



**DESEMPEÑO SÍSMICO
DE PUENTES Y GUÍA
PARA PROYECTOS**

INGENIERÍA SÍSMICA





DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES Y GUÍA PARA PROYECTOS

José Grases Galofré

Caracas, junio 2016

Título:**DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES Y GUÍA PARA PROYECTOS**

Serie GeoPOLIS

Ingeniería Sísmica

Depósito legal:

DC2016001599

ISBN:

978-980-422-058-6

Editor CAF-Banco de Desarrollo de América Latina

Esta serie es coordinada por la Vicepresidencia de Infraestructura de CAF-Banco de Desarrollo de América Latina

Antonio Juan Sosa, Vicepresidente Ejecutivo de Infraestructura

Sandra Conde, Directora de Análisis y Programación Sectorial

Jesús Suniaga, Ejecutivo Principal, coordinador del Programa GeóPOLIS

Autor:**José Grases Galofré****Coordinación general:**

Carlos Genatios y

Marianela Lafuente, consultora y coordinadora de ingeniería sísmica

Coordinación de edición:

Paolo Maragno

Jesús Suniaga

Diseño gráfico:

Gatos Gemelos Comunicación

Corrección:

Marianela Lafuente

Diagramación:

Marisa Almiñana M.

Las ideas y planteamientos contenidos en la presente edición son de exclusiva responsabilidad de sus autores y no comprometen la posición oficial de CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.

© 2016 Corporación Andina de Fomento

Todos los derechos reservados

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	3
Índice de Tablas	12
Índice de Figuras	14
PRESENTACIÓN.....	27
RESUMEN	29
INTRODUCCIÓN.....	31
Riesgo sísmico y vulnerabilidad de puentes.....	35
Sobre el diseño sísmico de puentes	36
Sobre este trabajo	38
PARTE I: CASUÍSTICA.....	39
INTRODUCCIÓN A LA PARTE I.....	40
CASO 1. GRAN TERREMOTO DE LOS ANDES VENEZOLANOS, ABRIL 1894	45
I 1.1 El Evento	45
I 1.2 Efectos en Puentes Existentes	45
CASO 2. TERREMOTO CON EPICENTRO FRENTE A CABO CODERA, 1900, ÁREA NORTE CENTRAL DE VENEZUELA	47
I 2.1 El Evento	47
I 2.2 Los Efectos.....	48
CASO 3. TERREMOTO EN LA FRONTERA COLOMBO-ECUATORIANA, 1906	49
CASO 4. TERREMOTO DE VALDIVIA, MAYO DE 1960	50
I 4.1 El Evento	50
I 4.2 Puentes	51
CASO 5. EL TERREMOTO DE SKOPJE, YUGOESLAVIA, JULIO 1963.....	52
I 5.1 El Evento	52
I 5.2 Desempeño de Estructuras y Puentes	52
CASO 6. TERREMOTO DE PRINCE WILLIAM SOUND, ALASKA, MARZO 1964	55
I 6.1 El Evento	55
I 6.2 Singularidades en sus Efectos	55
I 6.2.1 Inestabilidad de terrenos en Áreas Urbanas.....	55
I 6.2.2 Puentes.....	57
I 6.2.3 Olas en el Área de los Tanques de Petróleo, a Nivel de Mar.....	59
I 6.2.4 El Edificio Sistema <i>Lift-slab</i> en Ejecución	59
CASO 7. SISMO DE NIIGATA, JAPÓN, 16 DE JUNIO DE 1964	60
I 7.1 El Evento	60
I 7.2 Tipo de Fundaciones	62
I 7.3 Afectación de Puentes	62
I 7.3.1 Puente sobre el río Shōwa-Shinano	62
CASO 8. TERREMOTO DE VARTO-ÜSTÜKRAN (ANATOLIA), AGOSTO 1966	65
I 8.1 El Evento	65
I 8.2 Afectación de Puentes	65
CASO 9. TERREMOTO DE SAN FERNANDO, CALIFORNIA, FEBRERO 1971.....	66
I 9.1 El Evento	66
I 9.2 Ubicación de los Puentes más Afectados.....	66
I 9.3 Uno de los Puentes más Afectados.....	67

I 9.4	Criterios de Diseño Prevalentes antes del Sismo.....	69
CASO 10.	TERREMOTO DE GHIR, IRÁN, ABRIL 1972.....	74
I 10.1	El Evento.....	74
I 10.2	Afectación de Puentes.....	74
CASO 11.	TERREMOTO DE ANTIGUA, ARCO DE ANTILLAS, OCTUBRE 1974.....	76
I 11.1	El Evento.....	76
I 11.2	Desempeño de las Comunicaciones Viales.....	76
CASO 12.	TERREMOTO DE GUATEMALA. FEBRERO DE 1976.....	77
I 12.1	El Evento.....	77
I 12.2	Afectación de Puentes.....	79
CASO 13.	EL TERREMOTO DE TANGSHAN, JULIO 1976.....	82
I 13.1	El Evento.....	82
I 13.2	Afectación de Puentes.....	82
CASO 14.	TERREMOTO DE MINDANAO, FILIPINAS, AGOSTO 1976.....	84
I 14.1	El Evento.....	84
I 14.2	Afectación en Puentes.....	84
CASO 15.	EL TERREMOTO DE MONTENEGRO, YUGOSLAVIA, ABRIL 1979.....	86
I 15.1	El Evento.....	86
I 15.2	Afectación.....	86
CASO 16.	TERREMOTO DE IMPERIAL VALLEY, OCTUBRE 1979.....	89
I 16.1	El Evento.....	89
I 16.2	Entorno Tectónico.....	89
I 16.3	Transporte y Puentes.....	89
CASO 17.	TERREMOTO DE EL-ASNAM, ARGELIA, OCTUBRE 1980.....	91
I 17.1	El Evento.....	91
I 17.2	Afectación de Puentes y Canales Elevados.....	91
CASO 18.	TERREMOTO DE SANT'ANGELO DEI LOMBARDI, NOVIEMBRE 1980.....	93
I 18.1	El Evento.....	93
I 18.2	Afectación del único Puente.....	94
CASO 19.	TERREMOTO DE MORGAN HILL, CALIFORNIA, 24 DE ABRIL DE 1984.....	96
I 19.1	El Evento.....	96
I 19.2	Afectación de Puentes.....	96
I 19.3	Un caso de adecuación.....	97
CASO 20.	TERREMOTO DE CHILE, MARZO DE 1985.....	102
I 20.1	El Evento.....	102
I 20.2	Afectación de Puentes.....	102
I 20.3	Lecciones de este Sismo.....	106
CASO 21.	TERREMOTO DE SAN SALVADOR, OCTUBRE 1986.....	107
I 21.1	El Evento.....	107
I 21.2	Afectación de Puentes y Vialidad.....	107
CASO 22.	TERREMOTO DE EDGECEMBE, NUEVA ZELANDA, MARZO 1987.....	108
I 22.1	El Evento.....	108
I 22.2	Afectación de Puentes.....	108
I 22.3	Aislamiento Sísmico.....	109
CASO 23.	TERREMOTO DE WHITTIER NARROWS, CALIFORNIA, OCTUBRE 1987.....	111
I 23.1	El Evento.....	111
I 23.2	Descripción de la Estructura.....	111
I 23.3	Puentes Afectados.....	112
I 23.4	Daños por la Acción Sísmica.....	113

I 23.5	Tablero de la Autopista 605	113
I 23.6	Explicación de los daños	114
I 23.7	Reparación.....	115
I 23.8	Importancia de la Rehabilitación.....	116
CASO 24.	TERREMOTO DE LOMA PRIETA, OCTUBRE DE 1989	118
I 24.1	El Evento.....	118
I 24.2	Afectación de Puentes	119
I 24.2.1	El Cypress Street Viaduct 1880	119
I 24.2.2	Puente de la Bahía, Estructura Metálica de dos Niveles.....	121
I 24.2.3	Autopista 101	125
I 24.3	Observaciones y Lecciones	127
I 24.4	Sistemas de Adecuación de Puentes.....	127
CASO 25.	TERREMOTO DE MANJIL-ROUDBAR, IRAN, JUNIO 1990.....	130
I 25.1	El Evento.....	130
I 25.2	Puentes Afectados	131
CASO 26.	TERREMOTO DE PUERTO LIMÓN, COSTA RICA, ABRIL, 1991.	132
I 26.1	El Evento.....	132
I 26.2	Afectación de Puentes	134
I 26.3	Puentes Río Vizcaya y Estrella	134
I 26.4	Puente Río Banano	135
I 26.5	Puente sobre el río Bananito.....	135
I 26.6	Lecciones de este Terremoto.....	137
CASO 27.	ERZINCAN, TURQUIA, MARZO DE 1992	138
I 27.1	El Caso	138
I 27.2	Afectación de Puentes	138
CASO 28.	TERREMOTO DE GUAM, ISLAS MARIANAS, AGOSTO 1993	140
I 28.1	El Evento.....	140
I 28.2	Los Puentes	140
I 28.1	Lecciones.....	142
CASO 29.	TERREMOTO DE NORTHRIDGE, CALIFORNIA, ENERO 1994	144
I 29.1	El Evento.....	144
I 29.2	Desempeño de Puentes en el Sismo de Northridge	146
I 29.3	Balance de las Acciones de Adecuación de Puentes	146
I 29.4	Programas de Priorización para la Adecuación de Puentes (Caltrans).....	148
I 29.4.1	Estudios de Sitios Específicos	149
I 29.4.2	Incorporación de la Predicción Sísmica en la Priorización	149
I 29.5	Desempeño de Puentes.....	149
I 29.5.1	Puente Mission – Gothic Undercrossing (# 53-2205)	150
I 29.5.2	Puente Gavin Canyon Undercrossing (#53-1797L/R).....	152
I 29.5.3	Puente Bull Creek Canyon Channel (#53-2206)	152
I 29.5.4	Autopista Santa Mónica (I-10)	154
I 29.5.5	Desplazamientos en Áreas de Acceso	157
I 29.6	Reconstrucción	157
I 29.7	Limitaciones de Diseño y Ejecución	159
I 29.8	Otras Lecciones	160
CASO 30.	TERREMOTO DE KOBE, JAPÓN, 1995	162
I 30.1	El Evento.....	162
I 30.2	Efectos en Obras de Infraestructura	163
I 30.2.1	Tramos Elevados de la Autopista Hanshin	163

I 30.2.2	Tren bala (Shinkansen Line)	169
I 30.3	Puente Metálico de la Isla Rokko	171
I 30.4	Lecciones.....	173
CASO 31.	TERREMOTO DE KOCAELI, TURQUÍA, AGOSTO 1999	174
I 31.1	El Evento.....	174
I 31.2	Afectación de Puentes	174
I 31.2.1	Puente de la Carretera Arifiye. Colapso por desplazamiento de Falla Geológica	175
I 31.2.2	Colapso de un Puente Local cercano a Arifiye.....	176
I 31.2.3	Inestabilidad de Estructuras de Peaje	177
I 31.2.4	Daños en otras Localidades de la Autopista ATE	177
I 31.3	Lecciones.....	178
CASO 32.	TERREMOTO DE CHI-CHI, SEPTIEMBRE, 1999	179
I 32.1	El Evento.....	179
I 32.2	Afectación de dos Obras de Infraestructura	179
I 32.2.1	Puente Pifung recién Inaugurado.....	179
I 32.2.2	Embalse Aguas Arriba del Puente Pifung	181
I 32.3	Lecciones.....	182
CASO 33.	TERREMOTO DE INDONESIA, DICIEMBRE 2004, MAREMOTO EN SUMATRA	183
I 33.1	El Evento.....	183
CASO 34.	TERREMOTO DE WENCHUAN, CHINA, MAYO 2008	185
I 34.1	El Evento.....	185
I 34.2	Afectación	185
I 34.3	Criterios de Diseño.....	186
I 34.4	Algunos casos de Puentes afectados por el sismo.	187
I 34.4.1	El Puente Shoujiang	187
I 34.4.2	Puente Baihua, Yingxiu, cruzado por una Falla Tectónica activa	187
I 34.4.3	Puente Colgante para Peatones.....	191
I 34.4.4	Puente del Condado de Wenchuan	191
I 34.5	Observaciones y Recomendaciones	192
CASO 35.	TERREMOTO DE MAULE, CHILE, 2010	194
I 35.1	El Evento.....	194
I 35.2	Puentes sobre el río Bio Bio	194
I 35.3	Puente Tubul	196
I 35.4	Autopista al Noroeste de Santiago	198
CASO 36.	SISMO DE TOHOKU, JAPÓN, MARZO 2011	199
I 36.1	El Evento.....	199
I 36.2	Antecedentes	199
I 36.2.1	Réplicas	199
I 36.3	Maremoto asociado a este Sismo en la zona de Subducción Japón-Pacífico	200
I 36.3.1	Energía liberada.....	200
I 36.3.2	Registros en Videos.....	201
I 36.3.3	Transporte y Vías Férreas.....	201
I 36.4	Información sobre Registros Instrumentales	202
I 36.5	Accidente en Planta Nuclear	204
I 36.6	Pérdidas	204
CASO 37.	CHRISTCHURCH, NUEVA ZELANDA, FEBRERO, 2011.....	205
I 37.1	El Evento.....	205

I 37.2	Medidas Preventivas	205
I 37.3	Efectos en los Puentes	206
CASO 38.	COSTA RICA, TERREMOTO DE SAMARA, SEPTIEMBRE 2012	209
I 38.1	El Evento	209
I 38.2	Fenómenos de Licuefacción	209
I 38.3	Afectación de Puentes	209
I 38.3.1	Puente Río Barranca	210
I 38.3.2	Puente sobre el río Poás	211
I 38.3.3	Puente sobre el río Tempisque (Puente de la Amistad)	212
I 38.3.4	Puente Rafael Iglesias	213
I 38.3.5	Puente Sarapiquí-La Virgen	214
I 38.3.6	Puente Nosara, hecho con Perfiles Metálicos	215
CASO 39.	EMPLEO DE AISLADORES SÍSMICOS EN UNA LÍNEA FÉRREA	216
I 39.1	Descripción del Problema	216
I 39.2	Estrategia de Diseño y Dispositivos Empleados	217
CASO 40.	NUEVO VIADUCTO CARACAS-LA GUAIRA	221
I 40.1	Ejecución	222
I 40.2	Ubicación y Origen del Problema	222
I 40.3	Evaluación del Peligro Sísmico y Selección del Sistema de Fundación	224
I 40.4	Temas Constructivos	225
I 40.5	Fundaciones	226
LECCIONES Y LINEAMIENTOS PARA LA EVALUACIÓN DE PUENTES		228
Metodología Caltrans		231
Otros métodos de evaluación		234
Normas para proyectos sismorresistentes		235
PARTE II: ARTICULADO		237
CAPÍTULO II 1. INTRODUCCIÓN A LA PARTE II		239
Art. 1.1.	Requisitos Preliminares	239
Art. 1.2.	Breve Reseña sobre Cambios de Normas en California	239
Art. 1.3.	Objetivos del presente Documento	239
Art. 1.4.	Especificaciones y Documentos de Referencia	241
Art. 1.5.	Requerimientos Complementarios	242
CAPÍTULO II 2. ACCIONES SÍSMICAS A CONSIDERAR		243
Art. 2.1.	Amenaza Sísmica	243
Art. 2.2.	Zonación Sísmica	243
Art. 2.2.1.	Factor de Importancia	244
Art. 2.2.2.	Efectos de Directividad	244
Art. 2.2.3.	Puentes con Múltiples Apoyos Distanciados	245
Art. 2.2.4.	Amenaza de Ruptura de Fallas Geológicas Activas Cercanas al Sitio de Puente	245
CAPÍTULO II 3. AMENAZAS GEOTÉCNICAS EN EL SITIO DE FUNDACIÓN		247
Art. 3.1.	Clasificación de los Suelos de Fundación	247
Art. 3.2.	Parámetros Geotécnicos	248
Art. 3.3.	Efectos Locales según Tipo de Subsuelo	249
Art. 3.4.	Amenazas Geotécnicas	249
Art. 3.5.	Licuación	250
Art. 3.6.	Amenaza de Inestabilidad de Taludes por Sismo	251
CAPÍTULO II 4. ESPECTROS DE DISEÑO Y ACELEROGRAMAS		253
Art. 4.1.	Caracterización de los Movimientos Horizontales del Terreno	253

Art. 4.2.	Espectro de Aceleraciones.....	253
Art. 4.3.	Espectro de Desplazamientos.....	256
Art. 4.4.	Otras Características de los Movimientos del Terreno.....	256
Art. 4.4.1.	Espectros de Fallas Cercanas.....	257
Art. 4.4.2.	Acelerogramas Escalados.....	258
Art. 4.5.	Componente Vertical del Sismo.....	258
Art. 4.6.	Desempeño Sísmico.....	258
Art. 4.7.	Categoría de Diseño Sísmico.....	259
Art. 4.8.	Factores de Modificación de la Respuesta.....	260
CAPÍTULO II 5.	ASPECTOS CONCEPTUALES EN EL DISEÑO DE PUENTES.....	263
Art. 5.1.	Concepción del Puente.....	263
Art. 5.2.	El Problema del Esviaje y de la Curvatura en Planta.....	264
Art. 5.3.	Disposición de Articulaciones, Restrictores de Desplazamiento y Longitudes de Apoyo.....	265
Art. 5.4.	Formas Estructurales Aceptables.....	266
Art. 5.5.	Estrategia Global en la Selección de Sistemas Resistentes a Sismos.....	271
Art. 5.5.1.	Subestructura esencialmente elástica con superestructura elástica.....	273
Art. 5.5.2.	Subestructura Dúctil con Superestructura Esencialmente Elástica.....	273
Art. 5.5.3.	Subestructura Esencialmente Elástica con Superestructura Dúctil.....	273
Art. 5.5.4.	Superestructura y Subestructura Elásticas con una Interfase tipo Fusible.....	274
Art. 5.6.	Métodos de Análisis.....	274
Art. 5.6.1.	Acción Sísmica.....	275
Art. 5.6.2.	Modelado Preliminar.....	275
Art. 5.6.3.	Propiedades Dinámicas.....	275
Art. 5.6.4.	Métodos de Análisis.....	276
Art. 5.6.5.	Método de Empuje Progresivo (<i>Pushover</i>).....	278
Art. 5.6.6.	Capacidad vs Demanda.....	278
Art. 5.6.7.	Modificaciones del Amortiguamiento en el Espectro de Respuesta de Aceleraciones.....	279
Art. 5.6.8.	Cálculo de la Respuesta del Puente.....	281
Art. 5.7.	Recomendaciones de Modelado.....	281
Art. 5.7.1.	General.....	281
Art. 5.7.2.	Distribución de Masas.....	281
Art. 5.7.3.	Distribución de Rigideces.....	282
CAPÍTULO II 6.	MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.....	285
Art. 6.1.	Estrategia de Diseño.....	285
Art. 6.2.	Método de las Fuerzas.....	286
Art. 6.3.	Método de los Desplazamientos.....	286
Art. 6.4.	Puentes Temporales.....	286
Art. 6.5.	Puentes de un solo Tramo.....	286
Art. 6.5.1.	Cargas Permanentes y Cargas Temporales.....	287
Art. 6.5.2.	Cargas por Sismo.....	287
Art. 6.5.3.	Pilas Extremas de Apoyo.....	287
Art. 6.5.4.	Diseño de los Apoyos.....	288
Art. 6.5.5.	Llaves de Cortante.....	288
Art. 6.5.6.	Valor Mínimo de la Longitud de Asiento.....	288
CAPÍTULO II 7.	PARTICULARIDADES DE DISEÑO DE MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO.....	289
Art. 7.1.	General.....	289

Art. 7.2. Insuficiencia en los Refuerzos a Corte	289
Art. 7.3. Solapes de Refuerzo	289
Art. 7.4. Columnas Entrelazadas	292
Art. 7.5. Columnas con Ensanchamientos de Sección	292
Art. 7.6. Muros de Concreto	293
Art. 7.6.1. Fuerzas de Diseño	293
Art. 7.6.2. Armado	294
Art. 7.7. Transmisores de Corte	295
CAPÍTULO II 8. CÁLCULO DE LA RESPUESTA INELÁSTICA	297
Art. 8.1. Introducción	297
Art. 8.2. Diagramas Momento-Curvatura en Concreto Armado	298
Art. 8.3. Cálculo de Deflexiones en Miembros de Concreto Armado	299
Art. 8.4. Desempeño de Columnas de Puentes de Concreto Armado	304
Art. 8.5. Estructuras Metálicas	307
Art. 8.5.1. General	307
Art. 8.5.2. Propiedades de los Aceros Exigidos por ASTM	308
CAPÍTULO II 9. REHABILITACIÓN DE PUENTES EN SERVICIO	311
Art. 9.1. Introducción	311
Art. 9.2. Metodología	312
Art. 9.3. Niveles de Desempeño para la Rehabilitación Sísmica (NDRS)	312
Art. 9.4. Categoría de Rehabilitación Sísmica	313
Art. 9.5. Componentes que deben ser Evaluados en un Diagnóstico Preliminar	314
Art. 9.6. Síntesis de los Métodos de Análisis para Puentes Existentes	315
Art. 9.7. Criterios para la Priorización de Intervenciones	318
PARTE III: COMENTARIOS	319
CAPÍTULO III 1. INTRODUCCIÓN A LA PARTE III	321
C1.1. Requisitos Preliminares	321
C1.2. Breve Reseña sobre Cambios de Normas en California	322
C1.3. Objetivos del presente Documento	326
C1.4. Especificaciones y Documentos de Referencia	326
C1.5. Requerimientos Complementarios	326
CAPÍTULO III 2. ACCIONES SÍSMICAS A CONSIDERAR	327
C2.1. No hay comentarios	327
C2.2. Zonación Sísmica	327
C2.2.1. Factor de Importancia	327
C2.2.2. Efectos de Directividad	328
C2.2.3. Puentes con Múltiples Apoyos Distanciados	329
C2.2.4. Amenaza de Ruptura de Fallas Geológicas Activas Cercanas al Puente	329
CAPÍTULO III 3. AMENAZAS GEOTÉCNICAS EN EL SITIO DE CIMENTACIÓN	331
C3.1. Clasificación de los Suelos de Fundación	331
C3.2. No hay comentarios	331
C3.3. Efectos Locales según Tipo de Subsuelo	331
C3.4. Amenazas Geotécnicas	332
C3.5. Licuefacción	332
C3.6. Amenaza de Inestabilidad de Taludes por Sismo	333
CAPÍTULO III 4. ESPECTROS DE DISEÑO Y ACELEROGRAMAS	337
C4.1. Caracterización de los Movimientos Horizontales del Terreno	337
C4.2. Espectro de Aceleraciones	337

C4.3.	No hay comentarios.....	338
C4.4.	No hay comentarios.....	338
C4.4.1.	Espectro de Fallas Cercanas	338
C4.4.2.	No hay comentarios.....	338
C4.5.	Componente Vertical del Sismo	338
C4.6.	Desempeño Sísmico	338
C4.7.	Categoría de Diseño Sísmico	339
C4.8.	Factores de Modificación de la Respuesta	339
CAPÍTULO III 5. ASPECTOS CONCEPTUALES EN EL DISEÑO DE PUENTES		341
C5.1.	Concepción del Puente	341
C5.2.	No hay comentarios.....	342
C5.3.	La Disposición de Articulaciones, Restrictores de Desplazamiento y Longitudes de Apoyo.....	342
C5.4.	Formas Estructurales Aceptables	343
C5.5.	No hay comentarios.....	343
C5.5.1.	Subestructura Esencialmente Elástica con Super-estructura Elástica	343
C5.5.2.	Subestructura Dúctil con Super-estructura Esencialmente Elástica	343
C5.5.3.	Subestructura Esencialmente Elástica con Super-estructura Dúctil	344
C5.5.4.	Superestructura y Subestructura Elásticas con una Interfase tipo Fusible.....	344
C5.6.	Métodos de Análisis	344
C5.6.1.	Acción Sísmica.....	344
C5.6.2.	Modelado Preliminar	345
C5.6.3.	Propiedades Dinámicas	345
C5.6.4.	Métodos de Análisis	345
C5.6.5.	Método del Empuje Progresivo (<i>Pushover</i>)	345
C5.6.6.	Capacidad vs Demanda	346
C5.6.7.	Modificaciones de Amortiguamiento en el Espectro de Respuesta de Aceleraciones	346
C5.6.8.	Cálculo de la Respuesta del Puente	347
C5.7.	Recomendaciones de Modelado	348
C5.7.1.	General	348
C5.7.2.	Distribución de Masas	348
C5.7.3.	Distribución de Rigideces.....	348
CAPÍTULO III 6. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO		351
C6.1.	Estrategia de Diseño	351
C6.2.	No hay comentarios.....	352
C6.3.	No hay comentarios.....	352
C6.4.	No hay comentarios.....	352
C6.5.	Puentes de un solo Tramo	352
C6.5.1.	No hay comentarios.....	352
C6.5.2.	No hay comentarios.....	352
C6.5.3.	Pilas Extremas de Apoyo.....	352
C6.5.4.	No hay comentarios.....	352
C6.5.5.	No hay comentarios.....	352
C6.5.6.	Valor Mínimo de la Longitud de Asiento.....	352
CAPÍTULO III 7 PARTICULARIDADES EN EL DISEÑO DE MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO		353
C7.1.	General.....	353
C7.2.	Insuficiencia en los Refuerzos a Corte	353

C7.3.	Solapes de Refuerzo	355
C7.4.	Columnas Entrelazadas	355
C7.5.	Columnas con Ensanchamientos de Sección	356
C7.6.	Muros de Concreto	357
C7.6.1.	No hay comentarios.....	358
C7.6.2.	No hay comentarios.....	358
C7.7.	Transmisores de Corte.....	358
CAPÍTULO III 8.	CÁLCULO DE LA RESPUESTA INELÁSTICA	359
C8.1.	Introducción	359
C8.2.	Diagramas Momento-Curvatura en Concreto Armado.....	359
C8.3.	Cálculo de Deflexiones en Miembros de Concreto Armado	360
C8.4.	Desempeño de Columnas de Puentes de Concreto Armado.....	360
C8.5.	No hay comentarios.....	361
C8.5.1.	No hay comentarios.....	361
C8.5.2.	No hay comentarios.....	361
CAPÍTULO III 9.	REHABILITACIÓN DE PUENTES EN SERVICIO	363
C9.1.	Introducción	363
C9.2.	Metodología	363
C9.3.	Niveles de Desempeño para la Rehabilitación Sísmica (NDRS)	364
C9.4.	No hay comentarios.....	364
C9.5.	No hay comentarios.....	364
C9.6.	Síntesis de los Métodos de Análisis para Puentes Existentes	364
C9.7.	Posibles criterios para la Priorización de Intervenciones	365
C9.7.1.	Matrices de Probabilidad de Ruina.....	366
C9.7.2.	Empleo de las Curvas de Fragilidad.....	369
REFERENCIAS	379

