenazas.

En estos casos se deberán realizar ensayos geotécnicos adicionales los cuales podrán incluir (sin estar limitados a): perforaciones, ensayos de resistencia in-situ (penetración estándar, penetración de cono, ensayo presiométrico, dilatómetro plano, u otra metodología requerida), ensayos de laboratorio o ensayos geofísicos. El ingeniero idóneo es responsable de definir la cantidad y el tipo de pruebas adicionales requeridas.

6.3 Cimientos Superficiales

El diseño de cimientos de una estructura debe garantizar que las cargas impuestas sobre el suelo subyacente no causen fallas por esfuerzos cortantes, o daños debido a asentamientos excesivos. Por lo tanto, estos diseños tienen que ir acompañados de una exploración de sitio que permita caracterizar de manera confiable y sistemática el área de construcción, tanto en extensión lateral como de profundidad. Basado en lo anterior, el diseño debe considerar la información geotécnica disponible, y una estimación del comportamiento esperado de la estructura cuando se someta a la variedad de demandas esperadas. De igual modo, el diseño deberá ponderar la constructibilidad, de tal



modo que se pueda garantizar la seguridad durante la etapa constructiva.

La campaña de exploración tiene que caracterizar la rigidez y resistencia de los suelos y rocas en el sitio. En caso de proyectos que involucren sótanos profundos, la campaña de exploración también tiene que proporcionar los coeficientes de permeabilidad de las rocas que estarán en contacto con las estructuras de sótanos.

Los cimientos superficiales se utilizan cuando los estratos geológicos que se encuentran a pocos metros de profundidad cuentan con la capacidad portante adecuada para atender la demanda impuesta por la estructura. El cuadro 6.3.1 presenta criterios establecidos en la práctica para determinar los asentamientos tolerables de estructuras apoyadas en cimientos superficiales. Estos criterios, son indicativos de que la estructura tendrá un desempeño aceptable.

Tabla 6.3-1: Asentamiento vertical y distorsión angular permisible en edificaciones

Tipo de Suelo	Asentamiento vertical	Distorsión angular
Arena (o suelos predominantemente granulares)	25 mm	1/500
Arcilla (o suelos predominantemente cohesivos)	50 mm	1/500

La distorsión angular ofrece una manera práctica de tomar en consideración los asentamientos diferenciales.



Adicionalmente, la exploración geológica para un proyecto que involucra cimientos superficiales debe incluir una caracterización del potencial expansivo de los suelos en que se apoyarán los cimientos. El Manual De Práctica ligado a este capítulo brinda más información para la caracterización de estos materiales.

Para ciertas estructuras, especialmente con cimientos flexibles, el ingeniero estructural puede requerir coeficientes de reacción de los materiales que soportarán los cimientos para realizar análisis de interacción suelo-estructura que garanticen un desempeño adecuado de la misma.

6.4 Cimientos Profundos

Los cimientos profundos se utilizan cuando los estratos geológicos con la capacidad portante adecuada para la estructura propuesta se encuentran a profundidades que no son de fácil acceso para los equipos convencionales de excavación superficial.

Los cimientos profundos deberán ser diseñados e instalados con base en los resultados obtenidos de la investigación del sitio del proyecto. Esta debe incluir una adecuada exploración geológica de los materiales, hasta una cobertura de extensión lateral y profundidad que sean suficientes para garantizar el desempeño del suelo y/o roca en el que se cimentará la estructura. Cuando los cimientos profundos proyectan alcanzar la profundidad de los estratos de rocas, la exploración debe incluir al menos uno de los procedimientos establecidos para la caracterización de la calidad de la masa de roca. El Manual De Práctica brinda más información al respecto.



Los cimientos profundos deberán ser diseñados de manera que puedan resistir la demanda de cargas verticales, laterales y torsionales impuestas por la estructura, como también garantizar un rango tolerable de deformación, de modo que se cumplan las condiciones de servicio requeridas por la estructura. La campaña de exploración tiene que caracterizar la rigidez y resistencia de los suelos y rocas en el sitio. En caso de proyectos que involucren sótanos profundos, la campaña de exploración también tiene que proporcionar los coeficientes de permeabilidad de las rocas que estarán en contacto con las estructuras de sótanos.

Usualmente estos cimientos son utilizados para estructuras de múltiples plantas. Sin embargo, en ocasiones se utilizan para estructuras relativamente livianas en sitios que presentan muy baja capacidad portante, suelos con alto potencial de expansión, áreas susceptibles a socavación o en áreas donde el uso de cimientos superficiales profiere magnitudes de asentamientos excesivos.

Se requiere que los asentamientos verticales de los cimientos profundos sean iguales o menores a 20 mm. La literatura técnica indica que este valor, generalmente se correlaciona con un desempeño satisfactorio de la estructura.

Los métodos de análisis utilizados deberán describir de forma completa tanto las cargas impuestas como la respuesta del sistema suelo-fundación ante dichas cargas. Algunos aspectos particularmente importantes para considerar incluyen la capacidad y deformaciones axiales del pilote, el comportamiento carga-deformación en la cabeza



del pilote (incluyendo la carga última), las deformaciones permanentes en el pilote y la variación de las fuerzas cortantes y momentos flectores a lo largo de la longitud de la fundación.

En caso de proyectos con estructuras que requerirá el uso de pilotes, la campaña de exploración también tiene que proporcionar las curvas p - y necesarias para evaluar el desempeño de los pilotes a cargas laterales y preparar sus diseños.

6.5 Estructuras de Retén

Un muro de retén es una estructura diseñada para resistir, con un desempeño aceptable, las presiones laterales de tierra y/o fluido actuando sobre el mismo, incluyendo cualquier sobrecarga sobre el relleno. Los muros de retén deben diseñarse para garantizar la estabilidad contra vuelco, deslizamiento, capacidad portante en el cimiento y estabilidad en general.

El diseño o evaluación de estructuras de retén deberá basarse en metodologías apropiadas para el tipo de estructura de retén y las condiciones de apoyo en que serán utilizadas. Los principales tipos de estructuras de retén son:

- Muros de gaviones u otros elementos flexibles.
- Muros de gravedad rígidos no restringidos en la cima.
- Muros a base de tablestacas o pantallas sin anclajes.
- Muros a base de tablestacas o pantallas con anclajes.
- Muros de sótano apoyados estructuralmente en ambos extremos.



Las estructuras de retén deberán ser diseñadas con un sistema adecuado de drenajes, con el objetivo de evitar la concentración de presiones hidrostáticas que puedan mermar tanto la capacidad como el desempeño de este. Si no es factible mantener condiciones drenadas, la estructura debe diseñarse para las presiones de tierra en condiciones sumergidas, sumadas a las presiones hidrostáticas del agua sobre la estructura de retén.

Las consideraciones para evaluar el efecto de cargas sísmicas sobre las presiones laterales de tierra son diferentes dependiendo del tipo de estructura de retén que se considere y las condiciones prevalentes en el sitio. Se debe utilizar una metodología aceptada para cada caso. Las cargas sísmicas obtenidas de los mapas de aceleración máxima del terreno del REP, deben ser multiplicadas por un factor de $(2/3)$ para el diseño de estructuras geotécnicas. Este factor fue incluido en las ecuaciones de diseño estructural para compensar el cambio en los niveles de riesgo, cuando los mapas cambiaron de periodos de recurrencia de 475 años, a periodos de recurrencia de 2,475 años. Como la práctica geotécnica no tiene ecuaciones similares, el ingeniero geotécnico debe aplicar dicho factor en sus cálculos con cargas sísmicas. Este factor no debe ser usado en el caso de estructuras vitales para las cuales se requiere utilizar un nivel de riesgo menor, realmente correspondiente a 2,475 o más años.



6.6 Estabilidad de Taludes

Un talud o ladera se define como una masa de tierra o roca que no es plana, sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura en su extensión horizontal. Los taludes deberán ser diseñados de modo que se pueda garantizar su estabilidad ante los distintos factores, ya sea de origen natural o antrópico, a los cuales el mismo esté sometido.

Previo a la ejecución de un análisis de estabilidad de taludes, es importante comprender la formación y evolución de estos y los procesos (identificables) que hayan podido afectarlos. Por esta razón, la ejecución de análisis de estabilidad de taludes requiere una comprensión de la topografía, geología, condiciones hidrológicas e hidráulicas, la distribución y características geomecánicas de los materiales del subsuelo que conforman el talud, las sobrecargas vecinas, los sistemas y procesos constructivos y la sismicidad del área.

La estabilidad de taludes deberá ser realizada para condiciones de corto, mediano y largo plazo. Los análisis de estabilidad deberán basarse en modelos que representen adecuadamente la topografía, las condiciones del suelo y/o roca, su comportamiento ante las condiciones ambientales prevalentes y las cargas a que esté o estará sometido. Adicionalmente, los resultados de los análisis deberán ser evaluados utilizando criterios de mitigación de riesgos que sean aceptables para el proyecto a que corresponden. Para el diseño de excavaciones o terraplenes, la configuración definida debe proporcionar un factor de seguridad contra deslizamientos de 1.5, bajo las condiciones más



adversas previstas, o lo que el diseñador considere que sea factible utilizar.

En proyectos que involucran la estabilidad de un talud, el ingeniero evaluador o diseñador debe especificar el alcance apropiado de la campaña de exploración del sitio. Los objetivos principales de la estabilización de taludes son los siguientes:

- Reducir las fuerzas actuantes (desestabilizantes)
- Incrementar las fuerzas resistentes

La reducción de fuerzas actuantes se puede lograr tanto mediante métodos mecánicos (reducción de carga, abatimiento de la pendiente, conformación del talud, etc.), como también mediante la inclusión de sistemas de drenaje adecuados que permitan aliviar las presiones hidrostáticas.

El incremento de fuerzas resistentes se puede lograr mediante la instalación de drenajes adecuados; la eliminación de estratos débiles o zonas de falla potenciales; la construcción de estructuras de retención, contrapesos o bermas; y/o la estabilización mecánica del suelo.



6.7 Exploración adicional relacionada a posibles amenazas geológicas en el sitio, en función de su Categoría de Diseño Sísmico

El informe de exploración debe contener la información que requiera el ingeniero que hará las evaluaciones relacionadas a posibles amenazas geológicas, como se describe en la Sección 11.8 de ASCE 7-05.

Las estructuras que correspondan a las Categorías de Diseño Sísmico C a F requieren evaluaciones de las siguientes amenazas geológicas, que se presenten en el sitio.

- Inestabilidad de taludes
- Licuación
- Asentamientos diferenciales
- Desplazamientos superficiales causados por movimiento de fallas o dispersión lateral.
- Suelos colapsables, expansivos, orgánicos o susceptibles a alteración por vibración.

Las estructuras que correspondan a las Categorías de Diseño Sísmico D a F también requieren los siguientes análisis o evaluaciones:

- La determinación de presiones laterales sobre muros de sótano y estructuras de retén debidas a movimientos sísmicos.
- El potencial de licuación y una evaluación de la pérdida de resistencia que experimentará el suelo bajo las condiciones sísmicas del sitio.
- Evaluación de las consecuencias potenciales de licuación y pérdida de resistencia del suelo, incluyendo: la estimación de



asentamientos diferenciales, movimientos laterales, cargas laterales sobre los cimientos, reducción de la capacidad de soporte, aumento de las presiones laterales sobre estructuras de retén y el potencial de flotación de estructuras soterradas.

- Discusión de medidas de mitigación, tales como: estabilización del suelo, selección de tipo de cimientos y sus profundidades, selección de sistemas estructurales apropiados para acomodar las fuerzas y desplazamientos anticipados y cualquier otra condición o combinación de condiciones que se puedan presentar en el sitio.

6.8 Obras civiles de infraestructura

En esta sección se brindan recomendaciones para el alcance de investigaciones geológicas para proyectos de puentes y estructuras, pavimentos, represas, muelles, tanques y obras de tierra en general.

Para cada caso, el ingeniero responsable de la caracterización geológica del sitio tiene que realizar las siguientes funciones:

- (a) Determinar las posibles modalidades de falla de la estructura en estudio.
- (b) Determinar las características de los materiales en el sitio que pueden contribuir a estas modalidades de falla.
- (c) Definir una campaña de exploración geológica para determinar si el sitio presenta las características identificadas en (b).



6.8.1 Puentes y estructuras

Esta sección incluye las siguientes estructuras de obra civil: puentes y viaductos, pasos elevados, pasos deprimidos, cajones viales y alcantarillas y muros. El propósito de la campaña de exploración para estas estructuras deberá ser suficiente para identificar la naturaleza y tipos de depósitos de suelo y/o formación rocosa encontrados en el área del proyecto, las propiedades ingenieriles de suelos y/o rocas, el potencial de licuación y las condiciones del agua subterránea.

El alcance de exploración geotécnica mínima para este tipo de estructuras será de acuerdo con los lineamientos establecidos en la guía de diseño AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, 2017, sección de cimentaciones.

Adicional a lo anterior, se tomará en cuenta que, la profundidad mínima de cada perforación en los apoyos (pilas y estribos) de cualquier estructura debe ser tal que permita el diseño seguro de los cimientos para estos elementos estructurales. En el caso de estribos de puentes sobre cauces, las perforaciones deben llegar a una profundidad de al menos 6.0 m por debajo del fondo del cauce o 3.0 m por debajo del fondo de la cota de erosión general del cauce, lo que sea más restrictivo. La exploración también tendrá que cumplir con los requerimientos descritos en la sección 6.8, para cada amenaza geológica que pueda presentar el sitio.

Los asentamientos tolerables para estas estructuras dependen de los valores que se hayan considerado en el diseño estructural correspondiente. El cuadro 6.8.1 presenta criterios establecidos en la



práctica para determinar los asentamientos tolerables según el tipo de estructura. Estos criterios, son indicativos de que la estructura tendrá un desempeño aceptable.

Los asentamientos verticales en cimientos de puentes también pueden expresarse en términos de distorsión angular, la cual se define como el asentamiento diferencial dividido por la longitud del claro. Valores altos de distorsión angular entre fundaciones adyacentes pueden causar problemas asociados a la seguridad, manejabilidad y condiciones estéticas de la estructura. Por lo tanto, pueden requerirse medidas adicionales para limitar la magnitud de la distorsión angular. El *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* limita la distorsión angular entre fundaciones adyacentes en puentes de un solo claro y claros continuos a 0.008 rad (1/125) y 0.004 rad (1/250), respectivamente.

Tabla 6.8-1Asentamiento vertical permisible según tipo de estructura.

Tipo de estructura	Asentamiento vertical
Puentes, viaductos y pasos elevados con tablero isostático	25 mm



Puentes, viaductos y pasos elevados con tablero hiperestático	15 mm
Resto de las estructuras	25 mm

6.8.2 Represas

La seguridad de una represa es usualmente un tema complejo. Se requiere:

- (a)La caracterización de los parámetros de rigidez, resistencia y permeabilidad de todos los materiales en el sitio que formará parte de la fundación de la represa.
- (b)La caracterización de la estructura geológica primaria y secundaria de cada material presente en el sitio que formará parte de la fundación de la represa.
- (c)La caracterización de los niveles freáticos y su variación estacional estimada.
- (d)La evaluación de la rigidez, resistencia y permeabilidad de los materiales de la represa.
- (e)La evaluación de la interacción entre la represa y su fundación.

En el caso de represas de tierra/roca la exploración del sitio debe proporcionar información para verificar los siguientes posibles mecanismos de falla:

- (a)Erosión interna en el cuerpo de la represa.



- (b) Infiltración a través de la fundación, contrafuertes y el cuerpo de la presa.
- (c) Licuación de los materiales de la presa o de su fundación.
- (d) Inestabilidad de los taludes de la presa, particularmente ante una bajada abrupta del nivel de agua en el talud aguas arriba de la presa.

Generalmente, las represas de hormigón son apoyadas sobre materiales firmes. Por lo tanto, la exploración del sitio debe proporcionar información suficiente para verificar los siguientes posibles mecanismos de falla:

- (a) Deslizamiento de la represa en la zona de interacción entre la represa y el material de fundación, o en un plano de debilidad que esté presente en la fundación.
- (b) Volteo de la represa.
- (c) Falla de la capacidad de soporte de la fundación, debido a esfuerzos de compresión excesivos transmitidos por la represa a su fundación. La falla de la fundación puede ocurrir por rotura del material de la fundación, o por asentamientos excesivos. Es necesario caracterizar la rigidez del material firme de fundación y sus posibles variaciones en su extensión horizontal, para permitir el cálculo de asentamientos diferenciales.

Además, el ingeniero del proyecto es responsable de verificar los estudios hidrológicos correspondientes al sitio para confirmar que la



altura de la presa tenga un francobordo apropiado para evitar el flujo de agua por encima de la presa. Esta es una de las modalidades de falla más frecuentes en represas de tierra. Similarmente, deberá verificar que no ocurra una falla estructural en el cuerpo de la represa, como consecuencia de condiciones de esfuerzos internos, que superan la resistencia de los materiales de esta. Estos esfuerzos pueden ser causados por asentamientos diferenciales o por otras condiciones.

No es recomendable emitir recomendaciones genéricas para el alcance de una exploración geológica en este tipo de estructuras. Por lo tanto, la definición de cantidad, distribución y profundidad de los sondeos dependerá de las dimensiones de la represa y las características geométricas y geológicas del sitio. La exploración debe describir todas las características de los materiales geológicos que puedan tener impacto sobre los mecanismos de falla potenciales. Para represas de gran tamaño, se debe planificar el alcance de la exploración con la participación del equipo de profesionales que participará en el diseño. Esto asegura la identificación de todas las condiciones a las cuales podrá estar sometida dicha represa durante su construcción y operación.

6.8.3 Tanques

Tanques apoyados directamente sobre grado son susceptibles a asentamientos diferenciales. La campaña de exploración correspondiente tiene que definir la geometría de los estratos y sus variaciones de espesor y de propiedades en la huella del tanque. De particular importancia son los parámetros de rigidez de los materiales



de fundación. En caso de usar un cimiento tipo “anillo” en el perímetro del tanque, el informe geotécnico debe proporcionar una capacidad de soporte admisible para diseñar dicho cimiento anular. El propósito de este anillo es distribuir el peso tributario de la estructura del tanque con miras a igualar la presión vertical bajo el anillo a la presión vertical bajo el centro del tanque.

Para tanques de dimensiones horizontales grandes, el informe geotécnico debe proporcionar coeficientes de reacción para las diferentes zonas en la que se cimentará la estructura. Esto permitirá al ingeniero estructural realizar un diseño más eficiente y de menor costo que aquel que resultaría de asumir una estructura rígida. Además, esto permite mediante la compatibilidad de deformaciones, considerar la interacción entre la rigidez del suelo y la rigidez de la estructura.

Si los tanques están apoyados sobre pilotes, la exploración tiene que reportar los requerimientos para el diseño de pilotes presentado en el artículo 6.4.

El número de perforaciones a realizarse dependerá de las dimensiones del tanque, los niveles de cargas verticales y horizontales que serán aplicados y la variabilidad de las condiciones geológicas del sitio. La exploración debe describir todas las características de los materiales geológicos que puedan tener impacto sobre mecanismos de falla potenciales. Sin embargo, el número mínimo de perforaciones recomendable para estas estructuras será de:

- (a) Una perforación en la huella de un tanque con área de base igual o menor a 60 metros cuadrados.



- (b) Dos perforaciones en la huella de un tanque con área de base mayor a 60 metros cuadrados. La finalidad de estas perforaciones es identificar si existe algún estrato inclinado que pueda formar un posible mecanismo de falla o de deformación excesiva en la estructura.
- (c) Una perforación por cada 500 metros cuadrados de la base del tanque, para tanques de mayor tamaño.

6.8.4 Muelles

El diseño geotécnico de fundaciones para muelles deberá tomar en consideración las fuerzas y movimientos producidos por los factores ambientales y antrópicos propios del sitio. Entre ellos están:

- Viento
- Sismo
- Oleaje
- Corrientes marinas
- Circulación de gruas y equipo pesado.
- Impacto de buques

El alcance trabajos de diseño y estudio geotécnico deberá ser consensuado por el equipo planificador del proyecto. Sin embargo, se requiere como mínimo:



- (a) La caracterización de los parámetros de rigidez, resistencia y permeabilidad de todos los materiales en el sitio sobre el cual se construirá el muelle
- (b) La caracterización de la estructura geológica primaria y secundaria de cada material presente en el sitio.
- (c) La caracterización de los niveles freáticos y su variación estacional estimada.
- (d) La evaluación del potencial de licuación de suelo y diseño de un programa de mejoramiento de suelos.
- (e) La evaluación de la interacción entre el muelle, su fundación y las cargas ambientales anteriormente mencionadas.

Adicionalmente, el diseño geotécnico deberá tomar en consideración los efectos producidos por la interacción dinámica entre el agua, el suelo, la estructura y las embarcaciones.

Es de particular importancia incluir medidas para mitigar el fenómeno de socavación, el cual suele presentarse en pilotes debido a las zonas de turbulencia creadas por el paso del agua entre los mismos. También deberá tomar en cuenta la socavación producida por la interacción entre las propelas de embarcaciones con el fluido, lo cual produce una degradación del suelo marino cerca de atracaderos.

El programa de investigación del sitio para muelles deberá incluir tanto la realización de estudios geológicos y geofísicos, como también la realización de una campaña geotécnica.



El programa de investigación geotécnico deberá ser definido una vez se haya analizado la información existente y los resultados de los estudios geofísicos. La investigación geotécnica debe incluir tanto muestreo de suelo para su clasificación y determinación de propiedades ingenieriles (incluyendo composición química del agua y el nivel freático en el sitio) como pruebas de resistencia in-situ.

Las pruebas in-situ son de particular importancia para obtener parámetros que puedan ser incorporados de manera confiable y directa en el proceso de diseño. Serán de preferencia aquellos métodos que permitan obtener un registro continuo del perfil de resistencia del suelo. Dichos registros permiten obtener un claro indicador de la variabilidad del terreno, lo cual es difícil de obtener mediante muestreo y pruebas, debido a la alteración inevitable de las muestras.

En cuanto a las perforaciones y barrenos, se deberá considerar la utilización de equipamiento adecuado, el cual permita la realización de perforaciones tanto en tierra firme como en el suelo marino. Los equipos convencionales se montan sobre camiones o vehículos todo terreno. En el caso de sondeos en suelo marino, deberá considerarse la utilización de barcasas, embarcaciones o plataformas auto-elevantes (jack-up).

Las pruebas de laboratorio y de campo dependerán de la viabilidad del suelo, las condiciones ambientales, el tipo de estructura y su geometría y la presencia de riesgos geológicos (pendientes y/o inestabilidad en el suelo).

No resulta del todo recomendable emitir recomendaciones genéricas respecto al alcance del estudio de suelos. Sin embargo, los siguientes



parámetros pueden ser utilizados como mínimo para investigación geotécnica en construcción de puentes:

Tabla 6.8-2: Cantidad de pruebas por área

Tipo de prueba	Cantidad de pruebas por área de extensión horizontal
Perforaciones convencionales con recobro para pruebas de laboratorio	1 cada 2000 m ²
Pruebas de resistencia in- situ.	1 cada 500 m ²

Los asentamientos permisibles para estas estructuras dependerán de los valores que se hayan considerado límites en el diseño estructural correspondiente.

6.8.5 Pavimento y alcantarillas viales

El propósito de la campaña de exploración geológica para pavimentos y alcantarillas viales requiere una comprensión básica de la profundidad a la que las condiciones del subsuelo influirán en el diseño, construcción y desempeño de la estructura de pavimento. De particular importancia es la determinación de los parámetros de diseño para pavimentos, la identificación del impacto en las condiciones del subgrado durante la etapa de construcción y operación y la caracterización de las secciones de cortes que podrían ser usadas como rellenos del subgrado.



El espaciado y profundidad de las perforaciones dependen de la variabilidad de las condiciones del suelo existente, tanto vertical como horizontalmente, y del tipo de pavimento que tendrá el proyecto. Sin embargo, las recomendaciones mínimas deberán ser de acuerdo con lo indicado en la sección 6.8.6.

6.8.6 Obras de tierra

Esta sección incluye las siguientes estructuras de obra civil: rellenos de cualquier tipo (terraplén, pedraplén, etc.), áreas de corte, áreas de préstamo, áreas de vertido, otras. El alcance de exploración geológica mínima para este tipo de estructuras será de acuerdo con las recomendaciones de la Federal Highway Administration (FHWA), según se indica en el documento FHWA NHI-06-088. En todo caso, el cuadro 6.8.3 resume las recomendaciones mínimas de frecuencia y profundidad de las exploraciones geotécnicas en obras de tierra.

Tabla 6.8-3: Frecuencia y profundidad mínima de exploraciones en obras de tierras.

Descripción	Valor mínimo (m)
Separación máxima entre calicatas en corte y relleno	≤ 200.0
Separación máxima entre sondeos en corte	≤ 200.0
Separación máxima entre sondeos en relleno: ausencia de suelos blandos.	≤ 200.0



Separación máxima entre prospecciones en el apoyo de rellenos: suelos blandos.	≤ 150.0
Profundidad mínima de calicatas en la parte superior de cortes.	≥ 1.5
Profundidad mínima de calicatas bajo el terreno natural en rellenos.	≥ 1.5
Profundidad mínima de sondeos bajo la subrasante en cortes.	≥ 3.0

Estudios adicionales que incluyan métodos avanzados de investigación de sitio no destructivos (ejemplo: métodos geofísicos, tomografía eléctrica, otros) u otros métodos de perforación (ejemplo: SPT, DCP, otros) pueden ser utilizados para obtener directamente la respuesta de los geo-materiales en diversas situaciones de carga y condiciones de drenaje. La selección y uso de estos métodos dependerá de la complejidad geológica del área, magnitud y condiciones de diseño de la obra.

En el caso de diseños preliminares o estudios previos, el alcance de exploración geotécnica mínima para este tipo de estructuras debe incluir al menos lo siguiente:

- (a) Una perforación corta (sondeo) o calicata cada 500 m, siempre que las condiciones del sitio sean uniformes. Esta separación puede disminuir cuando se detecte un cambio de condiciones identificable.
- (b) La profundidad mínima de la perforación será de 1.5 m por debajo de la elevación de subrasante propuesta del proyecto, aumentando en profundidad cuando se presenten circunstancias



especiales (por ejemplo, depósitos de suelos blandos, variabilidad en las condiciones geológicas del área, otras).

Estudios adicionales que incluyan métodos avanzados no destructivos de investigación de sitio (ejemplo: métodos geofísicos, otros) u otros métodos de perforación (ejemplo: SPT, DCP, otros) pueden ser utilizados para obtener directamente la respuesta de los geo-materiales en diversas situaciones de carga y condiciones de drenaje. La selección y uso de estos métodos dependerá de la complejidad geológica del área, magnitud y condiciones de diseño de la obra.

En el caso de materiales procedentes de cortes, cuyo propósito es el uso en la formación de rellenos (terraplenes, pedraplenes o rellenos homogéneos), deberán ser clasificados y caracterizados de acuerdo con las recomendaciones de la FHWA NHI-06-088, Soils and Foundations, Reference Manual – volume I (2006).

En general, los asentamientos tolerables para aquellas obras de tierras donde éstos deban limitarse por motivos de seguridad, funcionalidad o diseño, dependerán de los requisitos impuestos por el tipo de infraestructura de que se trate.

6.9 Contenido del Informe Geotécnico de Exploración de Sitios

El informe geotécnico de exploración de suelos es un documento que deberá presentar la caracterización completa de condiciones geológicas de un sitio, tales como: características físicas y mecánicas del suelo,



composición estratigráfica, ubicación de cuerpos de agua, y cualquiera otra característica del sitio que pueda tener impacto sobre el proyecto.

El informe geotécnico contendrá los siguientes componentes:

- Una introducción que proporcione información general sobre proyecto, ubicación y una visión general de las estructuras del proyecto. También describirá brevemente el alcance de la investigación.
- Descripción de las condiciones del sitio, la cual incluye información general del terreno y del entorno geológico del área.
- Descripción del trabajo realizado y los registros de campo y laboratorio de toda la exploración.
- Recomendaciones para el diseño de la estructura y/o de los elementos geotécnicos que forman parte de la misma. Estas recomendaciones pueden incluir:
 - Clasificación del perfil sísmico del sitio en campo libre, siguiendo las recomendaciones establecidas por ASCE 7-05. El Ingeniero Estructural, puede solicitar un análisis de respuesta específica del sitio, el cual permite determinar el papel que desempeñan las propiedades dinámicas del suelo, el perfil geológico y la topografía en la respuesta sísmica del sitio en estudio.
 - Recomendaciones para el diseño de cimientos, lo cual incluye toda la información que el ingeniero estructural requiera de los materiales encontrados en el proceso de exploración para que el diseño pueda lograr los requerimientos de seguridad establecidos en el



Reglamento. Esto involucra capacidades de soporte admisibles de los materiales sobre los cuales descansarán los cimientos. Dichas capacidades deben garantizar un desempeño apropiado de los cimientos: tener capacidad de carga adecuada y verificación de que los asentamientos no excedan los valores tolerables. En casos en que el ingeniero estructural lo solicite, el informe deberá proporcionar los coeficientes de reacción del grado.

- Para proyectos que requieran estructuras de retén, el informe de exploración del sitio deberá proporcionar las distribuciones de presiones laterales de tierra y agua a usarse en el diseño de estas estructuras.
- Para proyectos que involucren taludes, el informe de exploración del sitio deberá proporcionar todos los parámetros de los materiales que sean solicitados por el profesional que llevará a cabo los análisis de estabilidad o diseño correspondiente.
- Para proyectos que involucren drenajes subterráneos, el informe de exploración debe proporcionar los coeficientes de permeabilidad de los estratos por los cuales transite el flujo correspondiente.
- Para proyectos que involucren estructuras con categorías de diseño sísmico C a F, el informe de exploración de sitios deberá proporcionar todos los parámetros de los materiales que sean requeridos para realizar los análisis o evaluaciones descritos en el artículo 6.7.



CAPÍTULO 7 - LA VIVIENDA UNIFAMILIAR

7.1 Alcance y objetivos

El alcance de este capítulo contempla exclusivamente viviendas unifamiliares de una sola planta, apoyadas directamente sobre el suelo. Este capítulo no contempla edificaciones diferentes a la vivienda unifamiliar.

El objetivo de este capítulo es brindar una documentación técnica que permita el diseño y construcción de viviendas unifamiliares en Panamá de modo que se garantice la seguridad de las personas.

Es también objetivo de este capítulo el minimizar los efectos perjudiciales observados en la construcción de las viviendas unifamiliares que no han seguido las guías técnicas recomendadas.

Debido a que en la actualidad existe una mejor comprensión de las fuerzas actuantes, del comportamiento del suelo y de la respuesta estructural, se requiere una actualización de los procedimientos utilizados para el diseño de este tipo de edificaciones.

Finalmente, es importante recalcar que el profesional idóneo es responsable de garantizar que las viviendas unifamiliares sean diseñadas siguiendo como mínimo los requerimientos establecidos en este capítulo. Alternativamente, el diseño y construcción podrá cumplir con los requerimientos establecidos en los capítulos de este reglamento correspondientes al material de los componentes estructurales de la vivienda



7.2 Definiciones

7.2.1 Vivienda unifamiliar

Se define como vivienda unifamiliar la edificación tipo chalet o dúplex de una sola planta que se apoye directamente sobre el suelo.

7.2.2 Construcción típica

Se define como construcción típica de la vivienda unifamiliar aquella compuesta por paredes de bloques huecos de concreto o arcilla, ventanas de celosías, fundaciones de paredes de concreto reforzado, vigas y columnas de amarre de concreto reforzado, losa de concreto sobre suelo, estructura de techo de carriolas y vigas de madera o de acero formado en frío, cielo raso suspendido de la estructura del techo, y cubierta de techo de metal corrugado.

7.2.3 Muros o paredes

Cerramiento perimetral o particiones divisorias internas en una vivienda unifamiliar. En este capítulo se utilizan indistintamente los términos muro o pared. Las paredes de mampostería se pueden clasificar como: paredes de mampostería reforzada y paredes de mampostería confinada.

7.2.3.1 Muros de mampostería reforzada

Son aquellos reforzados con barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en las celdas de los bloques y en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuye a lo largo



y alto del muro y las celdas que contienen barras deberán rellenarse con mortero.

7.2.3.2 Muros de mampostería confinada

Se considera mampostería confinada a la que está reforzada con vigas y columnas de amarre. Para ser considerados como confinados los muros deben cumplir con los requisitos de este capítulo.

7.2.4 Índice de densidad de paredes

Relación entre el área ocupada por las paredes con respecto al área del piso de la planta de la vivienda. El índice de densidad de paredes se calcula en el plano horizontal en cada una de las dos direcciones principales de la vivienda, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$d = A_w / A_p$$

donde:

A_p : área de la planta.

A_w : área de la sección transversal de las paredes en la dirección de la carga sísmica. Se determina mediante el producto de la longitud de la pared por su espesor. No es necesario sustraer el área de las columnas de borde ni el área de los agujeros de los bloques.

No se debe incluir en el cálculo de A_w :

- Paredes con aberturas, en las cuales el área de una abertura no confinada sea mayor que el 10% del área de la superficie de la pared.



- Paredes con una razón altura-longitud mayor que 1.5.

El valor de *d* deberá determinarse en ambas direcciones de la vivienda.

7.3 Requerimientos mínimos para la construcción típica

Las especificaciones generales descritas en esta sección aplican para las viviendas unifamiliares de mampostería confinada que califiquen para ser construidas utilizando los requerimientos mínimos. En las siguientes situaciones los proyectos de viviendas unifamiliares podrán utilizar los detalles descritos en esta sección:

- Suelos tipos A, B, C y D, arcillas no expansivas o suelos no susceptibles a licuación.
- Ubicación en zonas sísmicas con PGA (Periodo de retorno de 2500 años) menor que 0.40 g.
- Sin irregularidad horizontal, de acuerdo con la Tabla 12.3-1 del documento ASCE 7-05.
- Altura de paredes no mayor que 3500 mm
- Índice de densidad de paredes de por lo menos el valor mínimo indicado en la siguiente tabla:

	$PGA \leq 0.25 \text{ g}$	$0.25 \text{ g} < PGA \leq 0.4 \text{ g}$
<i>d</i> (mínimo)	2.0%	3.5%

En caso de no cumplirse con los requerimientos arriba listados, el diseño de la vivienda unifamiliar deberá realizarse de acuerdo con lo establecido en la sección 7.4.



7.3.1 El sistema de fundaciones

Toda pared de la construcción típica debe tener una fundación, de tal manera que se forme un conjunto de rectángulos u otras configuraciones cerradas en planta. El diseño de cimentaciones para la vivienda unifamiliar deberá realizarse en cumplimiento con lo estipulado en el Capítulo 6 de este reglamento. Además, deberá asegurarse que la fundación es adecuada para resistir las cargas de diseño y limitar los asentamientos, de modo que se garantice la funcionalidad de la estructura. Esto incluye de igual forma la consideración de casos especiales como lo son: el potencial de licuación de los suelos, la presencia de suelos expansivos, la presencia de suelos colapsables, entre otros.

7.3.1.1 Suelos

El diseño de los cimientos de una vivienda unifamiliar requiere la caracterización geotécnica del sitio, la cual deberá ser realizada de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 6 de este reglamento. Con base en los resultados de la investigación geotécnica, el profesional idóneo deberá determinar si la construcción de fundaciones puede apoyarse directamente en terreno natural o si es requerida una mejora del terreno.