Índice de Tablas

Tabla I 10-1:	Valores Típicos de Diseño para Estructuras de Concreto Armado. (Fuente: Benfer et al., 1973).....	70
Tabla I 21-1:	Una muestra de Puentes Afectados por el Terremoto de 1985.....	102
Tabla I 30-1:	Información sobre los Puentes de Autopistas que colapsaron con el terremoto de Northridge.....	147
Tabla I 37-1:	Réplicas registradas el mismo día 11 de Marzo (USGS).....	200
Tabla II 1-1:	Clasificación según Categoría Operacional.....	240
Tabla II 1-2:	Objetivos a Satisfacer en el Proyecto de Nuevos Puentes.....	241
Tabla II 2-1:	Zonación Sísmica Preliminar (Venezuela).....	244
Tabla II 3-1:	Clasificación Geotécnica del sitio de cimentación, con base a la velocidad media de propagación de ondas de corte, ponderada en los primeros 30 m.....	247
Tabla II 3-2:	Clasificación Geotécnica del sitio de cimentación, con base a parámetros propios de la resistencia del medio, ponderados en los primeros 30 m.....	248
Tabla II 4-1:	Valores de Ca en unidades (g).....	255
Tabla II 4-2:	Valores de Cv en unidades (cm/seg).....	255
Tabla II 4-3:	Zonas de Desempeño Sísmico, función de la Amenaza Sísmica e Importancia Operacional.....	259
Tabla II 4-4:	Categoría de Diseño Sísmico según SD1 (Definición de AASHTO, 2014).....	259
Tabla II 4-5:	Valores de Fv para Períodos de 1.0 seg.....	260
Tabla II 4-6:	Factores de Modificación de Respuesta para Subestructuras según Categoría Operacional en la Tabla II 1.1.....	261
Tabla II 5-1:	Elementos Resistentes a Sismos, Aceptables(Figuras adaptadas de: FHWA-NHI-15, 2014, p. 4-23 a 4-25).....	267
Tabla II 5-2:	Elementos Resistentes a Sismos Permitidos con la Anuencia del Propietario de la Obra. (Figuras adaptadas de: FHWA-NHI-15, 2014, p. 4-25 a 4-26).....	269
Tabla II 5-3:	Elementos no recomendados como Resistentes a Sismos en Puentes Nuevos (Figuras adaptadas de: FHWA-NHI-15, 2014, p. 4-27).....	271
Tabla II 5-4:	Sistemas Adecuados para Soportar Sismos.....	272
Tabla II 5-5:	Métodos de Análisis.....	277
Tabla II 5-6:	Factores de Amortiguamiento para valores de $\mu > 1.0$	280
Tabla II 5-7:	Rigideces de los componentes, cambios donde haya Fisuración.....	283
Tabla II 8-1:	Valores de la Curvatura Plástica (ϕ_P) asociadas a diversos Estados Límites en columnas y vigas de concreto armado. (Fuente: FHWA, 2006).....	301
Tabla II 8-2:	Longitud de Rótula Plástica (L_p) para miembros de Concreto Reforzado(Fuente: FHWA, 2006).....	303
Tabla II 8-3:	Relación entre el Esfuerzo Cedente Esperado (σ_{ye}) y el Esfuerzo Cedente Nominal (σ_y), según datos de AASHTO, 2009.....	309
Tabla II 8-4:	Comparación de propiedades de dos Tipos de Acero que satisfacen las características exigidas por ASTM.....	310
Tabla II 9-1:	Categorías de Vida de Servicio Remanente (VSR) y Niveles de Sismo.....	311
Tabla II 9-2:	Niveles de Desempeño para la Rehabilitación (NDRS).....	313
Tabla II 9-3:	Categorías de Rehabilitación Sísmica (CRS).....	314
Tabla II 9-4:	Componentes que deben ser evaluados en un diagnóstico preliminar.....	315
Tabla II 9-5:	Síntesis de los Métodos de Análisis, evaluación de Capacidades y Demandas y su Aplicabilidad según el Tipo de Puente.....	315

Tabla III 1-1: Valores del Coeficiente K	323
Tabla III 2-1: Relación aproximada entre el Factor de Importancia α y parámetros Seleccionados por el Proyectista	328
Tabla III 9-1: Matriz de Probabilidades de que Ocurra el Estado de Desempeño Indicado	368
Tabla III 9-2: Probabilidades Anuales de que Ocurra el Nivel de Aceleraciones Indicado	369
Tabla III 9-3: ecomendaciones sobre Prioridades de Intervención. (Fuente: Tabla 12 en el trabajo de Hernández, p. 96)	371
Tabla III 9-4: Factores de Vulnerabilidad y de Importancia	371
Tabla III 9-5: Factor de Amenaza	372
Tabla III 9-6: Factores o Índices de Priorización	373
Tabla III 9-7: Valores Adoptados para las Variables Indicadas (Fuente: De Gouveia, 2015)	375

Índice de Figuras

Figura I - A:	Arco de sillería probablemente ubicado en las cercanías de la costa del actual Estado Anzoátegui, sin indicación de su función. (Fuente: <i>Barcelona</i> , Armas Alfonso, R., en: <i>Ciudades Fundadoras</i> , Revista Pequiven, Edición Especial, 1992, p.117).....	31
Figura I 1-1:	Mapa de isosistas del Terremoto de Los Andes, 28 de abril 1894. (Fuente: Fiedler, 1961)	45
Figura I 2-1:	Primer mapa de Isosistas publicado en el país. Terremoto de Octubre de 1900. (Fuente: Centeno Graü, 1900).....	47
Figura I 2-2:	Mapa de Isosistas del terremoto de Octubre de 1900, publicado en 1905. (Fuente: Sievers, 1905).....	48
Figura I 4-1:	Tiempos de propagación de la perturbación generada en el Pacífico, por el sismo de magnitud 9.5, el 22 de mayo de 1960, frente a Concepción, Chile. (Fuente: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Tsunami_travel_time_Valdivia_1960.jpg).....	50
Figura I 4-2:	Desplome de pilas cercanas al acceso del puente sobre el río Bio Bio cerca de Concepción. (Fuente: Andrews, 1963, p. 97).....	51
Figura I 5-1:	Edificación de mampostería que muestra la acción de un fuerte pulso hacia el Oeste (izquierda en la Figura) de su ubicación. (Fuente: Berg, 1964, p. 47).....	53
Figura I 5-2:	Puente Ferrocarrilero sobre el río Vardar, el cual sufrió desplazamiento de un apoyo en dirección Este. (Fuente: Berg, 1964, p. 39).....	53
Figura I 5-3:	Detalle de la Figura I 5-2. El apoyo quedó desplazado hacia el Este 16 pulgadas. (Fuente: Berg, 1964, p. 39).....	54
Figura I 6-1:	Vista aérea del deslizamiento ubicado en Government Hill. (Fuente: Wood, 1967, p. 293)	56
Figura I 6-2:	Formación de un graben al sur de la calle L. (Fuente: Wood, 1967, p. 276).....	56
Figura I 6-3:	Deslizamiento de la Avenida 1. Intersecta un viejo graben en su parte más baja y compromete la vida útil del Hospital. (Fuente: Wood, 1967, p. 291)	57
Figura I 6-4:	Colapso del puente sobre el río Copper. Aparentemente las pilas centrales se asentaron. (Fuente: Martin, G.R. et al., 1979).....	58
Figura I 6-5:	Puente de la autopista de Seward y línea férrea adyacente. Afectación por la marejada que siguió al sismo. (Fuente: Berg and Stratta, 1964, p. 10).....	58
Figura I 7-1:	Rotación de fundaciones en edificaciones de varios niveles, área urbana de Niigata (Fuente: Public Domain, https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=18730337)	60
Figura I 7-2:	Vista del acceso al puente Shōwa Shinano desde la ciudad de Niigata. El agrietamiento del tablero fue generado por la presión lateral del terreno licuado; los volcanes de arena adyacentes a la estructura, se observan a la derecha. (Fuente: Eiby, 1980, p. 126)	61
Figura I 7-3:	Vista aérea del puente Shōwa Shinano. Obsérvese en el lado derecho, el acceso al puente que se da en la Figura I 7-2. (Fuente: Okamoto, 1973).....	62
Figura I 7-4:	Vista desde la ribera del río de la Figura I 7-3 (Fuente: Okamoto, 1973).	63
Figura I 7-5:	Probable mecanismo de ruina del puente (el acceso que se da en la Figura I 7-3, es el de la izquierda). (Fuente: Okamoto, 1973, p. 306).....	63
Figura I 8-1:	Puente sobre el río Murat, Anatolia. Los informes de campo no revelaron daños atribuibles al sismo. (Fuente: Ambraseys and Zátópek, 1968, BSSA, p. 84).....	65
Figura I 9-1:	Vista general de la afectación de puentes, algunos en ejecución. (Fuente: Lew et al., 1971)	66

Figura I 9-2:	Colapso del paso superior de la conexión de las autopistas Foothill y Golden State, en el área de San Fernando. La disrupción en el área es visible.(Fuente: Reuben Kachadoorian, USGS. https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=20757919).....	67
Figura I 9-3:	Ruta 210 en la calle Roxford. Extremo Izquierdo. Obsérvese que el asentamiento en la zona central, puso a volar un automóvil. (Ref: NOAA, 1973, vol II, p. 203).....	68
Figura I 9-4:	Planta, elevación y detalles constructivos del puente en esviaje Foothill Boulevard Undercrossing. (Fuente: Benfer et al., 1973, p. 228).....	68
Figura I 9-5:	Daños en las dos columnas extremas de las cuatro columnas del puente en esviaje Foothill Boulevard Undercrossing. (Fuente: EERI, 1986, Publicación 86-02, November, p. 99).....	69
Figura I 9-6:	Columna arrancada de su base en el distribuidor 5/210, California (NOAA/NGDC, E.V. Leyendecker, U.S. Geological Survey).....	73
Figura I 9-7:	Armadura de confinamiento insuficiente. (Fuente: Lew et al., 1971, p. 342).....	73
Figura I 10-1:	Vista del puente Shah-abad de 330 m de largo. (Fuente: Moinfar, 1972, p. 7).....	74
Figura I 10-2:	Agrietamiento del lado derecho de las tres vigas del puente. Una grieta similar se generó del lado izquierdo, no indicado en esta Figura. (Fuente: Moinfar, 1972, p. 7).....	75
Figura I 11-1:	Puente de Creekside Road bridge, 2 km al suroeste de Saint Johns, fue cerrado al tráfico debido a que la estructura de mampostería perdió algunas de sus piezas. (Fuente: Tomblin and Aspinall, 1975, p. 156).....	76
Figura I 12-1:	La falla de Motagua forma parte del conjunto de fallas transcurrentes sinestrales que dan continuidad, en Guatemala, a la fosa de Cayman del Caribe. (Fuente: Modificado de Jordan, 1975).....	77
Figura I 12-2:	Evidencia de desplazamiento sinistral en la línea de banda del campo de <i>football</i> . La mancha blanca de la parte inferior de la Figura es una evidencia de licuefacción local. (Fuente: Fiedler et al., 1980).....	78
Figura I 12-3:	Evidencia del Desplazamiento Permanente Sinistral, Falla de Motagua. (Fuente: Espinosa, 1976, p. 42).....	79
Figura I 12-4:	Evidencia de Desplazamiento Permanente del apoyo del puente metálico Benque Viejo. (Fuente: Espinosa, 1976, p. 76).....	80
Figura I 12-5:	Vista aérea del Viaducto de Agua Caliente, Guatemala, después del sismo de M = 7.5, en Febrero de 1976. (Fuente: Fiedler et al., 1980, foto original).....	80
Figura I 12-6:	Detalle del Puente Agua Caliente. Las longitudes de apoyo de los tableros fueron insuficientes y no hubo continuidad entre ellos. (Fuente: Castano y Zamarbide, 1976, p. 41).....	81
Figura I 13-1:	Información sobre daños en Tangshan, presentados en el ATC <i>Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges</i> (Adaptado de: Elms, D.G.; Martin, G.R., 1979).....	83
Figura I 13-2:	Sismo de Tangshan: El colapso del Chengli Bridge. (Fuente: Wang Fang, State Seismological Bureau of China en http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/events/1976_07_27_eib.php).....	83
Figura I 14-1:	Falla parcial en el puente Quirino de cuatro tramos. (Fuente: EERI, 1977, p. 75).....	84
Figura I 14-2:	Desplazamiento permanente del puente Tamontaka. (Fuente: EERI, 1977, p. 79).....	85
Figura I 14-3:	Desplazamiento de las planchas de apoyo del puente Tamontaka. (Fuente: EERI, 1977, p. 81).....	85
Figura I 15-1:	Derrumbe de una parte de la Autopista del Adriático. (Fuente: Leeds, 1980, editor, EERI, 1980, p. 21).....	87
Figura I 15-2:	Otra vista de derrumbes de la Autopista del Adriático. (Fuente: Leeds, 1980, editor, EERI, 1980, p. 22).....	87

Figura I 15-3:	La autopista del Adriático quedó en la zona que los trabajos de campo hechos en Montenegro, identificaron como zonas de terrenos inestables. (Fuente: Leeds, 1980, editor, EERI, 1980, p. 64)	88
Figura I 16-1:	Evidencia de licuefacción encontradas particularmente en el extremo sur de la ruptura de la falla. (Foto: G. Reagor, USGS - [1], Public Domain https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=18127279)	90
Figura I 17-1:	Rotación por asentamiento, del área de acceso al puente que cruza el río <i>Oued Cheddif</i> (Fuente: Bertero and Shah, 1983, p. 3-19)	92
Figura I 17-2:	Desplazamiento permanente del acceso al puente que cruza el río Oued Cheliff, El-Asnam. (Fuente: Bertero and Shah, 1983, p. 3-18)	92
Figura I 17-3:	Falla de un canal de sección semicircular, para agua de riego. (Fuente: Bertero and Shah, 1983, p. 3-35)	92
Figura I 18-1:	Mapa de Zonación Sísmica de Italia para la fecha del Sismo del 23 de Noviembre de 1980. (Fuente: Strata et al, 1981)	93
Figura I 18-2:	Registro más cercano a Sant'Angelo dei Lombardi. (Fuente: Strata et al, 1981, p. 8).....	94
Figura I 18-3:	Asentamiento en una de las pilas del puente de Sant'Angelo dei Lombardi. Obsérvese el Puente de Guerra. (Fuente: Strata et al., 1981, p. 33).....	95
Figura I 18-4:	Disposición de un Puente de Guerra para asegurar la entrada a Sant'Angelo dei Lombardi; detalle de la Figura I 18-3. (Fuente: Strata et al., 1981, p. 34)	95
Figura I 19-1:	Vista en dirección Sur-este de evidencias superficiales del desplazamiento permanente de la Falla de Calaveras. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 182).....	96
Figura I 19-2:	Puente East Dunne Avenue sobre el embalse Anderson. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 88)	97
Figura I 19-3:	Bloqueo del puente East Dunne Avenue por deslizamiento de rocas. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 88)	97
Figura I 19-4:	Vista de la parte inferior del puente. En el pórtico se aprecian dos restrictores contra el desplazamiento lateral, dispuestos por Caltrans. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 89)	98
Figura I 19-5:	Vista de la parte inferior del puente. Se observa el desplazamiento de una de las columnas del pórtico en la dirección longitudinal. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 182)	98
Figura I 19-6:	Área epicentral del sismo de Morgan Hill, año 1984. (Fuente: U.S. Geol. Survey, Circular 1045, 1989, p. 2).....	99
Figura I 19-7:	La vinculación de la mesa que soporta el equipo, se logra apretando la tuerca del perno anclado a la fundación de concreto. El sismo de 1984, siendo modesto, ya señaló las debilidades del sistema, como se aprecia en los pequeños movimientos del apoyo. (Fuente: propia).....	100
Figura I 19-8:	Registro más cercano a la S/E reforzada, del sismo de 1984. (Fuente: CSMIP, 1985).....	100
Figura I 19-9:	Registro más cercano del sismo de 1989 a la S/E reforzada. (Fuente: Alva et al., 1990, p. 22)	101
Figura I 20-1:	Vista aérea del puente Lo Gallardo sobre el Río Maipo. El tramo colapsado a la derecha, probablemente fue debido a pérdida de capacidad portante por licuefacción del terreno. (Fuente: Wyllie et al. 1986).....	102
Figura I 20-2:	Elevación y planta del Puente Lo Gallardo, cercano a la zona epicentral. Obsérvese la rotación del estribo Norte y el asentamiento en la pila 1, ambos origen del estado final del tablero y de los daños observados. (Fuente: Monge, 1986).....	103
Figura I 20-3:	Izquierda: Vista lateral de la rotación de la Pila 2. Derecha: rotación del Estribo Norte (Fuente: Monge, 1986, Figuras 13.10 y 13.11)	103
Figura I 20-4:	Vista de la Pila 2. (Fuente: propia).....	103

Figura I 20-5:	Vista aérea de los efectos en la Pila 2 y en tramos anteriores al extremo de la citada pila. (Fuente: propia).....	104
Figura I 20-6:	Daños localizados en el Puente Rapel. (Fuente: Monge, 1986, Fig. 13.12 y Fig. 13.13).....	104
Figura I 20-7:	Puente Lolenco. Agrietamiento de pilas y daños en mesas extremas de apoyo. (Fuente: Monge, 1986, fig. 12.19 y 12.20).....	105
Figura I 21-1:	Derrumbe en acceso a puente cercano a San Salvador. (Fuente: Morgan and Swan, 1987, p. 593).....	107
Figura I 22-1:	El sismo de Edgcumbe, Isla Norte de Nueva Zelanda, Marzo de 1987, Ms 6.6. Epicentros y trazas de falla observadas en una zona considerada como no sísmica. (Fuente: Pender y Robertson, 1987, p. 669).....	109
Figura I 22-2:	Apoyo elastomérico y anillos de fijación. Un error constructivo, limitó los desplazamientos durante el sismo. (Fuente: Pender y Robertson, 1987, p. 673).....	110
Figura I 23-1:	Abajo: Planta del cruce de la Ruta 605 (Norte-Sur), sobre la Ruta 5 (Santa Ana-Los Ángeles). Arriba: Elevación de los pórticos de apoyo de la Ruta 605 (B2 a B9). El apoyo B6 es el de mayor sección y de menor altura. (Fuente: EERI, 1988, vol. 4, p. 379).....	112
Figura I 23-2:	Dimensiones y daños al pórtico N° 6. (Fuente: EERI, 1988, vol. 4, p. 392).....	113
Figura I 23-3:	Daños en columnas del pórtico 6, antes de la réplica (lado izquierdo) y luego de la réplica del 4 de octubre. (Fuente: EERI, 1988, Vol. 4, p. 394 y 395).....	115
Figura I 23-4:	Confinamiento temporal del acero, columnas del Pórtico 6. (Fuente: EERI, 1988, vol. 2, p. 385).....	116
Figura I 23-5:	Armadura de una de una columna exterior del Pórtico 6, antes del sismo (izquierda) y luego de reparada (derecha). (Fuente: EERI 1988, vol. 2, p. 385).....	116
Figura I 23-6:	Tensiones soportando el Pórtico 6 luego de su falla por corte. (Fuente: EERI 1988, vol. 2, p. 404).....	117
Figura I 24-1:	Distribución de focos en la falla de San Andreas. (A) últimos 20 años antes del sismo de Loma Prieta; (B) réplicas de este último sismo. (Fuente: U.S. Geological Survey Department of the Interior/USGS U.S. Geological Survey).....	118
Figura I 24-2:	Diagrama esquemático del mecanismo en la falla de San Andreas. Observe que la profundidad focal es de 11.5 millas y el desplazamiento superficial puede tardar horas en ser visible. (Fuente: U.S. Geological Survey Department of the Interior/USGS U.S. Geological Survey).....	119
Figura I 24-3:	El Cypress Stress Viaduct I 880, ubicado en Oakland, antes del sismo (Fuente: Dames & Moore, 1989, p. 13).....	120
Figura I 24-4:	Vista aérea de tramos de la Autopista Cypress Street Viaduct en Oakland, donde partes del Nivel 2 se desplomaron sobre el Nivel 1. (H.G. Wilshire, U.S. Geological Survey - Photo by H. G. Wilshire for U.S. Geological Survey). https://en.wikipedia.org/wiki/1989_Loma_Prieta_earthquake#/media/File:Cypress_structure.jpeg	121
Figura I 24-5:	En la parte superior de esta Figura se esquematiza uno de los tipos de sección del segundo nivel de la autopista. En la parte inferior, uno de los mecanismos de falla constatados. (Fuente: Gallegos y Ríos, p. 58).....	122
Figura I 24-6:	La sección crítica que se señala en la Figura, sólo tenía por refuerzo 4 barras de ½ pulgada de diámetro. (Fuente: Plafker and Galloway, 1989, p. 34).....	123
Figura I 24-7:	Otra unión similar a la que se ilustra en la Figura I 24-6 (Fuente: EERI, 89-03, portada y p. 38).....	123
Figura I 24-8:	Tablero superior del tramo Yerba Buena-Oakland, de 50 pies de largura, caído sobre el tablero inferior. (C.E. Meyer - USGS http://pubs.usgs.gov/dds/dds-	

	29/web_pages/bay_bridge.html	http://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/screens/015sr.jpeg , Public Domain, https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=334369	124
Figura I 24-9:	Esquema de la falla del tablero del nivel superior, sobre el nivel inferior. (Fuente: Gallegos y Ríos, 1990 p. 57)		125
Figura I 24-10:	Punzonamiento del tablero del puente, por columnas de sección circular en la Autopista 101. (Fuente: U.S. Geological Survey Department of the Interior/USGS U.S. Geological Survey).....		126
Figura I 24-11:	Detalle de la Figura I 24-10 (Fuente: Dames and Moore, 1989, p. 13).....		126
Figura I 24-12:	Puente metálico en una de las avenidas de San Francisco. Obsérvese la limitada longitud de los apoyos de los tableros. (Fuente: propia)		128
Figura I 24-13:	Cara izquierda de uno de los pórticos donde se apoya el tablero. (Fuente: propia).....		128
Figura I 24-14:	Cara derecha del pórtico de la Figura I 24-12 (Fuente: propia).....		129
Figura I 25-1:	Dos puentes de mampostería, con muchos años de servicio, afectados en el área de Loshan, Irán. (Fuente: IIEES, Irán, p. 33).....		130
Figura I 26-1:	Inestabilidad de una vía de comunicación por desparramamiento lateral (EERI). http://www.eeri.org/		132
Figura I 26-2:	Pavimento fracturado. (EERI) https://www.eeri.org/wp-content/uploads/costa_rica_1991_liquefaction.jpg		133
Figura I 26-3:	Desplazamiento transcurrente dextral, de falla secundaria en el área de Fortuna-Chiriqui, Panamá, consecuencia del sismo de Costa Rica de 1991. (Fuente: Camacho, et al., 1991, p. 56. Instituto de Geociencias de Panamá. http://revistas.ucr.ac.cr/index.php/geologica/article/viewFile/13446/12701).....		133
Figura I 26-4:	Elevación de la estructura del puente del río Viscaya (Figura superior) y estado final luego del sismo (fotografías inferiores). (Fuente; EERI, 1991, p.78)		134
Figura I 26-5:	Elevación del Puente sobre el río Estrella. (Fuente; EERI, 1991, p.82).....		135
Figura I 26-6:	Estado final del puente sobre el río Estrella. (Fuente; EERI, 1991, p.83).....		135
Figura I 26-7:	Asentamientos del terreno en uno de los accesos al puente del río Banano. (Fuente: EQE, 1991, p. 11).....		136
Figura I 26-8:	Puente ferroviario sobre el río Bananito. Volcamiento de estribos y desprendimiento de apoyos. (Fuente: https://nisee.berkeley.edu/elibrary/files/thumbnaill/EERC_2006_0820/IMG2601.jpg).....		136
Figura I 26-9:	Colmatación con arena fina de canales de drenaje, expulsada del subsuelo por efectos de licuefacción. (Fuente: propia).....		137
Figura I 27-1:	Puente de la autopista a Kemah, sobre el ferrocarril Ankara-Kars. El acceso de la izquierda sufrió asentamientos por caída de material de relleno. El acceso de la derecha sufrió daños que se detallan en la Figura I 27-2 (Fuente: <i>Earthquake Spectra</i> , July 1993, p. 121).....		138
Figura I 27-2:	Daños en los muros de acceso, pila derecha y pérdida de relleno de acceso del puente de la Figura I 27-1 (Fuente: <i>Earthquake Spectra</i> , July 1993, p. 123).....		139
Figura I 28-1:	Puente sobre el río Ylig, típico de la isla de Guam. (Fuente: <i>Earthquake Spectra</i> , April 1995 b, p. 49)		140
Figura I 28-2:	Agrietamientos en los extremos superiores de los pórticos de concreto reforzado. (Fuente: <i>Earthquake Spectra</i> 1995 b, April 1995, p. 59).....		141
Figura I 28-3:	Columnas del puente Leo Palace Resort, proyectado con las especificaciones sísmicas de AASHTO vigentes en 1992. (Fuente: <i>Earthquake Spectra</i> , 1995 b, April 1995, p. 60)		141
Figura I 28-4:	Daños consecuencia de un apoyo que restringe el desplazamiento de la viga en pilas extremas. (Fuente: <i>Earthquake Spectra</i> , April 1995 b, p. 51).....		142

Figura I 29-1:	Análisis del mecanismo focal, curvas de iso-velocidad y de seis localidades en las cuales ocurrieron daños extensivos o colapso de estructuras de circulación vehicular. (Fuente: Trifunac and Todorovska, 1998, p. 226).....	145
Figura I 29-2:	Rótula plástica en la Columna L3L del cruce inferior Mission-Gothic. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 318).....	151
Figura I 29-3:	Falla por corte y flexión de la columna con ensanchamiento, en el cruce inferior Mission-Gothic. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 319)	151
Figura I 29-4:	Tramo central de concreto pretensado, en el cruce inferior Gavin-Canyon. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 311).....	152
Figura I 29-5:	Vista general de daños en las columnas del puente Bull Creek Canyon Chanel. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 324)	153
Figura I 29-6:	Detalle de la columna dañada de la Figura I 29-5. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 325)	153
Figura I 29-7:	Falla de columnas en el Pórtico 3 del puente Bull Creek Canyon Chanel, por interacción con el muro del Canal. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 324).....	154
Figura I 29-8:	El área sombreada es la parte colapsada del puente de cruce La Cienega-Venice. (Fuente: Earthquake	155
Figura I 29-9:	Estado final de las columnas del pórtico 7 (B, C y D), en el cruce La Cienega-Venice. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 335)	155
Figura I 29-10:	Estado final de las columnas 3E y 3F, en el cruce La Cienega-Venice. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 334).....	156
Figura I 29-11:	Ubicación de columnas dañadas en el cruce inferior Fairfax-Washington. (Fuente: Buckle, 1994)	156
Figura I 29-12:	Estado final de las columnas del pórtico 3 en el cruce inferior Fairfax-Washington. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 339)	157
Figura I 29-13:	Falla por flexión/corte en columna del pórtico 4 en el cruce inferior Fairfax-Washington. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 340)	158
Figura I 29-14:	Acceso Sur al Conector Sur I-5/SR14. Ausencia de conexión positiva del tablero al muro de apoyo, dejó un desplazamiento permanente de 5 pies. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 345).....	160
Figura I 29-15:	Cada una de las siete vigas metálicas que conforman el tablero, quedó vinculada a las pilas de apoyo por medio de cables metálicos con tolerancia para deformaciones por temperatura. (Fuente: propia).....	161
Figura I 30-1:	Epicentro y réplicas asociadas al desplazamiento transcurrente de la falla. Con base a los registros obtenidos se dibujaron curvas de isoaceleraciones de 0.25g y 0.50g, con picos de aceleración hasta de 0.84g. (Fuente: EQE, 1995, p. 8).....	162
Figura I 30-2:	Sección transversal del sistema estructural de la Autopista de Hanshin. (Fuente: EQE, 1995, p. 47)	163
Figura I 30-3:	Las fallas de estas columnas, ubicadas hacia la mitad de su altura, posiblemente fueron inducidas por fuerzas axiales importantes y escaso refuerzo de confinamiento. (Fuente: EQE, 1995, p. 48).....	163
Figura I 30-4:	Transeúntes circulan por las inmediaciones de la autopista con daños estructurales vulnerables a una réplica. (Fuente: EQE, 1995, p. 49)	164
Figura I 30-5:	Posiblemente esta falla haya sido por sollicitaciones generadas sobre la monocolumna, consecuencia de una aparente altura menor que las demás con predominio de fracturas por corte. (Fuente: EQE, 1995, p. 47)	164
Figura I 30-6:	Volcamiento de la autopista Hanshin, en la zona de las columnas de concreto. En otros tramos, columnas tubulares metálicas solo mostraron inicio de pandeo local. (Fuente: EQE, 1995, p. 45).....	165

Figura I 30-7:	Otra vista del volcamiento de la autopista Hanshin. (Fuente: EERI, 1995, fig. 4-9, p. 50)	165
Figura I 30-8:	Situación crítica sobre el tablero de la autopista Hanshin	166
Figura I 30-9:	Detalle del refuerzo en el Viaducto Hanshin. (Fuente EERI, 1995, p. 47).....	166
Figura I 30-10:	Falla por corte en las columnas donde se interrumpieron las barras verticales de refuerzo. (Fuente: Park et al., 1995, p. 61)	167
Figura I 30-11:	Detalle de las conexiones entre las barras verticales de la Figura I 30-10. (Fuente: Park et al., 1995, p. 62).....	167
Figura I 30-12:	Por su enorme rigidez, esta columna no resistió el corte asociado. (Fuente: EERI, 1995, p. 49)	168
Figura I 30-13:	Un estado más avanzado de daño, de una columna similar a la de la Figura I 30-12. (Fuente: EQE, 1995, p. 45).....	168
Figura I 30-14:	Esta columna prácticamente sin acero de confinamiento, soportaba una parte de la estación de tren Rokkomichi. (Fuente: EQE, 1995, p. 57)	169
Figura I 30-15:	Eficientes sistemas de prevención detuvieron el tren bala (Shinkansen) antes de alcanzar esta zona fuertemente deformada. La estructura presentó fallas por esfuerzo cortante. (Fuente: EQE, 1995, p. 58).....	169
Figura I 30-16:	Daños en la estructura de concreto armado del tren bala. (Fuente: Park et al., 1995, p. 62)	170
Figura I 30-17:	Falta de confinamiento en nodos de la estructura del tren bala (Shinkansen Line). (Fuente: Park et al., 1995, p. 62)	170
Figura I 30-18:	Puente metálico de la Isla de Rokko. (Fuente: EERI, 95-04, p. 57).....	171
Figura I 30-19:	En la parte central de la Figura destaca el tramo caído, acceso al puente Nishinomiya-ko, hacia la Isla Rokko. (Fuente: Brando, M., 2010-2011)	171
Figura I 30-20:	Desplazamiento permanente del pórtico que dio origen a la pérdida del tramo de acceso al puente Nishinomiya-ko. (Fuente: Brando, M., 2010-2011).....	172
Figura I 30-21:	Pandeo en el arriostamiento metálico de un puente hacia la Isla Rokko. (Fuente: EERI, 95-04, p. 57)	172
Figura I 31-1:	Puente típico sobre la autopista ATE. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.2).....	175
Figura I 31-2:	Estado final del puente de la carretera Arifiye. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.3)	175
Figura I 31-3:	Ubicación de la Falla Transcurrente dextral, bajo el primer tramo a la derecha del puente. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.3).....	176
Figura I 31-4:	Colapso del Puente sobre el río Sakarya por inestabilidad del terreno de fundación de la pila sumergida. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.6).....	176
Figura I 31-5:	Desplome del techo de una Estación de Peaje. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.7)	177
Figura I 31-6:	Pavimento desplazado por el movimiento de una falla tectónica sinistral. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.14)	178
Figura I 32-1:	Traza de una de las fallas que se desplazó en el terremoto de Chi-Chi. Mecanismo transcurrente dextral. (Fuente: BSSA, 2001, vol. 91, p. 982).....	180
Figura I 32-2:	Vista aérea del puente Pifung. Colapso del puente como consecuencia del desplazamiento normal de la falla de Chelungpu, cuya traza destaca a la derecha del puente. El estribo derecho quedó entre 7 a 8 metros más alto que su cota original. Al fondo, se aprecia la represa (Fuente: BSSA, 2001, p. 897).....	180
Figura I 32-3:	Detalle del puente Pifung, severamente dañado por el desplazamiento de la falla Chelungpu (Shihkang). Vista desde el tablero caído, 6.5 m más bajo que el inicio de la cascada. (Fuente: BSSA, 2001, p. 991)	181

Figura I 32-4:	Embalse que sufrió elevación permanente, consecuencia del desplazamiento de la falla de CLPF. (Fuente: BSSA, 2001, p. 995).....	181
Figura I 32-5:	Detalle del lado izquierdo de la Figura I 32-4. (Fuente: BSSA, 2001).....	182
Figura I 33-1:	<i>Tsunamies</i> relevantes en el área entre 1797 y 2004. (Fuente: Atwater et al., 2005).....	183
Figura I 33-2:	Área urbana afectada por el maremoto de Sumatra de 2004. No se cuenta con información sobre el número de puentes perdidos. (Fuente: U.S. Navy photo, Philip A. McDaniel).....	184
Figura I 34-1:	Caída del primer tramo del Puente Shoujiang. (Fuente: Lee, 2008, 19/112).....	187
Figura I 34-2:	Reparación temporal del primer tramo del Puente <i>Shoujiang</i> . (Fuente: Lee, 2008, 20/112).....	188
Figura I 34-3:	Ruina de cuatro vanos del puente Baihua en el área de la falla tectónica. (Fuente: Lee, 2008, 58/112).....	188
Figura I 34-4:	Daños en la estructura portante del puente Baihua y desplazamiento del tablero (Fuente: Lee, 2008, 60/112).....	189
Figura I 34-5:	Daños en una columna de concreto armado. Obsérvese el desplazamiento del tablero en el tope de la columna adyacente. (Fuente: Lee, 2008, p. 62/112).....	189
Figura I 34-6:	Falla de una viga transversal de acoplamiento, aparentemente por insuficiencia de refuerzo. (Fuente: Lee, 2008, p. 63/112).....	190
Figura I 34-7:	Desplazamiento del tablero en la dirección perpendicular a la falla activa. (Fuente: Lee, 2008, p. 66/112).....	190
Figura I 34-8:	Daños en puente colgante para peatones, por rotación de la torre izquierda del puente. (Fuente: Lee, 2008, p. 69/112).....	191
Figura I 34-9:	Un tramo del Tablero del puente del Condado de Wenchuan perdió su apoyo por falta de continuidad de sus miembros. (Fuente: Lee, 2008, p. 71/112).....	192
Figura I 35-1:	Puente viejo sobre el río Bio Bio, cerca de Concepción (foto: Daniella Escribano Leiva, tomada de: https://www.researchgate.net/profile/Domenico_Lombardi/publication/262031273/figure/fig1/AS:296749450186755@1447761990810/Figure-1-Bio-Bio-Bridge-damaged-during-the-2010-Chile-earthquake-Courtesy-of-Daniella.png).....	195
Figura I 35-2:	Puente ferrocarrilero sobre el río Bio Bio. (Autor: Pablo Contreras H. - Trabajo propio, CC BY-SA 3.0, https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=30374833).....	195
Figura I 35-3:	Detalle de una columna fallada por corte en la entrada norte del Puente Juan Pablo II sobre el río Bio-Bio, Concepción, debido a desparramamiento lateral del terreno y movimiento de la superestructura en el tope de la columna (Foto: J. Arias. Fuente: EERI Special Earthquake Report — June 2010) https://www.eeri.org/site/images/eeri_newsletter/2010_pdf/Chile10_insert.pdf	196
Figura I 35-4:	Falla de una de las pilas de apoyo del puente Tubul el cual es el que está ubicado más al sur del área epicentral. (Fuente: : EERI/PEER/FHWA, 2010).....	197
Figura I 35-5:	Estado final del puente Tubul después del sismo de 2010. (Fuente: : EERI/PEER/FHWA, 2010).....	197
Figura I 35-6:	Extremo derecho del Puente Tubul. (Fuente: EERI/PEER/FHWA, 2010).....	197
Figura I 35-7:	Arriba: Lado izquierdo, se aprecia parte del puente caído por pérdida de apoyo. Abajo: Pórtico sin daños aparentes y sin vigas. (Fuente: : EERI/PEER/FHWA, 2010).....	198
Figura I 35-8:	Pérdida de apoyo del tablero (posiblemente de la Autopista Noroeste de Santiago). (Fuente: : EERI/PEER/FHWA, 2010).....	198
Figura I 36-1:	Las primeras olas del maremoto comienzan a superar a los muros de contención, inundando las zonas costeras. (Fuente: Informe Tokai University)	

	https://thephenomena.files.wordpress.com/2014/11/gelombang_besar_tsunami_jepang_11_maret_2011.jpg	201
Figura I 36-2:	Fallas en el talud de un terraplén y falla de un muro de contención. (Fuente: Informe Tokai University)	202
Figura I 36-3:	Columnas que soportan vías férreas del tren de alta velocidad Shinkansen en el área de Tohoku. Izquierda: columna aún no reforzada. Derecha: columnas reforzadas. (Fuente: Dr. Takahashi, Kyoto University).....	202
Figura I 36-4:	Registro acelerográfico en la estación Tsukidate, componente Norte-sur. (Fuente: Adaptado de Hiroyuki Goto et al., 2012, Figura 6, p 772).....	203
Figura I 36-5:	Espectros de respuesta para 5% de amortiguamiento referido al crítico. Obsérvese que en la estación Tsukidate, la ordenada espectral excedió 10g, valor excepcionalmente elevado. (Fuente: adaptado de Saitama University report, 2011).....	203
Figura I 37-1:	La línea de trazos es el espectro de diseño para edificios de Importancia Normal, 500 años, en los suelos blandos Clase D predominantes en CBD. La línea negra continua es el máximo espectro del evento de diseño para 2500 años, para edificios de Importancia Normal, suelos blandos en CBD. La línea roja gruesa es el promedio de los registros recuperados en CBD (líneas finas en colores). (Gráfico adaptado de: Palermo, A. et al., 2011, p. 321).....	206
Figura I 37-2:	a) Puente Anzac Drive: se observa el asentamiento del terreno, el deslizamiento lateral, la rotación del estribo y el desplazamiento de la acera b) Columna este del Pilar norte astillada. (Fuente: New Zealand Transport Agency, 2012).	207
Figura I 37-3:	a) Puente Moorhouse Road b) Daños en la columna sur, cara oeste (Fuente: Brando, M., 2010-2011).....	208
Figura I 38-1:	Puente río Barranca. (Fuente: Rollins et al., 2013)	210
Figura I 38-2:	Detalle de los pernos de fijación desprendidos en el puente de la Figura I 38-1. (Fuente: Rollins et al., 2013).....	211
Figura I 38-3:	Puente sobre el río Poás. (Fuente: Rollins et al., 2013).....	211
Figura I 38-4:	Separación del tablero en el puente de la Figura I 38-3. (Fuente: Rollins et al., 2013).....	212
Figura I 38-5:	Puente sobre el río Tempisque con 780 m de longitud. La zona de interacción de las dos partes se observa en la Figura I 38-6. (Fuente: Rollins et al., 2013).....	212
Figura I 38-6:	Zona de interacción entre el sector atirantado y el aporticado. (Fuente: Rollins et al., 2013)	213
Figura I 38-7:	Puente Rafael Iglesias sobre el río Colorado. Pequeños desplazamientos en el área de apoyo. (Fuente: Rollins et al., 2013)	213
Figura I 38-8:	Separación adicional en uno de los extremos del puente. (Fuente: Rollings et al., 2003)	214
Figura I 38-9:	Puente Sarapiquí-LaVirgen. A la izquierda antes del sismo. A la derecha estado final luego del sismo. (Fuente: Rollins et al., 2013).....	214
Figura I 39-1:	Vista aérea de uno de los Viaductos antes de la Instalación de las Vías Férreas. (Fuente: Pérez Hernández et al., 2001, p. 253).....	216
Figura I 39-2:	Dispositivo de Apoyo Móvil. La tapa de la foto superior calza sobre los piolines que se aprecian en la foto inferior. (Fuente: Pérez Hernández et al., 2001, p. 253).....	218
Figura I 39-3:	Lazo Histerético idealizado del dispositivo de aislamiento. (Fuente: Pérez Hernández et al., 2001, p. 255).....	218
Figura I 39-4:	Historia de los momentos flectores en la base, dirección transversal en la Pila 2, que alcanzan 550 mil kN-m asumiendo respuesta elástica. (Fuente: Hernández et al., 2001)	219

Figura I 39-5:	Historia de los momentos flectores en la base, dirección transversal en la Pila 2, que alcanzan 200 mil kN-m considerando la respuesta inelástica. (Fuente: Hernández et al., 2001).....	220
Figura I 40-1:	Descripción simplificada de la ubicación del valle de Caracas respecto al Litoral Central, la tectónica de la región y la autopista planificada. No se indica la ubicación del aeropuerto de Maiquetía pocos kilómetros al oeste de La Guaira. (Fuente: Acosta, 1999)	221
Figura I 40-2:	Posible mecanismo de colapso del Viaducto N° 1. (Fuente: Camargo, 2006, p 270-271)	223
Figura I 40-3:	Viaducto Original en rojo, afectado por la Zona de Arrastramiento de Sur-sureste hacia el Nor-noroeste. En amarillo, trazado del nuevo Viaducto, bordeado por la carretera temporal construida, cruce de la Quebrada Tacagua. (Fuente: Torres et al., 2009, pag. 223).....	223
Figura I 40-4:	La línea negra continua fue el Espectro de Diseño empleado. Las líneas en colores son espectros de sismos reales (Fuente: Informe Coral 83)	224
Figura I 40-5:	La viga ha alcanzado la pila N°5, deslizándose sobre las cinco primeras. Un detalle de la fundación de estas pilas se da más adelante. (Fuente: Torres et al., 2009, p. 231).....	226
Figura I 40-6:	Micropilotes para fundación del nuevo Viaducto Caracas-La Guaira. (Fuente: Torres et al., 2009, p. 237).....	227
Figura I 40-7:	Vista aérea del viaducto culminado (https://venezuelaoctavaisla.files.wordpress.com/2013/11/nuevo-viaducto-cclaguaira_04.jpg)	227
Figura II 4-1:	Espectro de Aceleraciones para 5% de amortiguamiento. Suelos tipo Roca en la Zona Sísmica III, para diseño de Puentes. (Fuente: propia)	254
Figura II 4-2:	Espectro de Desplazamientos para 5% de amortiguamiento. Suelos tipo Roca en la Zona Sísmica III, para diseño de Puentes. Es la Figura II 4-1, pasada a Desplazamientos Espectrales con la ecuación 4.1. (Fuente: propia)	256
Figura II 4-3:	Espectro de Aceleraciones en suelos Tipo B, para el caso de una falla cercana..(Fuente: Huang et al., 2008).....	257
Figura II 5-1:	Son deseables pórticos de rigidez balanceada (Figura superior izquierda). La formación de rótulas plásticas a diferentes niveles como es el caso de la Pila 3 (Figura inferior) representa una demanda de deformación inelástica mayor en la Columna K2, lo cual deberá incorporarse en el detallado del armado. (Adaptado de Caltrans, 2013, Figure 7.1.1-1 Balanced Stiffness, page 7-3)	264
Figura II 5-2:	La formación de rótulas plásticas simultáneas en los mismos niveles, debe evaluarse para evitar la formación de mecanismos cinemáticos. Por ejemplo los momentos de rotulación en la parte inferior de la columna deben ser mayores que los de su parte superior. (Fuente: Adaptado de NHI, 2014, Figure 4-13, p. 4-32)	265
Figura II 5-3:	Respuestas diferentes entre: un asiento extremo con un espacio para la junta y un apoyo sometido a la resistencia pasiva del terreno (Fuente: Adaptado de NHI, 2014, Figure 4-10, p. 4-16).....	266
Figura II 5-4:	Subestructura elástica y Superestructura dúctil. (Fuente: Adaptado de: FHWA-NHI-15, 2014, Figure 4-13, p. 4-32).....	273
Figura II 5-5:	Superestructura y Subestructura esencialmente elásticas, con una interfase de Fusibles. Estos pueden ser de naturaleza frágil, lo cual requiere consideración de los desplazamientos de la super-estructura (Fuente: Adaptado de FHWA-NHI-15., 2014, Figure 4-14, p. 4-33)	274

Figura II 5-6:	Curvas espectrales del Coeficiente de Demanda Sísmica de Desplazamientos vs la Curva de Capacidad para períodos largos (Representación de FHWA-NHI-15, 2014, Figure 5-4, p. 5-36)	280
Figura II 7-1:	Comportamiento Histerético de una sección mal confinada (superior), en comparación con una bien confinada (inferior). (Fuente: García, 1998, Figure 6-6, page 6-8).....	290
Figura II 7-2:	Áreas de confinamiento en zonas donde se anticipa la formación de rótulas plástica. (Fuente: Adaptado de FHWA-NHI-15, 2014, Figure 6-8 y 6-9, page 6-11)	291
Figura II 7-3:	Armado de dos espirales entrelazadas, vinculadas con estribos de una rama. (Fuente: Correal et al., 2004).....	292
Figura II 7-4:	Pandeo de acero principal, probablemente iniciada por una falla debido al elevado cortante en esa columna corta. (Fuente: EERI, 1995c, p. 318).....	293
Figura II 7-5:	Refuerzo de confinamiento de un muro-pila lateral. Acero vertical sin empalmes, anclado a la fundación, arriostrado horizontalmente con ganchos. (Fuente: Caltrans, 1999)	294
Figura II 8-1:	Relación entre el factor de sobre-resistencia (λ) y la relación de carga axial actuante dividida por $A_g \times f'_c$. (Fuente: Priestley et al., 1996)	297
Figura II 8-2:	Relación idealizada del Momento (M_p) – Curvatura Última (ϕ_U). (Fuente: Caltrans, 2013)	298
Figura II 8-3:	Símbolos empleados para el cálculo de la Curvatura en una sección circular. (Fuente: NHI, Cap 6, Figure 6-28, p. 6-37).....	298
Figura II 8-4:	Desplazamiento total Δ_U es igual a: la suma del desplazamiento cedente idealizado Δ_{yi} más el desplazamiento plástico Δ_p asociado a la rotación en la rótula (último Estadio de Δ_U , denominado Estadio 4). (Fuente: FHWNA-NHI-15, Cap. 6, Figure 6-32, p. 6-51)	302
Figura II 8-5:	Desempeño de columnas en términos de la Fuerza aplicada (ordenadas) versus Desplazamiento. (Fuente: NHI, 2014, Cap 6, Figure 6-36, p. 6-69)	305
Figura II 8-6:	Curvas esqueleto sin indicación de varianza o dispersión de datos entre: la Capacidad de Deriva calculada o medida, vs (D/H). (Fuente: Berry y Eberhard, en Imbsen, 2006)	305
Figura II 8-7:	Curvas esqueleto sin indicación de varianza o dispersión de datos, entre la Capacidad de Deriva calculada vs (D/H) en zonas de bajo peligro sísmico. (Fuente: Imbsen, 2006)	306
Figura II 8-8:	Curvas esqueleto sin indicación de varianza o dispersión de datos, entre: la Capacidad de Deriva calculada vs (D/H) en zonas de peligro sísmico Moderado. (Fuente: Imbsen, 2006).	307
Figura II 8-9:	Regiones del desempeño esperado en Estructuras de Acero: (1) Respuesta elástica; (2) Daños menores; (3) Daños moderados reparables; (4) Daños importantes sin alcanzar la ruina; (5) Daño inaceptable y posibilidad de colapso.....	308
Figura II 8-10:	Curva típica entre esfuerzo y deformación unitaria para acero de refuerzo suave (o dulce). Identificación de los puntos singulares anotados en la Tabla II 8-4.	309
Figura III 1-1:	Analogía propuesta por Pauley and Priestley (1992) sobre la importancia de disponer un eslabón dúctil en el Mecanismo de Ruina, que limite la Respuesta Elástica propia de eslabones frágiles más resistentes. (Adaptación NHI, 2014, Figure 1-11, page 1-16)	321
Figura III 1-2:	Espectros de Respuesta Elástica de Caltrans, para puentes de múltiples apoyos (ARS significa: A = máxima aceleración esperada en roca; R = indica que es un espectro normalizado en roca; S = amplificación espectral del terreno). (Fuente: Housner, 1990, página 124).....	324

Figura III 1-3:	Espectros de Diseño de Caltrans, puentes con múltiples apoyos, incluido el espectro de ATC-6, para sitios de fundación con suelos blandos. (Fuente: Housner, 1990, página 125).....	325
Figura III 1-4:	Espectros Caltrans para el diseño de puentes multicolumna sobre pilotes, en suelos de 30 a 50m de aluvión. (Fuente: EERI, 1995c, p. 290).....	325
Figura III 3-1:	Vista aérea del embalse Lower Van Norman poco después del sismo de San Fernando del año 1971. Más de 80 mil personas habitaban el valle de San Fernando que se aprecia aguas abajo del embalse; éstas recibieron una orden de desalojo inmediatamente después del sismo y se procedió a hacer descender el nivel del embalse. (Foto de Ziony, J. I., USGS, 1971).....	334
Figura III 3-2:	Embalse Lower Van Norman luego del sismo de San Fernando de 1971, ya vaciada una cantidad considerable de agua. Investigaciones posteriores revelaron que las roturas de la cubierta de concreto que se observan, fueron consecuencia de licuefacción del relleno hidráulico. (Foto de R. E. Wallace, USGS Prof. Paper 733, 1974).....	334
Figura III 5-1:	Aisladores para reducir diferencias entre Rigideces de Columnas o Pilas vinculadas a un mismo Tablero de Puente. (Fuente: Keever, 2008).....	341
Figura III 5-2:	La formación de rótulas plásticas simultáneas en los mismos niveles, debe evaluarse para evitar la formación de mecanismos cinemáticos. Por ejemplo los momentos de rotulación en la parte inferior de la columna deben ser mayores que los de su parte superior (Fuente: FHWA-NHI-15., 2014, Figure 4-13, page 4-32).	342
Figura III 6-1:	Vista aérea del Viaducto de Agua Caliente, Guatemala, después del sismo de M=7.5, en Febrero de 1976. Tableros con pequeña longitud de apoyo y no vinculados entre sí. (Fuente: Gentileza del Dr. Fiedler et al., 1980, foto original).....	351
Figura III 7-1:	Falla controlada por Flexión en una Columna Entrelazada. (Fuente: McLean and Buckingham, 1994).....	354
Figura III 7-2:	Falla controlada por Corte en una Columna Entrelazada. (Fuente: McLean and Buckingham, 1994).....	354
Figura III 7-3:	Falla de conexiones electro-soldadas en columnas de gran diámetro. Terremoto de Kobe, 1995. (Fuente: Park et al., 1995, p. 62).....	355
Figura III 7-4:	Columnas entrelazadas con refuerzos adicionales en las esquinas de la sección rectangular. (Fuente: WSDOT, 2014).....	356
Figura III 7-5:	Detalle del reforzamiento en una columna aislada, con ensanchamiento. (Fuente: Nada et al., 2003).....	357
Figura III 9-1:	Información a considerar en la priorización de puentes que merecen rehabilitación o reparación por efectos de un sismo intenso. (Elaboración propia).....	365
Figura III 9-2:	Curvas de Fragilidad para los cuatro Estados de Daño indicados. (Fuente: De Gouveia, 2015, p. 183).....	377

PRESENTACIÓN

La ocurrencia de eventos naturales en América Latina y el Caribe afecta a nuestras sociedades e incide en el desarrollo sostenible de nuestros pueblos. Haití y Chile sufrieron, en 2010, los embates de fuertes terremotos y respondieron, según su nivel de preparación, a las repercusiones que tales acontecimientos tuvieron en su economía. En el caso de Haití, el valor total de los daños y pérdidas, ocasionados por el terremoto (vivienda, escuelas, hospitales, edificios, carreteras, puentes, aeropuertos), rondó el 120% de su PIB (año 2009). En el caso chileno, aunque con menor impacto en cuanto a daños de infraestructura y pérdidas humanas lamentables, fue necesaria la reconstrucción de un significativo número de viviendas, carreteras, aeropuertos y puentes, así como la reparación de estructuras estratégicas, hospitales y escuelas, lo cual representó cerca de un cuarto de su PIB.

Estos casos, con diferentes grados de preparación, nos demuestran la necesidad de estar aún más capacitados para minimizar las pérdidas ocasionadas por los desastres naturales y disminuir el riesgo generado por la acción del hombre al modificar el territorio que habita. El reconocimiento de esta realidad es el punto de partida para el desarrollo de la resiliencia en los países.

CAF –banco de desarrollo de América Latina–, consciente de esta situación, ha sido pionero en promover una cultura de riesgos e implementar estudios y programas sobre las amenazas naturales y su mitigación.