7.3.1.2 Paredes perimetrales.

Toda pared perimetral deberá estar cimentada a una profundidad mínima de 600 mm dentro del suelo natural. La profundidad podrá ser menor si se demuestra, mediante pruebas de laboratorio, que el suelo



tiene la capacidad requerida a una menor profundidad, y no se compromete la estabilidad lateral de la vivienda. Las dimensiones y refuerzo de la fundación dependerán de la capacidad de soporte del suelo y de las consideraciones de desempeño requeridas. Las dimensiones y refuerzo mínimos de la fundación serán de 300 mm de ancho y 200 mm de espesor, reforzada con dos barras longitudinales No. 4, con anillos de No. 3 a 200 mm de separación.

7.3.1.3 Paredes interiores

Se permitirá el uso de fundaciones superficiales en las paredes interiores siempre y cuando no formen parte del sistema de resistencia lateral. Las dimensiones y refuerzo de la fundación dependerán de la capacidad de soporte del suelo, y de las consideraciones de resistencia y de servicio que sean necesarios. Las dimensiones y refuerzo mínimos de la fundación serán de 300 mm de ancho y 200 mm de espesor, reforzada con dos barras longitudinales No. 4, con anillos No. 3 a 200 mm de separación.

7.3.1.4 Vigas de fundación

Se permitirá el uso de vigas de fundación superficiales en las paredes perimetrales, en lugar de fundación de paredes perimetrales, si se demuestra mediante análisis que se satisfacen los requisitos de resistencia y asentamientos, y no se compromete la estabilidad lateral de la vivienda. La dimensiones y refuerzo de estas vigas serán obtenidas mediante análisis. Las dimensiones y refuerzo mínimos de la fundación serán de 300 mm de ancho y 400 mm de alto, reforzada con cuatro barras longitudinales No. 4, y anillos No. 3 a 200 mm de



separación, con ganchos de 135 grados. Esta viga de fundación deberá integrarse con el piso sobre tierra y vaciarse monolíticamente con él.

7.3.1.5 Fundaciones sobre suelo expansivo

El término suelo expansivo hace referencia a cualquier suelo que tiene el potencial de contraerse y expandirse, según varíen las condiciones de humedad. La presencia de suelos expansivos debe ser diagnosticada con base en la caracterización geotécnica anteriormente mencionada y las recomendaciones del Capítulo 6 de este reglamento. Se deberá determinar si es recomendable realizar mejoras al suelo antes de la construcción. Estos pueden incluir: remoción o reemplazo del suelo, remoldeo o compactación, precarga, estabilización química de suelo con aditivos o control de la humedad. Los cimientos deberán ser diseñados para evitar daños a la estructura debido a las expansiones y contracciones del suelo.

7.3.2 Estabilidad de paredes

La resistencia al volteo, en el sentido perpendicular al plano de la pared, se logrará mediante arriostramiento en la dirección perpendicular a su plano. El arriostramiento se logrará preferiblemente mediante la intersección con paredes ortogonales al plano de la pared. Según sea posible, la resistencia al volteo se complementará con la unión de la pared con el cimiento y el techo.

- En paredes perpendiculares a la dirección de las carriolas de techo, y que sirven de apoyo a las mismas, la longitud máxima sin apoyo transversal no excederá 3500 mm.



- La longitud máxima de paredes sin apoyo transversal no excederá 2750 mm cuando sean paralelas a la dirección de las carriolas de techo, o perpendiculares a la dirección de las carriolas de techo que no les sirven de apoyo.
- En caso de que el arriostramiento en la dirección perpendicular al plano de la pared se haga mediante columnas de amarre, las mismas deberán estar debidamente conectadas a la fundación y al techo. Se deberá demostrar, mediante análisis, que estas columnas tienen la capacidad suficiente para absorber el momento de volteo causado por las fuerzas laterales. Este sistema requerirá de vigas de amarre perpendiculares a la pared a nivel de techo, que garanticen la transmisión de las fuerzas laterales a las paredes perpendiculares del resto de la vivienda, a través de la acción de diafragma de techo.

7.3.3 Confinamiento

Las paredes deberán ser confinadas por elementos de borde verticales (columnas de amarre) y horizontales (vigas de amarre).

7.3.3.1 Vigas de amarre

Se colocarán vigas de amarre sobre todas las paredes, interiores y exteriores. Las dimensiones y refuerzo mínimos de estas vigas serán de 100 mm de espesor y 250 mm de alto. En las vigas que sirven de apoyo al techo se utilizará un refuerzo de 2 No. 4 longitudinales y estribos abiertos de No. 3 a 200 mm de separación. En las vigas que



no sirven de apoyo al techo se utilizará un refuerzo de 2 No. 3 longitudinales y estribos abiertos de No. 3 a 250 mm de separación.

7.3.3.2 Columnas de amarre

Se colocarán columnas de amarre con dimensiones mínimas de 100 mm de espesor y 250 mm de longitud, con refuerzo de 2 No. 4 verticales y estribos abiertos No. 3 a 200 mm de separación, en las siguientes ubicaciones:

- En las esquinas.
- En las intersecciones de paredes interiores y exteriores.
- En los extremos de toda pared aislada, interior o exterior.

7.3.4 Bloques entrecruzados

Se permitirá el uso de bloques entrecruzados en la intersección de paredes interiores. Las celdas compartidas se reforzarán con 1 No. 4 y se rellenarán con mortero.

7.3.5 Refuerzo de aberturas

Toda abertura será reforzada perimetralmente. Este requisito excluye las aberturas con dimensiones no mayores de 600 mm.

7.3.6 Paredes con altura no mayor de 2750 mm

Se permitirá proyectar la viga de amarre superior hacia abajo para crear el dintel de ventanas o puertas. El dintel llevará refuerzo adicional de una barra No. 4 con anillos de No. 3 a 200 mm, y se extenderá una



longitud mínima de 300 mm más allá de cada lado de la abertura de la ventana o puerta.

7.3.7 Paredes con altura entre 2750 mm y 3500 mm

Se permitirá el uso de un dintel con dimensiones y refuerzo mínimos de 100 mm de espesor y 250 mm de altura, con 2 No. 3 y estribos abiertos de No. 3 a 200 mm de separación. El dintel se extenderá una longitud mínima de 300 mm más allá de cada lado de la abertura. Se deberá demostrar mediante análisis que las dimensiones y refuerzo de este dintel tiene la resistencia a flexión y cortante necesarios para soportar el peso del segmento de pared entre el dintel y la viga de amarre.

7.3.8 Abertura de Puertas y Ventanas

Se colocarán alféizares de 100 mm de espesor y 100 mm de altura con refuerzo longitudinal de 1 No. 3 en toda abertura de ventana. El alféizar se extenderá una longitud mínima de 300 mm más allá de cada lado de la abertura de la ventana.

- Se colocará refuerzo vertical de 1 No. 3 en los bordes verticales de las aberturas de puertas y ventanas, incrustadas en celdas rellenas de mortero. El refuerzo se extenderá desde la losa de piso si es ventana y desde el cimiento de la pared si es puerta. El refuerzo se extenderá hasta la viga de amarre para paredes con altura hasta 2750 mm y hasta el dintel para paredes con altura entre 2750 y 3500 mm.



7.3.9 Vigas intermedias de amarre

Cuando la altura de la pared exceda 3000 mm, se colocarán vigas de amarre intermedias.

7.3.10 Anclajes del refuerzo

Los dos extremos del refuerzo longitudinal de toda columna de amarre, viga de amarre, o cimiento de pared, deberán anclarse adecuadamente por adherencia y/o ganchos en otro elemento de borde. Toda pared interior o exterior cimentada sobre fundaciones superficiales deberá anclarse mediante espigas verticales de 1 No. 4 y 200 mm de longitud, separadas a 400 mm, colocadas en celdas de bloque rellenos con mortero. Las espigas deberán anclarse debidamente a la viga de fundación.

7.3.11 El techo

El techo deberá anclarse adecuadamente a las paredes que lo soportan para asegurar la transmisión de fuerzas horizontales entre el techo y las paredes (acción de diafragma). Dicho anclaje podrá ser del tipo pernos o ganchos embebidos en el concreto de vigas o columnas. No se permite la unión de ningún sistema que trabaje solamente por fricción del elemento de anclaje. En la selección de este detalle se tomará en cuenta la masa del techo.

7.3.12 Detalles mínimos para la construcción típica

Las siguientes figuras se utilizarán como guía para desarrollar detalles en los planos de construcción:

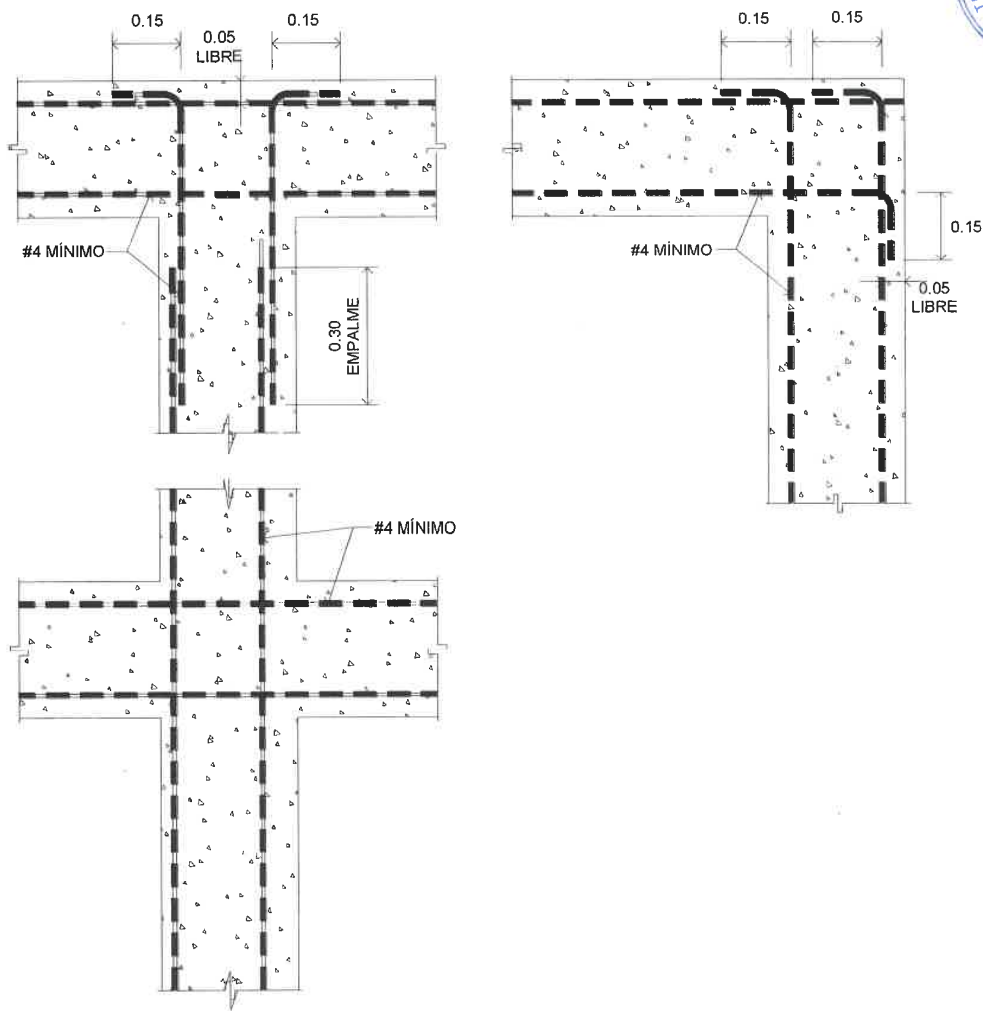


FIG. 1 – Intersecciones en planta de cimientos de paredes

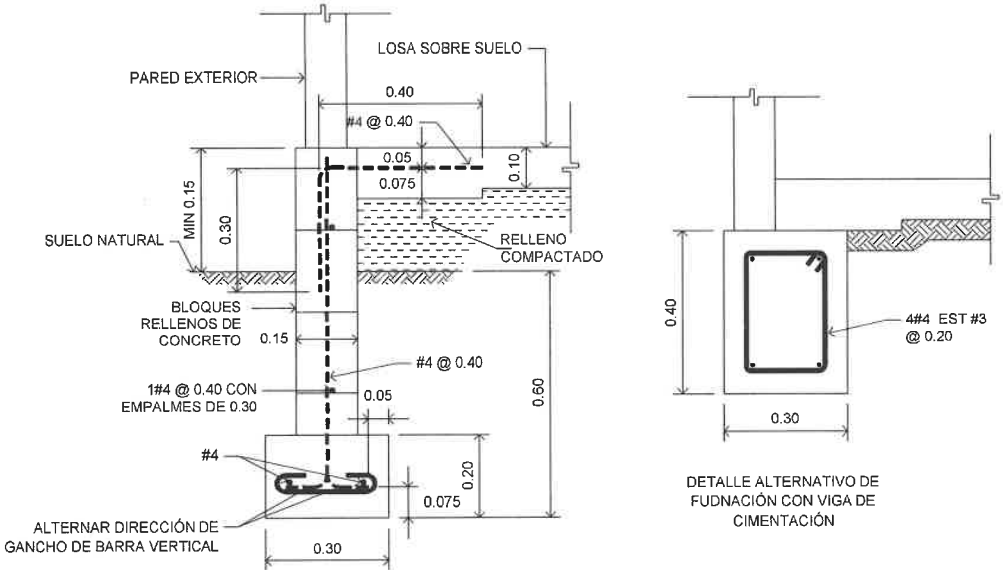


FIG. 2 – Secciones transversales de cimientos de paredes exteriores

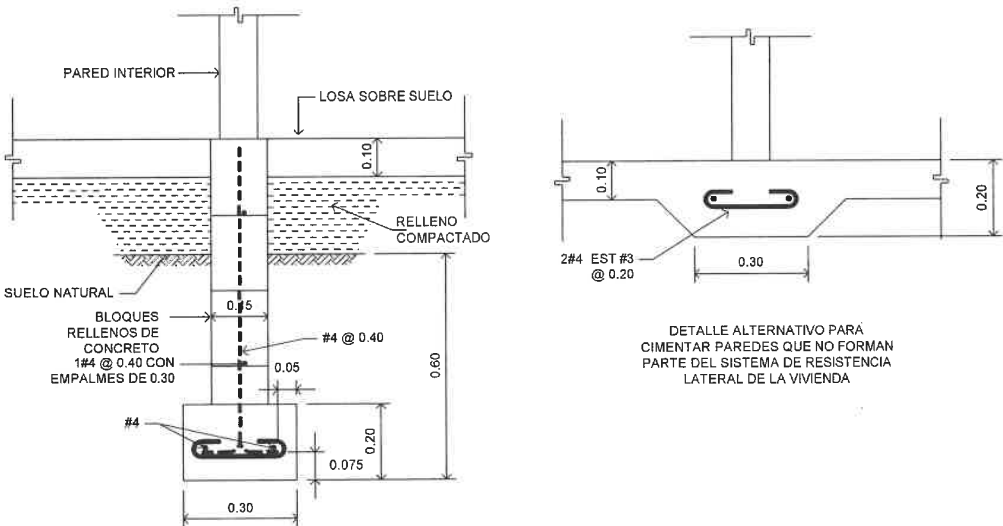


FIG. 3 – Secciones transversales de cimientos de paredes interiores

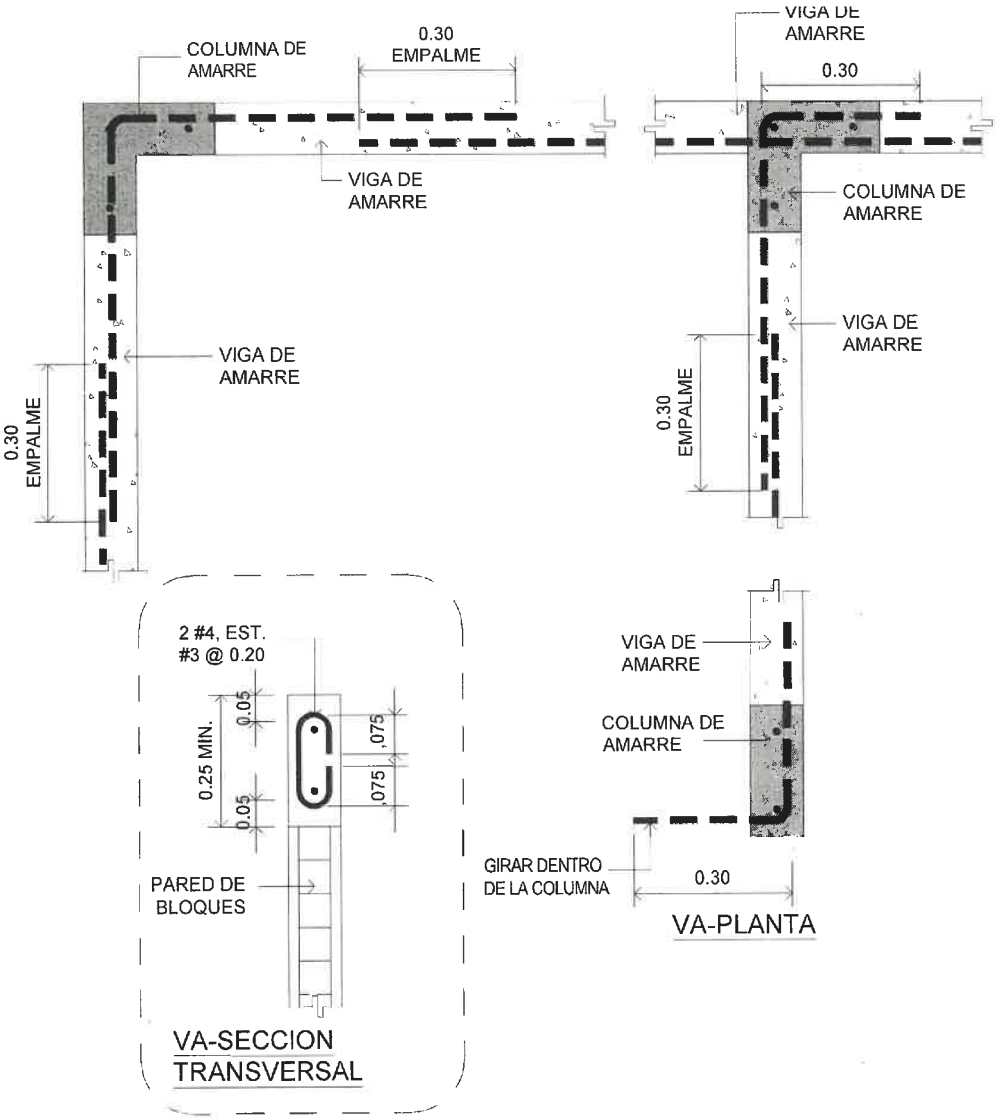


FIG. 4 – Detalles típicos de vigas de amarre

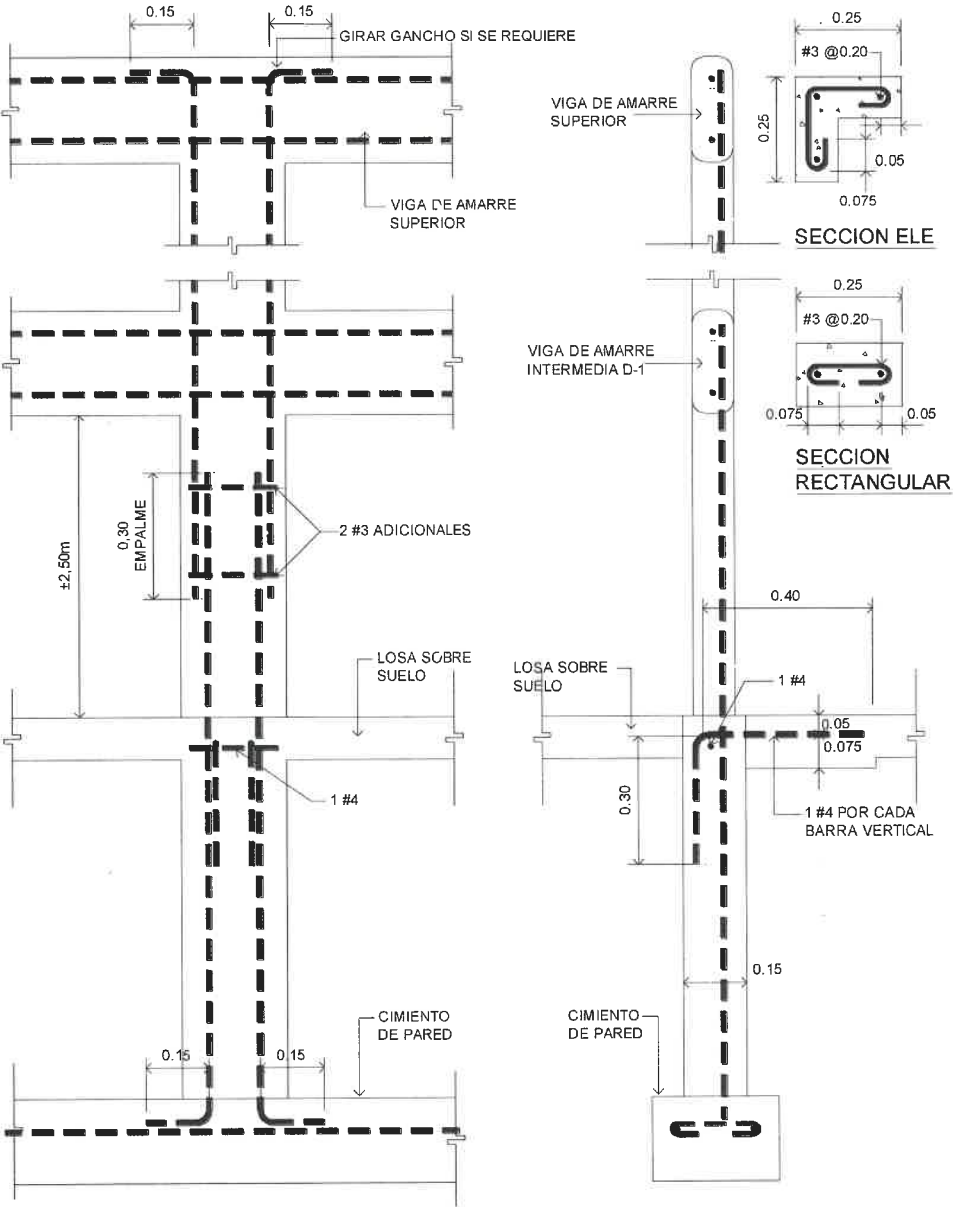
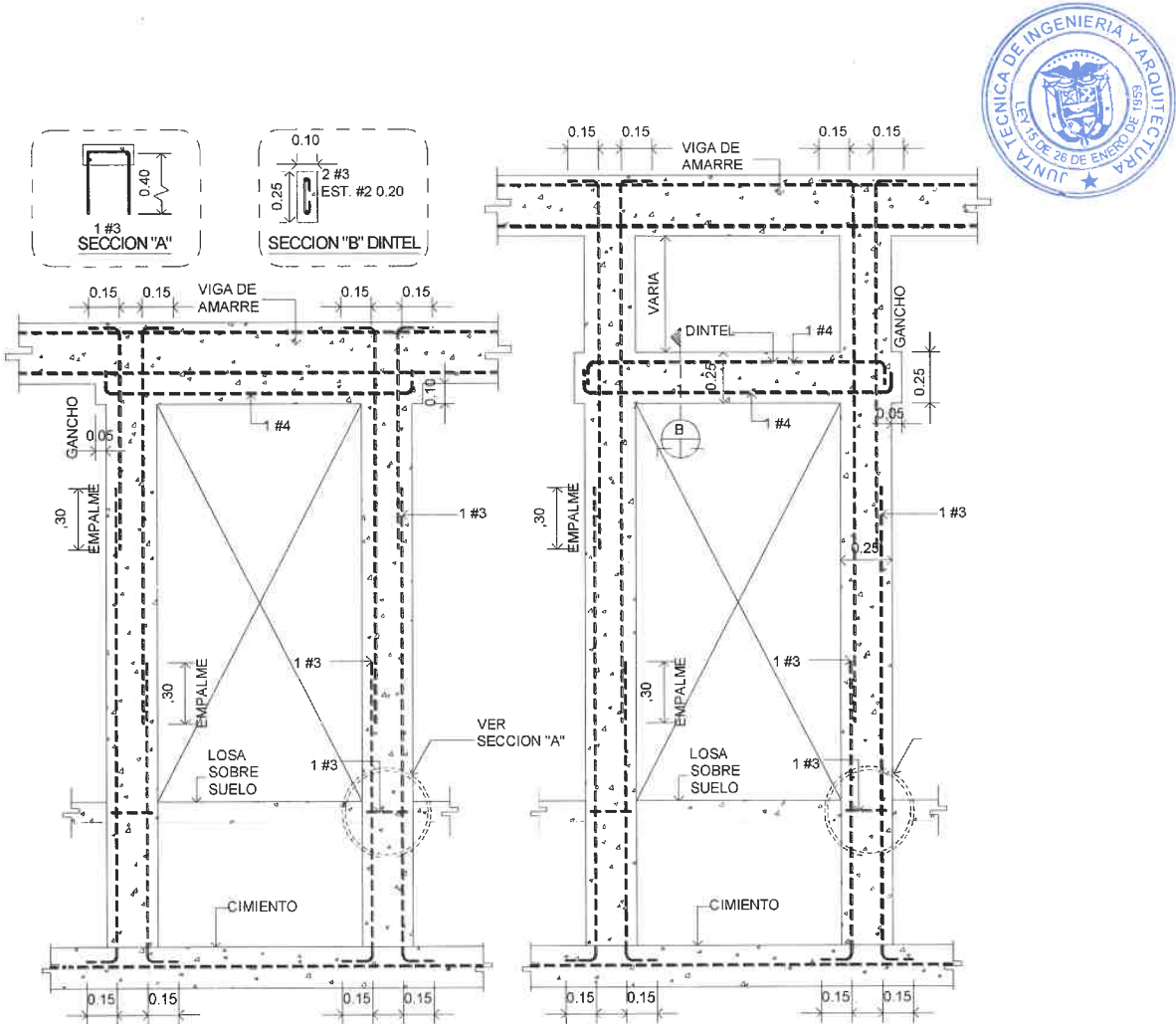


FIG. 5 – Detalles típicos de columnas de amarre



Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura
Este documento es fiel copia de su original
emitido por la JTIA
Panamá, 08/08/2022
Secretario del Pleno de la JTIA

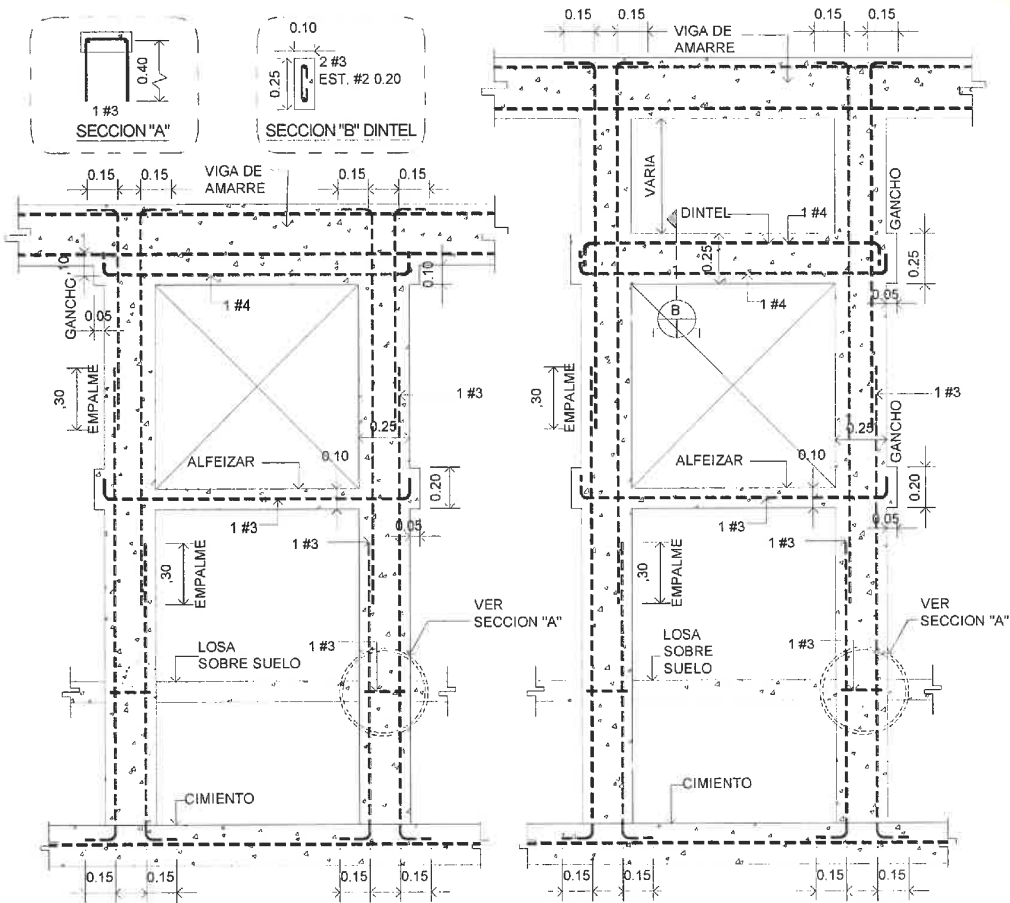


FIG. 7 – Refuerzo alrededor de ventanas

Las figuras son ilustrativas únicamente. Por ejemplo, no se muestran puertas y ventanas en paredes con altura de más de 3500 mm. Los detalles de construcción dibujados en los planos deben llenar los requisitos de las secciones 7.3.1, 7.3.2, 7.3.3, 7.3.5, 7.3.6, 7.3.7, 7.3.8, 7.3.9, 7.3.10 y 7.3.12.



7.4 Especificaciones generales de análisis y diseño para construcción no típica

Las especificaciones generales descritas en esta sección aplican para las viviendas unifamiliares de mampostería confinada que no califiquen para ser construidas utilizando los requerimientos mínimos de la sección 7.3. En las siguientes situaciones los proyectos de viviendas unifamiliares deberán ser diseñados según se describe en esta sección:

- Suelos tipos E o F, arcillas expansivas o suelos susceptibles a licuación.
- Ubicación en zonas sísmicas con PGA (Periodo de retorno de 2500 años) mayor o igual a 0.40g.
- Irregularidad horizontal de acuerdo con la Tabla 12.3-1 del documento ASCE 7-05.
- Índice de densidad de paredes menor que el valor mínimo indicado en la siguiente tabla:

	$PGA \leq 0.25 \text{ g}$	$0.25 \text{ g} < PGA \leq 0.4 \text{ g}$	$PGA > 0.4 \text{ g}$
d (mínimo)	2.0%	3.5%	5.0%

7.4.1 Criterios de diseño

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos este reglamento. Adicionalmente, se diseñarán los elementos para cumplir con los criterios de durabilidad y resistencia al fuego.



7.4.1.1 Estado límite de falla

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos obtenidos del análisis de la demanda de las cargas actuantes.

Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en este reglamento.

7.4.1.2 Estado límite de servicio

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, entre otros) estén limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

7.4.1.3 Diseño por durabilidad

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de al menos 50 años. En el diseño deberá considerarse: agresividad del ambiente, recubrimiento de concreto para el acero de refuerzo, resistencia mínima a compresión, contenido de cloruro y de sulfato, contenido de cemento y relación agua/cemento para una adecuada durabilidad y debida resistencia al fuego.



7.4.1.4 Hipótesis para la obtención de la resistencia de diseño a flexocompresión

La determinación de las resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con un criterio de resistencia a flexocompresión, con base en las hipótesis siguientes:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza en la mampostería la deformación unitaria máxima a compresión, la cual se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que existan ensayos en elementos que permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

En muros con bloques huecos en las que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f'_m de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.

Los muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso podrá determinarse la resistencia a flexocompresión



tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de este no exceda de seis veces el espesor de la mampostería del muro.

7.4.1.5 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones de estructuras de mampostería se dimensionarán y detallarán de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 6 – Geotecnia de este reglamento.

Los elementos de la cimentación deben diseñarse para que resistan los elementos mecánicos de diseño y las reacciones del terreno, de modo que las fuerzas y momentos se transfieran al suelo en que se apoyan, sin exceder la resistencia del suelo. Se deberán revisar los asentamientos máximos permisibles y sus efectos en la estructura. El refuerzo vertical de muros y otros elementos deberá extenderse dentro de los elementos de la cimentación, tales como zapatas, losas, vigas de piso, etc., y deberá anclarse de modo que pueda alcanzarse el esfuerzo especificado de cedencia en tensión. Los anclajes y largos de desarrollo deberán cumplir lo establecido en la norma ACI 318-19.

El refuerzo vertical podrá anclarse como barra recta o con dobleces a 90 grados. En este último caso, los dobleces se ubicarán cerca del fondo de la cimentación, con los tramos rectos orientados hacia el interior del elemento vertical y respetando los recubrimientos mínimos requeridos.

7.4.1.6 Diseño de sistemas de piso y techo

Los sistemas de piso y techo de las estructuras de mampostería se deberán dimensionar y detallar de acuerdo con los criterios relativos a



los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, según el material del que se trate.

En todo caso, la transmisión de fuerzas y momentos internos entre los muros y los sistemas de piso y techo no deberá depender de la fricción entre los elementos. Si es el caso, las barras de refuerzo de los elementos resistentes de piso y techo deberán anclarse sobre los muros de modo que puedan alcanzar el esfuerzo especificado de cedencia en tensión.

Si los sistemas de piso o techo transmiten fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a los o entre los elementos resistentes a fuerzas laterales, se deberán cumplir los requisitos correspondientes a diafragmas, según el material del que se trate.

7.4.1.7 Diseño de muros sobre vigas

En el diseño de muros estructurales de mampostería que estén contruidos sobre vigas que no forman parte de la cimentación, se deberá revisar que se cumplan los requisitos de resistencia y deformación permisible, respectivos.

7.4.1.8 Revisión de los esfuerzos de compresión

Se verificará que los esfuerzos de compresión máximos en los extremos del muro no excedan el esfuerzo máximo resistente a compresión de la mampostería.



7.4.2 Métodos de análisis

7.4.2.1 Criterio general

La determinación de las fuerzas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico de primer orden. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y se deberá emplear, por tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo se determinará como se indica en el ACI 318-19. Para la mampostería, tanto el módulo de elasticidad como el módulo de cortante se tomarán como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería con Comentarios (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 454). Para el concreto se usará el ACI 318-19.

7.4.2.2 Análisis por cargas verticales

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro–losa, la rigidez a flexión fuera del plano de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.



7.4.2.3 Análisis por cargas laterales

Para determinar las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras de mampostería se podrán analizar mediante métodos dinámicos o estáticos que cumplan con este reglamento. Se deberá considerar el efecto de aberturas en la rigidez y resistencia laterales.

La determinación de los efectos de las cargas laterales inducidas por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y segmentos de muro. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión. Para la revisión del estado límite de falla y para evaluar las deformaciones por cortante, será válido considerar la sección transversal agrietada en aquellos muros o segmentos más demandados. Para evaluar las deformaciones por flexión se considerará la sección transversal agrietada del muro o segmento cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan esfuerzos de tensión verticales.

Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros la rigidez de los sistemas de piso y techo. La estructura podrá modelarse utilizando el método de la columna ancha, mediante elementos finitos o como diagonal equivalente en el caso de muros diafragma.

En el cálculo de la carga sísmica para el diseño de viviendas de mampostería confinada se deberán utilizar los siguientes parámetros: $R = 1.5$, $\Omega_0 = 2.5$ y $C_d = 1.25$.



7.4.2.4 Análisis por temperatura

Cuando por un diferencial de temperaturas así se requiera, o cuando la estructura tenga una longitud mayor que 30 m, será necesario considerar los efectos de la temperatura en las deformaciones y elementos estructurales. Se deberá prestar especial cuidado en las características mecánicas y estructurales de la mampostería al evaluar los efectos de temperatura.

7.4.2.5 Detallado del refuerzo

Los planos de construcción deberán tener especificaciones, dibujos y notas con los detalles del refuerzo. Toda barra de refuerzo deberá estar rodeada en toda su longitud por mortero, concreto o mortero de relleno.

7.4.3 Normas Aplicables

El análisis y diseño de la mampostería, incluyendo las variables de resistencia del mortero utilizado para la elaboración, pegado, relleno y repello de los bloques, deberá estar basado en los siguientes documentos:

- 2011. Earthquake Engineering Research Institute (EERI). Seismic Design Guide for low-rise confined masonry buildings.
- 2020. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería con Comentarios. Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 454.



7.5 Sistemas alternativos

Se definen sistemas alternativos de la vivienda unifamiliar como aquellos que no cumplen con la definición de la construcción típica indicada en la Sección 7.3 y que no están contemplados en ninguno de los capítulos del presente reglamento. Se aceptarán los sistemas alternativos de la vivienda unifamiliar siempre que cumplan con el criterio de aceptación descrito en esta sección.

Las fundaciones de cualquier proyecto que implemente el uso de sistemas alternativos deberán cumplir con los requisitos indicados en el apartado 7.3.1.

7.5.1 Criterio de aceptación

La aceptación de un sistema alternativo que utilice materiales y/o mecanismos no contemplados en el presente reglamento requiere estricto cumplimiento de los requisitos descritos en el documento *“Procedimiento para la Certificación de Sistemas Alternativos de Construcción de la Vivienda Unifamiliar en la República de Panamá”*, emitido mediante resolución por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura. La aceptación del sistema alternativo será expedida por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

7.5.2 Procedimiento para la Aprobación de Sistemas Alternativos

7.5.2.1 Alcance

El propósito del Procedimiento para la Aprobación de Sistemas Alternativos de Construcción para la Vivienda Unifamiliar en la



República de Panamá es el de certificar que los niveles de seguridad de los sistemas alternativos a la construcción tradicional para la vivienda unifamiliar, que utilizan materiales y mecanismos no contemplados en el reglamento, son iguales o mayores que los exigidos por Reglamento Estructural de Panamá. La Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura (JTIA) evaluará el sistema alternativo y expedirá el Certificado de Aprobación.

El procedimiento evalúa el sistema constructivo y lo declara apto para su utilización como Sistema Alternativo de Construcción de Viviendas Unifamiliares. En cada aplicación deberá haber un ingeniero civil idóneo que lleve a cabo el diseño estructural según los requisitos del Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá.

Para sistemas alternativos, las oficinas municipales seguirán el mismo proceso de aprobación de planos que se utiliza para el resto de las construcciones en la República de Panamá. Exigirán, además, el Certificado de Aprobación del sistema alternativo expedido por la JTIA.

El proponente del sistema constructivo presentará a las oficinas municipales la documentación certificada relacionada con la durabilidad y resistencia al fuego de los materiales y componentes del sistema. El sistema constructivo se diseñará y detallará por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de al menos 50 años. En cuanto a la resistencia al fuego, el sistema constructivo deberá cumplir lo estipulado en la norma NFPA-101.



7.5.2.2 Requisitos para la Aprobación

Para la evaluación de un sistema alternativo, el proponente deberá presentar los siguientes documentos a la JTIA:

- DOCUMENTO 1: INFORME DE PRUEBAS EXPERIMENTALES
- DOCUMENTO 2: MANUAL DE DISEÑO DEL SISTEMA

7.5.2.3 Requerimientos de las Pruebas Experimentales

a. Requerimientos Generales

El laboratorio de ensayo de materiales encargado de las pruebas presentará la metodología y los resultados de las pruebas experimentales de elementos y conexiones del sistema alternativo, según lo especificado en esta sección. Las pruebas serán realizadas por laboratorios estatales, o bien, por laboratorios nacionales acreditados bajo la norma ISO 17025, que tengan las normas de ensayo utilizadas incluidas dentro del alcance de su acreditación. El laboratorio deberá contar con representación técnica de un ingeniero civil idóneo en la República de Panamá ante la JTIA.

Si la solicitud de aprobación del sistema alternativo incluye resultados de pruebas experimentales realizadas en laboratorios fuera de la República de Panamá, se deberá cumplir con lo siguiente:

- El laboratorio extranjero deberá estar acreditado bajo la norma ISO 17025, y contar con las normas de ensayo utilizadas incluidas dentro del alcance de su acreditación.



- Los informes de ensayos provenientes del exterior deberán contar con una traducción oficial al idioma español y haber sido legalizados en Panamá, mediante apostillas de la Haya o, en el caso de países no signatarios del Convenio de la Haya, mediante los requerimientos que establezca el Ministerio de Relaciones Exteriores.
- Los informes de las pruebas deberán ser refrendados por un laboratorio que cumpla las condiciones anteriormente descritas, a través de su representante técnico (ingeniero civil idóneo en la República de Panamá ante la JTIA).

Nota: Si el alcance de las pruebas sólo cubre parcialmente los ensayos que requiere el procedimiento (por ejemplo: sólo las de los elementos, sin incluir las conexiones), el proponente podrá complementar las pruebas con ensayos llevados a cabo en laboratorios locales aprobados. En adición a las pruebas de resistencia listadas en este reglamento, el proponente podrá suministrar resultados de pruebas que certifiquen la durabilidad y la resistencia al fuego del sistema alternativo propuesto.

b. Requerimientos Técnicos

El objetivo de las pruebas a realizarse es obtener validación experimental de la rigidez y resistencia del sistema constructivo, que fundamenten valores o relaciones de estimación de rigidez y resistencia utilizables en el diseño estructural. El alcance de las pruebas experimentales debe ser tal que permita evaluar la variabilidad de la resistencia del sistema, la estabilidad del sistema, sus deformaciones bajo cargas, niveles de carga apropiados para



la serviciabilidad y la resistencia última de sus componentes y conexiones.

Con base en los resultados de las pruebas experimentales, se preparará un manual de diseño con la información necesaria para que el ingeniero estructural pueda llevar a cabo el diseño estructural del sistema alternativo. Se presentará un ejemplo de diseño estructural que muestre el uso del manual en el diseño de un proyecto de vivienda unifamiliar. El manual debe incluir la evaluación de la suficiencia del sistema constructivo frente a demandas por cargas de gravedad, viento y sismo.

c. Pruebas de elementos individuales sometidos a flexión, cortante y compresión

El ensayo de los elementos individuales consiste en probar por lo menos nueve especímenes de paredes: tres a compresión, tres a flexión transversal y tres a cortante. Las pruebas se llevarán a cabo según la norma ASTM E72-15: *Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction*.

Si el ingeniero idóneo representante del laboratorio considera que la capacidad del sistema constructivo es sensible a sus dimensiones o a su relación de aspecto, podrá solicitar la realización de pruebas adicionales, realizadas a especímenes de distintas geometrías o configuraciones.

El procedimiento para el desarrollo de los ensayos de laboratorio es el siguiente:



1. El laboratorio encargado de las pruebas preparará las especificaciones de los modelos de prueba. El propietario del sistema diseñará los modelos según las especificaciones. El laboratorio deberá aprobar el diseño antes de que las pruebas se lleven a cabo.
2. El propietario del sistema será responsable por la construcción de los especímenes. Durante la construcción, siempre deberá estar presente un inspector idóneo por parte del laboratorio encargado de las pruebas para certificar que la construcción de los especímenes se lleve a cabo según las especificaciones.
3. Los especímenes se probarán a cortante, compresión y flexión siguiendo los procedimientos establecidos en la norma ASTM E72-15. Los resultados para cada espécimen deberán presentarse tanto en forma tabular como gráficamente mediante una curva de carga-desplazamiento. Los reportes de las pruebas se elaborarán de acuerdo con la norma ASTM E575-05 (2018).
4. El laboratorio encargado deberá presentar un informe que contenga la metodología utilizada para realizar las pruebas, el informe del inspector durante la construcción de los especímenes y los resultados de las pruebas.

d. Pruebas de Conexiones

Las conexiones del sistema constructivo alternativo se probarán a escala natural. Cada conexión deberá ser clasificada según la función que cumpla en el sistema alternativo. Se deberán hacer tantas pruebas como tipos de conexiones existan. Como mínimo, se debe evaluar la conexión entre paredes ortogonales, en las esquinas de las paredes y



la conexión del sistema a la fundación (si los ensayos a cortante realizados de acuerdo con lo descrito anteriormente revelan una fragilidad del sistema en este punto).

El procedimiento para probar las conexiones es el siguiente:

1. El tipo y detalle de la conexión deberá ser parte del sistema alternativo de construcción. El laboratorio encargado de las pruebas identificará los tipos de conexiones que deberán ser probados y presentará las recomendaciones para los ensayos.
2. Se deberán probar al menos tres (3) especímenes por tipo de conexión. En la construcción siempre deberá estar presente un inspector idóneo por parte del laboratorio encargado para certificar que la construcción de los especímenes se lleve a cabo según las especificaciones.
3. Las conexiones deberán construirse unidas a los elementos que van a conectar. El tamaño de cada espécimen deberá ser por lo menos 10 veces la dimensión mayor de la conexión. Los especímenes se deberán probar hasta la falla.
4. La carga se aplicará según el punto 4 de la norma ASTM E72-15. Los resultados para cada espécimen deberán presentarse tanto en forma tabular como gráficamente mediante una curva de carga-desplazamiento.

7.5.2.4 Requerimientos del Manual de Diseño

a. Requerimientos Generales



El Manual deberá ser preparado y refrendado por un ingeniero civil idóneo en la República de Panamá. El Manual deberá basarse en los resultados de pruebas contenidos en el INFORME DE PRUEBAS EXPERIMENTALES (DOCUMENTO 1).

El propósito del manual de diseño es el de establecer los criterios de diseño a partir de la data y sus resultados experimentales. El manual debe presentar lo siguiente (DOCUMENTO 2):

La resistencia nominal de los elementos a flexión, cortante y carga axial

2. La resistencia y detalles de las conexiones
3. El procedimiento de diseño
4. Los códigos estructurales utilizados como referencia
5. Un ejemplo completo de diseño

El manual de diseño incluirá por lo menos un ejemplo de diseño estructural del sistema alternativo aplicado a una vivienda unifamiliar. La vivienda se diseñará para resistir fuerzas de gravedad, viento y sismo según el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá. Se tomará en cuenta la ubicación geográfica del proyecto. El ejemplo deberá incluir el método de análisis, la determinación de las fuerzas de diseño y la verificación de los esfuerzos en elementos y conexiones.

En el cálculo de la carga sísmica para el diseño de viviendas hechas con sistemas alternativos se deberá utilizar un valor de $R = 1.0$.



7.6 Aseguramiento de la calidad

El diseño y la construcción de las viviendas especificadas en este capítulo deberán cumplir con todos requerimientos dispuestos en este código y, en particular, en este capítulo. Los sistemas alternativos de vivienda unifamiliar, aun cuando cuenten con la aceptación de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, también deberán cumplir con todos los requerimientos de este código. Los materiales utilizados para la construcción de las viviendas unifamiliares descritas en este capítulo deberán cumplir con lo especificado en la sección 7.6.1.

7.6.1 Materiales.

Las especificaciones mínimas de los materiales utilizados en este capítulo son:

7.6.1.1 Concreto

El concreto utilizado para la construcción de elementos estructurales de las viviendas especificadas en este capítulo deberá tener una resistencia mínima de 21 MPa (210 kg/cm² o 3,000 psi) a los 28 días y cumplir con lo especificado en la norma ACI 318-19.

7.6.1.2 Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo utilizado para la construcción de elementos estructurales de las viviendas especificadas en este capítulo deberá tener una resistencia mínima de 280 MPa (2,800 kg/cm² o 40,000 psi) y cumplir con lo especificado en la norma ASTM A615 ó la norma ASTM



A706. Además, deberá estar libre de óxido, grasa, aceite, pintura o materiales extraños que limiten su adherencia al concreto.

7.6.1.3 Bloques

a. Bloques de concreto

Los bloques huecos de concreto de uso estructural o no estructural deberán cumplir con los requerimientos de fabricación y resistencia establecidos en la norma DGNTI-COPANIT-48-2001. Igualmente, los materiales utilizados para la fabricación de bloques, tanto nacionales como importados, deberán cumplir las normas: DGNTI-COPANIT-5-2019 y DGNTI-COPANIT-15-77-1999.

b. Bloques de arcilla

Los bloques de arcilla deberán ser fabricados cumpliendo a cabalidad lo establecido en la norma DGNTI-COPANIT-164-2006. Los bloques huecos de arcilla para paredes que no soportan cargas deberán cumplir con la norma DGNTI-COPANIT-229-2006.

7.6.1.4 Mortero para Mampostería

Los morteros empleados en la mampostería, deben cumplir con los requisitos establecidos en las siguientes normas:

- Morteros para mampostería de Bloques, Tipo N, S, M: ASTM C270/C270M-19. Standard Specification For Mortar for Unit Masonry.



CAPÍTULO 8 - CONCRETO ESTRUCTURAL

8.1 Diseño estructural

El diseño estructural cumplirá con la siguiente norma:

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, Instituto Americano del Concreto, ACI 318-19.

8.2 Protección estructural contra fuego

La resistencia al fuego de estructuras de concreto estructural se hará según la siguiente norma:

Métodos estándar de cálculo para protección estructural contra el fuego (Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection), ASCE/SEI 29-05.

8.3 Control de calidad

Los capítulos 3 y 5 del ACI 318-19, reglamentan el control de calidad de los materiales utilizados en el concreto estructural. Es necesario que este control de calidad lo realice un laboratorio de control independiente y certificado. Se recalca que este control es obligatorio en todos los materiales, acero y hormigones que se utilizan para hacer concreto estructural. Especial atención se debe dar a hormigones de columnas y muros cortantes con resistencias iguales o superiores a los 35 MPa (5,000.0 psi).



8.4 Cargas de Viento.

La carga de viento W , definida y calculada con el REP2021, es a nivel de servicio. Para utilizarla con las combinaciones de carga de diseño definidas en 5.3 del ACI 318-19, la misma deben multiplicarse por 1.6. Ver ACI 318-19 §5.3.5.

8.5 Diseño por desempeño de estructuras de concreto estructural

El diseño por desempeño de estructuras de concreto estructural, debe hacerse cumpliendo con el anexo 2 de esta norma: "Procedimiento para diseño sísmico de edificios basado en desempeño". El apéndice A del ACI 318-19, no debe aplicarse al diseño por desempeño.



CAPÍTULO 9 - ACERO

9.1 Diseño Estructural

El diseño estructural cumplirá con las siguientes especificaciones:

1. *Especificación para Edificios de Acero Estructural* (Specification for Structural Steel Buildings AISC 360-10), Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 2010.
2. *Especificación para Uniones Estructurales Utilizando Pernos ASTM A325 o A490* (Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts), Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 2010.
3. *Código de Práctica Estándar para Edificios y Puentes de Acero Estructural* (Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges), Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 2010.
4. Código para Soldadura Estructural – Acero AWS D1.1/D1.1M (D1.1/D1.1M:2020 Structural Welding Code – Steel).
5. Especificaciones sísmicas para edificios de estructura de acero (Seismic provision for structural steel building ANSI/AISC 341-10).
6. Conexiones precalificadas para marcos momento resistentes especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas. (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications Including Supplement No. 1 and Supplement No. 2 ANSI/AISC 358-10).



9.2 Acero formado en frío.

El diseño estructural de acero formado en frío cumplirá con la siguiente especificación:

Especificación de Norte América para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formado en Frío (North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members), Instituto Americano de Hierro y Acero (AISI), edición de 2013.

9.3 Protección estructural contra fuego

La resistencia al fuego de estructuras de acero estructural se hará según la siguiente norma:

Métodos estándar de cálculo para protección estructural contra el fuego (Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection), ASCE/SEI 29-05.

9.4 Combinaciones de Carga

Para el diseño de las estructuras de acero, deberán utilizarse las combinaciones de cargas que se definen en el ASCE 7-05, capítulo 2.



CAPÍTULO 10 - MADERA

10.1 Diseño estructural

Las estructuras de madera se diseñarán con las siguientes normas:

Norma para el diseño mediante factores de carga y resistencia (LRFD) para construcción de madera ASCE (Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Engineered Wood Construction), ASCE 16-95.

10.2 Protección estructural contra fuego

La resistencia al fuego de estructuras de madera se determinará según la siguiente norma:

Métodos estándar de cálculo para protección estructural contra el fuego (Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection), ASCE/SEI 29-05.

10.3 Propiedades Mecánicas

10.3.1 Propiedades básicas.

Los valores de resistencia de la madera se determinarán mediante la norma *Métodos estándar de ensayo para establecer los valores de resistencia de madera limpia* (Standard Practice for Establishing Clear Wood Strength Values), ASTM D2555-17.



10.3.2 Propiedades de diseño.

Las propiedades de diseño se determinarán según la norma *Práctica estándar para establecer los grados estructurales y propiedades permisibles relacionadas para madera visualmente clasificada* (Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber), ASTM D245-06 (2019).

10.3.3 Maderas de Panamá.

Para las maderas *Cabimo*, *María*, *Amargo-amargo*, *Cedro espino*, y *Sigua*, los valores de resistencia de la madera se tomarán de la Tabla 10.1. Los valores de resistencia de otras maderas se establecerán mediante ensayos llevados a cabo por el Centro Experimental de Ingeniería de la Universidad Tecnológica de Panamá.



Tabla 10.3-1: Resistencias últimas de las maderas de Panamá (MPa)

Madera	Flexión	Compresión paralela a las fibras	Compresión normal a las fibras	Tensión normal	Esfuerzo Cortante
Cabimo	26.8	15.6	5.66	1.62	3.61
María	38.8	28.5	7.23	1.92	7.97
Amargo- Amargo	50.1	30.6	8.72	1.06	7.96
Cedro Espino	48.9	35.5	9.75	1.68	7.44
Sigua	22.7	14.8	3.32	1.10	3.91



CAPÍTULO 11 - MAMPOSTERÍA

11.1 Diseño estructural

El diseño estructural se llevará a cabo con la siguiente norma:

Requerimientos de Normas de Edificación para Estructuras de Mampostería y Especificaciones para Estructuras de Mampostería (Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures), TMS 402/602-16.

11.2 Protección estructural contra fuego

La resistencia al fuego de estructuras de mampostería se hará según la siguiente norma:

Métodos estándar de cálculo para protección estructural contra el fuego (Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection), ASCE/SEI 29-05



CAPÍTULO 12 - ALUMINIO

12.1 Diseño estructural

El diseño estructural cumplirá con el *Manual de Diseño de Aluminio* (Aluminum Design Manual), 2020, de la Asociación de Aluminio, Inc. (Aluminum Association Inc). Las soldaduras estructurales deberán cumplir con el Código de Soldadura Estructural – Aluminio D1.2/D1.2M:2014 (D1.2/D1.2M:2014 Structural Welding Code – Aluminum)



CAPÍTULO 13 - MATERIALES COMPUESTOS

13.1 Barras de Polímeros Reforzados con fibras

1. El diseño de estructuras de concreto reforzadas con barras de polímeros reforzados con fibras se hará según la siguiente documentación: *Guía para el diseño y construcción de concreto reforzado con barras de polímeros reforzados con fibras* (Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars), ACI 440.1R-15, ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
2. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*, ACI 318-19, Instituto Americano del Concreto.

13.2 Tendones de polímeros reforzados con fibras

El diseño de estructuras de concreto reforzadas con tendones de polímeros reforzados con fibras se hará según la siguiente documentación:

1. *Estructuras de concreto reforzadas con tendones de polímeros reforzados con fibras* (Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons), ACI 440.4R-04, ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
2. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*, ACI 318-19, Instituto Americano del Concreto.



13.3 Sistemas externamente adheridos

El diseño de sistemas externamente adheridos para reforzar estructuras de concreto se llevará a cabo según la siguiente documentación:

1. *Guía para diseño y construcción de sistemas externamente adheridos de polímeros reforzados con fibras*, (Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures), ACI 440.2R-15, ACI Committee 440.
2. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*, ACI 318-19, Instituto Americano del Concreto.

13.4 Materiales no cubiertos por este código

El diseño de todo componente formado por materiales no cubiertos por este código estará basado en la aplicación del estado del arte y de la aplicación de métodos racionales cumpliendo con verificar la aplicación de las normas existentes de acuerdo con el siguiente orden de importancia:

- Reglamento Estructural Panameño 2021
- Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05, excepto que la velocidad del viento y la aceleración sísmica serán las que se definen en los Capítulos 4 y 5 del REP-2021.
- NFPA 101 – Código de Seguridad Humana



- Ensayos experimentales que demuestren la capacidad y durabilidad del material
- Fichas técnicas y manuales de diseño elaborados por el fabricante y/o proveedor

La utilización de materiales no cubiertos por este código deberá someterse a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura para su aprobación.



CAPÍTULO 14 - INFRAESTRUCTURA

14.1 Obras de Infraestructura

Se denominan obras de infraestructura a toda construcción que no sea edificaciones o viviendas y que sirven a un propósito de utilidad pública o servicios particulares conexos.

14.2 Clasificación

Las obras de infraestructura se podrán clasificar en los siguientes grupos:

- Grupo 1: Tuberías de Acueductos, Tuberías de Alcantarillado, Plantas de Tratamiento de Agua y Aguas Residuales, Tanques de Almacenamiento, Muelles y Obras Portuarias, Muros Costeros, Obras para Líneas de Transmisión.
- Grupo 2: Puentes y Obras de Vialidad
- Grupo 3: Otras obras no listadas en los grupos anteriores

14.3 Normas de Diseño para Obras de Infraestructura del Grupo 1

Los diseños de obras de infraestructuras contenidas en el Grupo 1 se regirán como mínimo por lo establecido en el documento Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05, excepto que la velocidad del viento y la aceleración sísmica serán las que se definen en los Capítulos 4 y 5 del REP-2021.



14.4 Normas de Diseño para Obras de Infraestructura del Grupo 2

Los diseños de obras de infraestructuras contenidas en el Grupo 2 se regirán por lo establecido en el Anexo 2 del presente reglamento. en el documento Manual De Diseño De Puentes De La República De Panamá, que se adjunta a este reglamento, excepto que la velocidad del viento y la aceleración sísmica serán las que se definen en los Capítulos 4 y 5 del REP-2021. Este documento está basado en las Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes LRFD (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, 2017).

14.4.1 Velocidad del Viento para Puentes y Obras de Vialidad

Las velocidades de viento para el Diseño de Puentes y Obras de Vialidad serán las obtenidas para un Período de Retorno de 1 en 100 años, las cuales se presentan en el Capítulo 4 del REP 2021.

Para la combinación de carga del estado límite denominado “Resistencia III”, se deberá utilizar un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.0 como se indica en AASHTO. Este ajuste es necesario toda vez que en AASHTO se define la velocidad de viento como aquella correspondiente a una ráfaga de viento de 3 segundos, con una probabilidad de excedencia de 7% en 50 años (periodo de retorno aproximado de 700 años) y esto difiere de la definición plasmada en el capítulo 4 de este reglamento.

14.4.2 Aceleración Sísmica.

Los parámetros de aceleración espectral para el Diseño de Puentes y Obras de Vialidad serán los obtenidos para un Período de Retorno de 1



en 1,000 años a partir de los parámetros de aceleración espectral del REP 2021 y de los Mapas de Aceleración anexos al mismo.

14.5 Normas de Diseño para Obras de Infraestructura del Grupo 3

El diseño de las obras de infraestructuras contenidas en el Grupo 3 estará basado en la aplicación del estado del arte en el diseño de la obra y de la aplicación de métodos racionales cumpliendo con verificar la aplicación de las normas existentes de acuerdo con el siguiente orden de importancia:

- Reglamento Estructural Panameño 2021
- Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05, excepto que la velocidad del viento y la aceleración sísmica serán las que se definen en los Capítulos 4 y 5 del REP-2021.
- Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes LRFD (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, 2017)
- Estándares de Diseño de la American Society of Civil Engineers, ASCE.
- Estándares de Diseño del American Concrete Institute, ACI, Última Versión.
- Estándares de Diseño del American Institute of Steel Construction, AISC, Última Versión.
- Otros documentos de referencia (códigos, manuales de diseño, especificaciones, entre otros) o recomendaciones de grupos de



expertos en la materia, de acuerdo con el tipo de estructura que se está diseñando.



CAPÍTULO 15 - REMODELACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

15.1 Definiciones

- **Estructura existente.** Es aquella estructura construida con anterioridad a la entrada en vigencia del REP 2021, la cual va a ser objeto de estudio o cambio. Esta estructura puede estar construida cumpliendo códigos de diseño anteriores al REP 2021 o no tener código de diseño.
- **Evaluación de la estructura.** Proceso que debe seguirse para determinar el efecto que tiene en la estructura existente, las cargas del REP 2021 y los cambios que desean realizarse. El concepto de evaluación estructural también contempla los casos en los que se requiera estudiar la condición actual en la que se encuentra una estructura existente.
- **Remodelación no estructural.** Cambios en el interior de un edificio o alguna otra facilidad, tales como movimiento de paredes no estructurales, decoración interna o externa, o sistemas no estructurales, que no implica alteración estructural, incremento de área o peso, incremento de riesgo ocupacional ni cambio de uso. En estos casos no es necesario hacer una evaluación estructural.
- **Adiciones estructuralmente independientes.** Una adición que sea estructuralmente independiente es aquella que no produce efectos en la estructura existente.
- **Adiciones estructuralmente dependientes.** Una adición estructuralmente dependiente es aquella que produce acciones



sobre la estructura existente, dado que está físicamente unida a la misma.

- **Alteraciones estructurales.** Una estructura es alterada estructuralmente cuando alguno de sus miembros estructurales es modificado. Esta alteración puede producirse cuando se eliminan o modifican secciones de vigas, columnas, muros de soporte u otros elementos estructurales, se abren huecos en los diafragmas, se refuerzan elementos estructurales del sistema de soporte sismo resistente y en general a cualquier actuación que se haga sobre la estructura o sus componentes. También se consideran como alteración estructural los cambios en las condiciones de terreno, que afecten las fundaciones o produzcan empujes laterales nuevos.
- **Cambio de Uso.** Se da un cambio de uso, cuando la estructura sea reclasificada a una categoría ocupacional de riesgo mayor, según la tabla 1.1 del ASCE 7-05.
- **Incremento de carga viva.** Cuando se cambia la carga viva de tal manera que la misma se incrementa en magnitud o en posicionamiento dentro de la estructura.

15.2 Alcance

Este capítulo debe aplicarse al diseño y construcción de cambios y adiciones a estructuras existentes. También debe aplicarse a las estructuras que se vean sometidas a cambios de uso, tanto a nivel de cargas como a nivel de categoría ocupacional.



Cuando un edificio o estructura existente se ve ampliada o alterada de alguna forma, su categoría ocupacional se vea incrementada o se vea sometida a un aumento en la carga viva, deberá ser evaluada estructuralmente y reforzada de ser necesario, para que cumpla con todas las acciones y/o cargas y combinaciones definidas en el REP 2021.

Los desplazamientos y derivas (drift), deberán estar dentro de los límites permitidos por esta norma. Todos los componentes estructurales existentes y adicionales y sus uniones, deberán tener la suficiente capacidad o resistencia para soportar las fuerzas internas producidas por las cargas y si es necesario deberán ser rehabilitados.

Cuando se demuestre que una adición es estructuralmente independiente, la estructura existente no requiere ser evaluada. Las uniones entre ambas estructuras no pueden transmitir cargas entre sí y deberán cumplir con las separaciones mínimas establecidas para las acciones sísmicas. La adición independiente deberá diseñarse y construirse para que cumpla con el REP 2021.

En los casos en los que la adición no sea estructuralmente independiente, dichas adiciones a la estructura existente deberán ser diseñadas y construidas tal que la estructura completa, tanto la existente, como la parte adicionada cumplen con los requisitos del REP 2021.



15.3 Procedimiento de evaluación estructural

15.3.1 Modelo Estructural

El modelo estructural que se utilizará en la evaluación estructural deberá basarse en la estructura real, por consiguiente, tanto las dimensiones de los elementos, dimensiones de la estructura, secciones de acero estructural, cantidad de acero en elementos de hormigón armado, cargas vivas, cargas muertas impuestas y la resistencia de los materiales, deberán tomarse del edificio o la estructura construida existente. Para este fin, deberá desarrollarse un estudio de campo que obtenga esta información.

En el caso de existir planos estructurales, planos arquitectónicos, especificaciones y memoria de construcción, las mismas podrán utilizarse como referencia preliminar para la evaluación estructural. En todos los casos deberán realizarse las verificaciones de campo necesarias para la evaluación de la estructura o edificio tal como se encuentra construido, considerando las condiciones actuales que presente. Estas verificaciones de campo incluyen tanto mediciones como extracción y ensayos de testigos de los materiales, de ser requeridos, y un levantamiento de los daños si existiesen.

El procedimiento para el levantamiento de campo de la estructura existente, verificación de las dimensiones de los elementos, resistencia de los materiales y las cargas muertas, deberá basarse en el ASCE 41-13.



15.3.2 Análisis estructural y verificación de la resistencia de los elementos

El análisis estructural deberá realizarse con procedimientos que cumplan con el REP 2021 y el ASCE 7-05, incluyendo las disposiciones sísmicas. Las cargas y combinaciones de carga deberán ser las que especifica el REP 2021 y el ASCE 7-05. El análisis debe basarse en el modelo estructural definido con las condiciones reales como se indica en 15.3.1.

La verificación de la resistencia de los elementos debe basarse en los códigos de diseño establecidos en el REP 2021, incluso para aquellas estructuras que han sido diseñadas con códigos más antiguos. La verificación debe dividirse en dos partes: una sin considerar las cargas sísmicas y la segunda solo considerando las cargas sísmicas junto con las cargas de gravedad.

Cuando no se consideren las cargas sísmicas, deben cumplirse con todos los requisitos de resistencia y detalles estructurales que se especifican en el REP 2021, sin incluir los requisitos específicos para estructuras sísmicas, tales como el capítulo 18 del ACI 318-19 para estructuras de hormigón o las normas 360, 341 y 358 del AISC para estructura de acero y requisitos similares para otros sistemas estructurales. Cuando se consideren las cargas sísmicas, debe cumplirse con lo establecido en el apartado 15.3.3.

La verificación de la resistencia estructural debe basarse en la resistencia de los materiales y dimensiones previamente establecidos. Se debe entender que esta verificación no es solamente la evaluación



de la capacidad resistente, también debe incluir los requisitos mínimos sobre cuantías de acero, cantidad de estribos, espesores mínimos de secciones de acero, entre otras.

15.3.3 Consideraciones especiales para la evaluación de las cargas sísmicas en la estructura.

El análisis estructural deberá realizarse con procedimientos que cumplan con el REP 2021 y el ASCE 7-05, incluyendo las disposiciones sísmicas. Las cargas y combinaciones de carga deberán ser las que especifica el REP 2021 y el ASCE 7-05. El análisis debe basarse en el modelo estructural definido con las condiciones reales como se indica en 15.3.1. Para la evaluación de los efectos de las adiciones, alteraciones y cambios de uso en la carga y la resistencia de los elementos estructurales, se deberá tomar en cuenta las siguientes condiciones:

Adición estructuralmente independiente. Cuando se haga una adición estructuralmente independiente, la misma deberá diseñarse para cumplir con el REP 2021, incluyendo los requisitos sísmicos estipulados en esta norma y en los códigos de diseño estructurales. Específicamente en estos casos, la estructura existente no requiere ser evaluada.

Adición estructuralmente dependiente. Cuando se haga una adición estructuralmente dependiente, tanto la adición como la estructura existente y cualquier alteración producida a dicha estructura, deberá cumplir con el REP 2021, incluyendo los requisitos sísmicos estipulados en esta norma y en los códigos de diseño estructurales. No se exigirá



que la estructura existente cumpla los requisitos de resistencia a la fuerza sísmica del REP 2021 para construcciones nuevas, si la misma cumple con las siguientes condiciones:

1. La adición cumple con los requisitos para nuevas estructuras.
2. La adición no aumenta las fuerzas sísmicas en ningún elemento estructural de la estructura existente en más de un 10%, a menos que la capacidad del elemento sujeto al aumento de las fuerzas siga cumpliendo con el REP 2021.
3. La adición no disminuye la resistencia sísmica de ningún elemento estructural de la estructura existente, a menos que la resistencia reducida sea igual o mayor que la requerida por el REP 2021.

Alteraciones. Se podrá realizar cualquier alteración en una estructura existente, siempre que la misma cumpla con los requisitos de diseño del REP 2021 y su efecto en la estructura existente cumpla con las siguientes condiciones

1. No se aumenta la fuerza sísmica en cualquier elemento estructural existente en más de un 10%.
2. No se disminuye la resistencia de diseño de cualquier elemento estructural existente para resistir las fuerzas sísmicas en más de un 10%.

En el caso en que los efectos sobre la estructura existente no cumplan con los requisitos listados, toda la estructura deberá cumplir con las condiciones de diseño sísmico del REP 2021 para nuevas construcciones.



Cambio de uso. Cuando un cambio de uso da como resultado que una estructura se reclasifique a una categoría de riesgo más alta según se define en la Tabla 1.1 del ASCE 7-05 la estructura deberá cumplir con los requisitos sísmicos del REP 2021 para nuevas construcciones.

Excepciones:

1. Cuando un cambio de uso da lugar a la reclasificación de una estructura de Categoría de ocupación I o II a Categoría de ocupación III y la estructura está ubicada en un área del mapa sísmico donde $Sds < 0.33$, no se requiere cumplir con los requisitos sísmicos del REP 2021 para edificios nuevos.
2. No se requiere cumplir con los requisitos específicos de detalle sísmicos del REP 2021 para edificios nuevos, si se puede demostrar que el nivel de respuesta y seguridad sísmica son equivalentes a los de una estructura nueva. Dicho análisis debe considerar las irregularidades, sobre resistencia, redundancia y ductilidad de la estructura existente dentro del contexto de los detalles existentes de la estructura y los detalles de rehabilitación estructural si se aplican.

15.4 Diseño de la rehabilitación para una estructura existente

Cuando sea necesario rehabilitar un elemento de la estructura existente, deberá hacerse cumpliendo con los principios de la mecánica estructural y mediante la implementación de normas y las buenas prácticas establecidas.

Los sistemas de refuerzos utilizados deberán estar respaldados por evidencia experimental, casos desarrollados anteriormente y manuales



y procedimientos avalados por resultados experimentales o rehabilitaciones anteriores. En la memoria de cálculo deberá entregarse toda la documentación de respaldo.

Será necesario una inspección rigurosa por personal calificado durante el periodo de construcción. La inspección debe quedar debidamente documentada.