A finales de los años 90, CAF desarrolló el programa PREANDINO que permitió trabajar con los países en el reconocimiento de las responsabilidades que tienen los actores del desarrollo en la creación de vulnerabilidades y en el impulso a la formulación de políticas nacionales, sectoriales y territoriales de prevención y mitigación de riesgos. Esto permitió reunir un cúmulo importante de información sobre nuestro territorio y su realidad.

De esta forma, la Institución sentó un precedente en el reconocimiento del impacto de los fenómenos naturales, la implementación de procesos para la incorporación de la reducción de riesgos de desastres en los canales de planificación de las acciones del desarrollo y en el involucramiento de los actores clave de la sociedad.

Con base en esta experticia y con el objetivo de aprovechar y potenciar el conocimiento científico e institucional desarrollado en la región, a partir del año 2012, CAF creó el programa GeóPOLIS.

Éste es una iniciativa que busca continuar el desarrollo de la cultura de prevención, la promoción de mejores prácticas de políticas públicas y la generación de conocimiento en distintas áreas relacionadas con la reducción de riesgos de desastres. Para alcanzar sus objetivos, el programa integra una red de ingenieros y especialistas con alto nivel académico y comprobada experticia en el análisis de problemas acuciantes y en el diseño de estrategias para la mitigación de riesgos. El trabajo se basa en tres líneas de acción: (i) ingeniería sísmica, (ii) planificación y fortalecimiento institucional para la reducción de riesgos de desastres y (iii) cambio climático y disponibilidad de recursos hídricos. El conocimiento generado se pone a disposición de implementadores de políticas públicas, la academia, los gobiernos nacionales y locales, el sector privado y público en general, para promover el desarrollo social, ambiental, económico y sustentable de nuestra región.

GeóPOLIS desarrolla conocimientos para que los tomadores de decisiones y sus equipos técnicos puedan contribuir a la reducción de vulnerabilidades y el aumento de la resiliencia de nuestras sociedades.

El programa genera y pone a disposición conocimiento técnico para la región que favorece al entendimiento y la preparación para los desastres, la evaluación de las estructuras estratégicas, la revisión de los marcos nacionales y locales para el fortalecimiento institucional y la promoción del diálogo de los distintos sectores relacionados con la reducción del riesgo en América Latina.

Tengo la certeza de que esta valiosa iniciativa contribuirá al intercambio de mejores prácticas en la región y a la generación de redes de expertos, así como a mejorar la calidad de vida de nuestras sociedades.

L. Enrique García
Presidente Ejecutivo

RESUMEN

En la primera parte de este trabajo, se sintetiza información sobre el desempeño de puentes ante movimientos telúricos ocurridos en diferentes zonas sísmicas del planeta. Se presentan casos de puentes totalmente destruidos, así como de otros reparables, siguiendo los objetivos de la *Ingeniería Sísmica Forense* desarrollada a partir de los años 50. Se señalan adicionalmente casos de puentes donde se han adoptado medidas preventivas aún por validar (ya que no se han visto todavía sometidos a sismos de importancia), y se incluyen, por su valor histórico, algunos casos en áreas sudamericanas donde han sucedido grandes sismos en épocas sin mayor desarrollo urbano. En total, cuarenta casos son presentados.

De la revisión de los eventos sísmicos reseñados anteriormente, se desprenden importantes lecciones sobre el comportamiento de los puentes. Muchos de los daños observados pueden tipificarse y se deben a causas similares. Se comentan las causas más frecuentes de desempeño inadecuado de puentes como son: la omisión de estudios de sitios de ubicación, especialmente en lo que se refiere al potencial de licuefacción de los sitios de fundación, la inestabilidad de terrenos adyacentes a los estribos de acceso, la ubicación de puentes sobre fallas geológicas activas, las longitudes de apoyo insuficientes en estribos o pórticos intermedios en tableros sin continuidad, las irregularidades geométricas (puentes curvos, con esviaje), defectos en el armado de miembros de concreto reforzado, la disposición de columnas cortas asociadas a fallas frágiles, entre otras.

También se han incluido en la casuística analizada, iniciativas exitosas de prevención sísmica. Son comentadas, entre otras medidas, el uso de aisladores o disipadores de energía para reducir la respuesta sísmica de estructuras.

Para finalizar las observaciones sobre la casuística analizada, se comentan algunos métodos simplificados para identificar de manera aproximada, cuáles son los puentes que, dentro de un conjunto, presentan mayores niveles de vulnerabilidad, o mayor probabilidad de falla frente a un posible evento sísmico.

Estos métodos son útiles a fin de determinar el nivel de riesgo en que se encuentra un grupo de puentes y priorizar así las intervenciones necesarias con la finalidad de reforzar o rehabilitar los puentes que estén en mayor riesgo o que tengan más importancia. El orden de prioridad no depende solamente de la vulnerabilidad del puente, sino también de los efectos de su posible colapso, y del impacto social y económico que ocasionarían las eventuales interrupciones del servicio vial en una localidad o en una región.

Las lecciones que nos deja la revisión de los eventos sísmicos y el desempeño de los puentes a lo largo del último medio siglo, son múltiples. En buena medida, estas lecciones han sido la base del documento elaborado como propuesta de un *Manual para el Proyecto de Puentes en Zonas Sísmicas* que acompaña la casuística aquí recogida, y constituye, junto con los comentarios del Manual propuesto, la segunda y tercera parte de este trabajo. En los comentarios (tercera parte), se han ampliado algunos aspectos sobre el desempeño de estructuras de concreto reforzado, con énfasis en el tema de la priorización de estructuras de puentes, con fines de su posible adecuación o rehabilitación, en estrategias de prevención sísmica.

Palabras Claves: Terremotos, Sismorresistencia, Puentes, Desempeño Sísmico, Normas Sísmicas, Diseño Sísmico de Puentes, Ingeniería Forense.

INTRODUCCIÓN



Figura I - A: Arco de sillería probablemente ubicado en las cercanías de la costa del actual Estado Anzoátegui, sin indicación de su función. (Fuente: *Barcelona*, Armas Alfonso, R., en: *Ciudades Fundadoras*, Revista Pequiven, Edición Especial, 1992, p.117)

La inversión en infraestructura es uno de los aspectos importantes de los programas de desarrollo de los países. En América Latina, se estima que la inversión en este sector es del orden del 3% del PIB por año. Pero todo indica que la región deberá aumentar significativamente la inversión en el desarrollo de su infraestructura en los próximos años, ya que esto es una condición imprescindible para el avance de los planes de desarrollo (CAF, 2015).

Recientemente, se ha incrementado la preocupación por aspectos sociales y ambientales en las políticas y proyectos de infraestructura. Existe una mayor conciencia sobre la ocurrencia de eventos extremos (terremotos, inundaciones, etc.) y la vulnerabilidad de la infraestructura existente. El impacto de las catástrofes sobre los planes de desarrollo de los países puede ser mitigado si se toman previsiones y se implementan las políticas adecuadas de prevención.

Según el *Intergovernmental Panel on Climate Change* (IPCC), la definición de desastre es la siguiente: “Alteración graves del funcionamiento normal de una comunidad o una sociedad debido a fenómenos físicos que interactúan con condiciones sociales vulnerables, dando

lugar a efectos humanos, materiales, económicos o ambientales adversos generalizados que requieren una respuesta inmediata a la emergencia para satisfacer las necesidades humanas esenciales, y que puede requerir apoyo externo para la recuperación” (IPCC, <http://www.ipcc.ch/>).

La importancia de la Reducción de Riesgos de Desastres (RRD) debe comprenderse a partir de su contribución al desarrollo humano sostenible. Es necesario concebir las estrategias y programas de RRD a partir de incorporar y analizar los procesos del desarrollo, los que incluyen aspectos relacionados con el afianzamiento del sector productivo y el aumento de la competitividad.

Los terremotos y los eventos hidrometeorológicos que originan desastres, comprometen los esfuerzos que una sociedad impulsa con el fin de lograr un desarrollo sostenible. Algunas sociedades, particularmente las más pobres, no pueden llegar a recuperarse,

Los países más pobres tienen muchas dificultades para recuperarse de los desastres: son muy vulnerables dadas sus limitadas capacidades y recursos y enfrentan graves problemas como debilidades institucionales, bajo nivel educativo de la población, baja competitividad, etc. cayendo en las “trampas de Resiliencia”. Las “trampas de resiliencia” son trampas de pobreza que impiden a los países sostener sus procesos de desarrollo. Los desastres se repiten con frecuencia y dañan las limitadas capacidades endógenas de los países pobres (que ya de por sí se desarrollan muy lentamente dadas sus insuficiencias crónicas) en sus procesos fundamentales. El Salvador, Honduras y Nicaragua parecen estar en una trampa de resiliencia desde los 1980’s (Corrales, W., 2015).

Entre 1980 y 2014, los desastres más mortíferos fueron los que se muestran en la **Tabla I - A**. Como se aprecia, los terremotos causaron 680.770 víctimas (un 63% del total de víctimas de los diez eventos más mortíferos) y 115.800 mm\$ de pérdidas (un 85% del total). Si a eso se suma el terremoto de Chile del 2010 y el de Japón de 2011 (sismos que no están entre los más mortíferos, pero que causaron grandes pérdidas en infraestructura), las pérdidas superan los 350.000 millones de US\$.

Tabla I - A¹: Desastres más mortíferos entre 1980 y 2014

Evento	Fecha	Víctimas	Pérdidas MM US\$
Terremoto Haití	12/1/2010	222.570 (300.000 gobierno Haití)	8.000
Terremoto+Tsunami Indonesia	26/12/2004	220.000	10.000
Myanmar, Ciclón	2-5/5/2008	140.000	4.000
Bangladesh, ciclón	29-30/4/1991	139.000	3.000
Terremoto: Pakistán, India, Afganistán	8/10/2005	88.000	5.200
Terremoto: China (Sichuan, ...)	12/5/2008	84.000	85.000
Ola de calor (Europa)	Julio-Ag. 2003	70.000	13.800
Ola de calor (Rusia)	Julio-Sept 2010	56.000	400
Terremoto Irán	20/6/1990	40.000	7.100
Terremoto Irán	26/12/2003	26.200	500
		Total: 1.085.770 víctimas	Total: 137.000 MM US\$

La vulnerabilidad de las infraestructuras relacionadas con redes viales y de comunicaciones, es un factor importante a ser tomado en cuenta cuando ocurren desastres. El cierre total o parcial de las vías de comunicación, producto de la ocurrencia de desastres naturales, tiene impactos directos e indirectos considerables y pueden llegar a interrumpir gravemente, no sólo la atención de la emergencia inmediatamente después del desastre, sino los planes de recuperación y reconstrucción a corto y mediano plazo, y obstaculizar por largo tiempo la recuperación del ritmo normal de funcionamiento de comunidades, ciudades y regiones.

Los puentes son eslabones débiles en las redes viales frente a la amenaza sísmica, como lo ha demostrado la experiencia de numerosos sismos ocurridos en la historia. Se trata de estructuras costosas y, en muchos casos, de importancia vital para garantizar las

¹ <https://www.munichre.com/touch/naturalhazards/en/natcatservice/annual-statistics/index.html>

comunicaciones. La falla de un puente puede obstaculizar el acceso a zonas afectadas, la asistencia a las víctimas, el suministro de alimentos y medicinas, entre otras tareas.

Por ello es importante tomar en cuenta, en los planes de desarrollo de sistemas viales, la redundancia de vías de acceso hacia centros estratégicos de producción, suministro y servicios. Las líneas vitales de comunicación hacia puertos, aeropuertos, hospitales, cuarteles de bomberos y centros de abastecimiento, por ejemplo, deben ser múltiples y es necesario establecer todas las medidas posibles para garantizar su seguridad frente a amenazas naturales.

Cabe mencionar el caso de Chile. Como consecuencia del terremoto de 2010, unos veinte puentes quedaron totalmente destruidos, y aproximadamente doscientos, de un total de doce mil puentes, resultaron con algún nivel de daño, lo que impactó gravemente el funcionamiento de la red vial del país y la atención inmediata de la población afectada por el desastre.

La ocurrencia de sismos en la historia reciente nos ha dejado numerosas lecciones sobre la vulnerabilidad de los puentes. Incluso sismos que pueden considerarse de intensidad moderada han causado la destrucción de puentes con un impacto económico considerable. Los sismos de Loma Prieta (1989), Costa Rica (1991), Norridge (1994), Kobe (1995) y Taiwan (1999), entre otros, son ejemplos de los altos niveles de daño que pueden esperarse en zonas de amenaza sísmica moderada o alta, cuando existen puentes que no poseen suficiente capacidad de respuesta o se han construido en sitios inadecuados para enfrentar el nivel de demanda sísmica al que están expuestos.

Las consecuencias económicas directas pueden ser muy elevadas. Los costos de reparación (en dólares de Estados Unidos de 1989) de algunos puentes que colapsaron como consecuencia del sismo de Loma Prieta sirven de ejemplo: Bay Bridge (US\$ 7.033.600), Viaducto Cypress (US\$ 250.484.000) y Struve Slough (US\$ 6.335.400).

Cuando ocurrieron los mencionados sismos de Loma Prieta, Northridge y más recientemente el de Chile, muchas de las causas de los daños observados en puentes eran ya conocidas. Sin embargo, los puentes no habían sido reforzados y por eso colapsaron o sufrieron daños que habrían podido mitigarse. Muy a menudo, el estado de avance de los conocimientos se refleja en los códigos de diseño vigentes. Pero los avances son aplicados más lentamente en la realización de programas de refuerzo de estructuras existentes. Esta es una tarea pendiente y prioritaria en todos los países de la región y debe ser parte fundamental de los programas de prevención sísmica que se implementen.

Evaluar el desempeño sísmico de los puentes es importante para la determinación del riesgo sísmico y para las tareas que se emprendan en programas de mitigación de daños causados

por desastres. Determinar la vulnerabilidad de los puentes existentes es una tarea esencial: son fuente de datos necesarios para fundamentar programas de prevención y protección sísmica, planes de desarrollo urbano, análisis de seguridad financiera, planes de desarrollo, etc.

Riesgo sísmico y vulnerabilidad de puentes

El estudio de la vulnerabilidad de los puentes se basa en la evaluación de su comportamiento esperado y apunta a la predicción de los daños que pueden acarrear los eventos sísmicos sobre estas estructuras. Estos estudios se nutren, en gran parte, del análisis de experiencias que han dejado los sismos ocurridos.

El riesgo sísmico de una estructura se define como la probabilidad de que la misma sufra diversos grados de daño durante su vida útil debido a la ocurrencia de sismos. El riesgo depende de la peligrosidad del sitio de emplazamiento de la estructura y de su vulnerabilidad. La vulnerabilidad de un puente se determina con base en la predicción del nivel de daño que la estructura sufriría como resultado de una acción sísmica de magnitud definida. La peligrosidad del sitio se mide con base en la probabilidad de ocurrencia de una acción sísmica de cierta magnitud, dentro de un período de tiempo y dentro de un área determinada.

El riesgo sísmico también tiene que ver con el grado esperado de pérdidas frente a sismos, es decir, con la importancia, el valor económico, social, histórico, entre otros, de las estructuras afectadas. El valor económico se obtiene evaluando los costos directos e indirectos asociados con los daños de la estructura. Los costos directos son función de los daños en elementos estructurales, no estructurales, contenidos, etc. Los costos indirectos se relacionan con el impacto social o en sistemas de comunicación, de transporte, con pérdidas en procesos de producción, ventas, distribución, etc.

Se entiende que para reducir el riesgo sísmico de un puente existente, se requiere reducir su vulnerabilidad, ya que el nivel de amenaza sísmica en el sitio del emplazamiento no la podemos disminuir. En todo caso, para un puente nuevo, puede elegirse un sitio de ubicación menos peligroso (desde el punto de vista sísmico), o mejorar las condiciones del suelo o de la topografía en el sitio del emplazamiento.

Es necesario contemplar en los países metodologías y planes de monitoreo regular para evaluar el estado de los puentes existentes y programas permanentes para su mantenimiento.

La elaboración de listas de prioridades para programas de rehabilitación de puentes es una tarea fundamental.

Estas tareas serán exitosas en la medida en que se acompañen con planes de formación y capacitación técnica de los funcionarios responsables de evaluar nuevos proyectos de infraestructura, de supervisar su ejecución y de garantizar la seguridad de las redes viales. Profundizar los esfuerzos para sensibilizar a personas e instituciones en los temas de la vulnerabilidad de la infraestructura frente a la amenaza sísmica y la importancia de las tareas de prevención y mitigación de desastres sísmicos es una tarea necesaria y prioritaria, a incorporar urgentemente en los planes de la región para alcanzar el desarrollo sostenible.

Sobre el diseño sísmico de puentes

Las prácticas del diseño sísmico de puentes han avanzado con las lecciones que han dejado los sismos a lo largo de la historia. En particular, el terremoto de San Fernando de 1971 tuvo una importancia clave en el desarrollo de las normativas para el diseño, que se profundizó con la incorporación de las enseñanzas sobre el desempeño sísmico de puentes dejadas por los eventos de Loma Prieta (1989) y Northridge (1994).

En América Latina, la mayoría de los países no cuentan actualmente con normas oficiales para el análisis y diseño sísmico de puentes. Es usual que, en nuestra región, los proyectistas se fundamenten en especificaciones extranjeras, sobre todo estadounidenses. Sin embargo se han hecho esfuerzos valiosos en algunos países de la región, para elaborar propuestas y lineamientos normativos para el diseño sísmico de puentes. Pueden mencionarse, por ejemplo, las iniciativas de Costa Rica (Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, Marzo 2013) y Venezuela (Lobo, 1987).

La geometría básica de un puente, diseñado para soportar múltiples filas de tráfico vehicular, lleva usualmente a que una superestructura sea significativamente más rígida que la subestructura. Aunque las subestructuras pueden ser diseñadas para resistir la totalidad de las cargas sísmicas elásticamente, esto llevaría a costos elevadísimos e inviables desde un punto de vista práctico. Proveyendo la ductilidad necesaria, se reducen los costos, al reducirse las fuerzas de diseño.

En las normas actuales se proponen dos tipos de metodologías fundamentales para diseñar puentes: las basadas en fuerzas y los métodos basados en desplazamientos. En el método de las fuerzas se utilizan factores de ductilidad prescritos, para reducir fuerzas elásticas y obtener fuerzas de diseño. En el método de los desplazamientos se considera la capacidad de deformación inelástica de los elementos.

En ambos métodos, se trata de diseñar un puente que tenga reservas de ductilidad y deformabilidad para resistir un terremoto incluso mayor que el anticipado para el diseño. Tradicionalmente, se seleccionan componentes claves que proveen ductilidad (por ejemplo las columnas) y deformabilidad (capacidad adecuada de las juntas para permitir la

deformación del puente). Una vez seleccionados los componentes claves, los demás elementos del puente se diseñan para transmitir adecuadamente las cargas y desplazamientos impuestos por los elementos claves seleccionados, sin que pierdan resistencia. Esto se conoce como diseño por capacidad. Esto quiere decir que se selecciona o diseña el mecanismo resistente del puente (el mecanismo plástico deseado), se establece la demanda de ductilidad que impone el sismo de diseño, y se chequea la capacidad de todos los elementos para responder a esta demanda. En el diseño por capacidad, ciertos elementos son diseñados para tener un comportamiento dúctil y el resto, esencialmente, tendrán un comportamiento elástico.

En los puentes que fueron diseñados con viejas metodologías y códigos (usualmente con códigos normativos elaborados antes de las lecciones dejadas por el sismo de Northridge) se observan debilidades características. En estos puentes, usualmente las columnas no tienen capacidad de resistencia o deformación suficientes para evitar el colapso del puente frente a un sismo de mediana o alta magnitud. También se observa insuficiencia en las longitudes de apoyo y muchas veces las conexiones son débiles, sin la capacidad de resistencia o deformación necesarias para responder a la demanda de desplazamientos que imponen estos sismos.

En los códigos de diseño modernos, la vulnerabilidad de los puentes es determinada utilizando matrices de probabilidad de daño o curvas de fragilidad. Las matrices de probabilidad de daños son expresiones discretas de probabilidades condicionales: probabilidad de obtener niveles de daños definidos (alto, moderado, leve, por ejemplo) debido a la ocurrencia de sismos de distinta intensidad. Las curvas de fragilidad son funciones continuas que expresan la vulnerabilidad de las estructuras en función del tamaño del sismo (medido en aceleraciones, desplazamientos, magnitudes u otro parámetro). Se basan en estudios estadísticos y analíticos del desempeño esperado de los puentes ante sismos ocurridos en el pasado; es una práctica que se ha extendido recientemente ya que se han desarrollado curvas de fragilidad para distintas tipologías y configuraciones estructurales de puentes. Las curvas de fragilidad incorporan factores relacionados con el sitio, por lo que deben realizarse adaptaciones cuando son utilizadas en sitios diferentes que para el que fueron desarrolladas.

La vulnerabilidad también puede ser determinada con métodos basados en índices. En estos se asignan pesos a diferentes parámetros que caracterizan el comportamiento sísmico de las estructuras para totalizar un valor global representativo de la vulnerabilidad del puente. Estos parámetros normalmente se agrupan en tres tipos: los relacionados con aspectos estructurales, los que tienen que ver con la importancia del puente y los que se asocian con las características del suelo de fundación.

Sobre este trabajo

Esta iniciativa surge de la necesidad de apoyar las políticas y planes de prevención sísmica en la región latinoamericana. Uno de sus objetivos fundamentales es contribuir con el desarrollo de las normativas sísmicas en la región, en particular con la propuesta de lineamientos para la evaluación y diseño sísmico de puentes.

En la primera parte se sintetiza información sobre el desempeño de puentes ante movimientos telúricos ocurridos en diferentes zonas sísmicas del planeta. Se presentan casos de puentes totalmente destruidos, así como de otros reparables, siguiendo los objetivos de la Ingeniería Sísmica Forense desarrollada a partir de los años 50. Se señalan adicionalmente casos de puentes donde se han adoptado medidas preventivas aún por validar (ya que no se han visto todavía sometidos a sismos de importancia), y se incluyen, por su valor histórico, algunos casos en áreas sudamericanas donde han sucedido grandes sismos en épocas sin mayor desarrollo urbano.

Las lecciones que nos han dejado estos eventos a lo largo del último medio siglo, son múltiples. En buena medida, estas lecciones han sido la base del documento elaborado como propuesta de un Manual para el Proyecto de Puentes en Zonas Sísmicas que acompaña la casuística aquí recogida, y constituye, junto con los comentarios del Manual propuesto, la segunda y tercera parte de esta contribución.

En los comentarios (tercera parte), se han ampliado algunos aspectos sobre el desempeño de estructuras de concreto reforzado, con énfasis en el tema de la priorización de estructuras de puentes, con fines de su posible adecuación o rehabilitación, en estrategias de prevención sísmica.



Parte I: Causística

INTRODUCCIÓN A LA PARTE I: CASUÍSTICA

A continuación se sintetiza información sobre el desempeño de puentes ante movimientos telúricos ocurridos en diferentes zonas sísmicas del planeta.

Los casos que se comentan en este trabajo se presentan enumerados en forma cronológica, en la **Tabla I - B**.

Los primeros casos se comentan por su interés histórico. Ocurrieron a finales del siglo XIX y principios del XX, épocas donde, en Latinoamérica, el desarrollo de la infraestructura y de la ingeniería era todavía incipiente y no se recogía mucha información sobre los eventos sísmicos y su impacto.

A partir del **CASO 4**, que corresponde al terremoto de Valdivia en Chile (mayor sismo registrado durante el siglo XX), se comentan algunos eventos sísmicos donde se ha tratado de ilustrar principalmente el comportamiento de los puentes: se comentan casos de puentes totalmente destruidos, así como de otros reparables, siguiendo las buenas prácticas de la *Ingeniería Sísmica Forense* desarrollada a partir de los años 50. También se ilustran, de manera general, otros tipos de daños e impactos de importancia ocasionados por los sismos.

La información disponible varía en cada caso. En algunos casos reseñados en este trabajo, las referencias no proporcionan suficiente información con respecto a los puentes y otras estructuras afectadas como para comentar en detalle su comportamiento. Sin embargo, se incluyen porque han dejado alguna lección valiosa respecto al tema que nos ocupa, o proporcionan datos interesantes que merecen ser considerados.

En otros casos, que marcaron hitos para el conocimiento del comportamiento de los puentes y el avance de las normas para su diseño, tales como el terremoto de San Fernando de 1971 y terremotos posteriores como el de Loma Prieta de 1989 y el de Northridge de 1994, se comentan con mayor detalle las lecciones aprendidas, las modificaciones normativas y cambios en los criterios de diseño, que se derivaron del estudio de los puentes impactados.

Finalmente, los dos últimos casos incluidos en este trabajo (**CASO 39** y **CASO 40**) no corresponden a eventos sísmicos ocurridos en alguna fecha específica. En ellos se comentan casos de puentes donde se han adoptado medidas preventivas contra la acción sísmica aún por ser validadas, ya que estos puentes no se han visto todavía sometidos a sismos de importancia.

Cabe comentar que muchos de los registros fotográficos son tomados de documentos antiguos. De allí que la calidad de algunas figuras no sea la óptima.

En las secciones que siguen, se describen y documentan en detalle los casos incluidos en la **Tabla I - B**.

Tabla I - B: Lista de casos estudiados

Caso	Identificación	Comentarios
1 M = 7.1	Andes Venezolanos, 28 de Abril 1894	Construcción de un ferrocarril sobre extensas áreas licuables. Pérdida de extensas áreas de la línea férrea, así como de puentes metálicos.
2 M = 7.8	Cabo Codera, Costa Venezolana, 29 de octubre 1900	Dos mapas de isosistas (1900 y 1915). Inicialmente 8.4. Posteriormente, Fiedler (1961) redujo a magnitud 7.8.
3 M = 8.9	Frontera costa Colombo-venezolana, 31 de Enero 1906	Área afectada en 1906 por gran sismo. <i>Seiche</i> en Lago de Maracaibo. Amplia descripción en Ramírez (1975).
4 M > 9	Valdivia, Chile, 22 de Mayo 1960	Mayor sismo registrado durante siglo XX. La extensión del tsunami, fue la razón de instalar una red de "alerta de tsunami" en el Pacífico.
5 M = 5.8 – 6.2	Skopje, 26 de Julio 1963	Magnitud entre 5.8 y 6.2.
6 M > 8.5	Alaska, 27 de Marzo 1964,	Inestabilidad de taludes, se manifestó con cambios de topografía en las partes urbanizadas.
7 M = 7.5	Niigata, Japón 16 de Junio 1964	Pérdida de varios tramos de puente de 300 m, por hundimiento de pilas hacia el centro. Fenómenos de licuefacción generalizada en tierra firme.
8 M = 6.8	Varto-U"strükan, Iran 19 de Agosto 1966	Puente sobre el río Bingöl. Desplazamiento del tablero
9 M = 6.6	San Fernando, Los Ángeles, 9 de Febrero 1971	Afectación de tramos carreteros elevados, algunos en construcción. Importantes lecciones de armado.
10 M = 6.6 – 7.1	Ghir, Irán, 10 de Abril 1972	Puente Shah-abad. Daños menores
11 M = 7.5	Isla de Antigua, 8 de Octubre 1974	Puentes de mampostería antiguos clausurados
12 M = 7.5	Guatemala, 4 de Febrero, 1976	Puente Benque Viejo, sobre el río Plátano, quedó al borde del colapso por desplazamiento permanente de sus apoyos.

13 M = 7.8	Tangshan, China 28 de Julio 1976	Efectos de licuefacción.
14 M = 7.7 – 7.9	Mindanao, Filipinas, 17 de Agosto 1976	Dos puentes en Cotabato. Caída de tableros y desplazamiento de apoyos.
15 M = 7	Montenegro, 15 de Abril 1979	Deslizamientos en autopista del Adriático (de Bar a Dubrovnik). Daños en estructuras de mampostería.
16	Imperial Valley, Octubre 1979	Daños en carreteras: California State Route 86. Fenómenos de licuefacción. Sismo anterior en 1940: daños en líneas férreas.
17 M = 7.3	Al Asnam, 10 de Octubre 1980	Puente Oued Cheliff. Asentamientos de apoyos. Fenómenos de licuefacción
18 M = 6.8 – 7.1	Sant' Angelo dei Lombardi, 23 de Noviembre 1980	Asentamiento en una de las pilas del puente de Sant'Angelo dei Lombardi dos días después del sismo.
19 M = 6.2	Morgan Hill, California, 24 de Abril 1984	Bloqueo del puente East Dunne Avenue por deslizamiento de rocas. Caso de adecuación en fijación de equipos.
20 M = 7.8	Llolleo, Chile, 3 de Marzo 1985	Puente Lo Gallardo sobre el Río Maipo (licuefacción). Puente Rapel a menos de 45 Km del epicentro (terreno competente), daños por desalineación.
21 M = 5.6	San Salvador, 10 de Octubre 1986	Daños menores en puentes. Interrupción del servicio por derrumbes de taludes en accesos.
22 M = 6.3 – 6.6	Edgecumbe, Nueva Zelanda, Marzo 1987	Licuefacción. Asentamiento. Puente Te-Teko, con aislamiento sísmico, presentó fallas.
23 M = 5.9	Whittier Narrows, California, 1 de Octubre 1987	Afectación en autopista 605. Puente proyectado en 1964 y rehabilitado en 1981 por medio de cables. Importancia de la rehabilitación.
24 M = 7.1	Loma Prieta, California, 17 de Octubre 1989	Daños en 13 puentes. Viaducto Cypress (colapso de nivel superior causó 40 muertes)
25 M = 6.4	Manjil-Rourbar, Iran, 21 de Junio 1990	Puentes de mampostería antiguos resultaron afectados
26 M = 7.5	Puerto Limón, Costa Rica, 22 de Abril, 1991	Dañados 13 puentes en Ruta 1 y Ruta 32 de San José a Limón y al sur de Limón hacia Panamá. Causas: suelos deformables o licuables. Daños en pavimentos por desparramamiento lateral.
27 M = ¿?	Erzincan, Turquía, 13 de Marzo 1992	Dos puentes afectados. Daños en muros de acceso.
28 M = 8.1	Isla de Guam, 8 de Agosto 1993	29 puentes con daños tipificados.

29 M = 6.7	Northridge, Los Ángeles, 17 de Enero 1994	Puentes colapsados y daños en 39.
30 M = 7.2	Kobe, Japón, 17 de Enero 1995	Extensos tramos elevados del tren-bala, y de tramos de autopista, perdieron su estabilidad
31 M = 7.8	Kocaeli, 17 de Agosto 1999	Zona epicentral en cercanías de la Autopista Trans Europea (ATE), ruta principal que une la capital Ankara con Istanbul.
32 M = 7.5	Chi-Chi, Taiwan, 20 de Septiembre 1999	Colapso de 5 puentes y 30 con daños.
33 M = 7.8	Sumatra, 26 de Diciembre 2004	Generó tsunami. Severos daños en áreas urbanizadas de Indonesia y lejanas costas del Océano Índico
34 M = 8.0	Wenchuan, China, 12 de Mayo 2008	Colapso de 5 puentes. Longitudes de apoyo insuficientes.
35 M = 8.8	Maule, Chile, 27 de Febrero 2010	Tsunami. 200 puentes dañados, 20 colapsados. Red vial afectada. Los daños en puente: mayor parte por caída de tableros.
36 M = 9	Tohoku, Japón, 11 de Marzo 2011	Gran maremoto. Se reportan puentes perdidos por la acción del maremoto.
37 M = 6.3	Christchurch, Nueva Zelanda, 22 de Febrero 2012	Localidad ubicada a 10 km de una falla no detectada previamente. Algunas de las medidas de adecuación sísmica no fueron eficientes.
38 M = 7.6	Samara, Costa Rica, 05 de Setiembre de 2012	De cerca de 4 mil puentes en el país, sólo dos sufrieron daños. Uno destruido.,
39	Línea férrea Caracas-Valles del Tuy	Empleo de Aisladores Sísmicos.
40	Nuevo Viaducto, autopista Caracas-La Guaira	

CASO 1. GRAN TERREMOTO DE LOS ANDES VENEZOLANOS, ABRIL 1894

I 1.1 El Evento

Para esas fechas no se contaba con registros sismográficos. Con base a la extensión e intensidad de los efectos conocidos, Fiedler (1961) asignó 7.1 a este evento y profundidad focal de 20 km. Otros autores han estudiado los documentos de Brun (1894) y, en general, concluyen que las incertidumbres no facilitan una asignación mejor sustentada. El mapa de isosistas del Dr. Fiedler, que se da aquí como **Figura I 1-1**, fue el primero en publicarse.

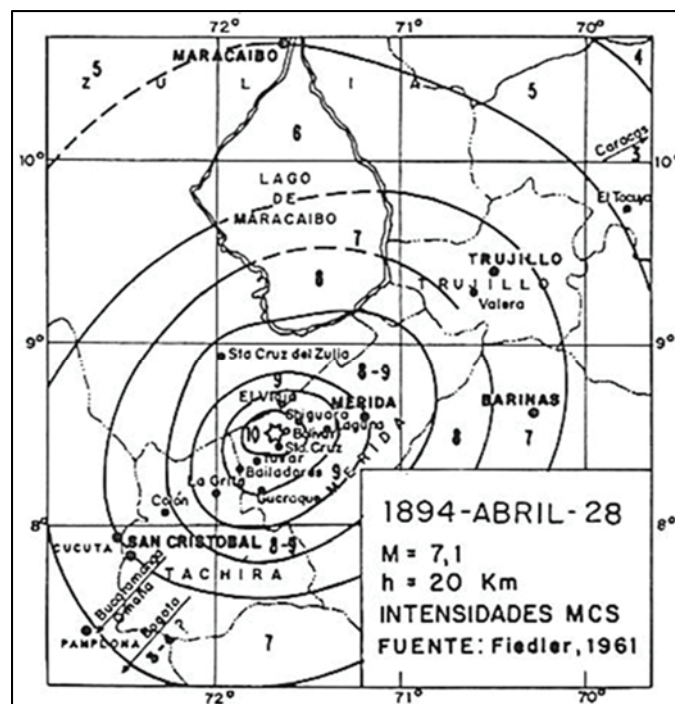


Figura I 1-1: Mapa de isosistas del Terremoto de Los Andes, 28 de abril 1894. (Fuente: Fiedler, 1961)

I 1.2 Efectos en Puentes Existentes

A finales del siglo XIX, en Venezuela se venía desarrollando una red ferroviaria, parte de un ambicioso proyecto de 5000 km que nunca se llegó a construir. Sin embargo, la región sur del Lago de Maracaibo sí quedó vinculada con el estado Táchira, económica y políticamente

importante. De modo que se construyó una línea férrea que cruzaba numerosas vías de agua y zonas parcialmente inundables. Cuando ocurrió el sismo, los durmientes se desplazaron más de media vara² en direcciones contrarias y las vías quedaron inservibles. Los apoyos de los puentes quedaron en zonas donde había brotado agua fétida y la mayoría de los puentes, salvo en tramos limitados, quedaron inservibles (Brun, 1894; Lugo, 1994).

² La vara es una unidad de longitud utilizada en la península ibérica, principalmente España y Portugal y por consiguiente en las zonas de influencia hispanolusitana como lo es Iberoamérica y otras regiones de influencia colonial. Equivalía a 3 pies. Cada región de acuerdo a sus necesidades o simple aislamiento tenía distintos valores para la vara: su longitud oscilaba entre 0,8359 m la vara de Alicante y los 0,768 m la de Teruel. No obstante, la más empleada era la vara castellana o vara de Burgos, de 0,835905 m, tres veces el pie castellano de 0,278635 m. (<https://es.wikipedia.org/wiki/Vara>)

CASO 2. TERREMOTO CON EPICENTRO FRENTE A CABO CODERA, 1900, ÁREA NORTE CENTRAL DE VENEZUELA

I 2.1 El Evento

Este sismo del 29 de Octubre de 1900, fue registrado por la primera red mundial de sismógrafos, organizada por John Milne con la colaboración de los Jesuitas. Dos años después se publicaba en Inglaterra (Isla de Wight), el catálogo de los grandes sismos registrados en el planeta durante 1900; en ese Informe de Milne, al sismo de Venezuela se le asignó una magnitud en exceso de 8, y área epicentral, costa fuera, frente a Cabo Codera.

En Venezuela, una semana después del sismo, el Ingeniero Melchor Centeno Graü, ubicaba la zona epicentral no muy lejos de la posteriormente obtenida por Milne y, además, dos semanas después del sismo, publicó en el periódico *La Linterna Mágica* un mapa de isosistas; el primero que se conoce en el país (**Figura I 2-1**).

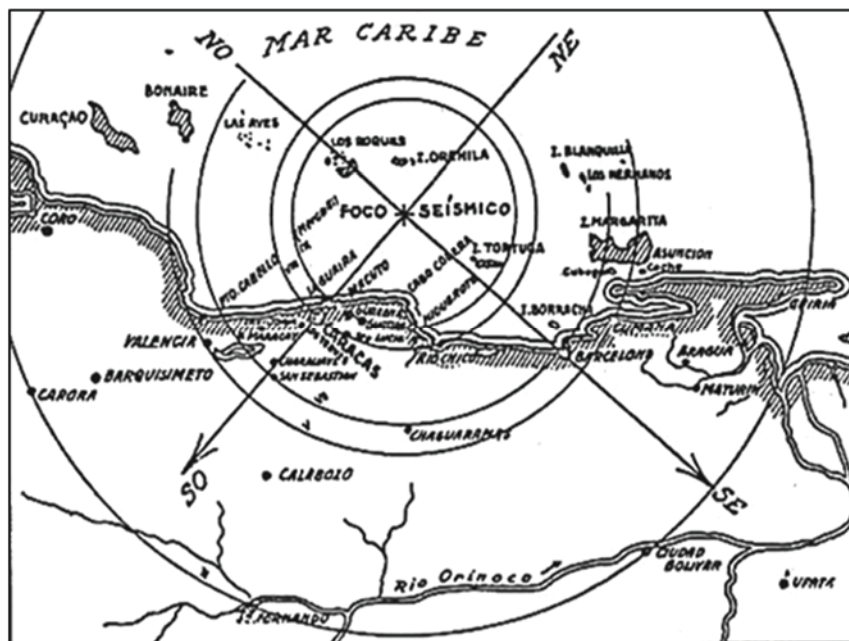


Figura I 2-1: Primer mapa de Isosistas publicado en el país. Terremoto de Octubre de 1900. (Fuente: Centeno Graü, 1900)

En 1905 el geólogo Wilhem Sievers, publicó un segundo mapa de isosistas, con base en información epistolar de sus conocidos en Venezuela, país donde había trabajado durante varios años. El mapa base de Sievers -línea de costa simplificada- es similar, por no decir igual, al de Centeno, lo cual hace pensar que Sievers tuvo conocimiento del mapa publicado por Centeno. La forma de las isosistas, elípticas siguiendo la falla de San Sebastián, sin duda fueron más acertadas que las de Centeno, que las intuyó como circulares (comparar **Figura I 2-1** y **Figura I 2-2**).

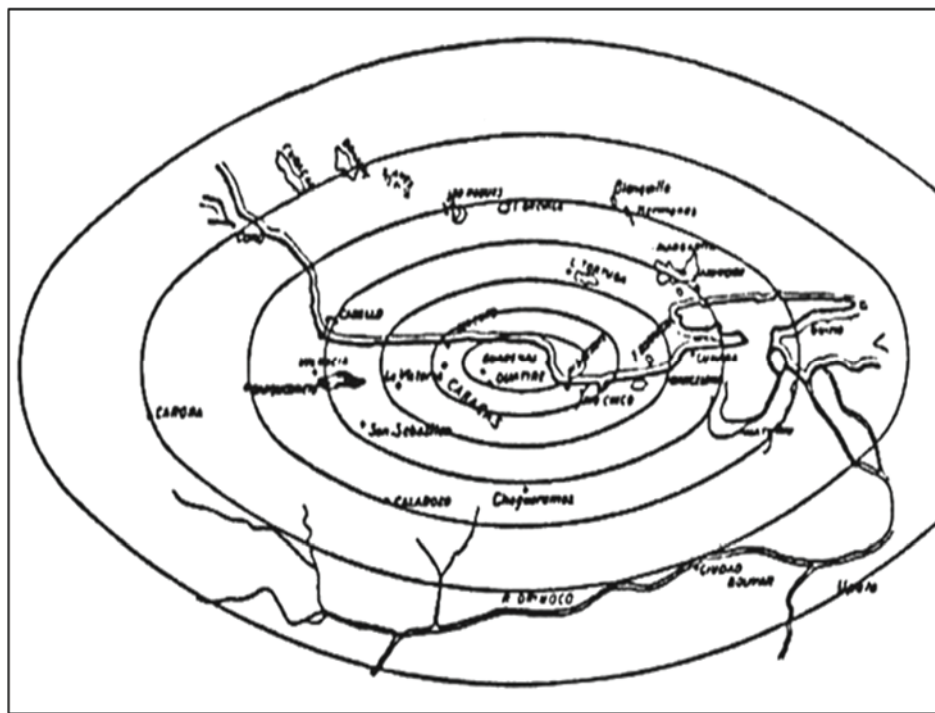


Figura I 2-2: Mapa de Isosistas del terremoto de Octubre de 1900, publicado en 1905. (Fuente: Sievers, 1905)

Estudios posteriores de los registros originales hechos por Günther Fiedler, redujeron la magnitud de este sismo de 8.4 (Richter, 1958) a 7.8 (Fiedler, 1988),

I 2.2 Los Efectos

Con base en la información recogida en el campo por Centeno (1940) y por Ugas y Grases (1978), los fenómenos de licuefacción fueron generalizados. El puente sobre el río Paparo que vincula el área cacaotera de Barlovento con el puerto de Carenero, perdió su posición inicial por asentamientos en los tramos de acceso. Este fue evaluado y rehabilitado por el Ingeniero Alfredo Jahn poco tiempo después.

CASO 3. TERREMOTO EN LA FRONTERA COLOMBO-ECUATORIANA, 1906

Desde el punto de vista tectónico, la zona donde ocurrió este gran evento del 31 de Enero de 1906, está asociado a la zona de subducción de la Placa del Pacífico. El terremoto se produjo a lo largo del límite entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana. Esa zona también ha sido fuente de grandes maremotos en tiempos históricos.

“De acuerdo a la documentación de la época el sismo produjo los mayores daños en la provincia de Esmeraldas, en poblaciones como Esmeraldas, Río Verde, Limones, La Tola y en la zona de Tumaco - Colombia. De acuerdo a las investigaciones llevadas a cabo por Egred (sin publicar), el sismo no generó consecuencias catastróficas en las zonas mencionadas debido a que no existían en la época grandes centros urbanos; sin embargo los estragos se extendieron hasta las provincias norteñas de la Sierra del Ecuador. De acuerdo a la página de la NEIC-USGS (National Earthquake Information Center del Servicio Geológico de los Estados Unidos, <http://earthquake.usgs.gov/>) los daños por este sismo ocurrieron tan lejos como Cali - Colombia hasta Otavalo - Ecuador, siendo sentido hasta Maracaibo – Venezuela”.³

La magnitud del evento, estimada en 8.6, fue objeto de revisión por parte de los sismólogos del Instituto Sismológico de los Andes Colombianos (Ramírez, S.J., 1975); de igual modo se revisó la extensión de sus efectos. No se conocen casos de afectación de puentes en el área, poco poblada en esas fechas.

Los daños más importantes se produjeron como producto del tsunami que afectó el pueblo de Río Verde en Ecuador. Se estima que el total de víctimas mortales fue aproximadamente entre 1000 y 4000.

El tsunami tuvo efectos en Colombia. En Tumaco, las olas alcanzaron hasta 5 metros. Las olas llegaron a Hawai y Japón. También el tsunami afectó las costas de Costa Rica y México.

³ <http://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/575-terremoto-de-esmeraldas-de-1906-uno-de-los-sismos-m%C3%A1s-grandes-la-historia>

CASO 4. TERREMOTO DE VALDIVIA, MAYO DE 1960

I 4.1 El Evento

Calificado como el mayor de los sismos registrados durante el siglo XX, con magnitud 9.5, los efectos del tsunami que ocasionó, se extendieron por todo el Pacífico. Como consecuencia, se creó un sistema de alarma a lo largo de las zonas urbanas costeras del Pacífico y de las islas del sur-oeste de ese Océano. Esta alarma ha sido de utilidad en sismos posteriores.

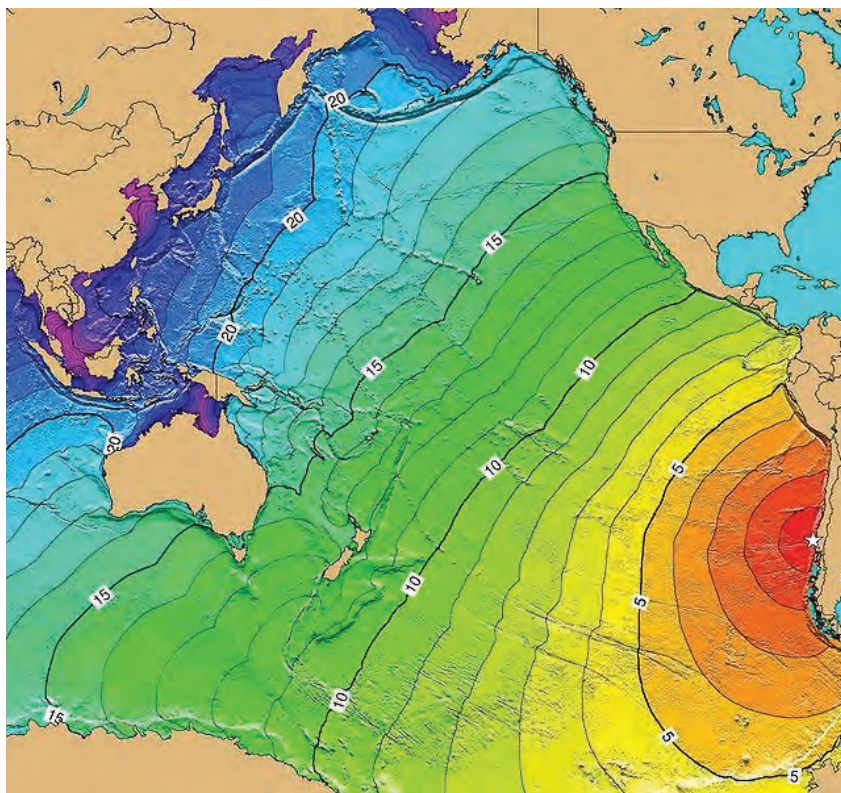


Figura I 4-1: Tiempos de propagación de la perturbación generada en el Pacífico, por el sismo de magnitud 9.5, el 22 de mayo de 1960, frente a Concepción, Chile. (Fuente: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Tsunami_travel_time_Valdivia_1960.jpg)

Cuando ocurrió el gran maremoto de Sumatra, en diciembre de 2004 (**CASO 33**), el sismo de Concepción se destacó como ejemplo a seguir en el Océano Índico. Las consecuencias del terremoto de 2004 fueron catastróficas en costas ubicadas a miles de kilómetros del área

epicentral las cuales no estaban dentro de una red de alarma (véase también el **Caso 37** de esta compilación).

I 4.2 Puentes



Figura I 4-2: Desplome de pilas cercanas al acceso del puente sobre el río Bio Bio cerca de Concepción. (Fuente: Andrews, 1963, p. 97)

El terremoto de Valdivia tuvo efectos catastróficos en varias zonas de Chile, por ejemplo, cerca de Concepción, donde se produjo el colapso de un puente. La **Figura I 4-2**, tomada del libro de Andrews A. (1963), viene acompañada de la siguiente leyenda: "*Chile, 21st May 1960. Collapsed bridge over Bio River near Concepción*". Se trata del puente sobre el río Bio Bio, nuevamente afectado en el terremoto de Maule de 2010 (**Figura I 35-1** y **Figura I 35-2** del **CASO 35**).

CASO 5. EL TERREMOTO DE SKOPJE, YUGOESLAVIA, JULIO 1963

I 5.1 El Evento

El terremoto del 26 de Julio afectó Skopje, hoy capital de Macedonia, con magnitud entre 5.8 y 6.2, se generó a una profundidad estimada de entre 10 a 15 km, según USCGS. De acuerdo con observaciones de la población, el sismo consistió de un solo pulso en dirección Oeste, lo cual es consistente con la dirección predominante de caída o daños en edificaciones. El patrón de daños mostrado en la **Figura I 5-1** es típico del área, lo que señala claramente los efectos de un único pulso de derecha a izquierda (para el lector que mira la Figura), tanto en los muros de fachada como en las partes superiores de la construcción.

El área de daños severos fue limitada y quedó constreñida a los desarrollos urbanos dentro de la ciudad (Berg, 1964, pp. 33-34). Mecanismos similares se citan en informes sobre eventos anteriores: Port Hueneme, California, 1957; Agadir, Marruecos, 1960. Estos casos no han sido incluidos en esta compilación.

I 5.2 Desempeño de Estructuras y Puentes

En las zonas más antiguas de la ciudad, predominan estructuras de adobe, viviendas con pesados techos cubiertos de gruesas tejas de arcilla cocida, sin refuerzos adecuados. Muchas de éstas colapsaron totalmente. En algunos casos, las mezquitas perdieron su estabilidad, aun cuando esbeltos minarettes (construcciones adyacentes a las mezquitas) quedaron en pie con daños reparables.

En estructuras más modernas, como el Hall de Exhibiciones y muchas otras, el citado pulso hacia el Oeste generó daños reparables, especialmente en aquellas partes que por su rigidez les corresponde absorber cortantes más elevados.

En el Distrito Industrial del Noreste se sitúa un puente de estructura metálica destinado al paso de ferrocarriles con rumbo Norte-Sur. Éste está apoyado en amplias pilas, construidas en el lecho del río Vardar, el cual drena hacia el Mediterráneo (**Figura I 5-2**). Durante el sismo, el extremo Norte se desplazó hacia el este unas 16 pulgadas, sin que mostrase otros daños en su estructura.



Figura I 5-1: Edificación de mampostería que muestra la acción de un fuerte pulso hacia el Oeste (izquierda en la Figura) de su ubicación. (Fuente: Berg, 1964, p. 47)



Figura I 5-2: Puente Ferrocarrilero sobre el río Vardar, el cual sufrió desplazamiento de un apoyo en dirección Este. (Fuente: Berg, 1964, p. 39)

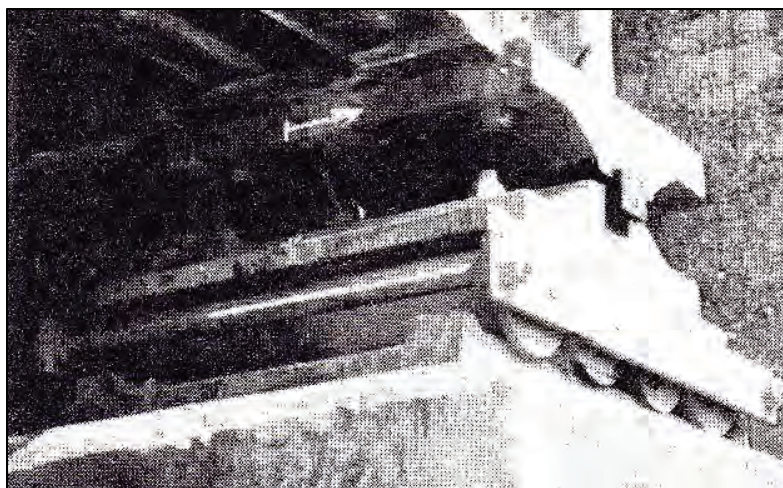


Figura I 5-3: Detalle de la Figura I 5-2. El apoyo quedó desplazado hacia el Este 16 pulgadas. (Fuente: Berg, 1964, p. 39)

Por medio de actuadores hidráulicos el puente fue reubicado en su posición inicial con lo cual se restableció el servicio del ferrocarril.

CASO 6. TERREMOTO DE PRINCE WILLIAM SOUND, ALASKA, MARZO 1964

I 6.1 El Evento

El 27 de Marzo de 1964 la ciudad de Anchorage fue afectada por un sismo de magnitud 8.4, cuyo epicentro se encontraba a una distancia de 75 millas en dirección este. La duración de la fase fuerte del sismo, así como el registro de centenares de réplicas y su extensión hacia el sudeste, conducen a pensar que la extensión de la rotura fue de centenares de kilómetros. Inicialmente los movimientos más fuertes se incrementaron en Anchorage y posteriormente se alejaron hasta Kodiak aproximadamente. De aquí que, considerada la duración total estimada entre 4 a 5 minutos, la fase fuerte del movimiento en Anchorage fue de aproximadamente 1.5 minutos (Wood, F. J., 1967, pp. 1-5).

I 6.2 Singularidades en sus Efectos

I 6.2.1 Inestabilidad de terrenos en Áreas Urbanas

Al igual que el sismo precedente en esa área del año 1899, -el terremoto de Yakutat Bay,- la generalización de los daños en el área afectada, fue la inestabilidad de los terrenos (Richter, 1958, pp. 596-598). Anchorage sufrió severos daños en su organización urbana como se muestra en las **Figura I 6-1** a **Figura I 6-3**. En el volumen consultado no se mencionan casos específicos de puentes afectados, aun cuando se sabe que sí hubo afectación de puentes en número desconocido.