Si la inspección detecta durante la ejecución del proyecto deterioro importante en los materiales, tales como corrosión, ataques químicos o daños accidentales en la estructura, deberán informar al ingeniero civil diseñador para su evaluación.



ANEXOS

Anexo 1. Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

Anexo 2 Manual De Diseño De Puentes De La República De Panamá

Anexo 3. MAPAS



Anexo 1

**Procedimiento para el Diseño Sísmico de
Edificios Basado en Desempeño
REP - DSBD –2021**



Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

Presentación

El presente documento presenta un procedimiento para aplicar el método de diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), de acuerdo con el estado actual de conocimiento, pero adaptándolo al reglamento estructural REP 2021, las leyes y la práctica profesional del Panamá.

Este procedimiento tiene su base en el artículo 1.10 del REP 2014 que establece el diseño por desempeño como una alternativa para el diseño de estructuras sometidas a cargas sísmicas. Para cargas que no son sísmicas debe cumplirse con los procedimientos normales prescriptivos del reglamento.

El procedimiento de diseño por desempeño presentado a continuación intenta ser aplicado a estructuras de edificios solamente. Para aplicar DPD a otros tipos de estructura, como puentes, presas, puertos y otros, se deben desarrollar procedimientos alternos similares.

El procedimiento de diseño por desempeño no pretende ser un método que permita el desarrollo de estructuras que no cumplan los requisitos de seguridad para el diseño sísmico.

El nivel de amenaza sísmica definido en los mapas de aceleraciones del REP 2021, deben cumplirse para el caso de DSBD, además, el diseño estructural se debe realizar con los mismos códigos de diseño como el ACI 318-19 o el AISC 360, para estructuras de hormigón o de acero respectivamente.

La diferencia fundamental entre los procedimientos normales y el diseño por desempeño están en la forma en que se toma en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura diseñada.

En los procedimientos normales, se disminuye la carga sísmica por un factor de respuesta R , que depende de la tipología y detallado estructural, que toma de una forma simplificada el comportamiento no lineal. A continuación, se realiza un análisis elástico lineal y un diseño convencional.

En el caso de DSBD se debe hacer un modelo estructural del comportamiento no lineal de la estructura previamente diseñada, que debe ser sometido a las acciones sísmicas sin disminución de la respuesta, es decir con un factor $R=1$. El resultado de este análisis es la demanda en forma de fuerzas, rotaciones y desplazamientos inelásticos, que deben ser verificados contra los que la estructura puede soportar.

Se podría decir, que el DSBD es una verificación explícita de la ductilidad de la estructura, sin tener que asumir un comportamiento predefinido y esperado, pero no verificado, que es lo que se hace cuando se aplica el factor de modificación de respuesta R .

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



El documento base de este procedimiento es el documento LATBSDC del 2017 (1), de la Ciudad de Los Ángeles, California USA. Se escogió este documento después de analizar otros, porque presenta de una forma clara y concisa los pasos que se deben aplicar para llegar a un diseño efectivo y regulado.

Este documento fue desarrollado dentro del subcomité de diseño por desempeño, formado por: Ernesto Ng, Oscar Ramírez, Fernando Guerra, Daniel Ulloa, Humberto Echeverría, Ramiro Vargas, Antonio Abrego y Luis García. El documento fue posteriormente discutido y aprobado en el comité REP.

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



ANEXO 1: Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

REP - DSBD –2021

1.	Antecedentes.....	2
2.	Introducción	3
2.1.	Diseño prescriptivo basado en el documento ASCE 7-05. Alcance y limitaciones.	3
2.2.	Aspectos relevantes y contenido del diseño por desempeño.	4
2.3.	¿Por qué utilizar el Diseño Basado en Desempeño (DBD) en Panamá?.....	5
2.4.	Requerimientos de Aplicación y Limitaciones del Procedimiento de Diseño Basado en Desempeño	6
2.5.	Reflexiones finales	7
3.	Demanda Sísmica.....	9
3.1.	Espectro de respuesta a nivel de colapso MCE.	9
3.2.	Espectro de respuesta a nivel de servicio (SLE).	9
3.3.	Registro de aceleraciones	10
4.	Revisión externa del diseño estructural	12
4.1.	Comité Revisor	12
4.2.	Composición del Comité Revisor	12
4.3.	Objetivo y alcance del proceso de revisión externa.	12
5.	Instrumentación Sísmica.....	15
5.1.	Objetivos	15
5.2.	Planeación de la instrumentación, revisiones, instalación y mantenimiento	15
5.3.	Número mínimo de canales.....	16
5.4.	Disposición de la instrumentación	16
5.5.	Documentación	16
6.	Requisitos para la determinación de la capacidad resistente en estructuras de hormigón.....	17



Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

1. Antecedentes

El Reglamento de Diseño Estructural de la República de Panamá, REP-2014, en su sección 1.10 expresa lo siguiente:

“1.10 *Diseño Basado en Desempeño*

1.10.1 Se permitirá el diseño basado en desempeño: la aplicación de procedimientos de fuerza lateral alternativos utilizando análisis racional basado en los principios de mecánica.

El Comité Permanente del Reglamento Estructural Panameño, ha conformado la subcomisión de Diseño Basado en Desempeño para la elaboración del procedimiento para la implementación de esta metodología de diseño.



Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

2. Introducción

2.1. Diseño prescriptivo basado en el documento ASCE 7-05. Alcance y limitaciones.

El diseño estructural en Panamá, desde 1984, es regulado por el Reglamento de Diseño Estructural de la República de Panamá (REP), un documento de provisiones para el diseño estructural basado en normativas de diseño sísmico estadounidenses. Su versión más reciente, REP-2021, adopta la norma ASCE/SEI 7-05 "*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*" para el diseño sísmico de estructuras.

Los códigos sísmicos tradicionales estadounidenses, así como de otras regiones del mundo, contienen procedimientos prescriptivos de diseño sísmico basados en métodos de reducción de las fuerzas laterales. Es reconocido que la aplicación de estos métodos en el diseño de edificios flexibles puede resultar en formas estructurales inadecuadas, diseños costosos y, en algunos casos, en edificios que no presentarán un comportamiento adecuado durante sismos moderados o severos. Esto se debe a las siguientes razones:

1. Estos códigos fueron desarrollados para ser aplicados en el diseño de edificios rígidos con estructuraciones no apropiadas para la nueva generación de edificios flexibles.
2. Estos códigos prescriben sistemas estructurales que generalmente no resultan apropiados para garantizar un buen comportamiento, y factibilidad económica para su uso en edificios flexibles.
3. Las reglas sobre las cuales se basan estos códigos para edificios con altura menor a 49 m no son aplicables a edificios con alturas de 100 m o mayores.
4. Estos códigos reconocen la habilidad del sistema estructural para disipar la energía sísmica mediante la acción inelástica en secciones preseleccionadas del edificio (en las cuales exista una adecuada ductilidad), introduciendo factores de reducción de las fuerzas elásticas (factores "R" en la norma estadounidense). Se analiza la estructura bajo condiciones elásticas para el diseño por resistencia, se aproxima la respuesta de desplazamiento lateral inelástico mediante factores de desplazamiento (factores "Cd" en la norma estadounidense), y se exige el detallado por ductilidad en todas las zonas probables de desarrollar acciones inelásticas (puntos de formación de articulaciones plásticas) durante el sismo de diseño. En términos generales, este procedimiento no es apropiado, especialmente para edificios flexibles, ya que no se verifica la suposición básica de ductilidad, y no se toma en cuenta el efecto de los modos superiores de vibración en la respuesta sísmica.

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



Muchos de los edificios altos construidos actualmente utilizan materiales y sistemas de resistencia lateral sismo-resistente de alto desempeño para satisfacer requerimientos de costo, funcionalidad y seguridad estructural, los cuales no son de uso común en la construcción de edificios de menor altura. Tales sistemas no satisfacen las definiciones, requerimientos y limitaciones de los códigos prescriptivos de diseño. En muchos casos, las provisiones prescriptivas de los códigos de diseño aplicadas a edificios altos y flexibles son muy restrictivas y conducen a diseños fuera de los límites de las normativas y regulaciones.

Estas limitaciones de los métodos prescriptivos, especialmente en el diseño de edificios flexibles en la costa Oeste de los Estados Unidos, han motivado uno de los mayores avances en el diseño sísmico en los últimos 10 años, actualmente conocidos como Ingeniería Basada en Desempeño. Se han llevado a cabo grandes esfuerzos en los cuerpos normativos, profesionales y científicos para implementar la filosofía de Diseño Basado en Desempeño (DBD). En la aplicación de esta filosofía se utilizan procedimientos y métodos de última generación para evaluar rigurosamente la respuesta sísmica del edificio, con el fin de alcanzar los objetivos y requerimientos de desempeño preestablecidos.

2.2. Aspectos relevantes y contenido del diseño por desempeño.

Los aspectos más relevantes de los métodos basados en procedimientos DBD son los siguientes:

1. Se establecen OBJETIVOS DE DESEMPEÑO (amenaza sísmica, niveles de desempeño), y Requerimientos de Desempeño (deformabilidad, resistencia).
2. Se establecen los NIVELES DE DESEMPEÑO que debe brindar el edificio ante los distintos niveles de amenaza sísmica.
3. Se requiere llevar a cabo estudios de AMENAZA SISMICA ESPECIFICA DEL SITIO consistentes con la estructura de fallas y mecanismos, así como con las características de la geología regional y local específicas del sitio, y los distintos niveles de amenaza seleccionados.
4. Se requiere la SELECCIÓN, ESCALADO Y CALIBRACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS O ACELEROGRAMAS, consistentes con las condiciones locales, y con la magnitud, distancia y mecanismo de los sismos dominantes. Estos registros sísmicos o acelerogramas deben tener las dos componentes horizontales del registro de cada sismo.
5. Se requiere el MODELADO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA, incluyendo las características no lineales de los materiales y los elementos estructurales utilizados.

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



6. Se requiere el uso de HERRAMIENTAS DE ANALISIS DINAMICO NO LINEAL capaces de obtener por integración numérica paso a paso la respuesta dinámica de la estructura, sometida a la acción de los sismos seleccionados.
7. Se requiere el ANALISIS DE VERIFICACION del cumplimiento de los elementos y secciones controladas por fuerzas, y de los elementos y secciones controladas por deformación.
8. Se requiere el desarrollo de DETALLES ESPECIFICOS para expresar la intención del diseño, según la función o comportamiento no lineal esperado de los determinados elementos o secciones de la estructura.
9. Se requiere un CONTROL DE CALIDAD riguroso durante la ejecución de la obra, para asegurar el cumplimiento del detallado y de las propiedades de los materiales indicados en los documentos de la obra.
10. Se requiere que el diseño de un edificio basado en la filosofía DBD sea aprobado por un PANEL DE EXPERTOS INDEPENDIENTES, denominado Comité Revisor, formado por ingenieros estructurales, geotécnicos y sismólogos con experiencia en este tipo de trabajos.

En los Estados Unidos en la última década se han desarrollado guías para el diseño sísmico de edificios altos basado en desempeño por parte de entidades regulatorias, entre las que destacan: SEAONC (2007), CTBUH (2008), LATBSDC (2008, 2011, 2017) y TBI PEER (2010). Igualmente, se reconocen los esfuerzos de la norma chilena por regular el diseño por desempeño, ASICHINA (2017).

2.3. ¿Por qué utilizar el Diseño Basado en Desempeño (DBD) en Panamá?

La cantidad de edificios altos construidos en la ciudad de Panamá la coloca entre una de las ciudades con la mayor densidad de edificios altos en América Latina, y quizás la de mayor cantidad de edificios altos de concreto reforzado con losas del tipo placa postensada de uso residencial. Casi sin excepción, los edificios altos en Panamá son muy esbeltos (flexibles), debido a la necesidad de crecer en altura en predios pequeños, y acomodar los estacionamientos en los niveles de sótanos y/o en los primeros niveles de la huella del edificio.

La condición de esbeltez de nuestros edificios ha empujado a la ingeniería panameña a proponer sistemas estructurales no tradicionales, con el objeto de satisfacer los estados límites de servicio, resistencia y estabilidad, así como requerimientos de tipo económico y de funcionalidad. Por ejemplo, una estructuración común utilizada en edificios muy esbeltos ha sido la implementación

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



de los sistemas de muros de cortante espaciales acoplados a columnas en el perímetro mediante vigas de gran peralte (“outriggers”). Este es un caso típico de un sistema estructural que no está caracterizado como parte de los sistemas estructurales precalificados en las normas prescriptivas estadounidenses.

Al permitir el diseño sísmico utilizando metodologías DBD, Panamá presenta una alternativa para el diseño de edificios flexibles, que es consistente con la mejor práctica internacional actual y emergente. Los programas de análisis disponibles, los resultados de investigaciones y la experiencia ganada en aplicaciones en edificios reales proveen una base cada vez más confiable para la aplicación de los procedimientos de análisis dinámicos no lineales. Con base en esta experiencia, se pueden listar algunos beneficios directos de la aplicación de la metodología DBD:

1. Se evalúa de manera comprensiva el objetivo de desempeño de la estructura.
2. El ingeniero podrá proponer sistemas estructurales no tradicionales, aunque no estén prescritos en las normas.
3. El ingeniero podrá proponer las secciones específicas de la estructura destinadas a disipar energía, debidamente condicionadas a la verificación y cumplimiento de todos los objetivos de desempeño preestablecidos. En este caso, no sería necesario detallar por ductilidad todas las secciones probables de acción inelástica como lo exigen los códigos prescriptivos.
4. Es posible desarrollar proyectos estructurales más económicos y eficientes, especialmente en estructuras flexibles, o con formas arquitectónicas irregulares.

2.4. Requerimientos de Aplicación y Limitaciones del Procedimiento de Diseño Basado en Desempeño

La invocación de métodos alternativos de diseño sísmico en el REP-2014 introduce por primera vez la posibilidad de utilizar metodologías DBD para el diseño sísmico de edificios en la República de Panamá, como se expresa en el apartado 1.10.1 del REP2014.

Para la implementación de esta metodología *de diseño en la República de Panamá*, este Procedimiento adopta el documento “*AN ALTERNATIVE PROCEDURE FOR SEISMIC ANALYSIS AND DESIGN OF TALL BUILDINGS LOCATED IN THE LOS ANGELES REGION, LATBSDC, 2017 EDITION*”, del Consejo de Diseño de Edificios Altos de Los Ángeles, Estados Unidos. (Referencia 2)

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



Sin lugar a duda, el documento LATBSDC (2017) ha sido el resultado del aporte de una gran cantidad de expertos académicos, investigadores, diseñadores, contratistas y de representantes de cuerpos regulatorios de los Estados Unidos. Luego de múltiples revisiones e innovaciones aportadas por más de una década, el Comité Consultivo Permanente del REP considera que este documento es actualmente uno de los más completos para la implementación comprensiva de la metodología de diseño sísmico basado en desempeño en edificios.

No obstante, es importante reconocer que algunas condiciones y premisas, así como consideraciones específicas en ciertas partes de este documento, requieren de ajustes y modificaciones para su adecuada aplicación en Panamá. Por ello, la aplicación del documento LATBSDC (2017) en la República de Panamá está sujeta a las siguientes excepciones o modificaciones, las cuales forman parte de este procedimiento

1. La definición de la demanda sísmica debe realizarse según la norma ASCE 7-05, que sustituye el apartado 3.2 del documento LATBSDC (2017).
2. Los requerimientos de instrumentación sísmica deberán basarse en el apartado 4 de este documento, que sustituye el apartado 5 del documento LATBSDC (2017).
3. El proceso de revisión externa está descrito en la sección 3 de este procedimiento.
4. Deberá cumplirse con los requerimientos establecidos en la norma aci 318-19, ASCE 360, 351, 358 y el resto de las normas de diseño del REP 2021, según lo indicado en este procedimiento.

Es importante enfatizar que el proceso de diseño por desempeño solamente cubre el diseño de las estructuras sometidas a las acciones sísmicas que actúan con las cargas de gravedad. El resto de las cargas y/o acciones incluidas en el diseño, (cargas muertas de gravedad, cargas vivas de uso, cargas de viento, empujes de tierra, efectos térmicos, presiones de fluidos y lluvia y cualquier otra carga que se estime conveniente) debe cumplir con los requisitos del REP 2021.

En las próximas secciones se desarrolla en detalle, los criterios y procedimientos requeridos para cada una de las excepciones listadas.

2.5. Reflexiones finales

La aplicación de metodologías DBD demanda conocimiento, experiencia y entrenamiento en el manejo de conceptos, técnicas, tecnologías y procedimientos

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



que exceden el reto tradicional del diseñador en la aplicación de códigos prescriptivos.

Aún en países como Estados Unidos, Japón o China se exige que la aplicación de estas metodologías sea sometida a paneles de expertos, para que avalen la toma de decisiones en una variedad de temas multidisciplinarios (sismología, geotecnia, comportamiento dinámico no lineal, entre otros) y los productos finales del diseño.

Algunos de los retos más importantes que le corresponden a Panamá para el desarrollo e implementación adecuada de las metodologías DBD son los siguientes:

- Incorporar el tema de Diseño por Desempeño en el currículo de la enseñanza de la ingeniería civil, especialmente tanto en programas académicos formales a nivel de maestría, como en capacitaciones de educación continua, para permitir al ingeniero estructural su actualización formal en la implementación de estas metodologías.
- Desarrollar proyectos de investigación orientados a proveer información confiable acerca de temas pertinentes a la aplicación de metodologías DBD, como identificación de parámetros de caracterización dinámica de suelos, escalamiento o generación de sismos representativos de la amenaza sísmica local, entre otros.
- Fortalecer las oficinas gubernamentales dedicadas a la aprobación de proyectos y fiscalización de obras, para que puedan realizar un adecuado manejo y seguimiento de los proyectos diseñados con metodologías DBD.
- Actualizar los laboratorios oficiales y particulares mediante la inversión en equipos, normas, capacitaciones al personal para el adecuado control de calidad requerido en los proyectos diseñados con metodologías DBD. De igual forma, es importante que los profesionales y las empresas dedicadas a la inspección de obras (públicas y privadas) se actualicen en el uso de normas relacionadas con la supervisión de proyectos diseñados con metodologías DBD.

Se espera que la metodología de Diseño Basado en Desempeño sea llevada a cabo en estricto cumplimiento del protocolo de aseguramiento de calidad, y cumpliendo con los requerimientos explícitos en este procedimiento para su adecuada implementación en la República de Panamá.

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



3. Demanda Sísmica

Para realizar un diseño por desempeño se requiere que la demanda sísmica esté definida para los periodos de retorno de los estados de servicio (SLE) y colapso (MCE). La demanda sísmica debe expresarse en forma de espectros de respuesta y, donde sea requerido por el tipo de análisis a realizar, en forma de registro de aceleraciones.

3.1. Espectro de respuesta a nivel de colapso MCE.

Este espectro deberá estar definido para un periodo de retorno de 1 en 2,500 años, para un amortiguamiento crítico del 5% y estará basado en los mapas de aceleraciones espectrales S_s y S_1 del Reglamento Estructural de Panamá REP2021. Adicionalmente, el efecto de las condiciones de sitio deberá determinarse mediante un estudio específico de sitio, como se define en los apartados 21.1, 21.3 y 21.4 del documento ASCE 7-05.

3.2. Espectro de respuesta a nivel de servicio (SLE).

Este espectro deberá estar definido para un periodo de retorno de 1 en 43 años, para un coeficiente de amortiguamiento crítico dado por la ecuación (1) del apartado 3.4.4 del documento LATBSDC (2017), estará basado en las aceleraciones espectrales S_s y S_1 de la tabla T 1 y en un estudio específico de sitio como se define en los apartados 21.1, 21.3 y 21.4 del documento ASCE 7-05. Se pueden interpolar linealmente los valores de la tabla.

Se podrá utilizar valores de S_s y S_1 diferentes de la tabla T1, si los mismos están calculados a partir de mapas probabilísticos para 1/2,475 y 1/475 desarrollados por URC para la Autoridad del Canal de Panamá en agosto del 2009 o datos de sismicidad de la zona.

Para tomar en cuenta el cambio en el coeficiente de amortiguamiento crítico, en los valores de S_s y S_1 de la tabla T 1, se deberá dividir los valores de S_s y S_1 por el coeficiente B de la tabla 18.6-1 del documento ASCE 7-05.

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



Localización	Ss(43)	S1(43)		Localización	Ss(43)	S1(43)
Represa Gatún	0.22	0.11		Coronado	0.18	0.09
Represa Madden	0.59	0.23		David	0.7	0.16
Represa Cocolí Norte	0.55	0.16		El Real	0.45	0.15
Represa Cocolí Sur	0.51	0.18		El Valle	0.19	0.08
Aguadulce	0.18	0.08		Jaqué	0.54	0.25
Ailigandí	0.33	0.12		La Palma	0.35	0.15
Almirante	0.47	0.14		Las Tablas	0.24	0.1
Bocas del Toro	0.4	0.12		Panamá Paitilla	0.36	0.13
Boquete	0.65	0.15		Penonomé	0.17	0.08
Changuinola	0.46	0.13		Portobelo	0.36	0.12
Chepo	0.31	0.14		Puerto Armuelles	0.75	0.19
Chiriquí Grande	0.37	0.12		Puerto Obaldía	0.35	0.14
Chitré	0.19	0.09		Santiago	0.2	0.08
Chorrera	0.27	0.1		Soná	0.23	0.11
Colón	0.38	0.13		Tonosí	0.31	0.13

Valores S_s y S_1 de para un período de retorno de 43 años y 5% de amortiguamiento crítico.

3.3. Registro de aceleraciones

Para el nivel de colapso (MCE), donde se requiere hacer un análisis dinámico no lineal para evaluar el comportamiento sísmico, es necesario definir varios registros de aceleraciones.

Cada registro de aceleración consistirá en un par de funciones de aceleración horizontal vs tiempo de un mismo evento, medidas en sismos que tengan magnitud, distancia a la falla y mecanismo de falla similares, con aquellos que definen el riesgo sísmico de la zona en cuestión. El número mínimo de registros de aceleraciones es de 7; sin embargo, se recomienda utilizar 11. En caso de ser necesario, se permite la utilización de sismos sintéticos.

Estos registros de aceleraciones deberán escalarse de tal manera que sus espectros de respuesta sean compatibles con el espectro de respuesta determinado en el apartado 2.1 dentro un rango de períodos significativos para la respuesta estructural. El criterio de selección y calibración de los registros sísmicos deberá cumplir el apartado 16.1.3.2 del documento ASCE 7 05. Los factores de calibración deberán ser aprobados por el comité revisor y deberán estar dentro de un rango de 0.25 a 4.5.

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



En el caso de requerir registros de aceleraciones para hacer la verificación en estado de servicio, se aplicará el mismo procedimiento descrito anteriormente, pero aplicado al espectro de respuesta a nivel de servicio definido en la sección 2.2.



Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

4. Revisión externa del diseño estructural

4.1. Comité Revisor

El desarrollo del procedimiento de Diseño por Desempeño incluye la constitución de un equipo revisor **independiente** formado por ingenieros estructurales, geotécnicos, sismólogos y cualquier otro especialista en el tema que se requiera, denominado Comité Revisor. El objetivo de este comité es **asesorar, revisar y validar** todos los criterios, procedimientos, cálculos y documentos de obra del sistema sismorresistente del proyecto.

El Comité Revisor interactúa con el ingeniero responsable del desarrollo del proyecto hasta que se satisfacen todas las observaciones de común acuerdo entre las partes. Una vez subsanadas todas las observaciones, el Comité Revisor **emitirá un Informe de revisión acompañado de un Acta de Validación del Diseño, dirigida a la Oficina de Ingeniería Municipal respectiva**

4.2. Composición del Comité Revisor

En su conjunto, los miembros del comité revisor, como mínimo, deberán reunir las siguientes especialidades:

Especialistas en ingeniería estructural con experiencia en: modelización y diseño de edificios, diseño por desempeño, análisis dinámico no lineal de estructuras y diseño de edificios en zonas sísmicas.

Especialistas en geotecnia y amenaza sísmica, con experiencia en los procedimientos de diseño por desempeño, selección y calibración de registros de aceleración y modelización de suelos.

La selección del Comité Revisor es realizada por el ingeniero de diseño quien propondrá a los especialistas. Estos especialistas, deberán acreditar experiencia en el diseño y/o revisión de al menos 5 proyectos similares, de igual o mayor magnitud y con no menos de 5 años de experiencia en diseño por desempeño.

4.3. Objetivo y alcance del proceso de revisión externa.

El objetivo del proceso de revisión externa es verificar que el diseño por desempeño realizado dentro del marco del REP 2021, cumple con los requisitos que se especifican en los apartados 1 a 5 de este procedimiento.

El Acta de Revisión del Diseño con su correspondiente Informe del Comité Revisor, mencionados en la sección 3.1, serán parte integral de la documentación que se entregará a Ingeniería Municipal. En particular, se hace énfasis en los siguientes puntos, en lo que respecta al diseño estructural:



Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

1. El análisis debe basarse, de acuerdo con el apartado 1.4, en el documento LATBSDC 2017(2).
2. Las acciones sísmicas deben definirse de acuerdo con el apartado 2.
3. La verificación de la resistencia estructural de los elementos debe basarse en los códigos de diseño de los elementos estructurales del REP2021, tales como el ACI 318-19, AISC 360-16 y AISC 341-16, según corresponda de acuerdo con el tipo de estructura en cuestión.
4. La capacidad de respuesta inelástica deberá basarse en las recomendaciones del documento LATBSDC (2017).

Toda revisión externa deberá tener el alcance necesario para verificar los objetivos antes descritos. Como mínimo, debe incluir:

1. Documentación y certificaciones de que los miembros del Comité Revisor cumplan con los requisitos establecidos en el apartado 3.2.
2. Resumen del procedimiento seguido por el comité revisión para lograr sus objetivos.
3. Documento con las bases de diseño incluyendo los objetivos de desempeño sísmico, metodología de diseño sísmico y los criterios de aceptación.
4. Propuesta del sistema estructural y las características de los materiales utilizados.
5. Determinación de la amenaza sísmica con la selección y modificación de los sismos que se aplicarán al modelo estructural.
6. Estrategia para modelar los materiales estructurales y los componentes.
7. Modelo para el análisis estructural, incluyendo la interacción suelo estructura y la verificación de que el modelo estructural representa adecuadamente las propiedades del sistema estructural, de acuerdo con las normas para el diseño de edificios altos.



Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

8. Revisión de los resultados del análisis estructural y la determinación del cumplimiento de la respuesta calculada con los criterios aprobados de aceptación.
9. Revisión del Diseño y detallado de los componentes estructurales.
10. Dibujos, especificaciones, control de calidad, aseguramiento de calidad e indicaciones para la inspección como parte de los documentos de contrato.
11. Especificaciones y revisión de la instrumentación sísmica.
12. Cualquier otra consideración que sea identificada como necesaria para lograr los objetivos de desempeño establecidos.

En la mayoría de los casos, la revisión se limita al diseño sísmico, aunque el diseño para viento y deformaciones (específicamente, los límites de desplazamiento lateral para condiciones de servicio).

El diseño de un edificio solo para las combinaciones de cargas de gravedad se excluye generalmente de la revisión externa. Sin embargo, la consideración de los elementos que resisten cargas de gravedad para compatibilidad de fuerzas y deformaciones al momento que la estructura responde a los movimientos del suelo se deberá incluir en el alcance.

La respuesta sísmica de los elementos no estructurales que puedan representar amenazas a la seguridad también se deberá incluir, para asegurar que los anclajes apropiados para considerar las deformaciones han sido suministrados.

El alcance de la revisión puede ser expandido para incluir la revisión de otros aspectos del edificio incluyendo diseño contra viento y elementos no estructurales críticos, si las partes lo consideran necesario.

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



5. Instrumentación Sísmica

Las edificaciones analizadas y diseñadas por medio de las metodologías basadas en el desempeño deberán ser provistas con un sistema de instrumentación sísmica, de acuerdo con lo estipulado en esta sección.

5.1. Objetivos

- Monitorear la respuesta sísmica de las estructuras para mejorar la seguridad y confiabilidad de los sistemas de construcción, al proporcionar datos que permitan perfeccionar el modelado computacional y la detección de daños producidos por los eventos sísmicos.
- Proporcionar a través de la instrumentación la medición de datos sobre el comportamiento de los edificios, que sean útiles para la evaluación de la condición estructural de los mismos, posterior a la ocurrencia de un evento sísmico. Este tipo de evaluación permitirá determinar de forma oportuna si un edificio es apto para continuar operando o no.
- La instrumentación sísmica busca obtener tanta información como sea posible sobre la respuesta del edificio durante un sismo, para confirmar y/o verificar las asunciones utilizadas en el proceso de análisis y diseño estructural.
- Recopilar información sobre la respuesta estructural de las edificaciones para la realización de investigaciones y estudios, según se describe en la Resolución de la JTIA 060 de 26 de junio de 2013, por medio de la cual se adoptan modificaciones a la norma de instrumentación sísmica.

5.2. Planeación de la instrumentación, revisiones, instalación y mantenimiento

El diseñador estructural preparará un plan de instrumentación de la edificación y lo someterá a revisión y aprobación por parte de la Universidad Tecnológica de Panamá (UTP), de acuerdo con lo establecido en la Resolución de la JTIA 060 de 26 de junio de 2013. El edificio instrumentado deberá incluirse en el inventario de edificaciones monitoreados por el Programa de Instrumentación Sísmica (PINS), descrito en la Resolución de la JTIA 060 de 26 de junio de 2013. El sistema de instrumentación sísmica empleado deberá ser aprobados por la UTP, de acuerdo con lo estipulado en el PINS.

La instalación del sistema de instrumentación sísmica será ejecutada por el personal especializado de la UTP. Los gastos de operación y mantenimiento del sistema de instrumentación serán sufragados mediante el fondo del PINS. Dicho programa será

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño

administrado por la UTP, según lo establecido en la Resolución de la JTIA 060 de 26 de junio de 2013.



5.3. Número mínimo de canales

El edificio deberá contar con una instrumentación mínima, según lo establecido en la Resolución de la JTIA 060 de 26 de junio de 2013. En edificaciones irregulares y/o complejas el número de canales requeridos puede ser aumentado a discreción de Panel Revisor y/o de la UTP, durante el proceso de revisiones.

5.4. Disposición de la instrumentación

La disposición de la instrumentación requerida debe diseñarse con el objetivo de monitorear las cantidades de respuesta más significativas (ejemplo: movimiento horizontal y/o torsional, tensiones en la base del edificio, derivas, entre otras cantidades). Los sensores se ubicarán en puntos claves en el edificio, según sea apropiado para lograr los objetivos de medición y monitoreo. La interconexión de los sensores deberá ser ejecutada por el personal especializado de la UTP, siguiendo lo establecido en la Resolución de la JTIA 060 de 26 de junio de 2013.

5.5. Documentación

El personal especializado de la UTP deberá documentar adecuadamente la ubicación de los sensores instalados en la edificación, como referencia a utilizarse durante el análisis de los movimientos sísmicos registrados. La documentación deberá contener un registro fotográfico digital sobre ubicación y la orientación de los sensores instalados, los cuales deberán ser debidamente etiquetados.

El análisis de los registros sísmicos será ejecutado por el personal especializado de la UTP, siguiendo lo establecido en la Resolución de la JTIA 060 de 26 de junio de 2013.

Procedimiento para el Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desempeño



6. Requisitos para la determinación de la capacidad resistente en estructuras de hormigón

La verificación de la capacidad resistente en las estructuras de hormigón se hará de conformidad con el código ACI 318-19, en lugar del ACI 318-14.

Referencias

1. Los Angeles Tall Building design council. 2017 LATBSDC Alternative Analysis and Design Procedure 1 AN ALTERNATIVE PROCEDURE FOR SEISMIC ANALYSIS AND DESIGN OF TALL BUILDINGS LOCATED IN THE LOS ANGELES REGION 2017 Edition
2. ASCE7-05 Minimum design loads for building and other structures.
3. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4 Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design A Guide for Practicing Engineers NIST GCR 10-917-5
4. ASCE/SEI 41-13 American Society of Civil Engineers Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
5. Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings Pacific Earthquake Engineering Research Center Applied Technology Council ATC-72
6. ACI 318-19, Requisitos de reglamento para el diseño estructural, American Concrete Institute. 2019.
7. Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings Developed by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) as part of the Tall Buildings Initiative PEER Report 2017/06
8. Diseño sísmico basado en desempeño. Un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios. Asociación Chilena de Sismología e ingeniería antisísmica. ASICHINA. Chile noviembre del 2017.



**MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES
DE LA REPÚBLICA DE PANAMÁ**

REQUISITOS Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES Y OTROS
ELEMENTOS DE INFRAESTRUCTURA

EDITADO POR

Comisión del Manual de Puentes de Panamá

2021



Prefacio y Antecedentes

En los últimos años, se ha observado un incremento en la complejidad y en la frecuencia en la cual se desarrollan proyectos de infraestructura vial en la república de Panamá. Se prevé que la demanda para este tipo de obras seguirá incrementando a medida que nuestro país crece y se desarrolla. Es particularmente importante, notar que, al referirse a proyectos de infraestructura, no solo se refiere a las carreteras para vehículos, ya que esta categoría también abarca proyectos tales como ferrocarriles, metros, ciclo vías, cruces para utilidades, etc. Estas obras de infraestructura no solo requieren el diseño y construcción de puentes viales; sino también requieren estructuras tales como cajones, túneles, pasos peatonales, etc.

Para comprender el ímpetu por el cual se ha desarrollado este manual, es necesario comprender la historia del Reglamento Estructural de Panamá (REP). La edición del REP del 2004 está basada en el ASCE-7-95, el cual es una especificación orientada a edificaciones. Muchos de los conceptos de diseño que establecía esta normativa no aplicaban o estaban contraindicados al proceso de diseño de obras de infraestructura, ya que estas poseen rigideces y cargas completamente distintas a aquellas que experimentan las edificaciones típicas.

Esta situación fue parcialmente subsanada en la edición del 2014 del REP. El capítulo 14 del REP-2014 norma los procedimientos a utilizar para el diseño y construcción de todos los proyectos de infraestructura en la república de Panamá. El REP-2014, el cual hace referencia a la normativa AASHTO, fue un gran paso en la codificación de las normativas de diseño para puentes y estructuras similares de nuestro país, ya que este formalizó la adopción del AASHTO LRFD. Sin embargo, al momento de la redacción de este manual, existen muchos temas críticos en el proceso de diseño que la normativa actual no regula; estos elementos incluyen temas vitales como el diseño hidráulico e hidrológico de una estructura, la magnitud de la protección contra la socavación de un puente y el sistema de clasificación de importancia sísmica a utilizar. Adicionalmente, muchos de los criterios que todavía se mantienen REP-2014 fueron concebidos en base al proceso de diseño de edificaciones y fueron extrapolados a las obras de infraestructura. El presente documento busca subsanar estas deficiencias en la normativa actual.

Por lo general, los ingenieros panameños utilizan los estándares, normativas, y guías de diseño de los Estados Unidos de América en adición al criterio del dueño de cada proyecto, a falta de un reglamento específico que regule el análisis y diseño de estos aspectos. Sin embargo, esta práctica no contempla el hecho de que nuestro país posee características topográficas, climáticas, geológicas, hidrológicas, sísmicas, culturales e industriales muy distintas a la de los Estados Unidos, razón por la cual se considera necesario ajustar ciertos criterios y parámetros de estas referencias a las necesidades particulares de nuestro país.