No obstante la formación de *grabens* (“*fosas tectónicas*”) y pronunciados asentamientos en el terreno, así como las largas duraciones de los sismos conocidos en esa área, son condiciones geotécnicas particulares que deben considerarse para la instalación de puentes



Figura I 6-1: Vista aérea del deslizamiento ubicado en Government Hill. (Fuente: Wood, 1967, p. 293)



Figura I 6-2: Formación de un graben al sur de la calle L. (Fuente: Wood, 1967, p. 276)

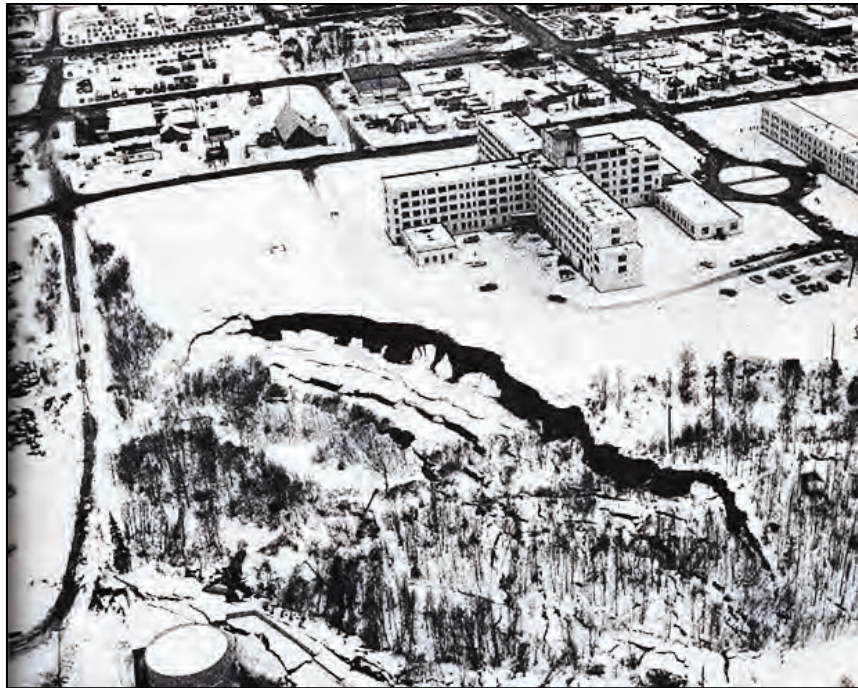


Figura I 6-3: Deslizamiento de la Avenida 1. Intersecta un viejo graben en su parte más baja y compromete la vida útil del Hospital. (Fuente: Wood, 1967, p. 291)

Una de las zonas más solicitadas para la ubicación de viviendas en Anchorage, por su amplia vista, era denominada: Turn-again. Construcciones ubicadas cerca del borde de ese talud se deslizaron decenas de metros cuesta abajo, perdiéndose las viviendas, que se declararon en pérdida total.

I 6.2.2 Puentes

En 1979, ATC celebró un Taller sobre proyecto y desempeño a las acciones sísmicas, de puentes de autopistas. Se dieron allí una variedad de casos, algunos de los cuales se reproducen en Ravara et al. (1984). Entre los casos presentados sobre el terremoto de Alaska, se da el colapso del puente sobre el río Copper que se ilustra en la **Figura I 6-4**.

Berg and Stratta (1964) recopilaron información sobre un conjunto de estructuras afectadas por el sismo de Alaska. Entre los casos que ilustran la acción de la perturbación marina que siguió al sismo, se dan dos puentes: uno de una autopista a Seward y, adyacente a éste, un puente ferrocarrilero que se reproducen en la **Figura I 6-5**.



Figura I 6-4: Colapso del puente sobre el río Copper. Apparently las pilas centrales se asentaron. (Fuente: Martin, G.R. et al., 1979)

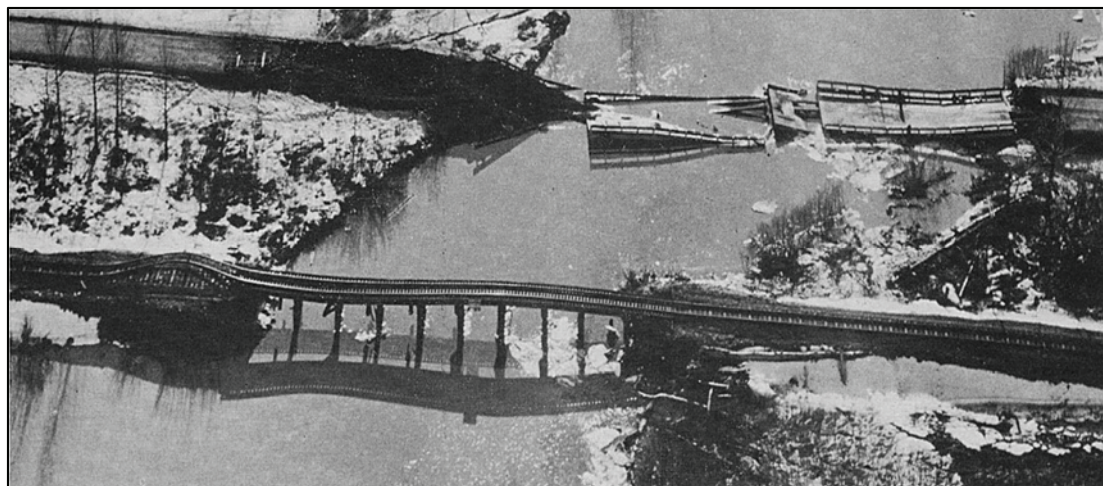


Figura I 6-5: Puente de la autopista de Seward y línea férrea adyacente. Afectación por la marejada que siguió al sismo. (Fuente: Berg and Stratta, 1964, p. 10)

I 6.2.3 Olas en el Área de los Tanques de Petróleo, a Nivel de Mar

Además de los daños ilustrados en la **Figura I 6-5**, en áreas ocupadas por tanques de petróleo y zonas adyacentes, los efectos del oleaje creado por el sismo ocasionaron daños en los muelles, en algunos tanques y otras instalaciones. Esto dio origen a una muy detenida investigación que dirigió el Profesor G.W. Housner (Housner G.W. et al., 1973), y que años después fue publicada en varios volúmenes. Se diferenciaron claramente allí las sollicitaciones debidas a los efectos impulsivos, de los convectivos.

I 6.2.4 El Edificio Sistema *Lift-slab* en Ejecución

En el momento del sismo se encontraba en ejecución un edificio basado en el sistema del '*lift slab*'. Según este sistema, todas las losas de la edificación son construidas unas sobre otras, alrededor de la torre de ascensores y columnas; la última losa se iza de primera y se conecta con el tope de las columnas; luego se iza la penúltima y así sucesivamente hasta colocar todas las losas.

En una operación posterior se conectan los transmisores de corte, con base en un sistema post-tensado. Obviamente la estructura a medio armar no tenía la capacidad portante prevista, lo cual, especialmente vista la duración del sismo de 1964, hizo que se viniera abajo. Desafortunadamente, este caso se perdió desde el punto de vista de la Ingeniería Forense, pues los restos fueron rápidamente recogidos.

CASO 7. SISMO DE NIIGATA, JAPÓN, 16 DE JUNIO DE 1964

Este sismo tiene particular importancia en esta casuística, pues es de los primeros de los que se tiene registro, donde la licuefacción generalizada en terrenos de arena suelta y saturada, en amplias extensiones de terreno, ocasionó graves daños en edificaciones de varios niveles, volcadas por licuefacción en sus fundaciones (**Figura I 7-1**), vías de acceso a puentes, bases de puentes y otros que se describen aquí. Adicionalmente se constató el levantamiento permanente en la cercana isla de Awashima de hasta 1.5 m (Okamoto, 1973). El vuelco de edificaciones se inició de modo progresivo, luego de finalizada la vibración del terreno.



Figura I 7-1: Rotación de fundaciones en edificaciones de varios niveles, área urbana de Niigata (Fuente: Public Domain, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=18730337>)

I 7.1 El Evento

El sismo ocurrió el 16 de junio de 1964, a la 1:25 hora local, con foco 2 a 3 km al sur de la citada isla de Awashima y a 40 km de profundidad. La magnitud se cifró en 7.5, con intensidades de V en la escala japonesa de seis grados. Entre 10 y 60 minutos después del sismo ocurrieron oleajes tipo tsunami de hasta 4 m de altura. Esto se atribuyó a la formación de varios fallamientos normales en el fondo del amplio río Shinano que bordea la ciudad de

Niigata. En áreas de la ciudad con terrenos competentes, los daños fueron considerablemente menores.

Como consecuencia del sismo, se inició un fuego en tanques de una refinería de petróleo ubicada en la margen derecha del río Shinano, fuego que afectó áreas vecinas durante varios días hasta su auto-extinción.

Una vista aérea de acceso al puente Shōwa Shinano desde Niigata, se muestra en la **Figura I 7-2**. Estas y las siguientes Figuras son comentadas en el texto del Profesor Okamoto (1973).



Figura I 7-2: Vista del acceso al puente Shōwa Shinano desde la ciudad de Niigata. El agrietamiento del tablero fue generado por la presión lateral del terreno licuado; los volcanes de arena adyacentes a la estructura, se observan a la derecha. (Fuente: Eiby, 1980, p. 126)



Figura I 7-3: Vista aérea del puente Shōwa Shinano. Obsérvese en el lado derecho, el acceso al puente que se da en la Figura I 7-2. (Fuente: Okamoto, 1973)

I 7.2 Tipo de Fundaciones

Las edificaciones fundadas sobre pilotes superficiales fueron severamente afectadas, a diferencia de aquellas sobre fundaciones tipo “caisson” o sobre zapatas extendidas, las cuales no sufrieron mayores daños. Los pavimentos asfálticos se agrietaron y emanó arena consecuencia de la licuefacción del terreno y la presencia de arenas muy sueltas saturadas.

I 7.3 Afectación de Puentes

Los tres grandes puentes en la ciudad de Niigata sufrieron daños. Estos son: el Bandai (el que menos se dañó), el Yachiyo y el Shōwa, este último el más afectado (**Figura I 7-2 a Figura I 7-5**). Este último se consigue en la página web Shōwa Bridge y será descrito con cierto detalle con base al texto del Profesor Okamoto, 1973.

I 7.3.1 Puente sobre el río Shōwa-Shinano

También citado como puente Shōwa-Ōhashi, se trata de un puente de 12 tramos de vigas metálicas simplemente apoyadas en 11 pórticos, con una longitud total de 306.4 m. Cada apoyo consiste de una fila de 9 pilas de tubos de acero con diámetro de 60.9 cm, hincados en promedio 25 m en el fondo del río. En los estribos de acceso se dispusieron filas de 9 tubos de 22 m de longitud y 60.9 cm de diámetro. Como resultado del sismo, 5 tramos perdieron su estabilidad.



Figura I 7-4: Vista desde la ribera del río de la Figura I 7-3 (Fuente: Okamoto, 1973).

Las arenas donde se fundaron las pilas de apoyo son de tres tipos: gruesa ($N = 10$), finas ($N \geq 30$) e intermedias, donde N es el número de golpes del ensayo SPT normalizado. Bajo la acción del sismo, el primero de los pórticos que falló fue el del medio o central y uno de los adyacentes, con lo cual el tramo central del puente cayó al río. Como consecuencia, los tramos apoyados a los dos pórticos dañados, quedaron con una parte en el agua y la otra soportada en forma crítica.

La razón de estos grandes desplazamientos a nivel de fundación, fue el deslizamiento de la riberia izquierda del puente en dirección al centro del río como consecuencia de la licuefacción, pronunciada en las primeras capas de arenas en el fondo del río, con lo cual las pilas perdieron rigidez. Esto trajo como consecuencia que los tramos de vigas, todos simplemente apoyados y no conectados entre sí, quedaron en una situación de obvia inestabilidad con el estado final que se muestra en la **Figura I 7-5**.

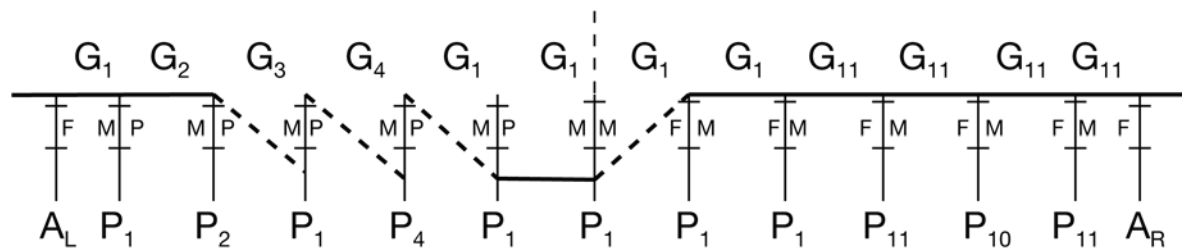


Figura I 7-5: Probable mecanismo de ruina del puente (el acceso que se da en la Figura I 7-3, es el de la izquierda). (Fuente: Okamoto, 1973, p. 306)

En la Figura 12.11, p. 309 del texto de Okamoto, se indica la configuración de placas de acero, dispuestas para prevenir el desplazamiento en el caso de tramos simplemente apoyados

CASO 8. TERREMOTO DE VARTO-ÜSTÜKRAN (ANATOLIA), AGOSTO 1966

I 8.1 El Evento

El 19 de Agosto de 1966 ocurrió el denominado terremoto de Varto, hacia el extremo Este de la falla de Anatolia, Turquía. Con magnitud 6.8, se sintió en un área del orden de trescientos mil km², con intensidad epicentral asignada de IX en la escala de Mercalli.

I 8.2 Afectación de Puentes

El puente sobre el río Bingöl, una estructura de concreto armado ubicada unos 15 km al sur de Varto, no sufrió daños estructurales. Sólo se observó que el cuerpo del tablero se desplazó unos pocos centímetros sobre sus pilas de apoyo.

La **Figura I 8-1** muestra el puente sobre el río Murat. De acuerdo con la información recogida en los trabajos de campo, parece ser que la superestructura de este puente ha sido reconstruida varias veces. El alineamiento del puente se ha cambiado para seguir los desplazamientos transcurrentes de la falla.



Figura I 8-1: Puente sobre el río Murat, Anatolia. Los informes de campo no revelaron daños atribuibles al sismo. (Fuente: Ambraseys and Zátópek, 1968, BSSA, p. 84)

CASO 9. TERREMOTO DE SAN FERNANDO, CALIFORNIA, FEBRERO 1971

I 9.1 El Evento

El sismo del 9 de Febrero de 1971, alcanzó magnitud 6.4. Las coordenadas del epicentro ($34^{\circ} 24.7' N - 118^{\circ} 24.0' W$), se ubican unos 15 Km. al Nor-Noreste de San Fernando, con foco a 8.4 Km de profundidad. El evento principal vino acompañado de 55 réplicas con $M \geq 4.0$, según registros en 10 estaciones sismográficas a menos de 12 Km del epicentro. Este quedó ubicado en el área de las montañas de San Gabriel a más de 4 millas de la zona de fallas activas de San Gabriel y a más de 6 millas de la de Santa Susana.

I 9.2 Ubicación de los Puentes más Afectados.

La zona epicentral quedó muy cerca de cuatro autopistas (vías rápidas) metropolitanas. El total de puentes afectados fue de 62, incluyendo aquellos que sufrieron algunos agrietamientos y los que colapsaron. De este total, 58 se encontraban en el área de San Fernando sobre las Rutas 5, 210 y 405. La mayoría de los más dañados, quedó en una banda de más de 5 millas de longitud, a unas 6 a 10 millas al Suroeste del epicentro a lo largo de la Ruta 5 y 210. De los 62 puentes, un 25% sufrió daños severos (15 puentes) el 50% (31 puentes) daños moderados y el 25% restante daños relativamente menores. Cinco puentes fueron totalmente demolidos y sustituidos: dos puentes sufrieron ruina total y tres colapsaron parcialmente o sufrieron daños irreparables.



Figura I 9-1: Vista general de la afectación de puentes, algunos en ejecución. (Fuente: Lew et al., 1971)



Figura I 9-2: Colapso del paso superior de la conexión de las autopistas Foothill y Golden State, en el área de San Fernando. La disrupción en el área es visible.(Fuente: Reuben Kachadoorian, USGS. <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=20757919>)

I 9.3 Uno de los Puentes más Afectados

El daño más severo ocurrió en las estructuras de Intercambio Ruta 210/5, proyecto aún en construcción para la fecha del sismo, concluido en un 95%. Este Intercambio consistía de 15 estructuras las cuales sufrieron daños que fueron desde la caída de recubrimientos hasta la ruina total. Las condiciones aluvionales del subsuelo de fundación contribuyeron con los extensos daños. En algunas de las áreas cercanas a los accesos al puente, los asentamientos del terreno alcanzaron más de un metro (véase la **Figura I 9-3**).

En la **Figura I 9-4** se reproduce una planta, elevación y detalles del puente en esviaje en Foothill Boulevard, el cual sufrió daños estructurales importantes como se ilustra más adelante



Figura I 9-3: Ruta 210 en la calle Roxford. Extremo izquierdo. Obsérvese que el asentamiento en la zona central, puso a volar un automóvil. (Ref: NOAA, 1973, vol II, p. 203)

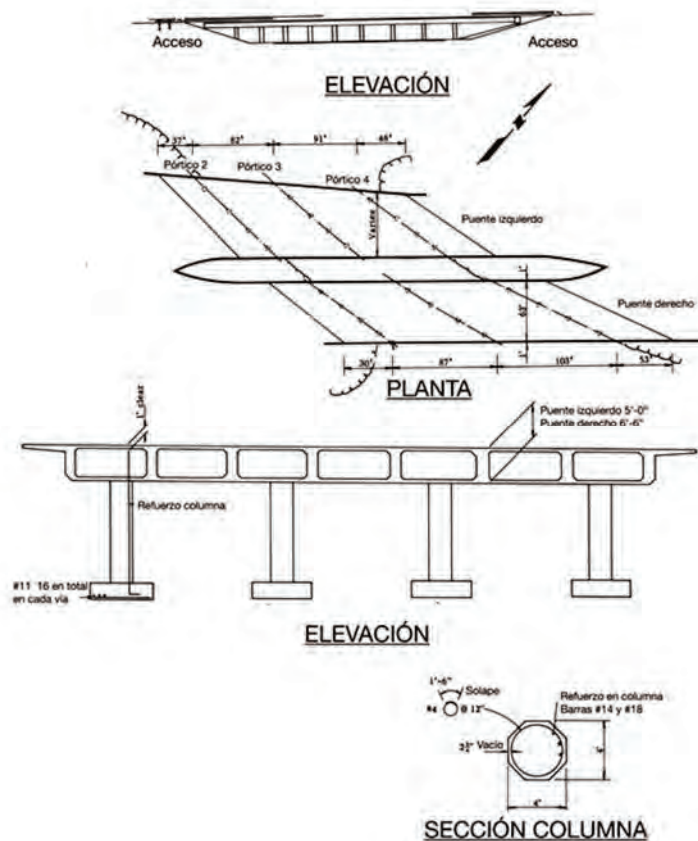


Figura I 9-4: Planta, elevación y detalles constructivos del puente en esviaje Foothill Boulevard Undercrossing. (Fuente: Benfer et al., 1973, p. 228)

En la **Figura I 9-5** se ilustran los daños en las columnas de sección octogonal. Obsérvese que consecuencia del esviaje, las columnas extremas sufrieron daños mayores.



Figura I 9-5: Daños en las dos columnas extremas de las cuatro columnas del puente en esviaje Foothill Boulevard Undercrossing. (Fuente: EERI, 1986, Publicación 86-02, November, p. 99)

I 9.4 Criterios de Diseño Prevalentes antes del Sismo

Todos los puentes fueron diseñados según el siguiente criterio:

$$EQ = KCD \quad \text{I 9-1}$$

donde:

- EQ, es la fuerza aplicada en el centro de gravedad de las estructuras a ser distribuida entre los miembros de apoyo según su rigidez.
- K es el coeficiente representativo de la capacidad de absorción de energía de la estructura:
 - $K=1.33$ para puentes con muros con una relación alto/longitud ≤ 2.5 para resistir fuerzas aplicadas a lo largo del muro
 - $K = 1.00$ para puentes con pilas o columnas con una relación altura/longitud ≤ 2.5 para resistir fuerzas horizontales
 - $K= 0.67$ para puentes con pórticos continuos para resistir fuerzas en la dirección del pórtico.

- $C = \frac{0.05}{T^3} \leq 0.10$, coeficiente numérico que representa la rigidez de la estructura.
- $T = 0.32 \sqrt{\frac{D}{P}}$ segundos sólo para estructuras de un grado de libertad. Es un estimador del periodo de vibración de la estructura.
- $D =$ Fuerza de reacción por peso propio
- P es la fuerza requerida para desplazar la estructura una pulgada (Rigidez)
- $KC \geq 0.02 D$

Valores típicos de diseño de puentes en California, para los años en que se proyectaron los puentes se dan en **Tabla I 9-1**.

Tabla I 9-1: Valores Típicos de Diseño para Estructuras de Concreto Armado. (Fuente: Benfer et al., 1973)

Estructura	Dirección Longitudinal			Dirección Transversal		
	K	T (seg)	K C	K	T (seg)	K C
Tablero tipo cajones de concreto armado, 58' de ancho, 4 carriles sobre columnas empotradas, 24' de altura	0.67	0.4	4.7%	0.67	0.4	4.7%
Tablero tipo losa de concreto armado, 38' de ancho, 2 carriles sobre columnas articuladas 23' de altura.	0.67	3.5	2.2%	0.67	1.4	3.0%
Tablero de vigas pretensadas sobre monopilas de 96' de altura, sección hueca de 6' x 14', empotradas en la base y articuladas en el tope, de 34' de ancho, dos vías.	1.00	1.9	4.0%	1.00	0.9	5.1%
Tablero tipo cajones de concreto armado, 34' de ancho, dos vías, columnas circulares de 6' de diámetro y 52' de altura, pórtico de dos vanos.	0.67	0.8	3.6%	1.00	1.7	4.2%
Tablero tipo cajón de 40' de ancho, dos vías, en pórtico de tres grandes columnas de 11' transversal x 2,8' longitudinal 23' de altura	1.0	0.1	9.6%	0.67	0.3	4.9%

Algunos comentarios y lecciones aprendidas a partir del comportamiento de los puentes frente a este sismo, siguen a continuación:

- 1) En términos generales, los estribos empleados en columnas eran barras de $\frac{1}{2}$ ", separadas 30 cm, con ligaduras para suministrar apoyo a barras

longitudinales intermedias cuya distancia a cualquier barra arriostrada excediese 2 pies (61 cm). Tales refuerzos no aseguraron un confinamiento adecuado al concreto del núcleo, bajo condiciones donde se excedió el esfuerzo cedente de las barras principales. Con posterioridad al sismo, no tan sólo se redujeron las separaciones entre estribos, sino que se dispusieron espirales de confinamiento donde fue posible.

- 2) Otro detalle que redujo la resistencia en secciones críticas fueron los solapes (longitud y ubicación) en barras de gran diámetro. Para lograr anclajes más eficientes se exigieron ganchos a 135°. Luego del sismo de San Fernando los empalmes no se permitieron a menos de 10' (3m) de la base de las columnas, así como de las juntas viga columna o debajo de juntas de construcción para columnas que se extendiesen en vaciados para pilas, con huecos taladrados de 6' (1,83m) de diámetro.
- 3) Para columnas con fundación directa, se exigieron barras continuas desde la base de la fundación al tope (punto más elevado o capitel) si las columnas alcanzaban 30 pies o menos en altura. Para columnas de más de 30 pies se debían satisfacer los requerimientos del punto (b). Para el caso de barras N° 14 y N° 18, el empalme de barras debía ser por soldadura a tope o por un dispositivo (manguito de empalme) debidamente probado por ensayos previos de laboratorio.
- 4) Los casos donde la armadura de mono-columnas arrancó el concreto de la zapata reveló la necesidad de obligar al proyectista a disponer un refuerzo tipo malla en el tope de la zapata.
- 5) Visto el número de rampas que perdieron estabilidad, así como la inestabilidad de sistemas de tableros simplemente apoyados, en los proyectos se establecieron requerimientos para dar continuidad a las uniones. Para ello, y en los puentes existentes, se emplearon cadenas flexibles de acero (llamadas "guayas"), u otro tipo de ganchos. Se estimuló el empleo de vigas de corona más amplias y una reducción en el número de rótulas para las estructuras más flexibles. La localización de rótulas se relacionó para lograr mayor estabilidad en las estructuras.
- 6) Los estribos y accesos a puentes sufrieron agrietamientos y desplazamientos permanentes. Esto puede evitarse disponiendo llaves o topes con lo cual se reducen los daños y/o colapso de las columnas.

- 7) En el caso de muros se incrementaron los porcentajes de refuerzo, lo cual reduce la importancia del agrietamiento y costos de reparación. En general se recomienda que el diseño resista “*forces up to 0.50g*” (no queda claro si es a nivel del terreno o en la respuesta de la estructura); si son muros, es a toda la altura.
- 8) Los puentes con fuerte esviaje fueron causa de daños en los miembros de apoyo debido a la rotación de la superestructura. La geometría de las zonas de “*interchange*” con frecuencia generan esviajes inevitables. En esos casos es preciso minimizar la excentricidad entre el centro de rigidez y el de masas con el objetivo de restringir tales sollicitaciones (véanse las **Figura I 9-2** y **Figura I 9-4**).
- 9) Aun cuando los daños en partes de la subestructura fueron severos, la superestructura en general no reflejaba daño alguno, aun cuando hubiese rotado como cuerpo rígido.
- 10) Con relación a las fuerzas de diseño empleadas en los diseños originales los coeficientes sísmicos KC variaron entre 2% y 13% según la estructura. Con posterioridad al sismo esos coeficientes fueron duplicados para puentes con fundaciones desplegadas (o extendidas) y multiplicadas por 2.5 para puentes sobre pilas.

Se puede afirmar una generalización muy pertinente dados los daños constatados en puentes afectados por este sismo: los detalles del refuerzo fallaron. Resulta fundamental que en el diseño se atienda con especial cuidado los detalles del refuerzo, al igual que la selección de coeficientes sísmicos apropiados. En la **Figura I 9-6** se muestra una columna arrancada de su base y en la **Figura I 9-7** se muestran daños que denotan una inadecuada armadura de confinamiento.