Siguiendo el ejemplo de los departamentos de transporte (DOT) de los Estados Unidos y de otros países centroamericanos, se ha optado por elaborar un manual de diseño de puentes y otros proyectos de infraestructura para complementar lo especificado en el Reglamento Estructural de Panamá. Los capítulos 1, 2,

Manual de Diseño de Puentes de la República de Panamá



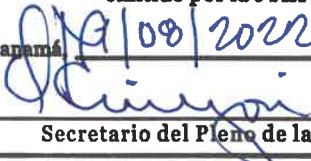
3 y 4 incluyen los criterios básicos para el diseño tanto general como sísmico, con criterios específicamente orientados hacia las obras de infraestructura. El capítulo 5 orienta al diseñador en aspectos específicos de puentes peatonales y finalmente el capítulo 6 cubre el diseño contra la socavación de estructuras en el lecho de cursos de agua.

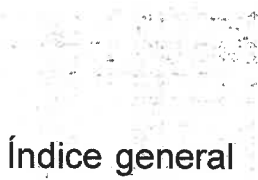
El contenido de este manual se presenta en dos columnas. La columna izquierda contiene los elementos de carácter regulatorio de la normativa, los cuales son de obligatorio cumplimiento. La columna derecha consiste en el comentario del manual, siendo este de carácter orientativo.

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

**Este documento es fiel copia de su original
emitido por la JTIA**

Panamá, 09/08/2022


Secretario del Pleno de la JTIA



Índice general

1. Filosofía y Objetivos.....	1-1
1.1. Introducción	1-1
1.2. Objetivo de este Manual.....	1-2
1.3. Alcance.....	1-2
1.4. Estándares de Referencia.....	1-3
1 4.1. Estándares de Diseño	1-3
1.4.2. Estándares de Construcción	1-5
1.5. Requisitos para el Diseño y Construcción	1-6
2. Determinación de la Demanda Sísmica	2-1
2.1. Generalidades	2-1
2.2. Influencia del sitio de cimentación	2-2
2.3. Clasificación de Sitio.....	2-2
2.4. Determinación del Espectro de Diseño	2-3
2.4.1. Procedimiento General.....	2-3
2.4.2. Procedimiento Específico	2-3
3. Mantenimiento, Rehabilitación y Reforzamiento de Puentes Existentes.....	3-5
3.1. Introducción y Alcance.....	3-5
3.2. Glosario	3-5
3.3. Evaluación de la Sismo-resistencia de los Puentes Existentes	3-6
3.4. Mantenimiento de Puentes.....	3-6
3.4.1. Tipos de Mantenimiento	3-6
3.4.2. Mantenimiento Rutinario o Preventivo	3-7
3.4.3. Mantenimiento Correctivo.....	3-8
3.4.4. Mantenimiento de Emergencia	3-8
3.5. Rehabilitación	3-8



Manual de Diseño de Puentes de la República de Panamá

3.5.1.	Introducción.....	3-8
3.5.2.	Evaluación General de Puentes	3-9
3.5.3.	Rehabilitación de los Distintos Tipos de Puente.....	3-9
3.5.3.1	Tipos de Puentes	3-9
3.5.3.2	Puentes Metálicos.....	3-10
3.5.3.3	Puentes de Fábrica	3-11
3.5.3.4	Puentes de Hormigón Armado y/o Presforzado.....	3-11
3.5.3.5	Inspección de visual.....	3-12
3.5.3.6	Ensayos no destructivos.....	3-13
3.5.3.7	Causas de la degradación de la estructura.....	3-13
3.5.3.8	Trabajos de inyección de fisuras y grietas.....	3-14
3.5.3.9	Corrosión de armaduras	3-15
3.6.	Reforzamiento.....	3-15
4.	Clasificación de las Estructuras	4-16
4.1.	Introducción.....	4-16
4.2.	Definiciones.....	4-16
4.3.	Clasificación en base a la Vida Útil de la Estructura.....	4-17
4.3.1.	Criterio de Clasificación	4-17
4.3.2.	Carga Sísmica para Estructuras Temporales	4-17
4.3.3.	Carga de Viento para Estructuras Temporales.....	4-17
4.4.	Clasificación en base a la Importancia de la Estructura	4-17
9.	Puentes Peatonales.....	9-1
9.1.	General.....	9-1
9.1.1.	Alcance	9-1
9.1.2.	Normativa de Diseño	9-1
9.2.	Geometría	9-2
9.2.1.	Ancho Mínimo del Puente.....	9-2
9.2.2.	Altura Mínima	9-2
12.	Socavación.....	12-1
12.1.	Introducción.....	12-1
12.1.1.	Alcance.....	12-1
12.1.2.	Consideraciones Generales	12-1
12.1.3.	Caudal de Diseño	12-2
12.2.	Propiedades de los Materiales.....	12-3
12.2.1.	Rocas para Escolleras	12-3
12.3.	Profundidad de Socavación.....	12-4
12.3.1.	General.....	12-4
12.3.2.	Agradación/Degradación del Cauce	12-4



Manual de Diseño de Puentes de la República de Panamá

12.3.3.	Socavación por Contracción.....	12-5
12.3.3.1	Velocidad Crítica del Sedimento.....	12-5
12.3.3.2	Socavación de Lecho Móvil.....	12-5
12.3.3.3	Socavación de Agua Clara.....	12-6
12.3.4.	Socavación Local	12-7
12.3.4.1	Socavación Local de las Pilas	12-7
12.3.4.2	Socavación Local de los Estribos	12-8
12.4.	Medidas contra la Socavación.....	12-8
12.4.1.	Medidas Contra la Socavación de los Estribos.....	12-8
12.4.1.1	Escollera (Rip-Rap)	12-8
12.4.1.2	Zampeado de Hormigón	12-9



1.

Filosofía y Objetivos

1.1. Introducción

Este reglamento ha sido desarrollado en base ala normativa *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* de la Asociación Americana de Autopistas y Oficiales de Transporte de los Estados Unidos (conocida como AASHTO por sus siglas en inglés). Esta normativa utiliza la metodología de diseño por factores de carga y resistencia, conocida como LRFD. De acuerdo con esta metodología, se debe revisar quela estructura satisfaga cada uno de los estados límites (tales como resistencia, servicio, fatiga y eventos extremos) para todas las combinaciones de carga aplicables, conforme a la siguiente ecuación

$$\eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \tag{1.1-1}$$

En donde

- Q_i = las solicitaciones a las que está sometida una estructura
- R_n = la resistencia nominal de los elementos que componen la estructura.
- η_i = el factor de modificación de las cargas, el cual está relacionado con la ductilidad, la redundancia y la importancia operativa de laestructura.
- γ_i = es el factor de carga, el cual es un multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.
- ϕ_i = el factor de resistencia, el cual es un multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

Se deberá comprobar que no se exceda ninguno de los estados límites aplicables para cada situación

C1.1

El método LRFD que promueve el *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* suplanta al método de esfuerzos permisibles (conocido como ASD por sus siglas en inglés) que era utilizado por las *Standard Specification for Highway Bridges*. El método LRFD fue concebido en base a principios estadísticos y se considera matemáticamente superior, ya que este contempla tanto la distribución en la magnitud probablede las cargas como en la distribución de la resistenciaprobable de los materiales.

Los coeficientes del LRFD fueron seleccionadospor el AASHTO de tal forma que el índice de confiabilidad de las estructuras sea superior a 3.50, lo cual equivale a una probabilidad de excedencia de 2.0×10^{-4} durante la vida útil de una estructura. La magnitud de la carga viva, específicamente la transición del HS-20 al HL-93, fue realizada para obtener dicho índice, en base a mediciones de carga realizadas en el estado de Ontario por Nowak. Actualmente se desconoce si estas cargas vivas representan de forma precisa la magnitud de las cargas vivas de nuestro tráfico vehicular; dicho esto, se requerirá el uso de las carga norteamericana HL-93 a falta de una investigación nacional provea datos nacionales.

Es importante notar que el diseño de cimentaciones para puentes y otros proyectos de infraestructura debería realizarse según la metodología LRFD, tal como lo establece el capítulo 10 de la norma AASHTO. Esto es distinto método requerido para el diseño de cimentaciones para edificaciones, la cual debe realizarse utilizando la metodología ASD según lo establece el Reglamento Estructural de Panamá.



a la cual se expondrá una estructura durante su vida útil. Para este fin, el *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* provee los lineamientos necesarios para la determinación de las cargas aplicables, los factores de carga y resistencia, y las combinaciones de cargas que deben tomarse en cuenta para el diseño de puentes y otras estructuras de la red de infraestructuras de transporte de la República de Panamá, a partir de una clasificación asignada. Adicionalmente, la normativa AASHTO hace referencia a varias especificaciones técnicas que reglamentan las características mínimas de los materiales a utilizar en la construcción de estas obras.

1.2. Objetivo de este Manual

Las indicaciones establecidas en este reglamento deben considerarse como los parámetros mínimos de diseño que se requieren para el diseño y construcción de puentes y otras estructuras de infraestructura dentro de la República de Panamá. Estos requisitos han sido seleccionados de tal forma que se pueda garantizar la funcionalidad, servicio, duración y resistencia de las estructuras para velar por la seguridad pública, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética.

Los promotores o dueños de cualquier sistema de diseño, de construcción o de materiales de construcción alternativos que no se encuentra listado en este manual, pero cuya idoneidad ha sido demostrada por la práctica, por análisis o por pruebas de carga tendrán derecho a presentar los datos en los que cuales se basa su diseño a la Junta Técnica de Ingeniería Arquitectura (JTIA). Esta entidad tendrá la autoridad para investigar los datos presentados, determinar las pruebas necesarias y formular las normativas que gobernarán el diseño de dichos sistemas alternativos, con el objeto de asegurar un índice de confiabilidad comparable a los de los otros sistemas presentados en este manual. Estas reglas, una vez aprobadas por la JTIA y promulgadas, tendrán la misma fuerza y efecto que las disposiciones de este reglamento.

1.3. Alcance

El presente reglamento aplica para todos los puentes, cruces de utilidades y otras estructuras relacionadas al sistema de infraestructura vial que se diseñen y construyan en el territorio de la República de Panamá.

C1.2

No es la intención de este reglamento reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador. El Propietario o el Diseñador pueden requerir que la sofisticación del diseño y/o la calidad de los materiales y la construcción sean más elevadas que lo establecido por los requisitos mínimos de este documento.

No es la intención de este reglamento prohibir el uso de técnicas de análisis, diseño o construcción que no estén específicamente listados en este documento. Dicho esto, se busca asegurar que (a través de un análisis de rigor estadístico) cualquier sistema alternativo utilizado posea un nivel de seguridad comparable a los de los elementos listados en este manual.

C1.3

Este reglamento aplicará a todas las estructuras relacionadas con el sistema de infraestructura vial de nuestro país. Esto incluye (pero no se limita) a las siguientes estructuras:



Los criterios de esta norma aplicarán tanto a estructuras temporales como a estructuras permanentes.

Asimismo, los requisitos de este reglamento aplicarán a las comprobaciones correspondientes a la evaluación, rehabilitación, refuerzo, y ampliaciones de puentes y otras estructuras existentes, en adición a cualquiera especificación técnica suplementaria que el promotor de una obra establezca para cada caso.

El cumplimiento de este reglamento será condición necesaria para

- Autorizar la apertura al tráfico o puesta en servicio de un puente o una estructura de paso
- Habilitar el cruce de un puente o una estructura sobre áreas de uso o de circulación humana, tales como una carretera, un ferrocarril, ríos y canales navegables, itinerarios peatonales, ciclovías y/o otros elementos de infraestructura existentes.

Obras de paso para cualquier tipo de vía (carretera, ferrocarril, ciclovía, peatonal) y sus obras de acompañamiento (escaleras, rampas de acceso y muros de contención)

- Obras de drenaje transversal tales como puentes, cajones, y alcantarillas pluviales
- Cruces y obras de paso para cualquier tipo de conducción (agua, oleoductos, gasoductos, etc.)
- Análisis y diseño de taludes
- Estructuras temporales utilizadas en la construcción de cualquier puente o estructura permanente, tales como las cimbras, formaletas, carros de avance, vigas de lanzamiento, nariz de lanzamiento, elementos auxiliares de soporte y retenida, etc.

1.4. Estándares de Referencia

C1.4

1.4.1. Estándares de Diseño

C1.4.1

Si durante el proceso de diseño de puentes y otras estructuras se requiera aplicar algún concepto que no esté definido en este reglamento, se deberán aplicar de forma complementaria las normas y referencias listadas a continuación en conjunto con el resto de la normativa vigente de la República de Panamá.

Cuando no se indique la versión de la normativa (código, guía o reglamento), se utilizará la última versión a la fecha de entrada en vigor de este reglamento. Se deberán utilizar todas las adendas y fe de errata disponibles para cada referencia, incluyendo aquellas escritas posterior a la emisión de este manual.

En caso de conflictos con otras referencias y normativas, los criterios del AASHTO prevalecerán sobre los criterios de las otras normativas.

Las siguientes normativas se considerarán como parte integral de este documento.

La normativa AASHTO rige la mayoría de los aspectos de diseño para los proyectos de infraestructura. Este artículo especifica cuales ediciones serán utilizadas durante el proceso de diseño.

Para ciertos elementos, el diseñador tendrá que consultar referencias suplementarias. Por ejemplo, el diseño de anclajes empotrados en concreto debe realizarse según el ACI y la verificación de rigidez mínima de un diafragma para puentes de acero debería realizarse según la AISC, ya que el AASHTO no provee ecuaciones para estas verificaciones. Al consultar estas referencias suplementarias, es posible encontrar conflictos entre estas (las cuales están orientadas a edificaciones) y las del AASHTO (las cuales están orientadas a obras de infraestructura). Este artículo especifica la resolución de estos conflictos.

Las siguientes referencias no forman parte de este reglamento salvo que se indique lo contrario, pero se recomienda consultar estas referencias para la determinación de buenas prácticas de diseño.



AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

- AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 9^{na} Edición (2020)
- AASHTO Drainage Manual, 1^{ra} Edición (2014)
- Construction Handbook for Bridge Temporary Works, 2^{da} Edición (2017)
- Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2^{da} Edición (2011)
- Guide Specification for Seismic Isolation Design, 4^{ta} Edición (2014)
- LRFD Guide Specification for Design of Pedestrian Bridges, 2^{da} Edición (2015)
- Manual for Assessing Safety Hardware (MASH), 2^{da} Edición (2016)
- Roadside Design Guide, 4^{ta} Edición (2011)
- The Manual for Bridge Evaluation, 3^{ra} Edición (2018)
- LRFD Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals, 1^{ra} Edición (2015)
- AASHTO LRFD Road Tunnel Design and Construction Guide Specifications, 1^{ra} Edición (2017)

ACI – American Concrete Institute

- ACI 318M-19 Building Code Requirements for Structural Concrete, capítulo 17

AREMA - American Rail Engineering and Maintenance Association

- AREMA Manual for Railway Engineering, Edición 2019

NFPA - National Fire Protection Association

- FPA 502 Standard for Road Tunnels, Bridges, and Other Limited Access Highways, Edición 2020

AISC - American Institute of Steel Construction

- ANSI/AISC 360 Specification for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 341 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

ASCE - American Society of Civil Engineers

- ASCE 7 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

FHWA - Federal Highway Administration

IES – Illuminating Engineering Society

- RP-8-18 - Design Of Roadway Facility Lighting (2018)

PTI - Post-Tensioned Institute

- Recommendations for Pre-Stressed Rock and Soil Anchors
- Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation
- Specification for routing of Post-Tensioned Structures



1.4.2. Estándares de Construcción

Las siguientes normativas regulan los materiales y métodos constructivos permitidos.

Cuando no se indique la versión de la normativa (código, guía o reglamento), se utilizará la última versión a la fecha de entrada en vigor de este reglamento. Se deberán utilizar todas las adendas y fe de errata disponibles para cada referencia, incluyendo aquellas escritas posterior a la emisión de este manual.

En caso de conflictos con otras referencias y normativas, los criterios del AASHTO prevalecerán sobre los criterios de las otras normativas.

Las siguientes normativas se considerarán como parte integral de este documento.

- AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials
- AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 4ta Edición (2017)
- ASTM - ASTM International AWS - American Welding Society
- D1.1/D1.1M Structural Welding Code, Edición 2020
 - D1.4/D1.4M Structural Welding Code- Reinforcing Steel, Edición 2018
 - D1.5/D1.5M Bridge Welding Code, Edición 2020
- MOP - Ministerio de Obras Públicas
- Manual de Especificaciones Técnicas generales para la Construcción y Rehabilitación de Carreteras y Puentes del MOP (ETs)

A menos que se especifique lo contrario, las Especificaciones sobre Materiales mencionadas en el presente documento se refieren a las Especificaciones Normalizadas sobre Materiales Utilizados en Aplicaciones de Transporte y Métodos de Muestreo y Ensayo (ASTM) de AASHTO.



1.5. Requisitos para el Diseño y Construcción

C1.5

Para alcanzar los niveles de seguridad adoptados en este reglamento, además de los criterios establecidos en el mismo, se deberán cumplir los principios siguientes

Los criterios establecidos en este artículo buscan asegurar que

- Los puentes y otras estructuras serán diseñados por ingenieros idóneos en la República de Panamá.
- La construcción será realizada por ingenieros, técnicos y operarios con los conocimientos y la experiencia necesarios.
- Los materiales y productos utilizados cumplirán las especificaciones establecidas en los correspondientes reglamentos técnicos, de acuerdo con la normativa vigente y lo indicado en este reglamento.
- Existirán controles de calidad adecuados durante todo el proceso de diseño y construcción del puente o estructura.
- El puente o estructura estará destinado al uso para el que haya sido diseñado y construido; cualquier cambio de uso o finalidad deberá ser objeto de un estudio y evaluación específicos previo a su autorización.
- El puente o estructura se deberá conservar adecuadamente.
- Una estructura sea diseñada y construida para que, con una probabilidad razonable, sea capaz de soportar todas las acciones que puedan solicitarla durante su construcción y uso, en el periodo de vida previsto, y de cumplir la función para la que ha sido construida con unos costos de mantenimiento aceptables.
- Una estructura debe ser concebida de manera que las consecuencias de acciones extremas, tales como sismos o impactos, no produzcan daños desproporcionados con la causa que los ha originado, velando por la seguridad pública y la integridad de las personas.

Referencias

- 1 AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. 8a ed. American Association of Highway and Transportation Officials. 2017. ISBN 978-1-56051-654-2.
- 2 Junta Técnica de Ingenieros y Arquitectos. *Reglamento Estructural de Panamá*. 2014.
- 3 Andrzej S. Nowak. *NCHRP Report Calibration of LRFD Bridge Design Code*. 1994. ISBN 0-309-06613-7.



2.

Determinación de la Demanda Sísmica

2.1. Generalidades

C2.1

Esta sección presenta las disposiciones relacionadas con la demanda sísmica a ser considerada para el diseño de puentes.

Los procedimientos necesarios para la determinación de la demanda sísmica que se presentan en las especificaciones AASHTO LRFD en el artículo 3.10 utilizarán la información relacionada con la demanda sísmica que se presenta a continuación.

La demanda sísmica en un sitio para el desarrollo de un proyecto de puente se debe caracterizar mediante un espectro de respuesta de aceleraciones sísmicas.

El espectro de respuesta sísmico depende de la amenaza sísmica y de las características geotécnicas donde este emplazado el sitio.

La zonificación sísmica del territorio nacional se presenta en mapas de aceleraciones espectrales publicados en el REP 2014. Los mapas de aceleraciones espectrales para periodo corto (S_s), las aceleraciones espectrales de un segundo (S_1) y las aceleraciones del terreno (PGA) se presentan en estos mapas para periodos de recurrencia de 1 en 2475 años, lo cual corresponde a una probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años.

Los valores presentados en los mapas del REP-2014 corresponden a las aceleraciones espectrales en un suelo Clase B (roca). Estos valores deberán modificarse para tomar en cuenta las características geotécnicas del sitio de cimentación en el cual se ubica el puente.

Las aceleraciones sísmicas presentadas en los mapas del Reglamento Estructural de Panamá, edición corresponden a una probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años. Para ajustar los valores a otros periodos de recurrencia, se pueden utilizar las siguientes aproximaciones

$$P_{1000} = 0.80 \times P_{2475}$$

$$P_{500} = 0.66 \times P_{2475}$$

Estas aproximaciones corresponden a los valores recomendados en el *NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures - Training and Instructional Materials* para la costa oeste de los Estados Unidos. Es importante notar que los coeficientes de estas aproximaciones no son universales y varían entre región y región. Dicho esto (y a faltade un estudio localizado a nuestro país), se recomienda el uso de estos coeficientes para la conversión delas aceleraciones de un periodo de recurrencia a otro. Estos coeficientes se deberán aplicar a los tres componentes del espectro sísmico, es decir, al PGA , S_s y S_1 .



Como alternativa para definir la demanda sísmica de un sitio, se pueden utilizar procedimientos de sitio específicos, a saber, metodologías para evaluar la amenaza sísmica, para evaluar la respuesta dinámica del sitio o ambas.

2.2. Influencia del sitio de cimentación

El sitio de cimentación es el lugar de emplazamiento de un puente cuyas características geotécnicas generan modificaciones específicas en demanda sísmica.

Los diferentes tipos de suelo y los espesores de cada estrato pueden modificar la sacudida sísmica, específicamente las amplitudes y contenido de frecuencias, a partir del basamento rocoso.

El comportamiento sísmico del puente está fuertemente relacionado con las características de la sacudida sísmica y por tanto, con los diferentes tipos de sitios de cimentación.

Los factores de ajuste F_{pga} , F_a y F_v se realizan de acuerdo a AASHTO 3.10.3.2.

Si las condiciones geotécnicas en los estribos o las pilas intermedias del puente implican diferentes tipos de sitios de cimentación, entonces los factores geotécnicos pueden ser definidos en un estudio de respuesta de sitio específico para los diferentes perfiles geotécnicos.

2.3. Clasificación de Sitio

La clasificación de un sitio de cimentación debe basarse en la rigidez del medio soportante determinado a través de un estudio de suelos. La clasificación del sitio debe estar basada en una investigación geotécnicas que determine, como mínimo, la estratigrafía del suelo y los parámetros necesarios de los materiales.

Se deben analizar los potenciales problemas tales como licuefacción, asentamientos inducidos por sismos, desplazamiento lateral del terreno, e inestabilidad de laderas y taludes. En caso de ser necesario, se debe proponer las medidas necesarias para estabilizar la estructura contra los mismos. Este estudio, el cual deberá incluir ensayos de campo y de laboratorio, debe realizarse para proveer la información pertinente y suficiente para determinar

C2.2

Los factores de ajuste de modificación de sitio F_a y F_v del *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* son iguales a aquellos presentados en el ASCE 7-05 para su uso en edificaciones. Sin embargo, se añade un factor adicional F_{pga} para ajustar las aceleraciones horizontales pico.

C2.3

La clasificación de sitio es utilizada por el AASHTO para compensar por la amplificación de las ondas sísmicas que se observa en los suelos más blandos. Sin embargo, se debe realizar verificaciones adicionales para cerciorarse de que no se den modos de falla alternos.

De acuerdo con el *Geotechnical Engineering Circular No. 5 - Geotechnical Site Characterization*, aquellos suelos sueltos (densidad relativa inferior al 40 %) por debajo del nivel freático con más de 20 % de finos son particularmente susceptibles a la licuación. Bajo estas circunstancias, se requerirán verificaciones adicionales para determinar el comportamiento del suelo durante un sismo.

La estabilidad de taludes deberá verificarse



el sitio de cimentación. A fin de proporcionar los datos y la caracterización del sitio requerida para completar todos los aspectos geotécnicos necesarios para el diseño sísmico, la exploración sub-superficial, los ensayos de laboratorio, las pruebas en sitio y las pruebas geofísicas de definición de los parámetros geotécnicos deberán ser utilizadas.

para cerciorarse de que estos no fallen durante un evento sísmico. El método de Bishop modificado y el método de Spencer son los modelos matemáticos recomendados para realizar esta verificación. El artículo 11.6.3.7 del AASHTO establece los factores de resistencia que deberán ser empleados para la verificación de estabilidad de taludes.

2.4. Determinación del Espectro de Diseño

C2.4

2.4.1. Procedimiento General

C2.4.1

El procedimiento general consistirá en el uso de la aceleración horizontal pico y los coeficientes de aceleración espectral S_s y S_1 para calcular el espectro de respuesta sísmico. La construcción del espectro elástico se determinará según los lineamientos del *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* artículo 3.10.4.1.

La clasificación de sitio deberá realizarse según los requisitos del artículo 3.10.3.1 del AASHTO a través de los lineamientos de la tabla 3.4.10.3-1.

El procedimiento a utilizar para la elaboración de un espectro sísmico para puentes es similar al utilizado para edificaciones. Sin embargo, es importante notar que existen diferencias entre el método del AASHTO y el procedimiento del ASCE; estas son

- El espectro de respuesta sísmica del AASHTO utiliza la aceleración pico horizontal para definirla magnitud del espectro para los periodos cortos.
- El periodo de recurrencia del sismo de diseño corresponde a una probabilidad de excedencia de 7 % en 75 años, la cual es distinta al periodo de recurrencia utilizado para edificaciones.

2.4.2. Procedimiento Especifico

Se deberá realizar un estudio específico de sitio de acuerdo con lo estipulado en el artículo 3.10.2 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* artículo 3.10.4.1. cuando se cumpla con cualquiera de los siguientes criterios

- El sitio se encuentra a no más de 6 millas de una falla activa
- La clasificación de sitio del suelo es tipo F según los criterios del artículo 3.10.3 del AASHTO.
- Se anticipan sismos de larga duración en la región
- La importancia del puente es tal que se considera apropiado el uso de una probabilidad de excedencia más baja (y por ende un periodo de retorno más alto) de la utilizada convencionalmente.



Referencias

- 1 AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. 8a ed. American Association of Highway and Transportation Officials. 2017. ISBN 978-1-56051-654-2.
- 2 Finley A. Charney y col. *NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures - Training and Instructional Materials*. Federal Emergency Management Agency. 2006.
- 3 J. Michael Duncan, Stephen. Wright y Thomas L. Brandon. *Soil Strength and Slope Stability*. 2a ed. 2014. ISBN 978-1-11865-165-0.
- 4 Erik J. Loehr y col. *Geotechnical Engineering Circular No.5 - Geotechnical Site Characterization*. Federal Highway Administration. 2017.



3.

*Mantenimiento, Rehabilitación y
Reforzamiento de Puentes Existentes*

3.1. **Introducción y Alcance**

Las técnicas usadas para el reforzamiento, rigidización y reparación de puentes tienden a estar interrelacionadas entre sí. Por ejemplo, la rigidización de un miembro estructural de un puente normalmente resulta también en su reforzamiento. Para asegurar una interpretación común de los términos reforzamiento, rigidización y reparación, estos serán definidos en la siguiente sección.

El alcance del mantenimiento y la rehabilitación de puentes es el de ejecutar trabajos conservando las estructuras existentes y extender su vida útil. Los procedimientos y productos específicos de reparación, rehabilitación, reforzamiento y otras intervenciones, deberán ser seleccionados por el profesional idóneo, en consideración de condiciones específicas del puente, de estudios de patologías, análisis estructural, aplicabilidad de productos, sistemas y otros tratamientos. El profesional idóneo deberá coordinar con las autoridades pertinentes para asegurar que las medidas seleccionadas cumplan con los objetivos de la intervención.

3.2. **Glosario**

- Mantenimiento es el trabajo requerido para mantener un puente en su condición actual y para controlar el posible deterioro futuro.
- Rehabilitación es el proceso de restaurar a un puente a su nivel de servicio original.
- Reparación es el aspecto técnico de la rehabilitación. Es la acción que se toma para corregir daños o deterioros de una estructura o de un elemento de ella para llevarlo a su condición original.
- Rigidización es cualquier técnica que mejora el comportamiento en servicio de un puente existente eliminando aspectos inadecuados en este nivel, como deflexiones excesivas, agrietamiento excesivo o vibraciones inaceptables.
- Reforzamiento es el incremento de la capacidad de carga de un puente existente para llevarlo a un nivel de servicio mayor al que la estructura tiene previamente.



3.3. Evaluación de la Sismo-resistencia de los Puentes Existentes

La evaluación de la sismo-resistencia consiste en determinar la capacidad del puente para soportar los movimientos sísmicos sin que ocurra un desplome total o parcial de la estructura, permitiendo el uso de la vía como medio de enlace después de la ocurrencia de un sismo. El grado de vulnerabilidad sísmica de un puente es un índice que permite determinar aquellos puentes con mayor riesgo de sufrir daños bajo la acción de un movimiento sísmico, este depende de tres elementos

- Grado de vulnerabilidad de los componentes.
- Sismicidad de la zona
- Importancia de la estructura

La evaluación de la sismo-resistencia contempla tres fases

- Fase inicial Registro de las características estructurales del puente y de las condiciones de sitio vulnerables ante las acciones sísmicas.
- Fase intermedia Se evalúan en forma detallada los elementos seleccionados previamente y se determinan sus relaciones Capacidad / Demanda.
- Fase final Análisis de los esquemas de restauración para proceder a su implementación.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica incluye actividades asociadas a la evaluación de la estabilidad global de la estructura y a la elaboración de modelos analíticos para determinar los efectos sobre los diferentes elementos estructurales originados por las diferentes cargas impuestas. Con base en los análisis de vulnerabilidad y de capacidad resistente se pueden establecer medidas y procedimientos de rehabilitación y refuerzo estructural, con el objeto de minimizar la vulnerabilidad y el daño en los puentes.

3.4. Mantenimiento de Puentes

3.4.1. Tipos de Mantenimiento

El mantenimiento de puentes es una de las actividades más importantes entre las que hay que realizar para llevar a cabo la conservación de una red de carreteras. La falta de mantenimiento adecuado da lugar a problemas de funcionalidad y seguridad que pueden ser graves como:

- Limitaciones de cargas
- Restricciones de paso
- Riesgo de accidentes
- Riesgo de interrupciones de la red vial
- Acortamiento de la vida útil de la obra

Su objetivo final, como la de toda labor de conservación, es la de preservar las condiciones de servicio de la carretera en el mejor nivel posible. Según la importancia del deterioro observado, las acciones para mantenimiento del puente se clasifican en tres grupos

- Mantenimiento rutinario o preventivo
- Reparaciones o mantenimiento correctivo
- Reforzamientos o mantenimientos de emergencia



El procedimiento indicado para la evaluación general de puentes se describe esquemáticamente en el diagrama de flujo de la Figura 3.4.1-1, donde se presenta de manera ordenada y en secuencia los pasos a seguir y los niveles de mantenimiento correspondientes.

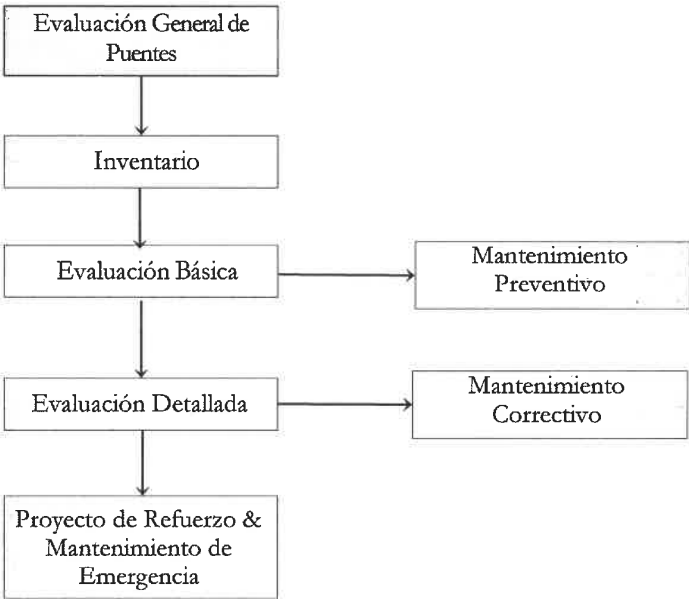


Figura 3.4.1-1 Proceso de Evaluación de un Puente

3.4.2. Mantenimiento Rutinario o Preventivo

El mantenimiento rutinario o preventivo consiste en la labor que debe aplicarse para evitar que crezca el número de puentes con daños, corresponde al estado de un puente en buenas condiciones. Se indican a continuación algunas labores frecuentes de mantenimiento preventivo

- Señalización, pintura, alumbrado de la superestructura y la subestructura
- Limpieza general de drenes, cabeceros, vigas, apoyos, estribos, pilas, asientos, parapetos.
- Limpieza y rehabilitación de terraplenes de acceso, incluida su protección o enrocamiento u otra técnica existente que permita protegerlos.
- Limpieza y rehabilitación del cauce a lo largo del río.
- Repavimentación del puente con remoción de la carpeta asfáltica existente deteriorada.
- Protecciones contra socavación en las cimentaciones.
- Reparación de barandas afectadas por impactos de autos
- Rehabilitación de todas las juntas de dilatación del puente.



3.4.3. Mantenimiento Correctivo

Con este programa de mantenimiento se pretende lograr que el puente recupere un nivel de servicio similar al de su condición original, corresponde al estado de un puente que presenta daños que ameritan ser reparados. Se indican a continuación algunas labores frecuentes de mantenimiento correctivo

- Cambio de todo el sistema de Juntas de Dilatación en el puente.
- Cambio de apoyos deteriorados.
- Rehabilitación del concreto degradado por condiciones ambientales o de servicio.
- Inyección de grietas en subestructura y superestructura.
- Rehabilitación de Armaduras de Refuerzo Expuestas con gran deterioro por corrosión.
- Protección contra la socavación, recalzado de fundaciones socavadas.
- Construcción de losas de acceso que cumplan con las normas constructivas y diseño.
- Rehabilitación de elementos estructurales de acero corroídos.
- Mejoras del sistema de drenaje del tablero que permita la rápida evacuación de las aguas.
- Rehabilitación de conexiones, reposición de pernos en juntas de armaduras metálicas, reposición de elementos estructurales.

3.4.4. Mantenimiento de Emergencia

Con este programa de mantenimiento se pretende que el puente no colapse, corresponde al estado de un puente que presenta daños graves, que ameritan ser reparados con carácter de urgencia. Se indican a continuación algunas acciones más comunes a emprender en el caso de mantenimiento de emergencia

- Reforzamiento Pasivo de Vigas (Refuerzo con placas adosadas o fibras de carbono).
- Reforzamiento Activo de Vigas (Presfuerzo).
- Refuerzo de pilas mediante encamisado o muros de relleno.
- Rehabilitación de la infraestructura afectada por las crecidas extraordinarias de los ríos.

El estudio de rutas alternas que permitan mantener la circulación de los vehículos es muy importante, estas rutas permitirán desviar el tráfico en el momento de realizar mantenimiento preventivo, mantenimiento correctivo, o en condiciones de emergencia.

3.5. Rehabilitación

3.5.1. Introducción

Se reconoce hoy día la necesidad de mantener operativas las vías de comunicación, tanto por razones económicas y sociales, como por razones de seguridad ante ocurrencia de eventos extraordinarios o catástrofes. Sin embargo, en las últimas décadas se ha podido observar un alto grado de deterioro en estructuras de puentes. Las causas de tal degradación estructural son consecuencia de

- Poco mantenimiento en el transcurso de la vida útil de una estructura, acciones extremas tales como los sismos, crecidas extraordinarias de los ríos, diseños no adecuados para la durabilidad esperada, inexistencia de control de calidad durante la construcción, etc.



- Falta de normas de diseño sismo-resistente para puentes que actualmente están en servicio, o puentes que se basaron en normas anteriores a las vigentes.

3.5.2. Evaluación General de Puentes

La evaluación de la estructura tiene como fin la comprobación estructural de la funcionalidad y de la seguridad de la misma. Esta permite determinar las condiciones funcionales y la capacidad de los elementos estructurales para soportar las sollicitaciones originadas por las cargas verticales (peso propio más sobrecarga de vehículos) y por cargas horizontales (viento, frenado o fuerzas sísmicas). Normalmente, se suele formular con comprobaciones numéricas a partir de la creación de un modelo que simule el comportamiento estructural, considerando las cargas que se prevé que actuarán sobre la estructura. Con esto, se busca formular la implementación de las medidas correctivas correspondientes para prolongar la vida útil del puente. El procedimiento general contempla la evaluación del puente bajo dos condiciones Evaluación Básica y Evaluación Detallada.

En este sentido es necesario realizar el inventario y la evaluación general de todos los puentes existentes en la red vial nacional, bien sea para aumentar la vida útil del puente o para permitir su funcionamiento después de la ocurrencia de fenómenos naturales severos.

La evaluación de puentes se debe realizar cuando existan elementos indicativos que reflejen algunos de los aspectos siguientes

- Deterioro de los componentes del puente, que implique la vulnerabilidad de los mismos bajo cualquier estado de cargas.
- Cambio en las sobrecargas de servicio. Rehabilitaciones estructurales.
- Cualquier alteración que implique cambios desfavorables a las condiciones de diseño.

En los casos en los que la documentación del proyecto esté disponible (memoria, planos, etc.); únicamente será necesario verificar mediante un reconocimiento in-situ la correspondencia entre la documentación y la estructura real y analizar el estado en el que se encuentra.

Sin embargo, cuando no se tenga acceso a la información del proyecto, el trabajo de caracterización se complica considerablemente, debiéndose realizar los correspondientes estudios y ensayos que permitirán obtener toda la información necesaria para evaluar correctamente el estado del puente y las actuaciones a realizar.

3.5.3. Rehabilitación de los Distintos Tipos de Puente

3.5.3.1 Tipos de Puentes

En los últimos años un número significativo de puentes han sufrido daño en nuestro país, llegando a colapsar una cantidad importante.

La gran mayoría de los puentes existentes en Panamá se ven afectados por los deterioros y daños que puedan aparecer como consecuencia del paso del tiempo. En su totalidad, las fallas han ocurrido en condiciones de servicio, donde particularmente la socavación, falta de mantenimiento y las sobrecargas actuantes han estado presentes.

La preservación de estas estructuras es de importancia estratégica, requiriéndose de métodos confiables que permitan determinar el grado de vulnerabilidad de cada una de ellas.

En función del estado de la estructura y de las reparaciones o daños que haya podido sufrir, es habitual que muchos de estos puentes necesiten refuerzos, pues la carga actuante es mucho mayor que la carga para la que fueron diseñados originalmente.

En otros casos, puede hayan perdido parte de sus elementos y, por tanto, será necesaria su reposición. El alcance de la rehabilitación de puentes es el de ejecutar trabajos conservando las estructuras existentes.

Un proceso de contraste con el modelo numérico, y en aquellas situaciones en las que existan sospechas de baja



capacidad estructural.

Usualmente no se dispone de información geotécnica, por lo que se debe revisar cuidadosamente la situación de la cimentación sobre la que se apoya la estructura.

Por otros ensayos de menor complejidad, como puede ser la realización de calicatas y ensayos asociados, se puede conocer el tipo de suelo, sus propiedades mecánicas y su deformabilidad, lo que ayudará a definir las condiciones geotécnicas. En este apartado se recogen tres tipos de rehabilitación de estructuras puentes metálicos, puentes de hormigón y puentes de fábrica (entendidos éstos como puentes de sillería o de fábrica de ladrillo).

3.5.3.2 Puentes Metálicos

El acero es el material que se utiliza tanto en las estructuras existentes como en las empleadas como labores de refuerzo, bien sea utilizando presillas, platabandas o cartelas, y en los elementos armados. Los distintos tipos de acero que se utilizan son los que se exponen a continuación

La corrosión de la estructura es el daño principal y más frecuente en estructuras metálicas. En puentes, al encontrarse a la intemperie, el riesgo de corrosión aumenta y debe de compensarse con un programa de mantenimiento adecuado.

Los problemas más graves suelen encontrarse en uniones, empotramientos y zonas ocultas a la vista, donde la falta de limpieza y la humedad ambiental aceleran la corrosión. Con el paso del tiempo, los apoyos deslizantes dejan de funcionar, al producirse una soldadura por corrosión de los elementos que debían de deslizar de forma independiente uno sobre el otro.

La protección contra la corrosión comienza en la fase de proyecto, en la que debe fijarse la correcta protección y evacuación del agua.

Otra posible acción a tener en cuenta es la de las cargas ajenas al servicio, como es la acumulación de cargas muertas, como caso más frecuente, por sucesión de capas de aglomerado asfáltico u hormigón sobre el tablero del puente, por ajustes de la rasante o por El reconocimiento visual de la estructura tiene como principales objetivos los que se enumeran a continuación

- Identificar el esquema estructural de la estructura.
- Determinar cuáles son los daños concretos y recogerlos sobre el plano.
- Detectar el deterioro debido a la corrosión, las laminaciones.
- Determinar el estado de la cimentación.
- Permitir la toma de decisiones respecto a la seguridad de la estructura de forma inmediata.
- Decidir la necesidad de realizar inspecciones de campo más avanzadas o específicas,
- Estudiar los accesos para los trabajos sucesivos, apeos, zona de acopios, etc.
- En muchos de estos puentes, las piezas están unidas mediante roblones, si siguen actuando correctamente.

En el caso de que existan sospechas de rotura frágil, frecuente en estructuras metálicas, el ensayo de resiliencia puede resultar determinante; éste se evalúa en el laboratorio mediante ensayos con probetas en el péndulo Charpy. La prueba de carga es el último recurso a utilizar. Dicha prueba debe realizarse únicamente tras causas de las patologías observadas.



3.5.3.3 Puentes de Fábrica

La configuración estructural básica de los puentes de fábrica es un arco y en su construcción se utilizan como componentes principales materiales pétreos o de cerámica. Estos elementos suelen trabajar a compresión de forma exclusiva y, como todas las fábricas, son débiles ante esfuerzos de tracción están dotados de una gran rigidez y resistencia; muestra de ello es la larga longevidad del servicio que prestan. Sus debilidades se manifiestan, principalmente, en la subestructura, por el deterioro y fallo de su cimentación, aunque también se presentan evidencias de ellas en la superestructura por el fallo de sus juntas.

Es necesario tener presente que no es el material pétreo o cerámico el que define la resistencia de una fábrica, ya que el mortero de unión de las juntas posee una calidad y resistencia mucho menor. En muchas ocasiones, son estas juntas, y el estado en el que éstas se encuentran, las que definen el comportamiento global del puente.

Como una primera referencia, en la siguiente tabla se recogen las propiedades mecánicas de los materiales pétreos más utilizados. Estos valores deberán ser confirmados por los correspondientes ensayos para cada caso concreto.

Los principales factores causantes de daños en este tipo de estructuras son los relacionados con la acción del agua, la acción del tráfico o las acciones debidas a condiciones climatológicas y ambientales desfavorables.

Los principales defectos que pueden observarse en los distintos elementos de los puentes de fábrica son los que se enumeran a continuación

- Deterioros en la cimentación descalses, socavaciones, arrastre de las escolleras protectoras en su caso, pudrición y ataque biológico de la madera de los pilotes y/o degradación del mortero u hormigón por ataques químicos.
- Deterioro de la piedra o piezas de ladrillo causado por acciones de tipo químico (presencia de agua) o de tipo físico (heladas, vegetación, etc.) agrietamiento y pérdida de resistencia.
- Deterioro del mortero de las juntas, producido por el agua lavado del material, ataque físico y químico y/o movimientos de los sillares, mampuestos o ladrillos.
- Grietas longitudinales, especialmente en los emboquillamientos de las bóvedas. Aparecen vinculados a los tímpanos y se producen por empujes del relleno y del agua en su interior. Pueden llegar a producir el despegue de la bóveda.
- Caída y deslizamiento de piezas de la bóveda producidos por la pérdida del mortero de la fábrica o por la degradación del material de los sillares o ladrillos. También puede estar ocasionado por una carga actuante mayor que la original, pudiendo ocasionar movimientos de la bóveda o de sus pilas.
- Grietas en pilas, tajamares y aletas. Pueden producirse por la presencia de elementos adosados con diferencia de cargas actuantes o por descalses y socavaciones en la cimentación.
- Desplazamientos y desplomes en tímpanos producidos por un incremento de cargas en los rellenos, filtraciones de agua sin salida y/o obstrucciones del drenaje.

3.5.3.4 Puentes de Hormigón Armado y/o Presforzado

Un elevado porcentaje de los puentes modernos construidos en nuestro país son puentes de hormigón. Al igual que en el caso de los metálicos, la adaptación de estos puentes al paso de un camino natural no plantea una dificultad especial, debido a la reducción de cargas que esto supone, salvo que el puente ya se encuentre en un estado muy deteriorado.

El proceso de evaluación tiene como objetivo la comprobación de la seguridad de la estructura y de su funcionalidad.

En primer lugar, se estudiará la información disponible de la estructura, examinando el proyecto de la misma. Tras este análisis previo, se realizará una visita a campo para confirmar la tipología de la estructura y su estado de conservación.

Si la información de proyecto no está disponible, será necesario recoger los datos básicos en campo a la vez que



se comprueba en qué situación se encuentra el puente. Para puentes con importantes problemas de cimentación, será necesario realizar también un estudio geotécnico con objeto de identificar las posibles causas de estos daños.

3.5.3.5 Inspección de visual

Las visitas de inspección constituyen la base para el diagnóstico y determinación del estado actual de la estructura. Además, sirven para confirmar los datos de proyecto original y conocer si se han realizado ampliaciones posteriores, reparaciones, etc. En el reconocimiento "in situ" se persiguen los siguientes objetivos

- Obtener la geometría del puente y confirmar con los datos del Proyecto (si éste está disponible). Confirmar o reconocer el esquema estructural general (apoyos, uniones y juntas).
- Determinar el estado general del puente mediante la identificación de los daños presentes y la valoración del alcance de estos últimos.
- Determinar el estado de la cimentación (existencia de movimientos apreciables en ésta o en el resto de la superestructura).
- Determinar el estado del cauce en la proximidad de las pilas (presencia de aterramientos y/o socavaciones).
- Analizar la existencia de defectos superficiales (manchas, eflorescencias, etc.) y/o filtraciones, así como zonas de invasión de vegetación.
- Determinar el estado del sistema de drenaje del tablero.
- Comprobar la existencia de agrietamientos y/o fisuras de los elementos del puente (estimación de las aberturas).
- Detectar la presencia de carbonatación de la estructura o corrosión en armaduras (estimación de recubrimientos y permeabilidad del hormigón).
- Detectar deformaciones excesivas e identificar el estado de los aparatos de apoyo.
- Decidir si es necesaria la realización de tareas complementarias al reconocimiento de visu (realización de ensayos, extracción de catas en puntos estratégicos, etc.)
- Fijar la estrategia de la reparación en cuanto a accesos, encofrados y apeos, zona de acopios, etc. Si después del reconocimiento en campo se determina la necesidad de llevar a cabo pruebas que permitan obtener información más específica sobre el estado y las condiciones a las que está sometido el puente, se podrán realizar dos tipos de ensayos no destructivos y destructivos.
- Confirmar o reconocer el esquema estructural general (apoyos, uniones y juntas).
- Determinar el estado general del puente mediante la identificación de los daños presentes y la valoración del alcance de estos últimos.
- Determinar el estado de la cimentación (existencia de movimientos apreciables en ésta o en el resto de la superestructura).
- Determinar el estado del cauce en la proximidad de las pilas (presencia de aterramientos y/o socavaciones).
- Analizar la existencia de defectos superficiales (manchas, eflorescencias, etc.) y/o filtraciones, así como zonas de invasión de vegetación.
- Determinar el estado del sistema de drenaje del tablero.
- Comprobar la existencia de agrietamientos y/o fisuras de los elementos del puente (estimación de las aberturas).
- Detectar la presencia de carbonatación de la estructura o corrosión en armaduras (estimación de



recubrimientos y permeabilidad del hormigón).

- Detectar deformaciones excesivas e identificar el estado de los aparatos de apoyo.
- Decidir si es necesaria la realización de tareas complementarias al reconocimiento de visu (realización de ensayos, extracción de catas en puntos estratégicos, etc.).
- Fijar la estrategia de la reparación en cuanto a accesos, encofrados y apeos, zona de acopios, etc. Si después del reconocimiento en campo se determina la necesidad de llevar a cabo pruebas que permitan obtener información más específica sobre el estado y las condiciones a las que está sometido el puente, se podrán realizar dos tipos de ensayos no destructivos y destructivos.

3.5.3.6 **Ensayos no destructivos**

Existen numerosos ensayos aplicables a las estructuras de hormigón; algunos de ellos buscan conocer la resistencia e integridad del hormigón y otros permiten detectar riesgos de corrosión en las arma- Ensayos destructivos La extracción de probetas testigo permite establecer la resistencia in situ del hormigón. Este procedimiento se utiliza con bastante asiduidad siempre que existen dudas de la capacidad resistente del elemento. Cuando los daños son severos y no existe la certeza de que el tablero, la viga o cualquier otro elemento tengan la capacidad resistente mínima, se recurre a la prueba de carga. Los costes asociados a esta operación son bastante elevados, por lo que se utiliza en ocasiones puntuales y sólo en elementos reconstruidos utilizados como refuerzo. Únicamente para estructuras de hormigón se podrían aplicar otros tipos de ensayos sustitutivos de las pruebas de carga, como es la obtención de testigos para realizar ensayos a compresión y para comprobar la resistencia de pilares y tableros.

3.5.3.7 **Causas de la degradación de la estructura**

Existen varias causas que determinan la aparición de daños en los puentes de hormigón. Estos daños se pueden generar por omisiones en la fase de proyecto, durante la fase de construcción o en la fase de explotación, por acciones accidentales o falta de mantenimiento. Durante la vida de un puente, las acciones sísmicas y las situaciones extraordinarias (avenidas, impactos, etc.) pueden ocasionar daños no previstos. Sin embargo, si la estructura se revisa periódicamente y se efectúan las reparaciones oportunas, sin duda, estará mejor preparada para enfrentarse a los posibles imprevistos que puedan acontecer. Según pasan los años desde la puesta en servicio de la estructura, se deja de prestar atención a aspectos determinantes en el estado de conservación de la misma; a continuación, se citan los más relevantes

- Extensión de nuevas capas de aglomerado asfáltico sobre el tablero. Se aumenta la carga permanente, llegando a obturar, en algunos casos, los elementos de drenaje y las juntas.
- Variación de las condiciones del tráfico
- Fisuración y deformaciones apreciables en elementos armados y presforzados. Reparaciones más frecuentes Una vez localizadas las posibles causas de los deterioros, se procederá a la proyección y ejecución de las reparaciones que se consideren oportunas para cada caso. Las actuaciones más comunes son las que se indican a continuación
- Limpieza de vegetación colonizadora, manchas y/o eflorescencias, mediante aplicación de chorro de agua a presión.
- Restablecimiento del sistema de drenaje y comprobación de la correcta evacuación del agua. Para ello, se repararán o colocarán nuevos goteros, cunetas, sumideros o conductos varios, así como la realización de canales en los bordes inferiores de las losas voladas.
- Impermeabilización del tablero. Aprovechando una reposición del pavimento, se puede fresar el existente hasta descubrir la losa de hormigón. Posteriormente, se añadirá una capa de material epoxico sobre su superficie superior.
- Reposición de los aparatos de apoyo. Para ello, se procederá al levantamiento del tablero con gatos



hidráulicos y se repondrán los neoprenos armados. En caso necesario, se podrían incrementar galibos estrictos.

- Prevención de socavaciones y descalces potenciales en el cauce. Para ello, podrán aplicarse diferentes soluciones ensanches del cauce aguas arriba, colocación de losas de protección con rastrillos aguas arriba y aguas abajo de los pilares, colocación de macizos de hormigón adosados a las bases de las pilas y colocación de escolleras de protección en las pilas.
- Reposición de los elementos funcionales en mal estado como juntas, barandillas, aceras, barreras, etc.
- Recalce profundo de cimentaciones, si el daño es severo. Para ello, se podrán emplear diferentes técnicas como micropilotes, inyecciones, “jetgrouting”, etc.
- Recalce superficial alrededor de las zapatas descubiertas, añadiendo macizos de hormigón, escollera y losa de protección.
- Inyecciones de grietas y fisuras presentes en la estructura mediante lechadas de cemento o resinas epoxi.
- Refuerzo de secciones mediante añadidos adosados. Para ello, se verá la conveniencia de aplicar diferentes elementos como fibras de carbono, platabandas con adhesivos de resinas epoxi o re-crecidos del mismo material con conectores al elemento base.

A continuación, se detallan dos de las labores técnicas de reparación, antes mencionadas, que pueden requerir un mayor desarrollo la inyección de fisuras y grietas y la corrosión de las armaduras.

3.5.3.8 Trabajos de inyección de fisuras y grietas

La reparación de grietas se realizará en función del tamaño alcanzado por las mismas. Por un lado, se considerarán las fisuras y pequeñas grietas con una directriz determinada y, por otro, las grietas importantes que pueden llevar o no una dirección dominante.

Las primeras suelen ser síntomas de un efecto de retracción de los morteros u hormigones. En ocasiones puede ser el comienzo de una patología más seria, por lo que requiere cierta observación.

En el segundo grupo, las grietas pueden estar producidas por empujes sobre la estructura. Si son importantes, pueden poner en riesgo la capacidad portante del puente y por tanto, debe identificarse su origen. El método empleado para regenerar una zona debilitada por los agrietamientos suele ser la inyección. Para grandes aberturas se emplea la lechada de cemento, mientras que para grietas de menor abertura se utilizan los sistemas de inyección de epoxi rígido, que se pueden aplicar en zonas secas o húmedas, excepto cuando la zona está saturada o bajo flujo de agua. Para esa última situación, se utilizan las resinas de poliéster especiales. El proceso de inyección es el siguiente

- Sellado de toda la grieta impidiendo la salida de la inyección.
- Realización de los taladros de inyección a una distancia aproximadamente igual al espesor del revestimiento, donde se colocarán las boquillas de inyección.
- Se realiza la inyección por la boquilla inferior hasta la aparición del producto por la boquilla siguiente. Se cambia la ubicación de esa boquilla y se tapona la anterior.
- Las presiones oscilan entre 3 y 7 bares.

Las grietas o fisuras pueden debilitar o no la función estructural, pero en muchos casos permiten el paso de filtraciones de agua, que deteriora aún más el hormigón y provoca la corrosión en las armaduras.



3.5.3.9 Corrosión de armaduras

La corrosión de las armaduras es un defecto muy frecuente y puede ocasionar un daño estructural grave dependiendo del grado de corrosión existente y de los elementos donde se localice. Suele manifestarse por hinchazones y grietas a lo largo de las armaduras.

La reparación de este tipo de daño requiere un saneo de la zona hasta descubrir la parte exterior de la armadura. Tras una limpieza, se debe evaluar la pérdida de sección de las barras y si conviene regenerar, sustituir o demoler y reconstruir.

En la mayoría de los casos, si no existen patologías asociadas (como grandes grietas, despegues llamativos o pérdidas de sección importantes), se procura regenerar el refuerzo existente; esta regeneración se consigue a base de un cepillado de la barra que elimine el óxido o las láminas de acero corroídas.

Posteriormente, se aplican productos cementosos o epoxídicos, como adhesivos para proteger a la armadura y para que sirva de unión con el mortero de regeneración que se aplica después.

Se utilizarán morteros especiales; los de base cementosa son tixotrópicos y vienen preparados para añadir el agua. Éstos se caracterizan por tener una alta resistencia y una buena adherencia al soporte y suelen ser de retracción compensada. Además, adquieren buena impermeabilidad y, por consiguiente, buena durabilidad, debido a sus aditivos (humo de sílice y fibras).

3.6. Reforzamiento

Para el reforzamiento sísmico de puentes se debe utilizar la publicación o. FHWA-HRT-06-032 "*Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures Part 1- Bridges*" de enero 2006 (FHWA), con la excepción que solo se aplicará al nivel de sismo superior ("upper level"). Este sismo tiene una probabilidad de excederse de 7 % en 75 años. El manual FHWA no tiene requisitos rígidos de cuando y como se debe reforzar el puente. La decisión de reforzar un puente depende de un número de factores, varios de los cuales están más allá del ámbito ingenieril, como la disponibilidad de fondos, aspectos socio-económicos, políticos y prácticos. El manual FHWA se enfoca en los aspectos técnicos ingenieriles. Otras opciones al reforzamiento son cerrar el puente, reemplazarlo o aceptar el riesgo.



4.

Clasificación de las Estructuras

4.1. Introducción

Toda estructura de una obra de infraestructura deberá ser clasificada en base a su permanencia y su importancia. La clasificación de una estructura afecta las demandas sísmicas y de viento que se consideran para la misma.

Los lineamientos de este capítulo establecen los criterios a seguir para la determinar la categoría mínima que se le deberá asignar a una estructura.

C4.1

Los lineamientos de este capítulo establecen la categoría mínima que se le debe asignar a una estructura. El dueño del proyecto y/o el ingeniero diseñador tendrán la libertad de asignar categorías más conservadoras cuando, en base al criterio profesional, se considere que una categoría más conservadora refleja más cercanamente la importancia operacional de la estructura.

4.2. Definiciones

- Estructural Temporal Cualquiera estructura, formaleta, cimbra, o elemento parcialmente construido cuyo tiempo de vida útil esperado en esa configuración es inferior a los cinco años.
- Estructural Permanente Cualquiera estructura (ya sea completa o parcialmente construida) para la cual la vida útil de esta exceda los cinco años.
- Estructural Crítica Aquella estructura de alta importancia, la cual debe ser completamente operacional luego de un evento sísmico. Cualquier daño que sufra una estructura crítica durante un evento sísmico debe poder ser reparado sin interrumpir el uso de la estructura.
- Estructural Esencial Aquella estructura de importancia moderada, la cual no debe experimentar daños graves durante un sismo, y que debe poder ser puesta en operación luego de un evento sísmico una vez se realicen las inspecciones y reparaciones pertinentes.
- Otras Estructuras Cualquiera estructura que no cumpla los requisitos de estructuras crítica o de estructura esenciales, para la cual se requiere que esta salvguarde la vida de los usuarios durante un evento sísmico, pero no se requiere que esta se encuentre en estado operacional luego del mismo.



4.3. Clasificación en base a la Vida Útil de la Estructura

C4.3

4.3.1. Criterio de Clasificación

C4.3.1

Todas las estructuras deberán clasificarse ya sea como estructuras permanentes o estructuras temporales.

Si la estructura (o alguna etapa constructiva de un elemento parcialmente construido) posee una vida útil esperada superior a los cinco años, esta deberá clasificarse como estructura permanente.

Si la estructura (o alguna etapa constructiva de un elemento parcialmente construido) posee una vida útil esperada inferior a los cinco años, esta deberá clasificarse como estructura temporal.

La clasificación en base a la vida útil de la estructura es importante ya que, para estructuras temporales, se puede reducir la carga sísmica y de viento, ya que existe una baja probabilidad de que ocurra un evento de diseño durante este periodo.

4.3.2. Carga Sísmica para Estructuras Temporales

C4.3.2

La magnitud de las aceleraciones espectrales sísmicas para estructuras temporales podrá reducirse por un factor no mayor de 2.0, según lo establecido en el artículo 3.10.10 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*.

La normativa AASHTO establece un límite de 2.0 para el factor de reducción de las aceleraciones espectrales de estructuras temporales. Es importante recalcar que este valor es el límite máximo permitido; el ingeniero diseñador podrá utilizar un coeficiente de reducción más bajo (o obviar el mismo, de ser necesario) cuando las consecuencias de la falla de la estructura temporal ameriten dichas consideraciones.

4.3.3. Carga de Viento para Estructuras Temporales

C4.3.3

Las cargas de viento para estructuras temporales podrán calcularse utilizando los lineamientos del *Guide Specifications or Wind Loads on Bridges During Construction* en vez de las cargas establecidas en el *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*.

Esta especificación permite el uso de velocidades de viento máxima con periodos de recurrencia más cortos, ya que se reconoce que la probabilidad de que una estructura temporal experimente la ráfaga de diseño es baja. Dicho esto, el ingeniero diseñador siempre tendrá la libertad de calcular dichas cargas bajo el *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* cuando él/ella no se desee utilizar los periodos reducidos del *Guide Specifications or Wind Loads on Bridges During Construction*.

4.4. Clasificación en base a la Importancia de la Estructura

La clasificación de una estructura por importancia deberá realizarse según el cuadro 4.4-1.



Cuadro 4.4-1 Clasificación de una Estructura por Importancia

ID	Criterio de Evaluación	Requisitos	Otros	Esencial	Crítico
A	Impacto a las Comunicaciones por Daño o Colapso de la estructura	Este parámetro mide la importancia del servicio que presta el puente o estructura			
A.1	Corte de Acceso o Suministro a un Servicio Necesario	Escuelas, centros de salud, cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas o de seguridad, intercambiadores de transporte, estaciones, parques de maquinaria, infraestructura de la ACP, almacenes, áreas de contenedores, polígonos industriales, fábricas de productos en general, etc.		X	
A.2	Corte de Acceso o Suministro a un Servicio Esencial	Accesos a ciudades, transporte público e Infraestructuras básicas como puertos, aeropuertos, áreas de operación de la ACP; e Instalaciones básicas de las poblaciones como hospitales, depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, plantas potabilizadoras, centrales eléctricas, centros de transformación, fábricas de productos esenciales, etc.			X
A.3	Necesidad por parte de los vehículos de emergencia	El puente o estructura se requiere para el acceso de vehículos o equipos de emergencia en caso de un siniestro o evento catastrófico			X
A.4	Intensidad Vehicular Media Diaria (TP-DA) en Puentes de Carretera	$5,500 \leq TPDA < 20,000$		X	
A.4	Intensidad Vehicular Media Diaria (TP-DA) en Puentes de Carretera	$TPDA \geq 20,000$			X
A.5	Resto de los Casos				
A5.1	Condición del Acceso al Sitio de Emplazamiento de la Estructura en el Momento de su Puesta en Servicio	El acceso al sitio permite el transporte inmediato de equipo, maquinaria o vigas y/o puentes provisionales para la reparación o sustitución de la estructura		X	
		El acceso al sitio no permite el transporte inmediato de equipo, maquinaria o vigas y/o puentes provisionales para la reparación o sustitución de la estructura			X
A5.2	Número de Vanos del Puente	>6 Vanos			X
B	Afectación a Infraestructuras Existentes por Daño o Colapso del Puente o la Estructura	Este criterio se establece para tomar en consideración los daños a terceros en caso de colapso de un puente o estructura			
B.1	Daños a Instalaciones Permanentes	Hospitales, escuelas, cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas o de seguridad, parques de maquinaria, infraestructura de la ACP, y en general edificios e instalaciones para equipos de ayuda a la población, o con presencia permanente de personal			X
B.2	Daños a Instalaciones con Sustancias Peligrosas	Estaciones de combustible, industrias petroquímicas, centrales nucleares, sitios don- de			X

Manual de Diseño de Puentes de la República de Panamá



ID	Criterio de Evaluación	Requisitos	Otros	Esencial	Crítico
		se almacenen o utilicen químicos peligrosos o tóxicos, explosivos, material radiactivo, etc.			
B.3	Daños a Instalaciones de Servicios Básicos	Instalaciones básicas de las poblaciones como plantas potabilizadoras, depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas, centros de transformación y centros de comunicación			X
B.4	Daños a una Carretera o Línea de Distribución de Producto	N /A	Ver Criterio A		
B.5	Daños a un Ferrocarril de Carga	N/A			X
B.5	Daños a un Ferrocarril de Pasajeros	N/A		X	
C	Se clasificaran como “otros” todos aquellos puentes y estructuras que no son ni esenciales ni críticos		X		

Se podrá reducir un escalón la categoría del puente en los siguientes casos

- Para puentes cuya longitud entre centros de apoyo es inferior a los 30 metros
- Para casos en los cuales existan rutas alternas para el transporte de personas que no tengan puentes y cuyo tiempo de recorrido adicional sea inferior a 1 hora
- Para puentes que soporten infraestructura de distribución de agua, gas, derivados del petróleo y en general, cualquier producto, en el caso particular de que exista una ruta alterna para dicho suministro
- Para puentes peatonales

Referencias

1

AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. 8a ed. American Association of Highway and Transportation Officials. 2017. ISBN 978-1-56051-654-2.

2

AASHTO. *Guide Specifications or Wind Loads on Bridges During Construction*. 2017. ISBN 978-1-56051-651-1.



9.
Puentes Peatonales

9.1. General

C9.1

9.1.1. Alcance

C9.1.1

Este capítulo contiene requisitos adicionales para aquellos puentes cuyo propósito principal consiste en permitir el paso de peatones, ciclistas o tráfico equino. Las provisiones de este capítulo no aplicarán para puentes de uso mixto en los cuales se anticipe el paso de tráfico vehicular regular sobre la estructura.

Las provisiones de este capítulo buscan suplementar la norma para aquellos casos en los cuales el uso del código vehicular no es aplicable. Para efectos de la clasificación de una estructura, el posible tránsito de vehículos de mantenimiento livianos a través de una estructura (por ejemplo, un puente para una ciclovía) no afectara la clasificación de esta.

9.1.2. Normativa de Diseño

C9.1.2

El diseño de un puente peatonal o de una ciclovía se realizará según los lineamientos del *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* con las modificaciones del *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*.
No será necesario aumentar el galibo vertical sobre carreteras según lo establece el artículo 1.3 del *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*.

El *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges* modifica la carga viva, de viento y de fatiga con respecto a lo especificado en el *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. Adicionalmente, esta normativa especifica un criterio de deflexión mandatorio para las deflexiones verticales y horizontales de la estructura.

Esta normativa requiere que el galibo de los puentes peatonales sobre carreteras sea 0.30 m mayor que el galibo vial convencional, dado que los puentes peatonales son estructuras más vulnerables a impactos vehiculares en comparación con puentes vehiculares. Sin embargo, se considera que este criterio no es necesario en Panamá, ya que el galibo vial utilizado en nuestro país es mucho más alto que el de los Estados Unidos.



9.2. Geometría

C9.2

9.2.1. Ancho Mínimo del Puente

C9.2.1

El ancho libre mínimo para estructuras para uso exclusivo de los peatones es de 2.40 m. El ancho libre mínimo para estructuras de uso mixto es de 3.60 m.

Los anchos mínimos especificados en este artículo son consistentes con los requeridos en los Departamentos de Transporte de los Estados Unidos

9.2.2. Altura Mínima

C9.2.2

La altura libre mínima entre el piso y la proyección del techo sobre este es de 2.10m para estructuras de uso peatonal, de 2.60m para ciclovías y de 2.75m para puentes con tráfico equino.

La altura mínima especificada de 2.10m para estructuras peatonales es consistente con la práctica local. La altura mínima especificada para ciclovías y para estructuras con tráfico equino es consistente con la requerida en los Departamentos de Transporte de los Estados Unidos.

Referencias

1. AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. 8a ed. American Association of Highway and Transportation Officials. 2017. ISBN 978-1-56051-654-2.
2. AASHTO. *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*. 2.^a ed. American Association of Highway and Transportation Officials. 2009. ISBN 978-1-56051-469-5.
3. CDOT. *Bridge Design Manual*. Colorado Department of Transportation. 2018.
4. FDOT. *Plan Preparation Manual*. Florida Department of Transportation. 2017.
5. WSDOT. *Design Manual*. Washington State Department of Transportation. 2019.



12. Socavación

12.1. Introducción

El contenido de este capítulo establece las consideraciones mínimas que se deben tomar en cuenta contra la socavación. Se hace referencia a ecuaciones empíricas, respaldadas por estudios realizados por entidades relevantes. Se podrá hacer uso de procedimientos más sofisticados para el estudio de estos fenómenos, siempre y cuando se cuente con un sustento científico adecuado.

Se deberá coordinar con las autoridades pertinentes para asegurar que las medidas seleccionadas cumplan con sus objetivos.

12.1.1. Alcance

Para todos los puentes nuevos o existentes, se deberá realizar un análisis de socavación en la cual se determine la profundidad de socavación a la cual se expondrá los distintos elementos de la estructura.

12.1.2. Consideraciones Generales

El análisis de socavación deberá contener los siguientes elementos

- Se debe estimar la degradación o agradación del río, la socavación por contracción y la socavación local. El reporte deberá contener el estimado de la profundidad de socavación total del puente

C12.1.1

El análisis de socavación preferiblemente será realizado por el diseñador hidráulico en coordinación con el ingeniero estructural y geotécnico del proyecto. Los resultados del análisis de socavación serán utilizados para determinar las medidas de protección necesarias para asegurar la integridad estructural de los cimientos.

C12.1.2

La profundidad de socavación total se calcula como la suma de los tres componentes de socavación que afectan a un puente. Estos son

- Degradación/agradación del cauce: Este componente se refiere al sedimento que se erosiona o acumula a lo largo del cauce, irrespectivo de la presencia o ausencia del puente.
- Socavación por contracción: Este componente consiste en la socavación adicional causada por la contracción del flujo de agua al acercarse al puente. Este componente es particularmente importante en puentes con planicies de inundación anchas.
- Socavación local: Este componente consiste en



- Se debe indicar el espaciado, espesor, y orientación de las pilas intermedias consideradas en el análisis de socavación. El diseño geométrico de estas debería minimizar las afectaciones al flujo de agua
- Se debe diseñar las pilas intermedias de estructuras nuevas de tal forma que estas no fallen por socavación ignorando los efectos benéficos de cualquiera medida de protección. El uso de medidas de protección en pilas intermedias para satisfacer los requisitos de resistencia a socavación solamente se permitirá para la rehabilitación de estructuras existentes.
- Se debe diseñar los estribos de tal forma que estas no fallen por socavación. Se permitirá el uso de medidas de protección para satisfacer los requisitos de resistencia a socavación.

la socavación que se da directamente en el estribo o en la pila de una estructura, causada por la interferencia de estos componentes al flujo natural de agua.

Para la gran mayoría de los puentes de múltiples luces, el proceso de inspección del estado de las medidas de protección contra la socavación de las pilas intermedias es poco práctico, ya que estas se encuentran bajo el agua perennemente. En base a esto (y en concordancia con las normas de otros países ¹, todas las pilas intermedias nuevas deberán ser diseñadas de tal forma que estas no fallen por socavación bajo la inundación de diseño ignorando los efectos de cualquiera medida de protección que se le coloquen. En otras palabras, las pilas intermedias deberán demostrar un rendimiento satisfactorio sin requerir la colocación de ninguna medida de protección suplementaria.

Por otra parte, la construcción e inspección de las medidas de protección contra la socavación de los estribos es un proceso que se puede realizar fácilmente, ya que la integridad estructural de un zampeado o un enrocado puede observarse en los taludes del canal durante periodos de bajo flujo. En base a esto, se permite el uso de estos para satisfacer los requisitos de esta normativa en aquellos casos en los cuales el análisis de socavación indique que la instalación de dicha medida es necesaria.