Figura I 9-6: Columna arrancada de su base en el distribuidor 5/210, California (NOAA/NGDC, E.V. Leyendecker, U.S. Geological Survey).

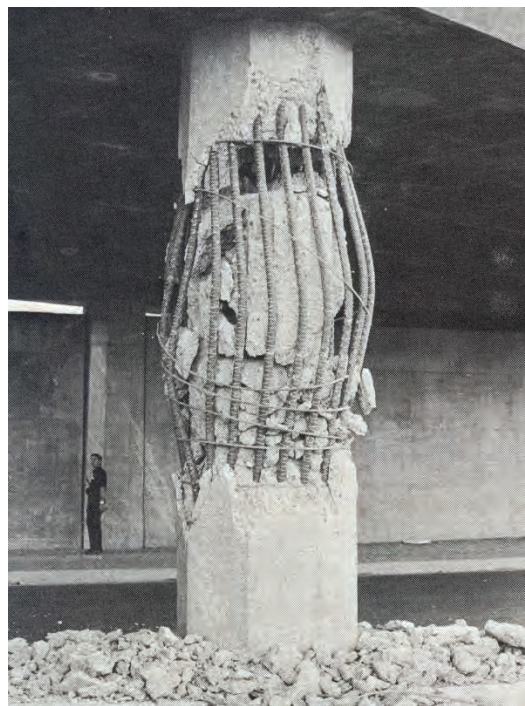


Figura I 9-7: Armadura de confinamiento insuficiente. (Fuente: Lew et al., 1971, p. 342)

CASO 10. TERREMOTO DE GHIR, IRÁN, ABRIL 1972

I 10.1 El Evento

Las áreas de Ghir y Karzin en Irán, son zonas de alta sismicidad. Ambas localidades se encontraban ya en ruinas antes del evento del mes de abril de 1972. La magnitud de este evento se estimó entre 6.7 y 7.1, y afectó el nuevo desarrollo urbano de Ghir..

Las componentes verticales en la zona epicentral seguramente excedieron 1.0 g, ya que grandes rocas en el campo libre se desplazaron de su sitio original unos 20 cm, sin dejar trazos de haberse volcado sobre el terreno: Esta información fue suministrada verbalmente por el Profesor N. Ambraseys, quien ejecutó trabajos de campo en el área⁴.

I 10.2 Afectación de Puentes

En el área de intensidad más elevada, con aceleraciones estimadas en el orden de 0.5 g, se encuentra el puente Shah-abad, con 10 tramos de 30 m para cruzar el río de igual nombre. Este puente sufrió daños menores.

El mismo está conformado por vigas pretensadas, prefabricadas, de concreto armado, apoyadas en pórticos robustos conformados por dos columnas circulares de concreto armado.



Figura I 10-1: Vista del puente Shah-abad de 330 m de largo. (Fuente: Moinfar, 1972, p. 7)

⁴ Nicholas Neocles Ambraseys (19 January 1929 – 28 December 2012) fue un reconocido ingeniero y sismólogo griego, profesor emérito de *Engineering Seismology and Senior Research Fellow* en el *Imperial College* de Londres.

Los estribos de acceso en los extremos del puente, son muros de 120 cm de grosor en la zona de apoyo de las vigas. Estas se mantienen en posición por medio de muros de 40 cm de ancho; o sea, en el proyecto se previó que bajo un sismo muy severo, el desplazamiento libre del puente en sentido longitudinal podía alcanzar hasta 80 cm. Estos valores fueron adecuados en este puente, pues las pilas son relativamente bajas respecto del nivel del agua, según se observa en la **Figura I 10-1**.

El mencionado diafragma de 40 cm para estabilizar las vigas sufrió agrietamientos verticales como los que se muestran en la **Figura I 10-2**.

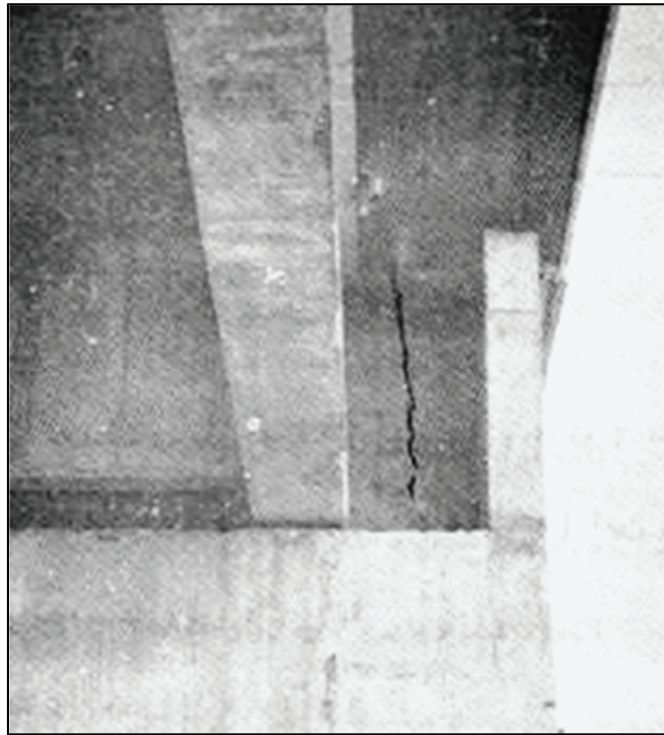


Figura I 10-2: Agrietamiento del lado derecho de las tres vigas del puente. Una grieta similar se generó del lado izquierdo, no indicado en esta Figura. (Fuente: Moinfar, 1972, p. 7)

Algunos detalles del refuerzo del estribo de acceso pueden ser resaltados: según el proyecto, el refuerzo transversal en la sección de 40 cm estaba conformado por 12 barras de 1", separadas 20 cm centro a centro. La parte superior del estribo tenía una longitud de transición de 10.2 m. (Moinfar, 1972, p. 8)

CASO 11. TERREMOTO DE ANTIGUA, ARCO DE ANTILLAS, OCTUBRE 1974

I 11.1 El Evento

El 8 de octubre de 1974, la isla de Antigua sufrió los efectos de un sismo de magnitud 7.5 y foco a 27 km de profundidad, con intensidades de Mercalli que alcanzaron el Grado VIII. Los daños en la capital Saint Johns, se limitaron a algunos edificios antiguos de la isla. Además resultaron con daños, la refinería de petróleo y un muelle de aguas profundas.

I 11.2 Desempeño de las Comunicaciones Viales

La afectación del sistema de comunicaciones dentro de la isla se limitó a algún deslizamiento local que bloqueó alguna carretera, así como daños en un puente de mampostería de edad desconocida. Algunas de las piezas de este puente se desprendieron por efecto de las vibraciones, tal como se aprecia en la **Figura I 11-1**. Las autoridades de Defensa Civil consideraron insegura la estructura y el puente fue clausurado hasta su completa reparación.



Figura I 11-1: Puente de Creekside Road bridge, 2 km al suroeste de Saint Johns, fue cerrado al tráfico debido a que la estructura de mampostería perdió algunas de sus piezas. (Fuente: Tomblin and Aspinall, 1975, p. 156)

CASO 12. TERREMOTO DE GUATEMALA. FEBRERO DE 1976

I 12.1 El Evento

El día 4 de febrero de 1976, la región central de Guatemala fue afectada por un sismo de magnitud 7.5. Los trabajos de campo revelaron que éste estuvo asociado a una de las grandes fallas transcurrentes que delimitan el borde de la placa tectónica del Caribe con respecto a la de América del Norte; el foco se encontraba en la denominada falla de Motagua. Se sintió en un área del orden de 100.000 km² y dejó un balance de 22.700 fallecidos y 76.000 heridos y/o desplazados.

La rotura de la falla se extendió por unos 240 a 300 km, lo cual resultó ser el accidente tectónico más extenso después del sismo de 1906 sucedido en el área de San Francisco. Los máximos desplazamientos permanentes -de tipo transcurrente sinistral- medidos en el terreno a lo largo de esta falla, alcanzaron 325 cm, unos 25 km al norte de la capital Guatemala City; el desplazamiento promedio se estimó en 100 cm, incluidas algunas fallas secundarias, lo cual extendió los efectos destructores del sismo. Algunas de las fallas secundarias que se reactivaron, fueron las que conforman el graben de la capital, de rumbo esencialmente norte-sur. La profundidad focal media fue de 29 km.



Figura I 12-1: La falla de Motagua forma parte del conjunto de fallas transcurrentes sinistral que dan continuidad, en Guatemala, a la fosa de Cayman del Caribe. (Fuente: Modificado de Jordan, 1975)

Con la información anterior, el momento sísmico (M_0) estimado fue del orden de 2.6×10^{27} dinas-cm. Con base en las regresiones vigentes basadas en la densidad desplazamiento espectral (3.75 cm/seg), la caída de esfuerzos $\Delta\sigma$ estuvo en el rango de 3 a 18 dinas-cm. Por tanto con la fórmula 12-1 de Aki (1966), suponiendo una rotura de 275 km, se puede estimar M_0 en función del ancho (w) de la zona fallada. La energía liberada alcanzó 1.1×10^{23} erg.

$$M_0 \text{ (dina-cm)} = 3 \times 10^{11} \text{ (dinas-cm}^2\text{)} \times 100 \text{ (cm)} \times 275 \times 10^5 \text{ (cm)} \times w \quad \text{I 12-1}$$

El ancho estimado (w) por Espinosa, (1976, p. 45) alcanzó 29 km. De este modo, también es posible evaluar la caída de esfuerzo ($\Delta\sigma$) para el evento principal, como:

$$(\Delta\sigma) \text{ (bar)} = 2 \times 3 \times 10^{11} \times (100/29) = 6.6 \times 10^6 \text{ (dinas/cm}^2\text{)} = 6.6 \text{ (bar)} \quad \text{I 12-2}$$

Obsérvese que este valor puede llegar a ser el doble, si el ancho de la zona se supone igual a la mitad.

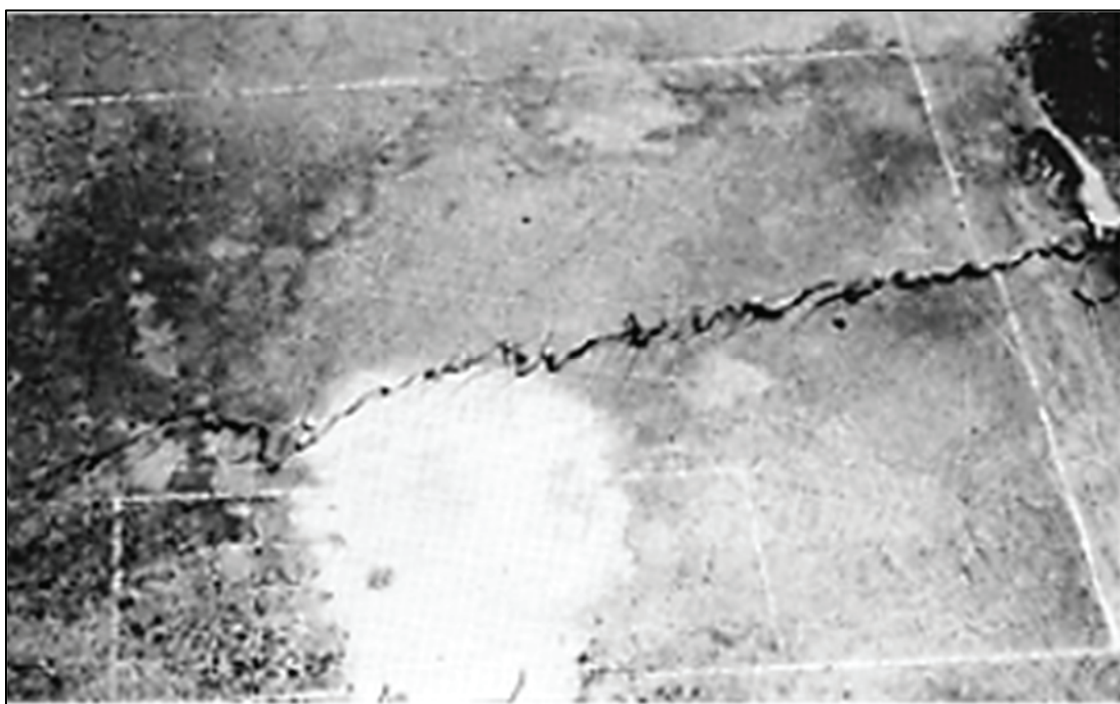


Figura I 12-2: Evidencia de desplazamiento sinistral en la línea de banda del campo de *football*. La mancha blanca de la parte inferior de la Figura es una evidencia de licuefacción local. (Fuente: Fiedler et al., 1980)

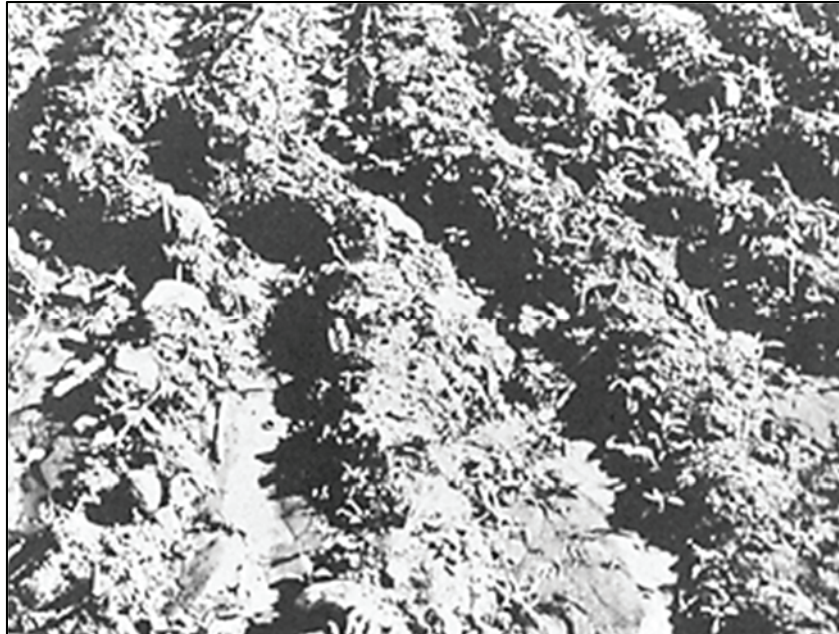


Figura I 12-3: Evidencia del Desplazamiento Permanente Sinistral, Falla de Motagua. (Fuente: Espinosa, 1976, p. 42)

I 12.2 Afectación de Puentes

Es el caso del Puente Benque Viejo, sobre el río Plátano, éste quedó al borde del colapso por desplazamiento permanente de sus apoyos. Este es un puente de armadura metálica sobre el cual sólo se ha encontrado información sobre el desplazamiento permanente de sus apoyos (**Figura I 12-4**).

De importancia capital fue el desplome de tres tramos del puente Agua Caliente, única vía terrestre entre la capital y Puerto Barrios que sirve las rutas oceánicas a Europa y el Mar Caribe. Este puente, construido en 1959, se encuentra a unos 36 kilómetros de la capital. Los tramos, sobre pilas de altura considerable, se encontraban articulados en un extremo y apoyados sobre patines en el extremo opuesto (**Figura I 12-5**).

Su reparación mantuvo interrumpido el tránsito durante un tiempo considerable, a lo cual se sumó la interrupción del transporte terrestre por grandes deslizamientos de ceniza volcánica.

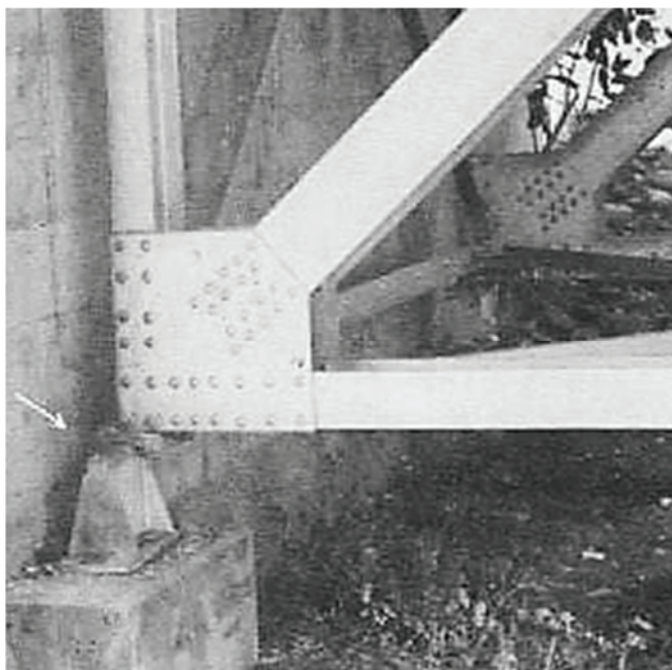


Figura I 12-4: Evidencia de Desplazamiento Permanente del apoyo del puente metálico Benque Viejo. (Fuente: Espinosa, 1976, p. 76)

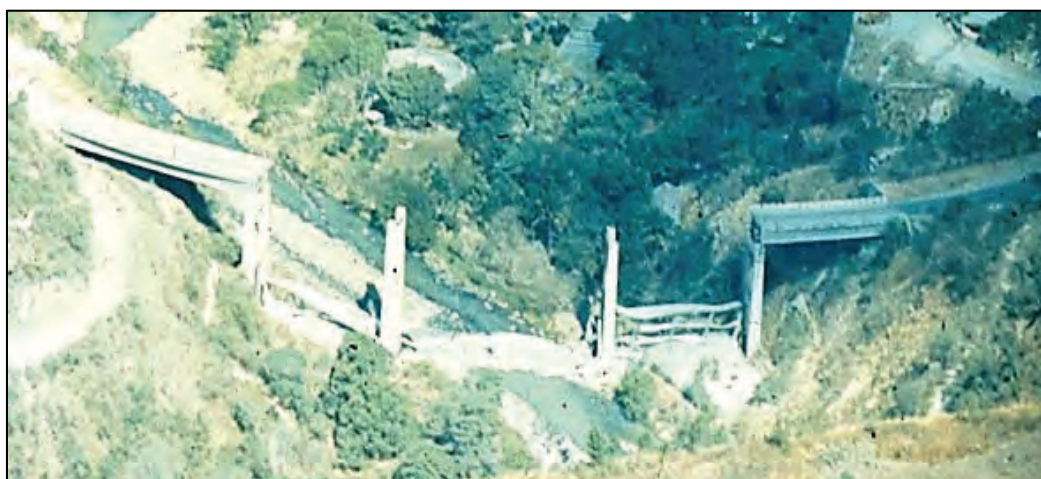


Figura I 12-5: Vista aérea del Viaducto de Agua Caliente, Guatemala, después del sismo de $M = 7.5$, en Febrero de 1976. (Fuente: Fiedler et al., 1980, foto original)



Figura I 12-6: Detalle del Puente Agua Caliente. Las longitudes de apoyo de los tableros fueron insuficientes y no hubo continuidad entre ellos. (Fuente: Castano y Zamarbide, 1976, p. 41)

CASO 13. EL TERREMOTO DE TANGSHAN, JULIO 1976

La localidad de Tangshan, provincia de Hopei, en China, se encontraba dentro de un programa de predicción de grandes sismos que resultó ser exitoso el año anterior en la localidad de Haicheng, en el noreste de China.

Efectivamente, el 4 de Febrero de 1975, un sismo de magnitud 7.3 sacudió Haicheng, en horas de la tarde, dañando casi la totalidad de las estructuras de la urbe. Unas horas antes se había emitido una inédita alerta advirtiendo de la catástrofe, por lo que la población fue evacuada y la mayoría de los habitantes logró sobrevivir. Sin embargo, ya algunos pobladores habían decidido volver a sus casas, luego de unas pocas horas de espera. Se estima que unas 2 mil personas murieron a causa del terremoto en Haicheng, y que de no haberse decretado la evacuación de la población la cifra habría superado las 100 mil víctimas. Éste es el único caso de predicción de un terremoto que ha sido reconocido por el mundo científico.

I 13.1 El Evento

En el análisis predictivo del evento de Tangshan, sucedido un año después, se siguieron los mismos esquemas de observación utilizados el año anterior en Haicheng. Se evaluaron cambios en: la sismicidad del área, los esfuerzos corticales medidos en túneles ad-hoc, flujo de radón, resistividad eléctrica, geomagnetismo, gravedad terrestre, conducta de animales y observaciones de la población en pozos, reptiles, sismógrafos caseros, etc.

Con todo, el día 28 de Julio de 1976 sorprendió a la población en horas de la madrugada, un sismo de magnitud 7.8, con un balance que parece haber excedido el medio millón de personas (Ocola, 1980, p. 87). El origen del evento fue una falla transcurrente dextral, con desplazamientos máximos observados de 1.5 m.

I 13.2 Afectación de Puentes

Los efectos de la licuefacción del terreno se extendieron en un área estimada de 24 mil km², alcanzando una profundidad de 20 m bajo la superficie, con efectos hasta unos 100 km de distancia. Los fenómenos de expulsión de arena y agua, se iniciaron varios minutos luego que cesaran las vibraciones del terreno y duraron varias horas; algunos de los volcanes de arena alcanzaron 30 m de diámetro. Esta inestabilidad del terreno afectó las líneas férreas hasta distancias de 200 km.

En la **Figura I 13-1** que sigue es muy poca la información que se suministra sobre los dos ejemplos presentados por Martin et al. (1979), en el *ATC Workshop on Earthquake*

Resistance of Highway Bridges de ese año. Es probable que las fallas descritas estén asociadas a los fenómenos de licuefacción antes mencionados; la aclaratoria sobre daños en el Ejemplo B de la **Figura I 13-1**, no se ha logrado interpretar, salvo los desplazamientos indicados para las pilas extremas de las dos celosías.

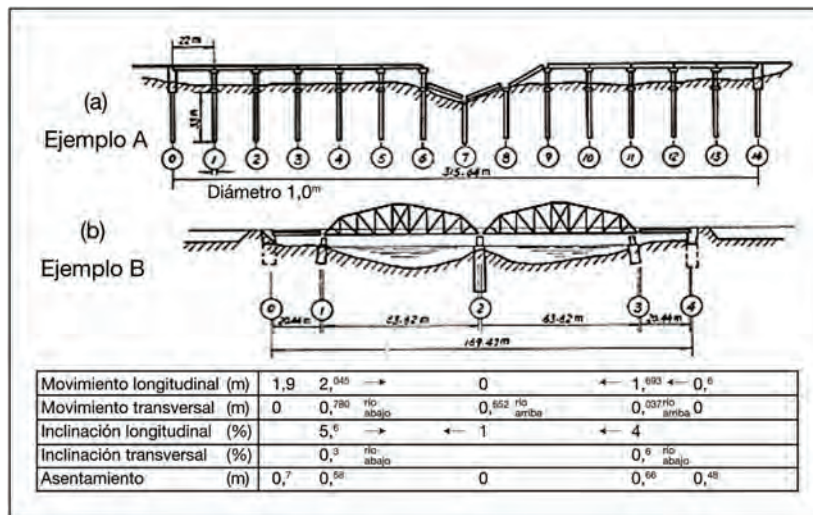


Figura I 13-1: Información sobre daños en Tangshan, presentados en el *ATC Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges* (Adaptado de: Elms, D.G.; Martin, G.R., 1979)



Figura I 13-2: Sismo de Tangshan: El colapso del Chengli Bridge. (Fuente: Wang Fang, State Seismological Bureau of China en http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/events/1976_07_27_eib.php)

CASO 14. TERREMOTO DE MINDANAO, FILIPINAS, AGOSTO 1976

I 14.1 El Evento

Con una magnitud de entre 7.7 y 7.9, el 17 de Agosto de 1976 ocurrió un evento sísmico con epicentro en el golfo de Moro, unos 100 km al sur de Cotabato, que afectó la isla sur de Filipinas (Mindanao). Los puentes que se describen a continuación se encuentran a unos 50 km de la zona epicentral.

I 14.2 Afectación en Puentes

En el área de Cotabato, el puente Quirino sobre el Río Grande de Mindanao, consta de cuatro vanos de estructura metálica, apoyados sobre pórticos de concreto. Uno de los dos apoyos es una rótula fija y el opuesto es un elemento que permite desplazamientos libres por temperatura. En uno de los extremos de uno de los vanos, se superó el área disponible de apoyo y ese tramo se vino abajo, tal como se ilustra en la **Figura I 14-1**.



Figura I 14-1: Falla parcial en el puente Quirino de cuatro tramos. (Fuente: EERI, 1977, p. 75)

Otro puente que sufrió serios daños fue el Puente Tamontaka, ubicado unos 6 km al sur de la localidad de Cotabato. Sus 6 tramos, con un total de 230 m cruzan el río Tamontaka. El puente posee dos juntas de expansión, a 56 m y 30 m de los extremos del puente. El puente sufrió desplazamientos permanentes de unos 38 cm en cada dirección como se aprecia en la

Figura I 14-2. El desplazamiento permanente en secciones intermedias del puente se muestra en la **Figura I 14-3.**



Figura I 14-2: Desplazamiento permanente del puente Tamontaka. (Fuente: EERI, 1977, p. 79)



Figura I 14-3: Desplazamiento de las planchas de apoyo del puente Tamontaka. (Fuente: EERI, 1977, p. 81)

CASO 15. EL TERREMOTO DE MONTENEGRO, YUGOSLAVIA, ABRIL 1979

I 15.1 El Evento.

El día 15 de Abril de 1979, áreas de Montenegro (en esa época pertenecientes a Yugoslavia) y Albania, sufrieron los efectos de un sismo de magnitud 6.6 a 7.0, con profundidad focal igual a 17 km.

Esta es una región de fallas predominantemente normales. Hacia la región epicentral, Bar, ubicada unos 100 km al Sureste de Dubrovnik y a 30 km de Budva, las aceleraciones máximas registradas alcanzaron 0.46g. La misión enviada al campo no llegó a evaluar los efectos del sismo más al sur del río Boyana, límite con la vecina Albania.

I 15.2 Afectación

Las áreas urbanas sufrieron daños importantes en este evento, con un total de víctimas de 96 y unos 1000 heridos. En particular sufrieron las edificaciones tradicionales hechas con mampostería no reforzada, ubicadas en áreas aledañas a las costas del mar Adriático

En las **Figura I 15-1** y **Figura I 15-2** se muestran parte de los deslizamientos que sufrió la autopista del Adriático que va de Bar hasta Dubrovnik, autopista que quedó fuera de servicio.

De acuerdo con las observaciones de campo presentadas por la misión que elaboró el citado informe, cuyo editor fue el profesor A. Leeds, se logró identificar un área costera propensa a fallas del terreno. Esta comienza al sur en el río Boyana y se extiende hasta la bahía de Kotor (véase la **Figura I 15-3**), unos 10 a 20 km tierra adentro, por donde pasa la citada autopista.