12.1.3. Caudal de Diseño

Para cada estructura, se realizarán dos evaluaciones de socavación.

La primera evaluación consistirá en la socavación causada por un caudal con un periodo de recurrencia de 1 en 100 años. Bajo estas condiciones, la estructura debe satisfacer todos los estados límite de resistencia y servicio, utilizando los factores de carga y de resistencia especificados por el AASHTO LRFD. Al realizar los cálculos de capacidad de las cimentaciones, se debe considerar que todo el material por encima de la profundidad de socavación será erosionado por el flujo de agua.

La segunda evaluación consistirá en la socavación causada por un caudal con un periodo de recurrencia de 1 en 500 años. Bajo estas condiciones, la estructura deberá satisfacer el estado límite Extreme Event II. Al realizar este análisis, se tomarán todos los factores de resistencia ϕ como 1.0 y se utilizará la carga viva reducida especificada en la tabla 3.4.1- 1 AASHTO LRFD Bridge Design Specification

C12.1.3

Se deberá verificar que el puente sea capaz de soportar el caudal de 1 en 100 años sin experimentar ninguna reducción en la capacidad operacional del mismo.

Para un caudal de 1 en 500 años, el análisis estructural tomando en cuenta los efectos de la socavación puede exceder los requisitos del estado límite de servicio. Esto se considera aceptable ya que la estructura deberá ser inspeccionada y reparada luego de un evento de dicha magnitud y rareza. Sin embargo, el puente no deberá fallar, razón por la cual se requiere que se realice esta evaluación bajo la combinación de cargas Extreme Event II. Esta consideración es consistente con los requisitos del artículo 2.6.4.4.2 del AASHTO LRFD Bridge Design Specification.



12.2. Propiedades de los Materiales

12.2.1. Rocas para Escolleras

Las rocas a utilizar para la construcción de las escolleras deberán satisfacer la dimensión D50 requerida por el diseño. Tomando las dimensiones de los tres ejes ortogonales de la roca como A, B, y C (listados de menor a mayor), se deberá satisfacer la siguiente relación de proporcionalidad

$$\frac{A}{C} \leq 3.0$$

(12.2.1-1)

El parámetro D_{50} deberá determinarse en base a la dimensión B de la roca, es decir, en base a la dimensión del eje intermedio de esta.

El coeficiente de uniformidad de las rocas deberá satisfacer la siguiente relación de proporcionalidad.

$$1.5 \leq \frac{d_{85}}{d_{15}} \leq 2.5$$

(12.2.1-2)

C12.2.1

Los requisitos presentados a continuación son consistentes con las recomendaciones del *NCHRP Report - Riprap Design Criteria, Recommended Specifications, and Quality Control* (Lagasse y col.). El criterio de la ecuación 12.2.1-1 busca evitar el uso de rocas con forma de placas o con forma de aguja, ya que estas no proveen un rendimiento aceptable al ser utilizadas como RipRap. En la figura a continuación, se puede observar la designación de las dimensiones A, B y C para los tres ejes ortogonales de la piedra.

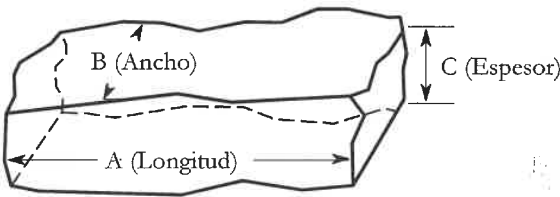


Figura 12.2.1-1 Dimensiones de Referencia de una Piedra

Se recomienda especificar una de las clases de RipRap estándares en base al sistema de clasificación de Lagasse y col. Al utilizar estas clases, la gradación de las piedras deberá cumplir con los límites de la tabla 12.2.1-1. Las dimensiones de esta tabla se encuentran en pulgadas.

Cuadro 12.2.1-1 Tamaños Mínimos y Máximos de Partícula

Parámetros Nominales		d ₁₅		d ₅₀		d ₈₅		d ₁₀₀
Clase	Diámetro	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	6 in	3.7	5.2	5.7	6.9	7.8	9.2	12.0
II	9 in	5.5	7.8	8.5	10.5	11.5	14.0	18.0
III	12 in	7.3	10.5	11.5	14.0	15.5	18.5	24.0
IV	15 in	9.2	13.0	14.5	17.5	19.5	23.0	30.0
V	18 in	11.0	15.5	17.0	20.5	23.5	27.5	36.0
VI	21 in	13.0	18.5	20.0	24.0	27.5	32.5	42.0
VII	24 in	14.5	21.0	23.0	27.5	31.0	37.0	48.0
VIII	30 in	18.5	26.0	28.5	34.5	39.0	46.0	60.0
IX	36 in	22.0	31.5	34.0	41.5	47.0	55.5	72.0
X	42 in	25.5	36.5	40.0	48.5	54.5	64.5	84



12.3. Profundidad de Socavación

12.3.1. General

La profundidad de socavación a utilizar en el diseño de los cimientos de una estructura se tomará como

$$y_t = y_{LT} + y_s + y_l \qquad (12.3.1-1)$$

En donde

- y_{LT} = la degradación/agradación del cauce durante la vida útil del puente, en m.
- y_s = la socavación por contracción del flujo de agua, en m.
- y_l = la socavación local, en m.

12.3.2. Agradación/Degradación del Cauce

Solamente se requerirá contemplar la agradación o degradación del fondo del cauce para estructuras ubicadas en ríos que hayan experimentados cambios morfológicos importantes recientemente.

En aquellos casos en los cuales se requiera realizar un análisis de agradación/degradación del cauce, el mismo deberá realizarse utilizando un análisis de transporte de sedimentos.

C12.3.2

La agradación o degradación de un cauce es significativa en aquellos casos en los que se ha dado un cambio importante del flujo de agua o del balance de sedimentos. Estos posibles factores consisten en cambios en el uso de la cuenca (urbanización o deforestación masiva), canalizaciones extensas, construcción de represas, construcción de reservorios, eliminación de meandros y desvíos extensos de ríos.

Para la gran mayoría de las estructuras en las cuales estas situaciones no sean aplicables, se ha optado por no requerir el cálculo de este componente de la socavación por dos motivos. El primero radica en que la socavación local es generalmente un orden de magnitud mayor que la degradación a largo plazo (Richardson, Simons y Lagasse). El segundo consiste en que, para la mayoría de los cauces pequeños de nuestro país, no se cuenta ni con registros de caudal a largo plazo ni con las mediciones del volumen de transporte de sedimentos requeridos para la elaboración de un modelo preciso.

No se ha especificado una ecuación específica para el transporte de sedimentos, ya que muchas de las ecuaciones disponibles poseen componentes empíricos, razón por la cual las distintas ecuaciones poseen rangos de aplicabilidad limitados. La selección exacta de la ecuación a utilizar dependerá de las condiciones locales del río. El proceso recomendado se puede observar en *Hydraulic Design Series No.6 - River Engineering of Highway a Encroachments* y en el *HEC-RAS River Analysis System User s Manual*.



12.3.3. Socavación por Contracción

12.3.3.1 Velocidad Crítica del Sedimento

La velocidad crítica del sedimento del cauce es igual a:

$$V_c = 6.19y^{1/6}D_{50}^{1/3} \tag{12.3.3.1-1}$$

En donde:

- V_c = la velocidad crítica del sedimento de tamaño D_{50} en m/s.
- y = la profundidad promedio del flujo (tirante) aguas arriba de la estructura, en m/s.
- D_{50} = el tamaño de las partículas de sedimento para las cuales el 50 % de las partículas son más pequeñas, en m. No es necesario tomar este valor como menor de 0.2 mm.

Para el canal principal del cauce, la socavación por contracción será calculada con la ecuación de lecho móvil si $V_c/V_{avg} \leq 1$. La socavación por contracción será calculada con la ecuación de agua clara si $V_c/V_{avg} > 1$. V_{avg} es la velocidad promedio del canal aguas arriba del puente para el cálculo de la socavación del canal principal del cauce, y la velocidad promedio de la planicie de inundación para el cálculo de la socavación de la planicie de inundación.

12.3.3.2 Socavación de Lecho Móvil

Para cauces en los cuales la velocidad media del área de análisis V_{avg} es menor o igual que la velocidad crítica del sedimento, la profundidad de socavación por contracción se calculará como

$$y_s = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{0.86} \cdot \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} (y_1 - y_o) \tag{12.3.3.2-1}$$

En donde:

C12.3.3.1

La socavación por contracción se da en aquellas áreas en las cuales se reduce la sección hidráulica del cauce, ya sea por una contracción natural del mismo o por la construcción de un puente. La socavación por contracción se clasifica en dos tipos; socavación por contracción de lecho móvil y socavación de agua clara. Si el flujo de agua contiene sedimentos suspendidos, se debe utilizar la ecuación de lecho móvil. De lo contrario, se debe utilizar la ecuación de agua clara [3].

Se determina si el flujo transporta sedimentos comparando la velocidad del flujo aguas arriba del puente con la velocidad critica necesaria para mantener el sedimento del río suspendido. Es importante notar que la ecuación utilizada para calcular la velocidad crítica del sedimento no toma en cuenta la cohesividad del suelo, razón por la cual no es necesario tomar este valor como menor de 0.2 mm.

La socavación por contracción se calcula de forma separada para el canal del cauce y para la planicie de inundación. Esto se debe a que la velocidad promedio del cauce es mucho mayor que la velocidad promedio del agua en la planicie de inundación de un río, razón por la cual estos ujos poseen cargas de sedimento distintas.

Para la gran mayoría de los puentes de Panamá, solamente será necesario calcular la socavación del canal principal, ya que la práctica local consiste en colocar los estribos de un puente en los taludes del canal del cauce.

C12.3.3.2

La ecuación a utilizar para calcular la socavación por contracción para situaciones de lecho móvil consiste en una versión modificada de la ecuación propuesta por Laursen. Esta versión de la ecuación de Laursen, la cual fue originalmente propuesta por *Hydraulic Engineering Circular No. 18 Evaluating Scour at Bridges*, elimina el coeficiente de Manning de la ecuación, reduciendo de esta forma el número de variables a considerar.

De acuerdo con Arneson y col., la velocidad de caída de la partícula debe determinarse a partir



- y_s = la profundidad de socavación, en m.
- y_1 = la profundidad promedio del canal principal aguas arriba de la estructura, en m.
- y_o = la profundidad promedio del flujo en la región con contracción antes de la socavación, en m.
- Q_1 = el caudal en el canal principal aguas arriba de la estructura, en m^3/s .
- Q_2 = el caudal en la región con contracción, en m^3/s . El caudal a utilizar debe ser el del área de interés del estudio, ya sea el caudal del canal principal o el caudal del flujo de la planicie de inundación
- W_1 = el ancho del fondo del canal principal aguas arriba de la estructura, en m.
- W_2 = el ancho del canal principal en la sección con contracción, menos el ancho de las pilasintermedias, en m.
- k_1 = un exponente empírico.

El exponente k_1 debe determinarse a partir de la siguiente tabla

Cuadro 12.3.3.2-1 Exponente Empírico k_1

V_*/T	k_1	Modalidad de Transporte de Sedimentos
< 0.50	0.59	Principalmente material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material suspendido
> 2.0	0.69	Principalmente material suspendido

En donde:

- V_* Velocidad al esfuerzo cortante, dada por $V_* = (g \cdot y_1 \cdot S_1)^{1/2}$
- g la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2 .
- S_1 la pendiente de la línea de energía del canal principal, en m/m
- T la velocidad de caída de la partícula desedimento

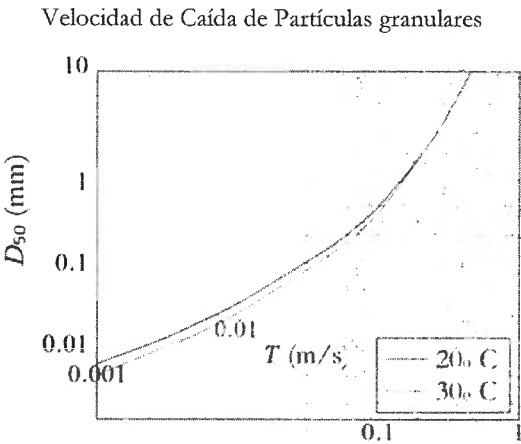
La velocidad de caída de la partícula de sedimento es igual a

$$T = \left(\frac{\log_{10}(D_{50}) + 5}{3.70} \right)^{3.44} \tag{12.3.3.2-2}$$

12.3.3.3 Socavación de Agua Clara

Para cauces en los cuales la velocidad media del área de análisis V_{avg} es mayor que la velocidad crítica del sedimento, la profundidad de socavación

del D_{50} del sedimento. Esta velocidad se debe determinar utilizando la figura 6.8 del HEC-18, la cual provee curvas para estimar este parámetro en agua a 0 °C, 20 °C y 40 °C. La ecuación 12.3.3.2-2 es una interpolación de las curvas de esta figura para sedimentos en agua 30 °C.



Es importante notar que la ecuación 12.3.3.2-1 no toma en cuenta la cohesión de limos y arcillas. Para suelos cohesivos altamente compactados ($OCR \gg 1$), los resultados de esta ecuación serán conservadores, ya la socavación real será inferior a la predicha. La ecuación propuesta por Briaud et al. (2011) es capaz de tomar en cuenta la cohesión del suelo, obteniendo estimados de socavación más precisos.

Sin embargo, esta ecuación requiere el cortante crítico del sedimento. Este parámetro no puede determinarse de forma analítica; este parámetro solamente se puede determinar mediante una prueba de laboratorio. De realizarse los ensayos de laboratorio pertinentes, se permitirá el uso de dicha ecuación.

C12.3.3.3

La ecuación presentada para el cálculo de la socavación por contracción para lechos de agua clara consiste en una variante sugerida por Lauren (1963) y recomendada por la Hydraulic Engineering Circular



por contracción se calculará como

$$y_s = \left(\frac{0.025 \cdot Q^2}{(1.25 D_{50})^{2/3} \cdot W^2} \right)^{3/7} - y_o \tag{12.3.3.3-1}$$

En donde:

- y_s = la profundidad de socavación, en m.
- Q = la descarga (caudal) a través del puente, en m³/s.
- D_{50} = el tamaño de las partículas de sedimento para las cuales el 50 % de las partículas son más pequeñas, en m. o es necesario tomaresteste valor como menor de 0.2 mm
- W = el ancho del fondo del cauce menos el ancho de las pilas del puente, en m.
- y_o = la profundidad promedio del flujo en la región con contracción antes de la socavación, en m.

12.3.4. Socavación Local

12.3.4.1 Socavación Local de las Pilas

La socavación local de las pilas es igual a

$$y_l = 2.2 K_1 \cdot K_2 \cdot a^{0.65} y_1^{0.35} \cdot Fr_1^{0.43} \tag{12.3.4.1-1}$$

En donde:

- y_l la profundidad de socavación local, en m.
- y_1 la profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila, en m.
- K_1 el factor de corrección de la geometría de la pila.
- K_2 el factor de corrección de ángulo de ataque de la pila.
- a el ancho de la pila, en m.
- L el largo de la pila, en m.
- Fr_1 el número de Froude inmediatamente aguas arriba de la pila

El factor K_1 es igual a:

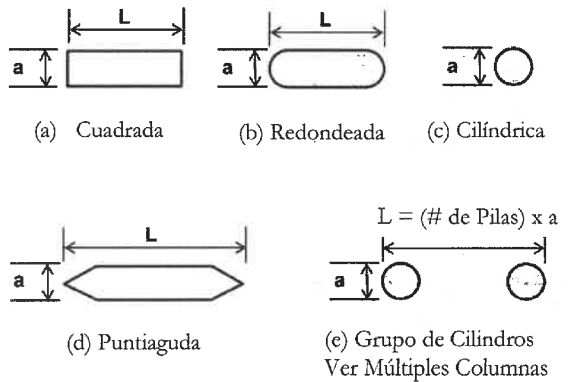
No 18 Evaluating Scour at Bridges.

El factor de 1.25 que multiplica D_{50} en la ecuación 12.3.3.3-1 se utiliza para simular el efecto protector que poseen las particular más grandes de sedimento sobre las partículas de tamaños más pequeños. Para suelos estratificados, se puede iterar el valor D_{50} para representar las distintas capas de material hasta que se obtenga la profundidad final de socavación por contracción.

C12.3.4.1

La ecuación para el cálculo de socavación local delas pilas es la propuesta por la *Hydraulic Engineering Circular No 18. Evaluating Scour at Bridges*. Se ha eliminado el factor de corrección por la condición del lecho K_3 de la formulación original, ya que este factor solamente varía cuando el lecho del río posee dunas de más de 3.00 m de altura

Figura 12.3.4.1-1 Sección de Escollera





Cuadro 12.3.4.1-1 Coeficiente de Geometría de la Pila
K₁

Geometría de la Pila	K ₁
Terminación Cuadrada	1.10
Terminación Redondeada	1.00
Columna Circular	1.00
Grupo de Columnas Circulares	1.00
Puntiaguda	0.90

El factor de corrección de ángulo de ataque del caudal es igual a

$$K_2 = \left(\cos\theta + \frac{L}{a} \sin\theta \right)^{0.65} \tag{12.3.4.1-2}$$

En donde

θ = ángulo de sesgo del flujo de agua.

No es necesario tomar $\frac{L}{a}$ como más de 12

12.3.4.2 Socavación Local de los Estribos

La socavación local de los estribos deberá ser determinada utilizando la formulación del *Estimation of Scour Depth at Bridge Abutments*, la ecuación de Froelich, o la ecuación de HIRE presentadas en el *Hydraulic Engineering Circular No. 18 Evaluating Scour at Bridges*.

12.4. Medidas contra la Socavación

12.4.1. Medidas Contra la Socavación de los Estribos

12.4.1.1 Escollera (Rip-Rap)

La ecuación a utilizar para determinar el tamaño de las rocas de la escollera se determinará en base al número de Froude. Este deberá ser calculado en base a la velocidad característica del agua en los estribos.

Para $Fr \leq 0.80$, la mediana del tamaño de las rocas es igual a

$$D_{50} = \frac{k}{S_s - 1} \left[\frac{V^2}{g \cdot y} \right] y \tag{12.4.1.1-1}$$

En donde

C12.4.1.1

La formulación provista para el cálculo de las escolleras de estribos proviene del *Hydraulic Engineering Circular No.23 Bridge Scour and Stream Stability Countermeasures, Volume 2*. El factor k en ambas ecuaciones consiste en un factor empírico que busca aproximar la aceleración local del fluido en el punto de falla del enrocado.

Para aquellos puentes en los cuales el terraplén se extienda hasta el canal principal del cauce, se deberá considerar el uso de un diente que alcance una profundidad por debajo de la profundidad de socavación



- D_{50}

=

la mediana del tamaño de las rocas, en m.
- V

=

la velocidad característica de la corriente, en m/s
- S_s

=

la gravedad específica de las piedras.
- g

=

la aceleración gravitacional, 9.81 m/s².
- y

=

la profundidad del flujo en la sección bajo la estructura, en m
- k

=

0.89 para estribos "spill-through"
1.02 para estribos de muro vertical.

Para $Fr > 0.80$, la mediana del tamaño de las rocas es igual a

$$D_{50} = \frac{k}{S_s - 1} \left[\frac{V^2}{g \cdot y} \right]^{0.14} y \quad (12.4.1.1-2)$$

En donde

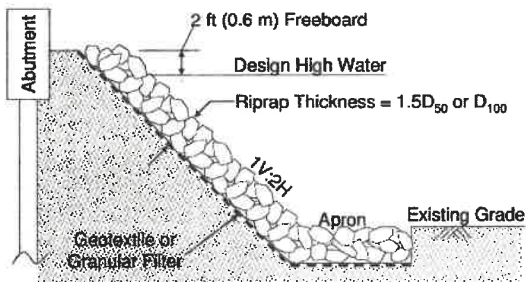
- k

=

0.61 para estribos "spill-through"
0.69 para estribos de muro vertical.

El espesor de la escollera deberá ser el mayor de $1.5D_{50}$ y D_{100} . El zampeado deberá sobresalir 0.60 m por encima del nivel de aguas máximas.

Figura 12.4.1.1-1 Sección de Escollera



12.4.1.2 Zampeado de Hormigón

Un zampeado de hormigón rígido deberá satisfacer los siguientes requisitos prescriptivos mínimos

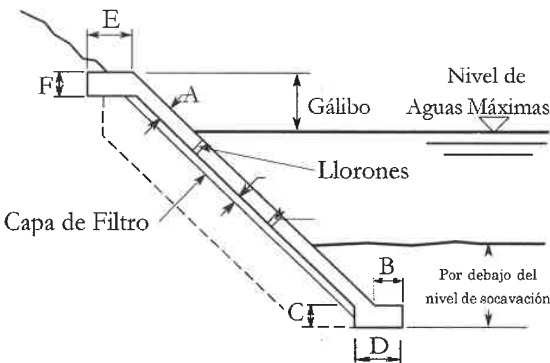
- Espesor mínimo de 0.15 m
- Pendiente máxima 1V 1.5H
- Francobordo ("Freeboard") de 0.60m
- Un diente que se encuentre por debajo de la profundidad de socavación
- Drenajes de 0.076m espaciados horizontalmente a 1.8m y verticalmente a 3.0m.

C12.4.1.2

Los requisitos prescriptivos presentados en este artículo son consistentes con aquellos presentados en el *Hydraulic Engineering Circular No 11 Design of RipRap Revetment*. La sección típica presentada en dicha referencia se puede observar a continuación.



Figura C12.4.1.2-1 Sección Sugerida de Zampcado



Referencias

1. AASHTO. *AASHTO Drainage Manual*. American Association of Highway and Transportation Officials. 2014. ISBN 978-1-56051-564-7.
2. AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. 8a ed. American Association of Highway and Transportation Officials. 2017. ISBN 978-1-56051-654-2.
3. L. A. Arneson y col. *Hydraulic Engineering Circular No. 18. Evaluating Scour at Bridges*. 5.^a ed. Federal Highway Administration. 2012.
4. US Army Corps of Engineers. *HEC-RAS River Analysis System User's Manual*. US Army Corps of Engineers. 2016.
5. Robert Ettema, Tatsuaki Nakato y Mariaan Muste. *Estimation of Scour Depth at Bridge Abutments*. National Cooperative Highway Research Program. 2010.
6. FHWA. *Hydraulic Engineering Circular No. 23- Bridge Scour and Stream Stability Countermeasures, Volume 2*. 3.^a ed. Federal Highway Administration. 2009.
7. FHWA. *Hydraulic Engineering Circular No. 11 - Design of RipRap Revetment*. Federal Highway Administration. 2000.
8. P. F. Lagasse y col. *NCHRP Report 568- Riprap Design Criteria, Recommended Specifications, and Quality Control*. National Cooperative Highway Research Program. 2006. ISBN 978-0-309-09866-3.
9. E. V. Richardson, D. B. Simons y P. F. Lagasse. *Hydraulic Design Series Number 6. "River Engineering for Highway Encroachments"*. Federal Highway Administration. 2001.



ANEXO 3: MAPAS DE MÁXIMO SISMO CONSIDERADO

Introducción

En el REP 2014 se aprovecharon los estudios sísmicos que se hicieron para la ampliación del Canal de Panamá que incluyó la investigación paleo-sísmica de fallas corticales en torno al canal que pudieron afectar las ciudades de Panamá y Colón. En aquel entonces los mapas se prepararon con la asistencia del USGS (Servicio Geológico de los Estados Unidos) y un equipo de consultores utilizando el mismo método empleado para la confección de mapas de riesgo sísmico del ASCE 7.

Para el REP 2021 se han tomado integralmente los mapas asociados al área metropolitana de las ciudades de Panamá y Colón y se han extendido la cobertura de estos a toda la República de Panamá, a partir de los resultados de los estudios para la ampliación del Canal de Panamá, eliminando el uso de valores de S_s y S_1 mostrados en el REP 2014 para las principales ciudades del resto del país.

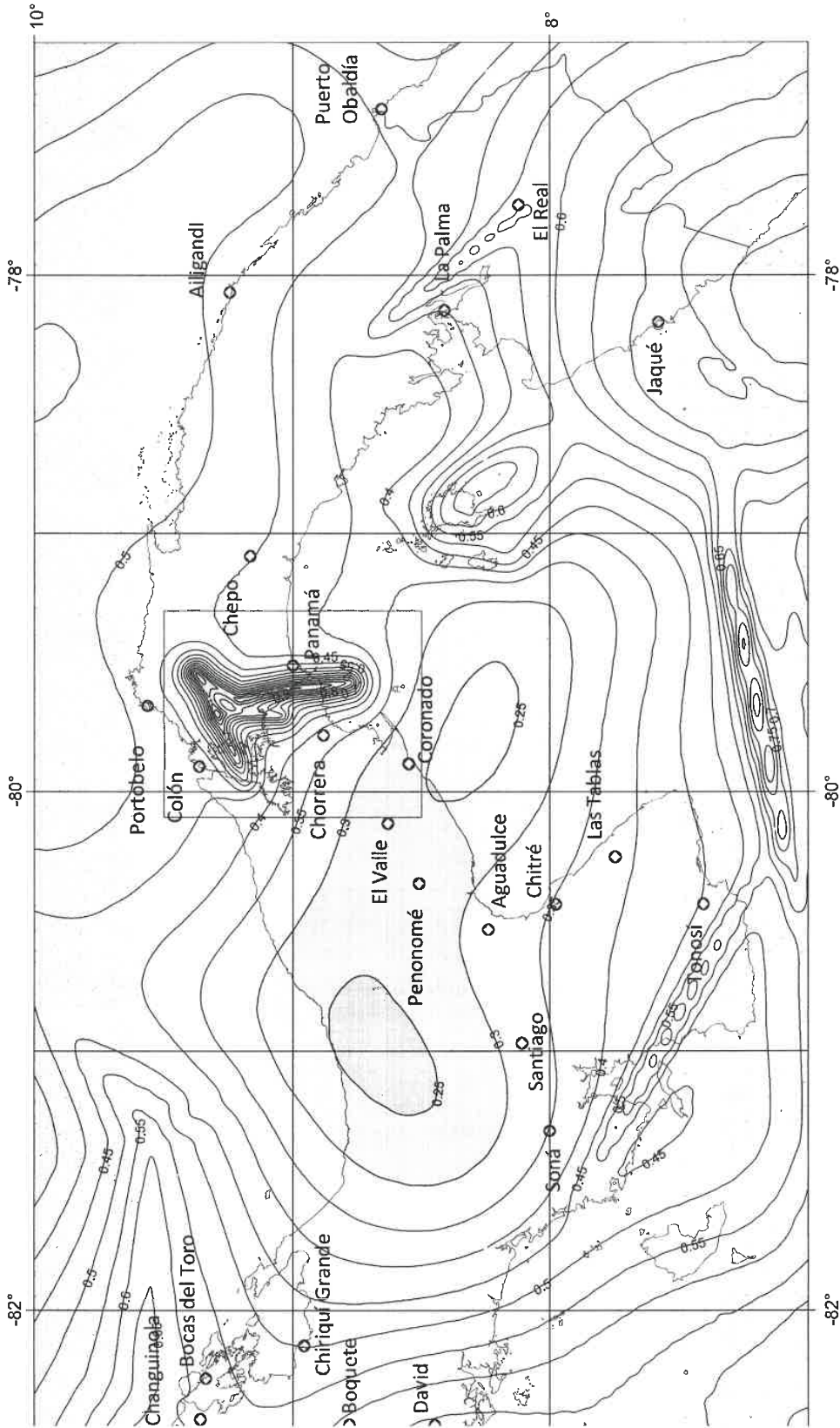
Para el área metropolitana de las ciudades de Panamá y Colón se mantiene el uso de los Mapas de Aceleración Espectral definidos previamente en las zonas 5, 6, 14 y 15. Para el resto del país se utilizarán los mapas generales de PGA, S_s y S_1 .

Los mapas presentados en el REP 2021 son mapas de aceleraciones espectrales PGA, S_s y S_1 y son consistentes con el ASCE 7-05.



REGLAMENTO ESTRUCTURAL DE PANAMÁ
Mapas de Aceleración del Máximo Sismo Considerado
Aceleración Espectral Pico del Terreno (PGA) / 5% de Amortiguamiento Crítico

PGA - 2500 yr



0 km 50 km



0.15 0.20 0.25 0.30 0.35 0.40 0.45 0.50 0.55 0.60

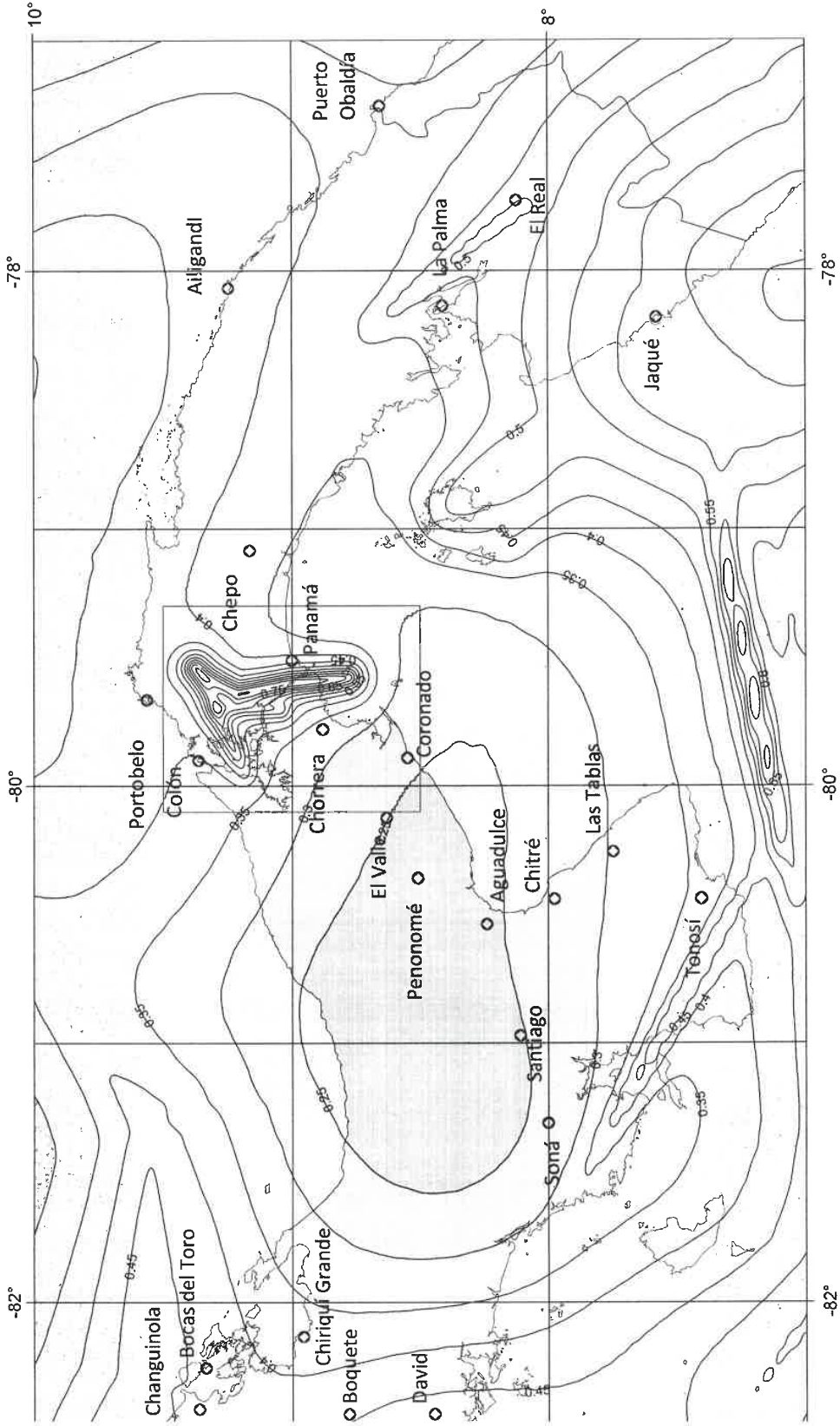
Acceleration1 (g)

1 Colors apply to onshore areas



REGLAMENTO ESTRUCTURAL DE PANAMÁ
Mapas de Aceleración del Máximo Sismo Considerado
Aceleración Espectral de 1.0 seg. (S1) / 5% de Amortiguamiento Crítico

SA (1.0 sec) - 2500 yr



0 km 50 km

0.60.81.01.21.41.61.82.02.22.42.62.83.03.2

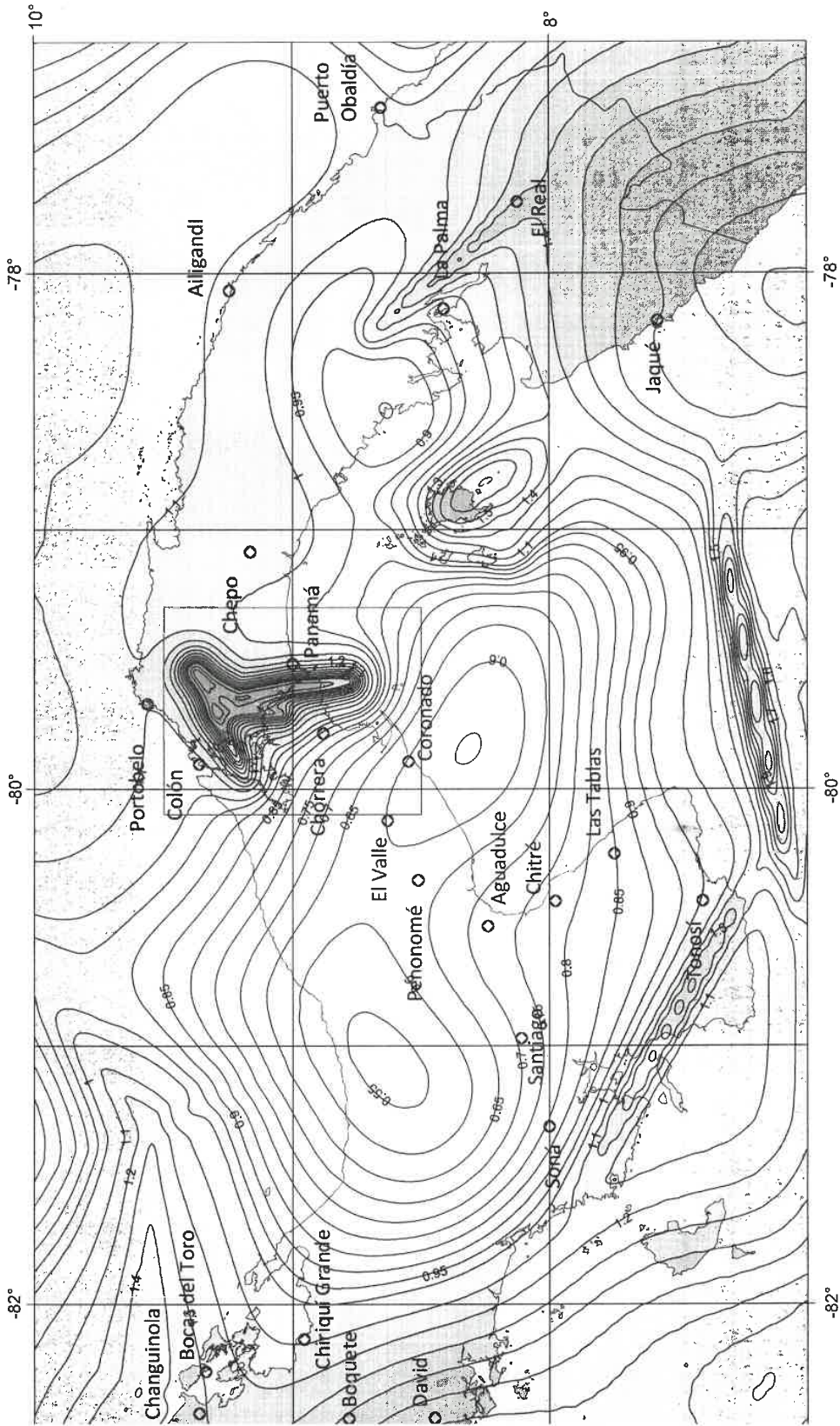
Acceleration1 (g)

1 Colors apply to onshore areas



REGLAMENTO ESTRUCTURAL DE PANAMÁ
Mapas de Aceleración del Máximo Sismo Considerado
Aceleración Espectral de 0.2 seg (Ss) / 5% de Amortiguamiento Crítico

SA (0.2 sec) - 2500 yr

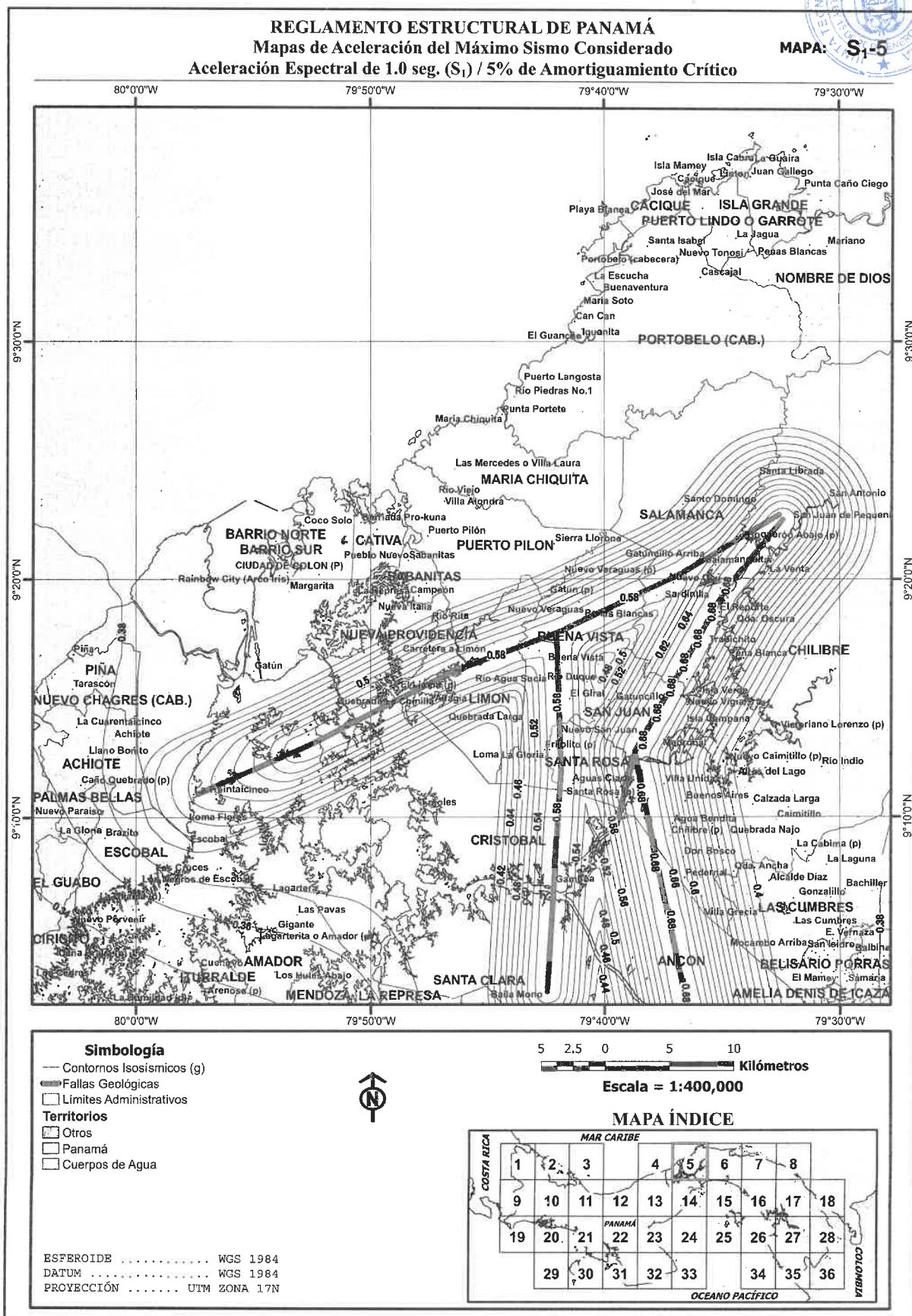


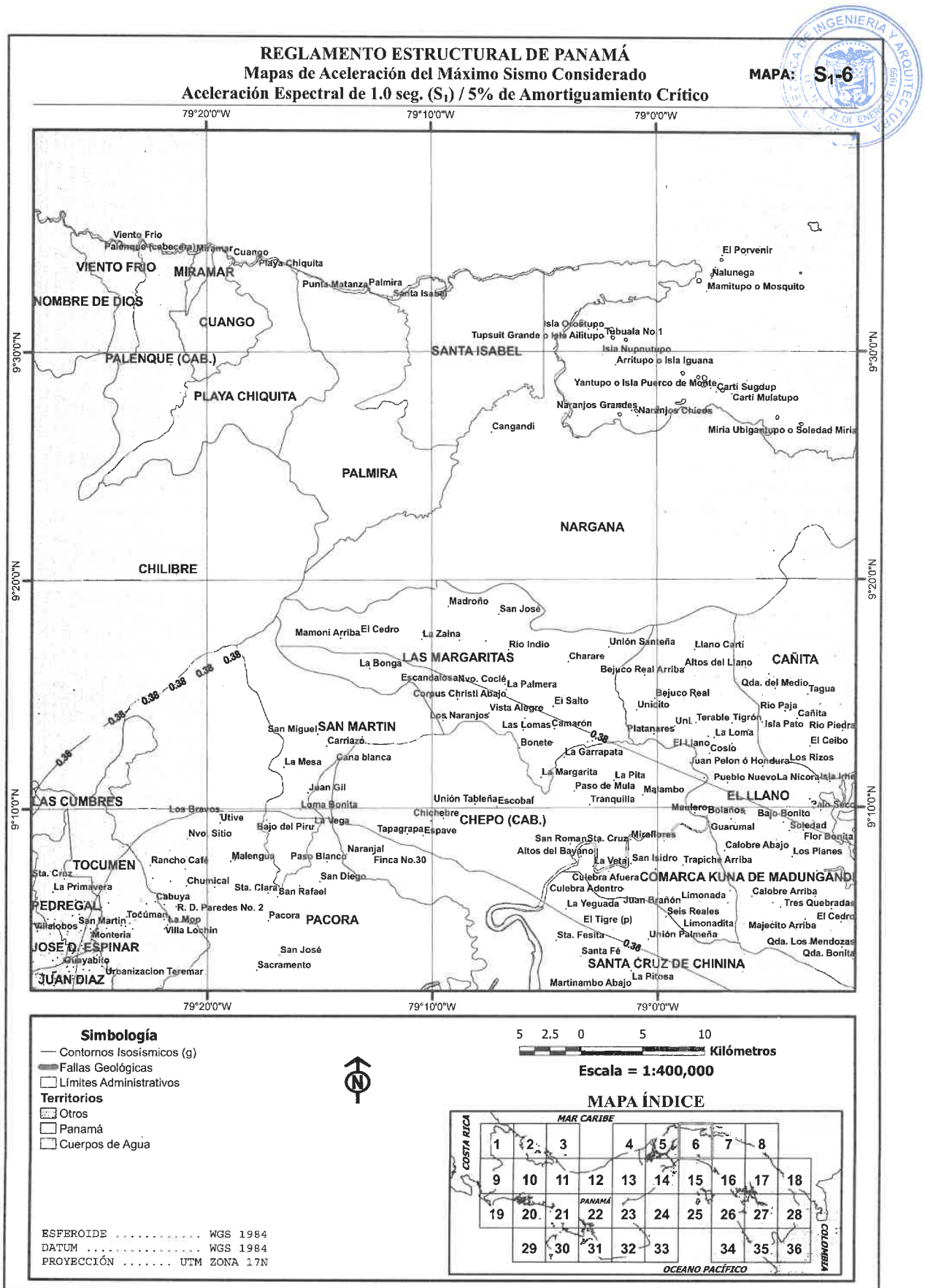
0 km 50 km

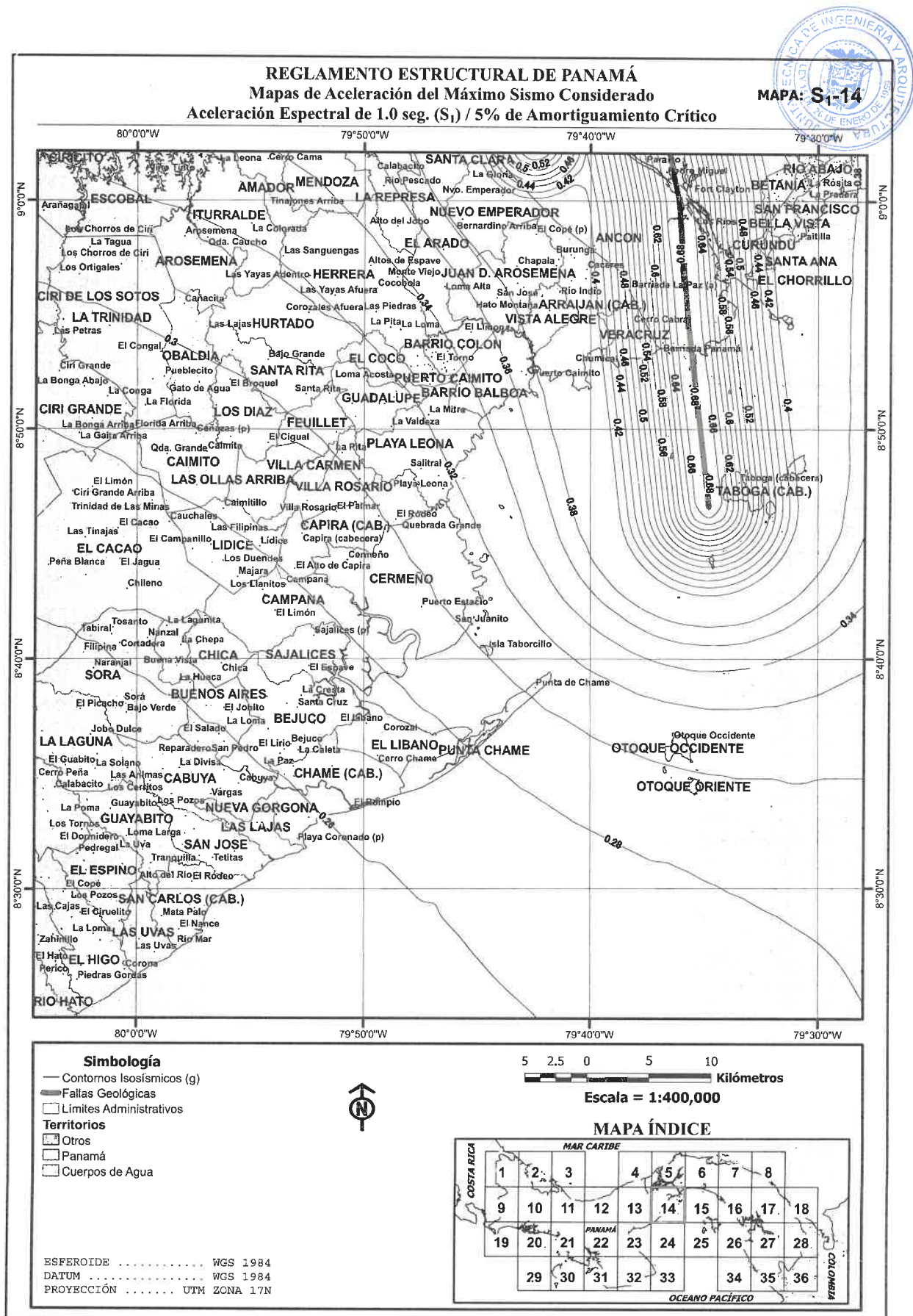
0.60.81.01.21.41.61.82.02.22.42.62.83.03.2

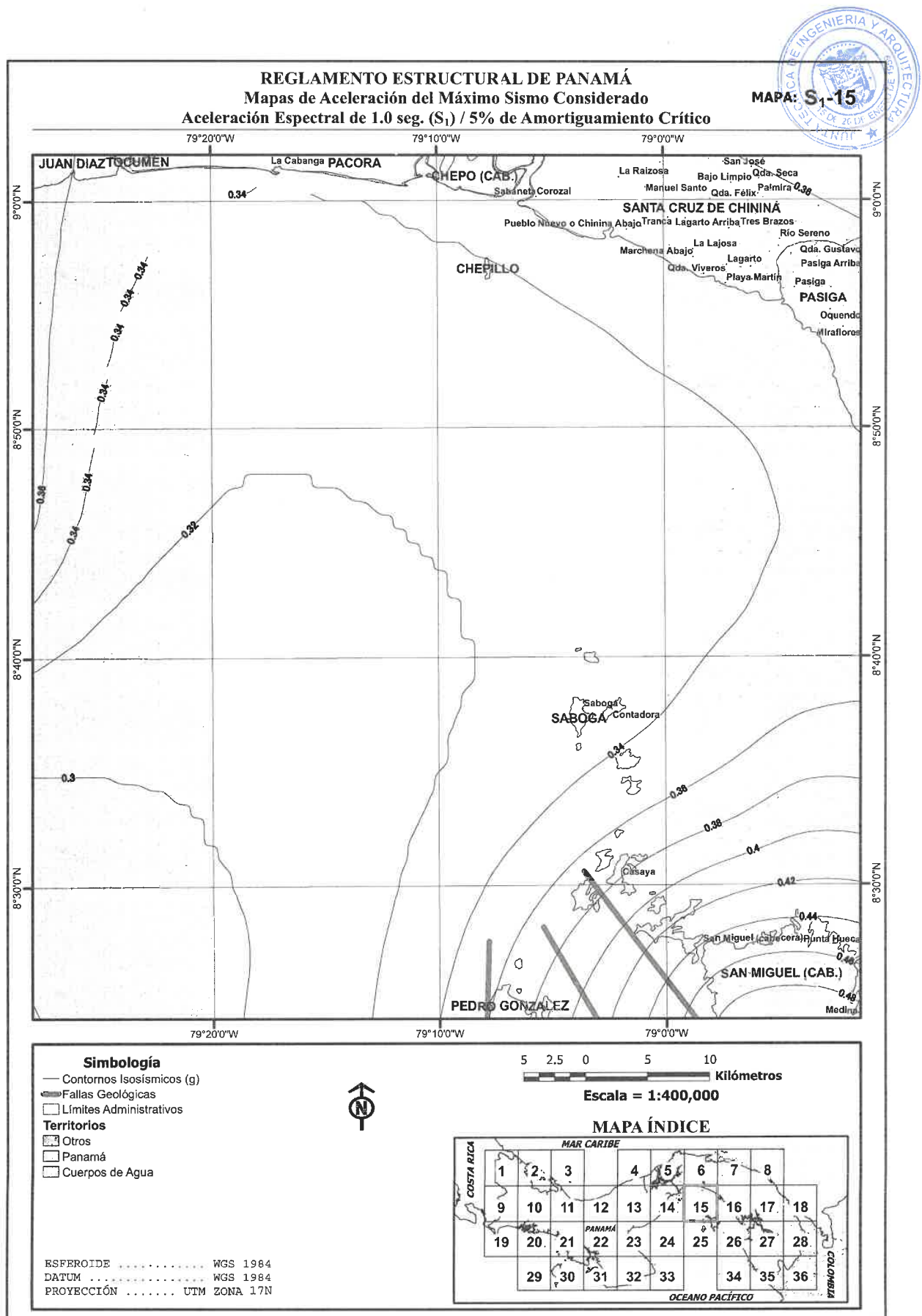
Acceleration1 (g)

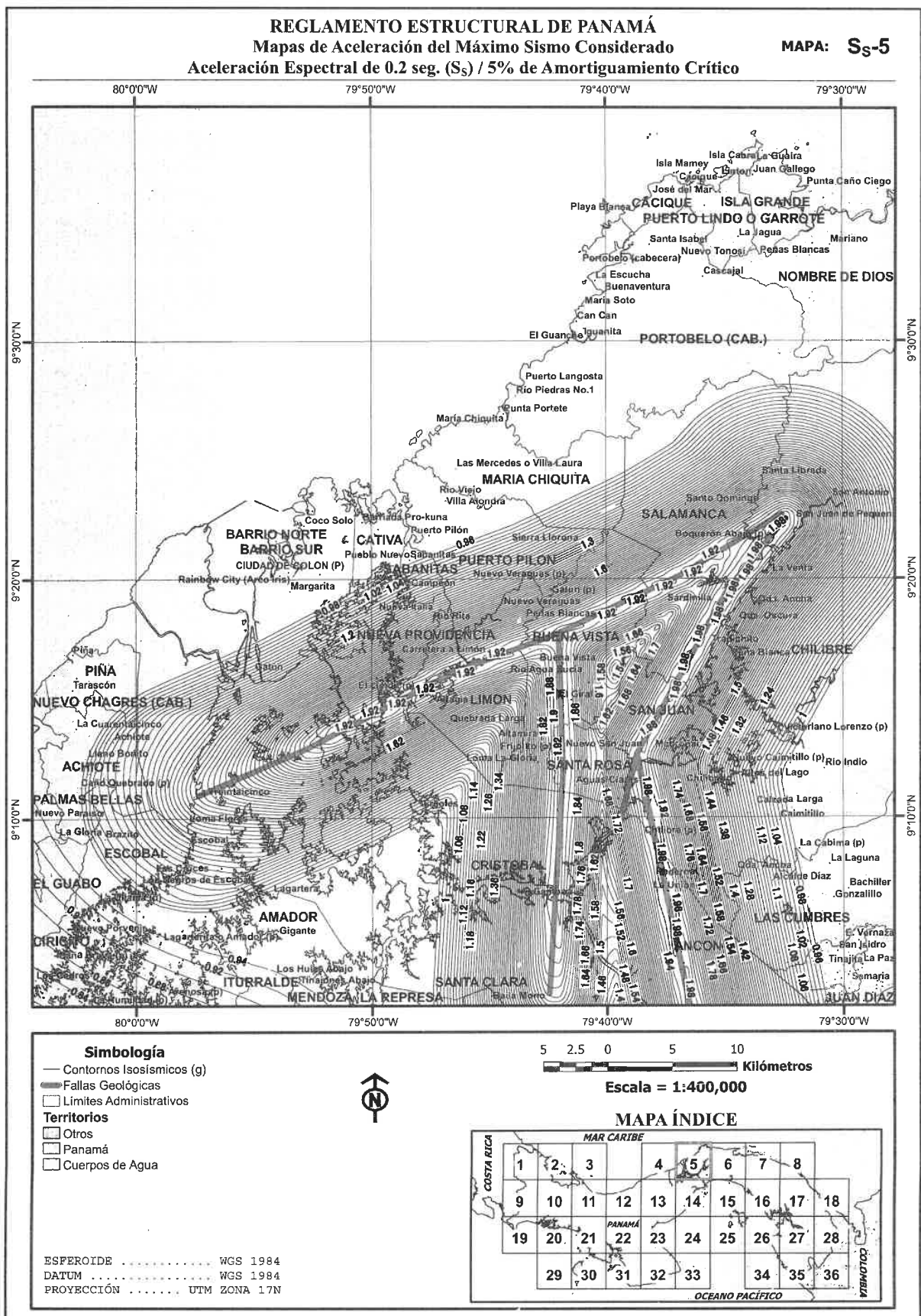
1 Colors apply to onshore areas

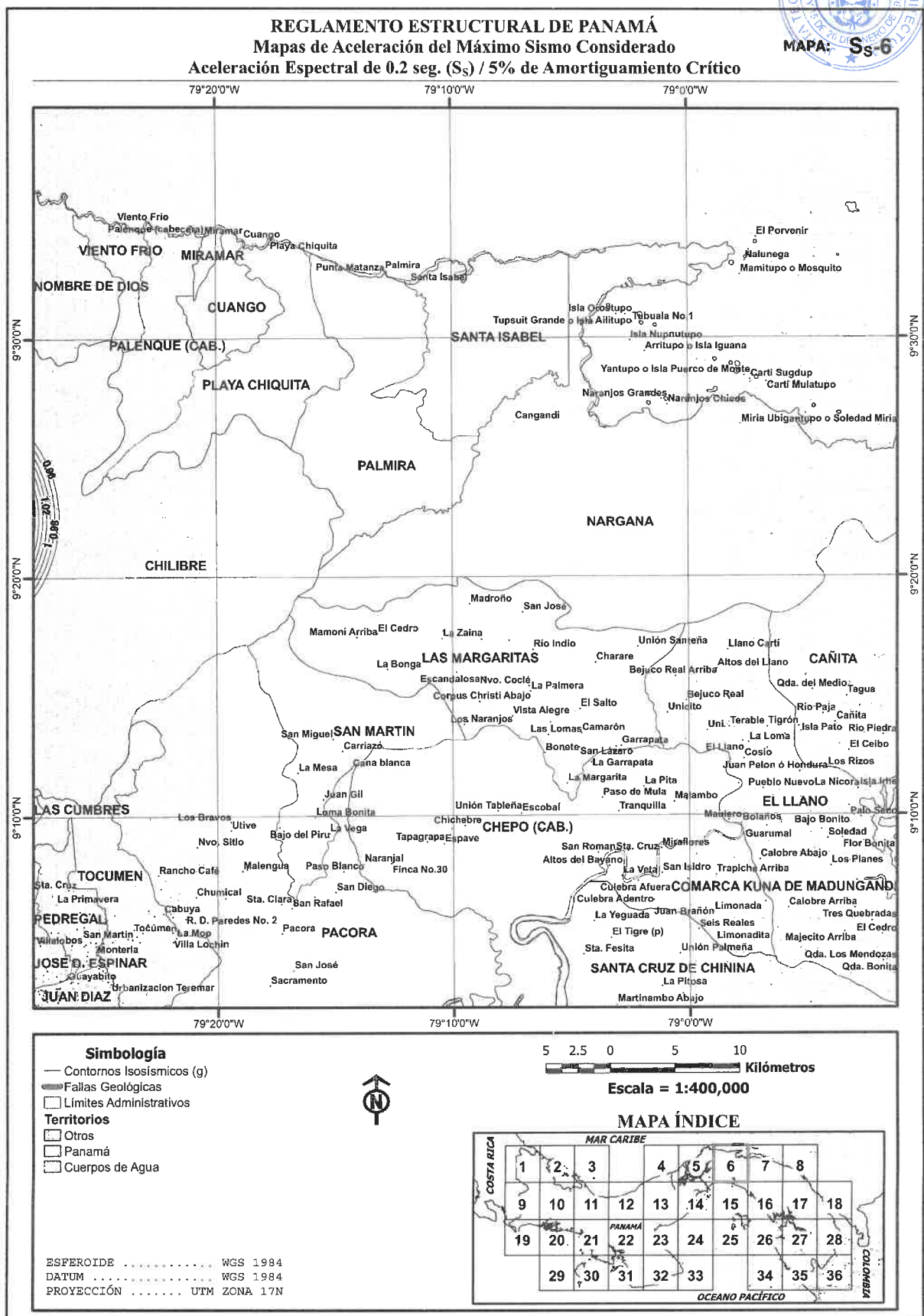


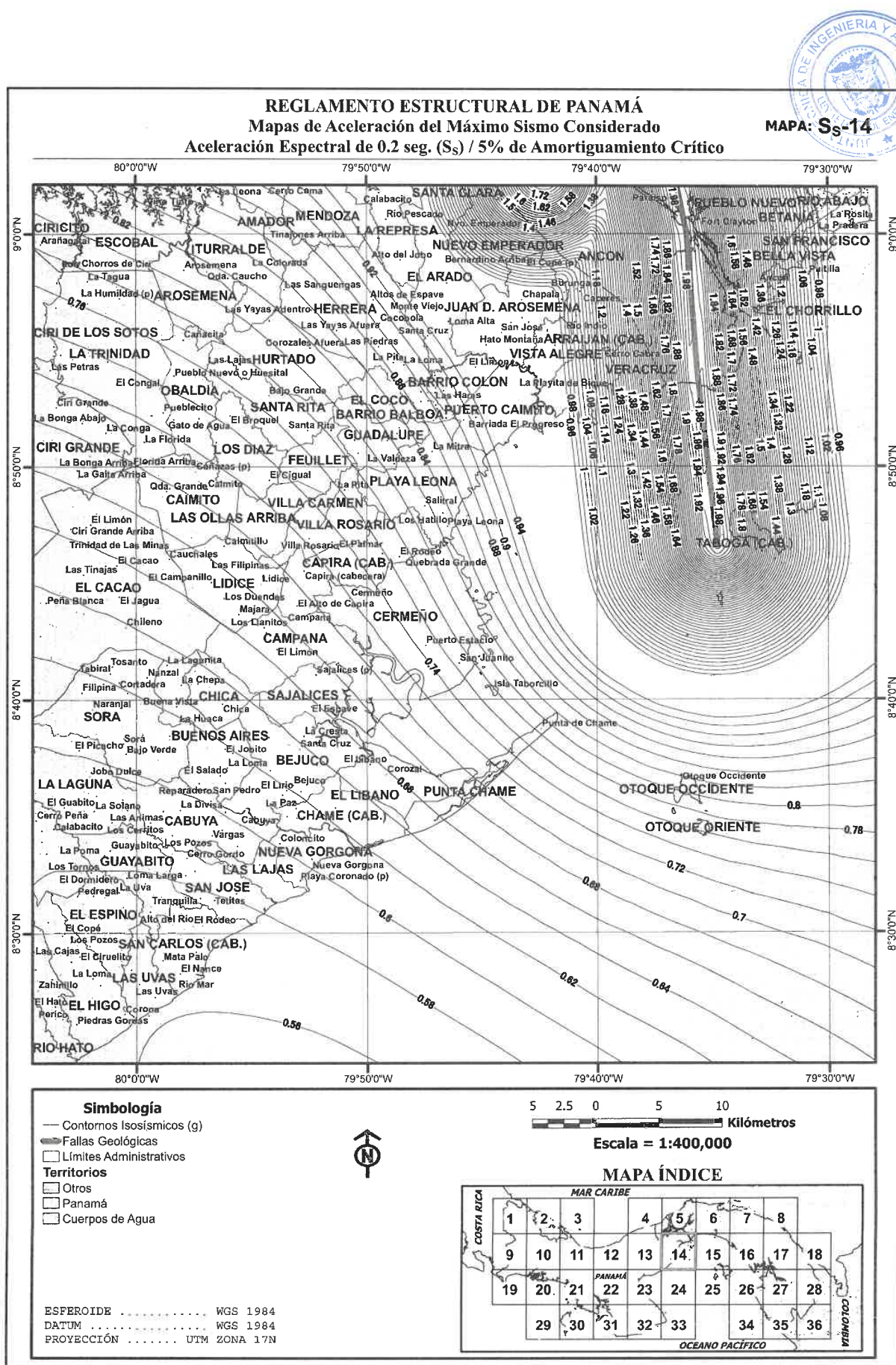


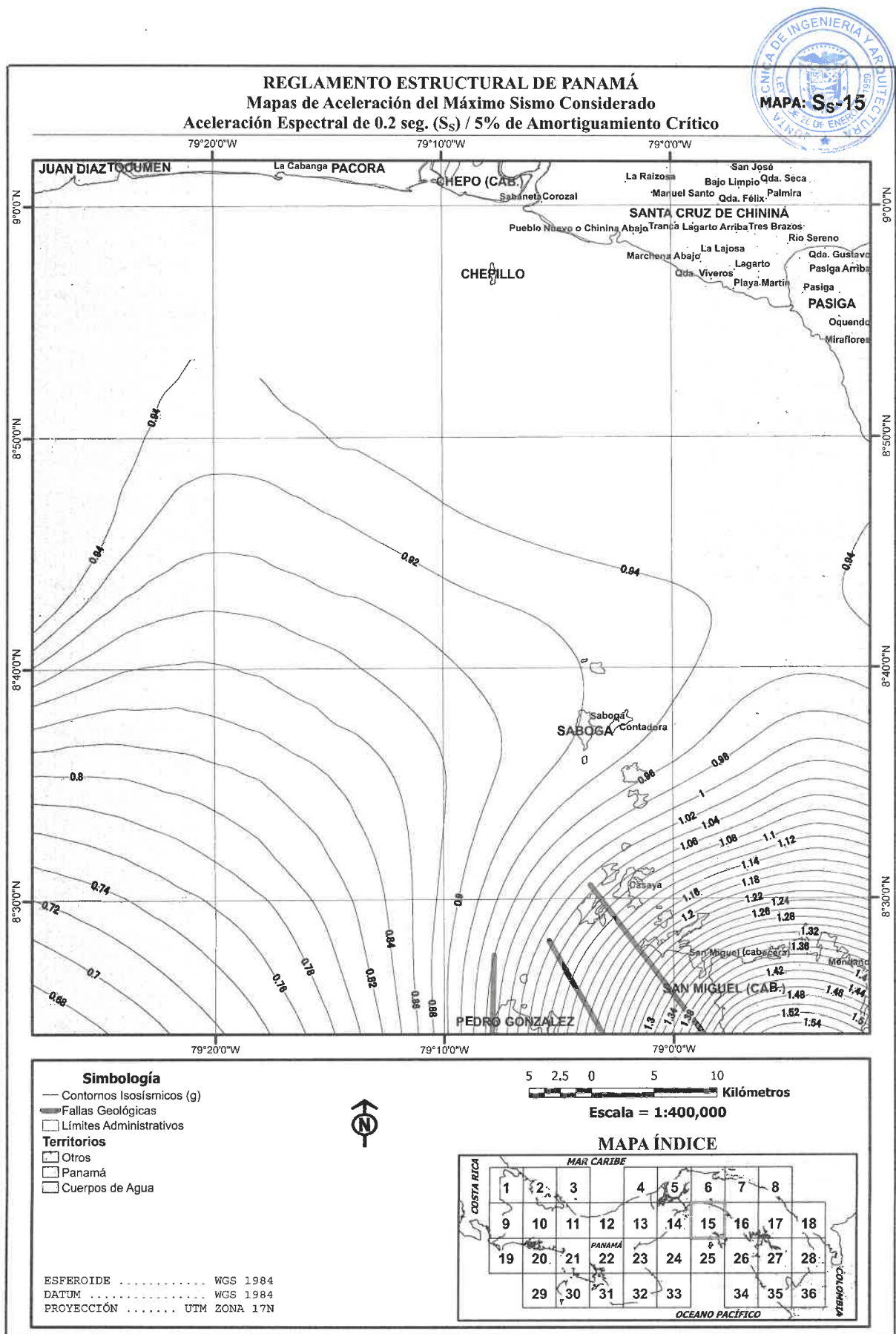


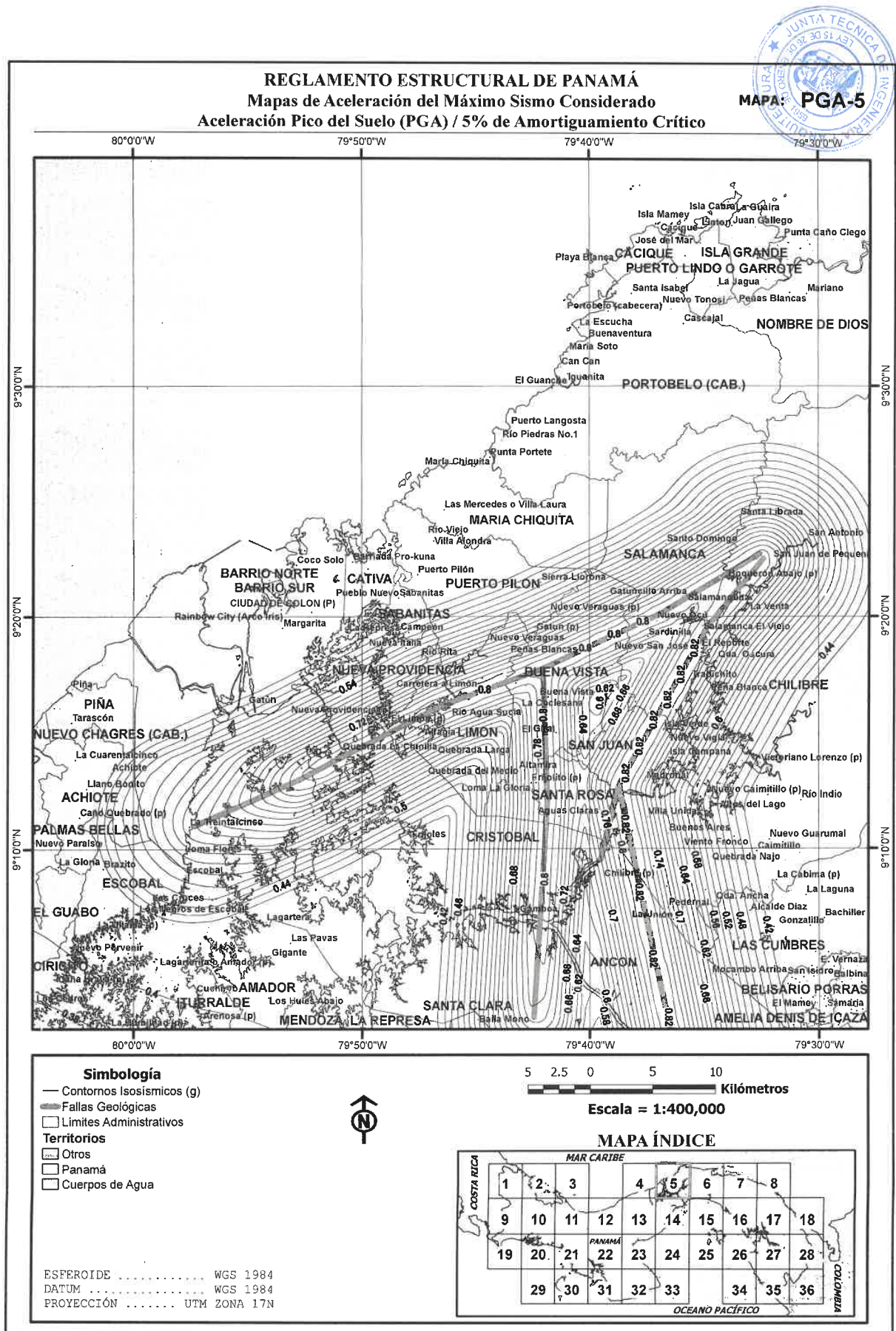














REGLAMENTO ESTRUCTURAL DE PANAMÁ

Mapas de Aceleración del Máximo Sismo Considerado

MAPA: PGA-6

Aceleración Pico del Suelo (PGA) / 5% de Amortiguamiento Crítico