Figura I 15-1: Derrumbe de una parte de la Autopista del Adriático. (Fuente: Leeds, 1980, editor, EERI, 1980, p. 21)



Figura I 15-2: Otra vista de derrumbes de la Autopista del Adriático. (Fuente: Leeds, 1980, editor, EERI, 1980, p. 22)



Figura I 15-3: La autopista del Adriático quedó en la zona que los trabajos de campo hechos en Montenegro, identificaron como zonas de terrenos inestables. (Fuente: Leeds, 1980, editor, EERI, 1980, p. 64)

CASO 16. TERREMOTO DE IMPERIAL VALLEY, OCTUBRE 1979

I 16.1 El Evento

El 15 de Octubre de 1979, la región de Imperial Valley en California del Sur y el Valle Mejicano del Norte de la Baja California, fueron afectados por un sismo de magnitud de momento igual a 6.4. El área es similar a la que fue afectada el 18 de Mayo de 1940 por el terremoto de El Centro, con magnitud 6.9. Del terremoto del Centro se obtuvieron los primeros registros de movimientos fuertes del terreno en la historia de la ingeniería.

La principal afectación en ambos casos, fueron los sistemas de irrigación y canales de la región, así como viviendas y edificaciones en zonas urbanas. En el sismo de 1940 hubo un total de 9 víctimas y en el de 1979 no hubo ninguna

I 16.2 Entorno Tectónico

En la región del Imperial Valley, la falla de San Andreas se diversifica en un conjunto de fallas transcurrentes dextrales, normales e incluso alguna transcurrente sinistral, que constituyen pequeños centros de expansión, los cuales forman parte del *East Pacific Rise*. Esta tectónica está condicionada por el *Saltan Trough*, zona de interacción entre la Placa del Pacífico y la Placa de Norte América.

El sismo de 1979 fue causado por las roturas a lo largo de la denominada falla Imperial, centrada en el Valle del mismo nombre, con desplazamientos dextrales de 55 a 60 cm un día después del sismo, alcanzando al cabo de pocas semanas, 78 cm. El desplazamiento medido en el sismo de 1940 fue de 4.5 m.

I 16.3 Transporte y Puentes

Los daños en carreteras fueron más importantes hacia el área Norte de la zona más afectada, en la *California State Route 86*. Allí el tránsito fue interrumpido por una separación entre el pavimento y un puente.

Trabajos de campo realizados en la región de *New River*, a fines del año 79 e inicios del 80, identificaron ‘volcanes de arena’, evidencia de fenómenos de licuefacción del terreno (**Figura I 16-1**). En varios sitios examinados a lo largo del *New River* se descubrieron

asentamientos en las fundaciones de dos puentes de concreto armado, iguales e independientes, pero adosados, atribuidos al sismo principal del 15 de Octubre.

En el sismo de 1940 se citan daños en las líneas férreas, tanto en el pandeo de rieles, como en los puentes. No se han encontrado evidencias fotográficas de estos daños (EERI, 1986, pp. 38-40).



Figura I 16-1: Evidencia de licuefacción encontrada particularmente en el extremo sur de la ruptura de la falla. (Foto: G. Reagor, USGS - [1], Public Domain <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=18127279>)

CASO 17. TERREMOTO DE EL-ASNAM, ARGELIA, OCTUBRE 1980

I 17.1 El Evento

El sismo del día 10 de Octubre de 1980, identificado como El-Asnam (ciudad antes conocida como Orléansville), alcanzó una magnitud M_s 7.3, con epicentro cercano al pueblo de Beni Rached, unos 10 km al Este de El-Asnam. Con profundidad focal estimada en 10 km, los movimientos máximos fueron del orden de los pronosticados en el estudio hecho por Mortgat y Shah en 1978.

El mismo día, sucedió una réplica de magnitud 6, la mayor de otras que se sintieron hasta el mes de diciembre de ese año. Esta actividad se encuentra asociada a la zona de interacción de las placas tectónicas de África y Euroasia, la cual levantó la cordillera de Atlas, una parte de la cual se ubica al norte de Argelia (Ambraseys et al., 1981).

I 17.2 Afectación de Puentes y Canales Elevados

El puente que cruza el río Oued Cheliff, unos 20 km al este de El-Asnam, al igual que otros puentes del área, sufrieron asentamientos en sus áreas de acceso

En el caso del citado puente Oued Cheliff, en adición a los asentamientos del área de acceso también sufrió desplazamientos horizontales del orden de 1 m con relación a la superestructura del puente (**Figura I 17-1** y **Figura I 17-2**).

La mayoría de los puentes sufrieron por asentamientos en los accesos. El puente que se ilustra (Oued Cheliff) cruza el canal del mismo nombre, aguas arriba del río Oued Fodda que desemboca por su margen izquierda. Se observaron múltiples volcanes de arena muy fina en las cercanías del canal, lo cual revela fenómenos de licuefacción.

Entre los canales destaca la falla de un canal de irrigación de sección semicircular, soportado por pilas de concreto armado. La falta de continuidad entre sus miembros inutilizó el funcionamiento del canal.

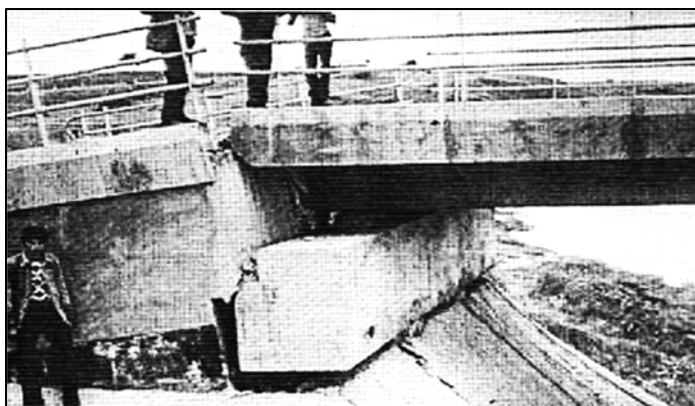


Figura I 17-1: Rotación por asentamiento, del área de acceso al puente que cruza el río *Oued Cheddif* (Fuente: Bertero and Shah, 1983, p. 3-19)

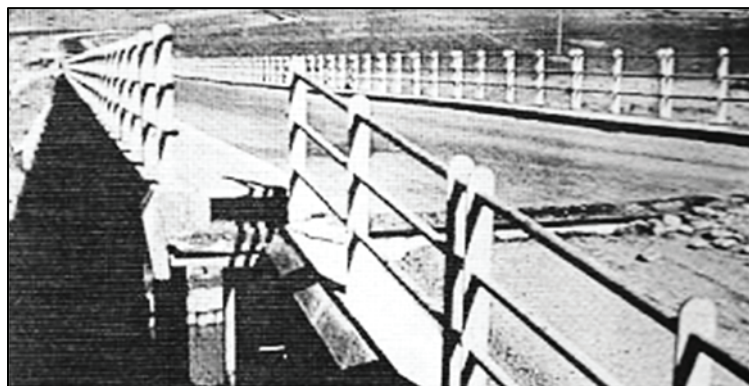


Figura I 17-2: Desplazamiento permanente del acceso al puente que cruza el río *Oued Cheliff*, El-Asnam. (Fuente: Bertero and Shah, 1983, p. 3-18)



Figura I 17-3: Falla de un canal de sección semicircular, para agua de regadío. (Fuente: Bertero and Shah, 1983, p. 3-35)

CASO 18. TERREMOTO DE SANT'ANGELO DEI LOMBARDI, NOVIEMBRE 1980

I 18.1 El Evento

La localidad de la Provincia de Avellino en Italia, fue afectada por el sismo del 23 de Noviembre de 1980. La información que sigue fue tomada del Informe de Strata et al (1981). El sismo, identificado como de Campania-Basilicata (también como terremoto de Irpinia), sucedió en horas del atardecer de un día domingo. Alcanzó una magnitud que depende de la fuente de información (entre 6.8 y 7.1), con epicentro a unos 20 km al sur de Sant'Angelo. Mucha población que, por razones climáticas se encontraba en sus viviendas, quedó bajo los escombros de paredes de piedra, lo cual hizo de Sant'Angelo una de las localidades con más víctimas con relación al total de su población. A esto se sumó la anormal secuencia de réplicas, algunas de ellas sucedidas inmediatamente después del evento principal.

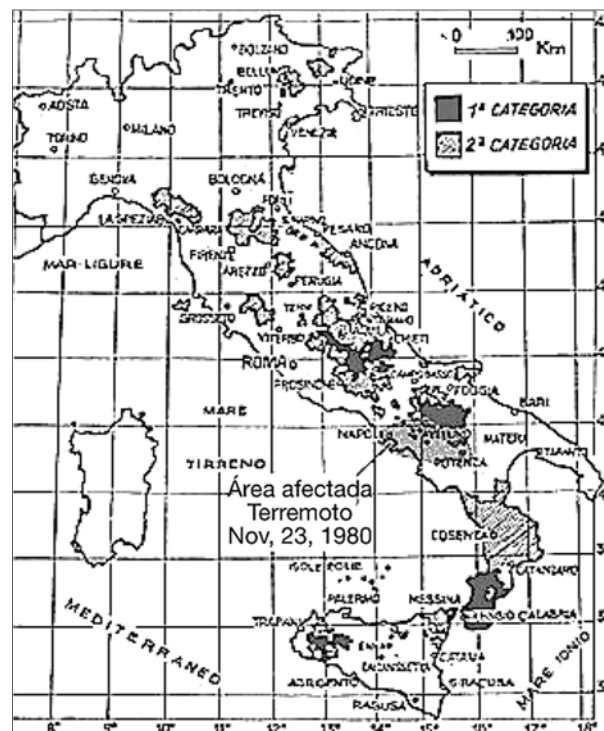


Figura I 18-1: Mapa de Zonación Sísmica de Italia para la fecha del Sismo del 23 de Noviembre de 1980. (Fuente: Strata et al, 1981)

En la citada Provincia de Avellino, Sant'Angelo fue uno de los pueblos más afectados. Ubicado a cotas de 700 a 800 m.s.n.m., en el mapa de isosistas quedó identificado con daños Grado X en la escala MCS de 12 grados. En la **Figura I 18-1**, la provincia de Avellino, inmediatamente al oriente de Nápoles, para esas fechas pertenecía a la Zona Sísmica de Categoría 2; en esta se exigían diseños con coeficientes sísmicos iguales a 0.07. Para la Categoría 1 los coeficientes sísmicos de diseño debían alcanzar 0.10.

Las aceleraciones máximas fueron registradas en Sturno, ubicada unos 15 km al norte de Sant'Angelo y a unos 40 km del epicentro. Las aceleraciones máximas del terreno alcanzaron 0.35g en horizontal y 0.22g en vertical, con frecuencias dominantes del orden de 3 ciclos/segundo (**Figura I 18-2**).

I 18.2 Afectación del único Puente

Finalmente debe señalarse aquí que el único puente de entrada a Sant'Angelo, sufrió asentamientos en una de sus pilas dos días después del sismo (**Figura I 18-3**); esto se atribuyó tanto a las réplicas como a las intensas precipitaciones que siguieron al sismo. La solución adoptada se muestra en las **Figura I 18-3** y **Figura I 18-4**, que fue la disposición de un puente de guerra sobre el tablero del puente afectado.

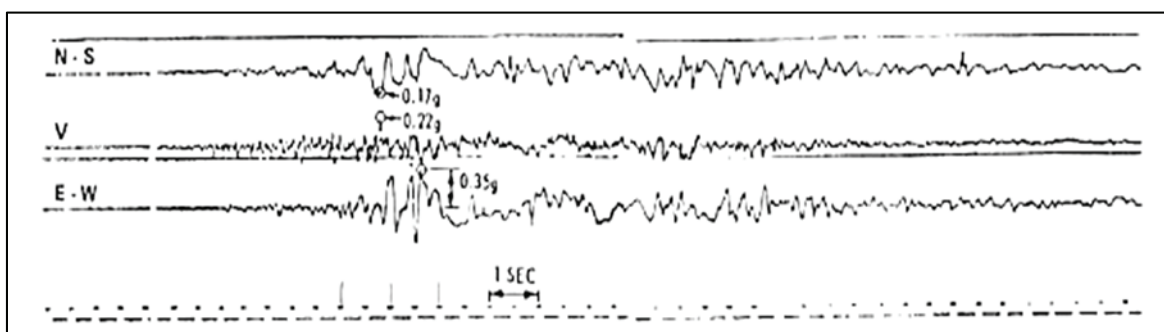


Figura I 18-2: Registro más cercano a Sant'Angelo dei Lombardi. (Fuente: Strata et al, 1981, p. 8)



Figura I 18-3: Asentamiento en una de las pilas del puente de Sant'Angelo dei Lombardi. Obsérvese el Puente de Guerra. (Fuente: Strata et al., 1981, p. 33)



Figura I 18-4: Disposición de un Puente de Guerra para asegurar la entrada a Sant'Angelo dei Lombardi; detalle de la Figura I 18-3. (Fuente: Strata et al., 1981, p. 34)

CASO 19. TERREMOTO DE MORGAN HILL, CALIFORNIA, 24 DE ABRIL DE 1984

I 19.1 El Evento

El terremoto de Morgan Hill, del 24 de Abril, con magnitud $M_L = 6.2$ y foco a 8 km de profundidad, se sintió en un área de unos 120 mil km^2 , y fue atribuido a la rotura de un segmento de unos 30 km de la falla de Calaveras. Esta discurre de Noroeste a Sureste, casi paralela a la falla de San Andreas en el norte de California (Bennett and Sherburne, editors, 1984, p. 15). Evidencias superficiales del desplazamiento de la falla pueden verse en la **Figura I 19-1**



Figura I 19-1: Vista en dirección Sur-este de evidencias superficiales del desplazamiento permanente de la Falla de Calaveras. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 182)

I 19.2 Afectación de Puentes

El puente *East Dunne Avenue* sobre el embalse Anderson (Puente N° 37 C-166), ubicado a unos 7 km al este de Morgan Hill y a 19 km al sur del epicentro, fue cerrado al tráfico vehicular consecuencia de un deslizamiento de rocas. El puente sufrió daños estructurales de limitada importancia como se verá más adelante.



Figura I 19-2: Puente East Dunne Avenue sobre el embalse Anderson. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 88)



Figura I 19-3: Bloqueo del puente East Dunne Avenue por deslizamiento de rocas. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 88)

El Puente consta de dos vigas de acero doble T, apoyadas en pórticos de concreto (**Figura I 19-4**) con vigas metálicas transversales que sobresalen a los lados de las vigas principales; éstas soportan el tablero de concreto armado.

I 19.3 Un caso de adecuación

Este sismo sacudió instalaciones de alto voltaje que habían sido reforzadas para resistir sismos en exceso de 0.5g. Esto se comprobó en ensayos realizados en mesa vibrante. El reforzamiento de las piezas de cerámica vitrificada o aisladores de alta tensión (500 kV), se logró por medio de su precompresión, empleando tendones de fibra de vidrio en el interior

de los aisladores. De este modo la resistencia a la flexo-tracción de ese material vitrificado en hornos ad-hoc, se incrementó notablemente.



Figura I 19-4: Vista de la parte inferior del puente. En el pórtico se aprecian dos restrictores contra el desplazamiento lateral, dispuestos por Caltrans. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 89)

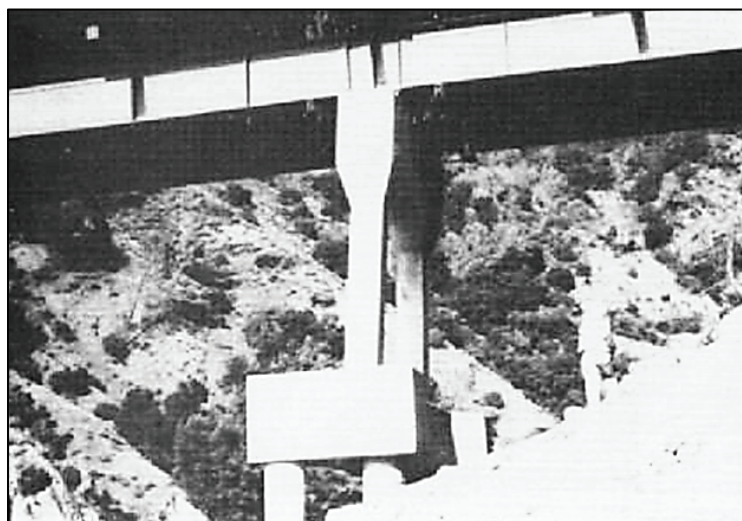


Figura I 19-5: Vista de la parte inferior del puente. Se observa el desplazamiento de una de las columnas del pórtico en la dirección longitudinal. (Fuente: Bennett and Sherburne, 1984, p. 182)

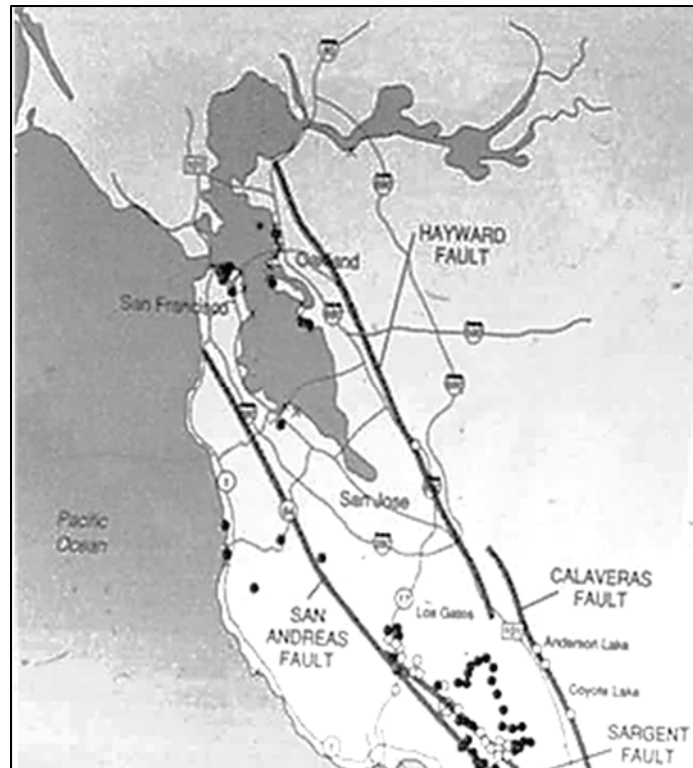


Figura I 19-6: Área epicentral del sismo de Morgan Hill, año 1984. (Fuente: U.S. Geol. Survey, Circular 1045, 1989, p. 2).

En el campo, los equipos reforzados fueron fijados a sus fundaciones por medio de una mesa metálica, con patas "tipo pato". Las patas se vincularon a las fundaciones por medio de un perno anclado en la fundación, que presionaba la parte superior de la pata por medio de una pequeña placa metálica y del apretado de la tuerca que se observa en la **Figura I 19-7**. Por tanto, la transmisión de las fuerzas cortantes del equipo a la fundación, dependían del coeficiente de fricción, pata-concreto y de las solicitaciones actuantes tal como se ilustra en la mencionada Figura.

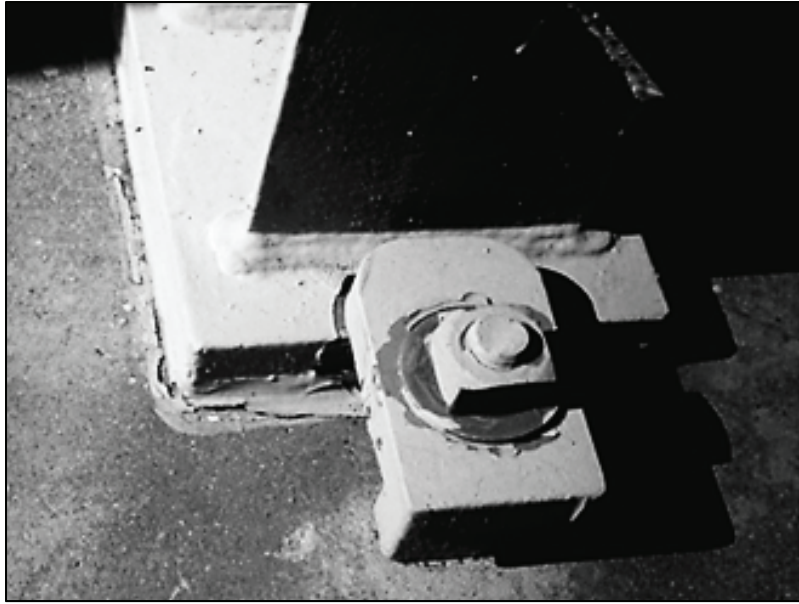


Figura I 19-7: La vinculación de la mesa que soporta el equipo, se logra apretando la tuerca del perno anclado a la fundación de concreto. El sismo de 1984, siendo modesto, ya señaló las debilidades del sistema, como se aprecia en los pequeños movimientos del apoyo. (Fuente: propia)

El registro más cercano del sismo de 1984, es el que se reproduce como **Figura I 19-8**. Bajo esa acción, con una aceleración máxima igual a 0.11g, la respuesta de los equipos fue la esperada y solo hubo los pequeños desplazamientos en las instalaciones que se muestran en la **Figura I 19-7**.

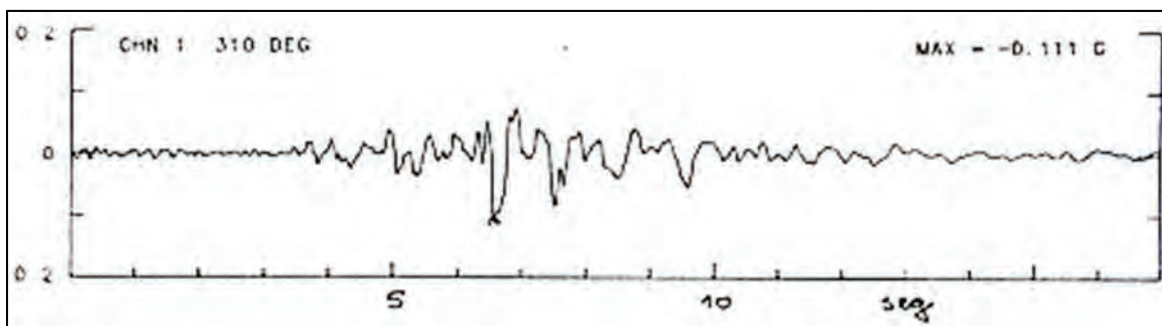


Figura I 19-8: Registro más cercano a la S/E reforzada, del sismo de 1984. (Fuente: CSMIP, 1985)

En 1989 ocurrió el sismo de Loma Prieta, California, de magnitud 7.1, con epicentro algo más alejado de la S/E Morgan Hill. El registro de este evento (con aceleraciones de 0.64g horizontal y 0.47g vertical) en la misma estación acelerográfica, se reproduce como **Figura I 19-9**.

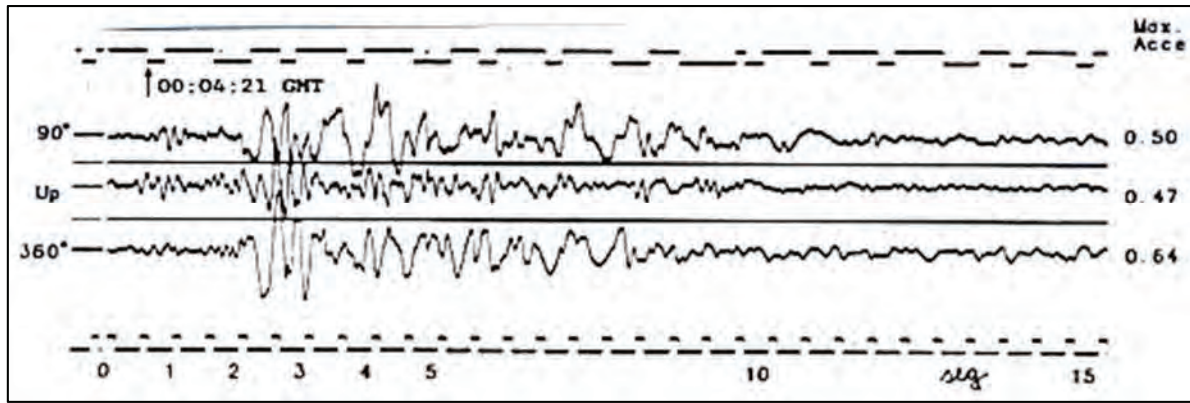


Figura I 19-9: Registro más cercano del sismo de 1989 a la S/E reforzada. (Fuente: Alva et al., 1990, p. 22)

La duración de la fase más intensa del movimiento fue mayor que la del evento de 1984. También lo fueron las aceleraciones registradas, con lo cual los cortantes en la base de los equipos fueron mayores. Como quedó dicho, el sistema de fijación del equipo a su fundación dependía de la fricción de una plancha metálica; la componente vertical del sismo se encargó de reducir esta capacidad de transmisión y los equipos volcaron.

Esta es una sencilla lección, obviamente costosa, que debe tenerse presente en la estrategia preventiva contra las acciones sísmicas.

CASO 20. TERREMOTO DE CHILE, MARZO DE 1985

I 20.1 El Evento

El domingo 3 de marzo de 1985, a las 7:47 PM ocurrió un terremoto $M = 7.8$, con epicentro en el Pacífico, alejado unos 20 km de la costa, entre Valparaíso y Algarrobo, con foco a 15 Km de profundidad.

I 20.2 Afectación de Puentes

Tabla I 20-1: Una muestra de Puentes Afectados por el Terremoto de 1985

Identificación	Tipo de Estructura	Daños Reportados
Puente Lo Gallardo sobre el río Maipo, a menos de 35 Km del epicentro	El puente consta de 28 tramos de 30 metros de largo, con superestructura de hormigón pretensado, los estribos y pórticos de apoyo se fundan sobre pilotes que alcanzaban 14 m bajo el nivel de las aguas bajas en un subsuelo de limos y arcillas blandas con interestratos arenosos.	Con ocasión de un sismo anterior (julio 1971) en los pórticos se dispusieron topes laterales para evitar desalineamientos de las vigas. Con motivo del sismo de 1985 el puente experimentó la caída de dos de sus tramos más cercanos a San Antonio (estribo norte). La Figura I 20-2 describe el mecanismo probable de la falla del estribo Norte, donde se constataron asentamientos y desplazamientos horizontales. El pórtico 1, con fundaciones en dos filas de pilotes, falló posiblemente por licuefacción del terreno e impacto generado por el estribo Norte.



Figura I 20-1: Vista aérea del puente Lo Gallardo sobre el Río Maipo. El tramo colapsado a la derecha, probablemente fue debido a pérdida de capacidad portante por licuefacción del terreno. (Fuente: Wyllie et al. 1986)

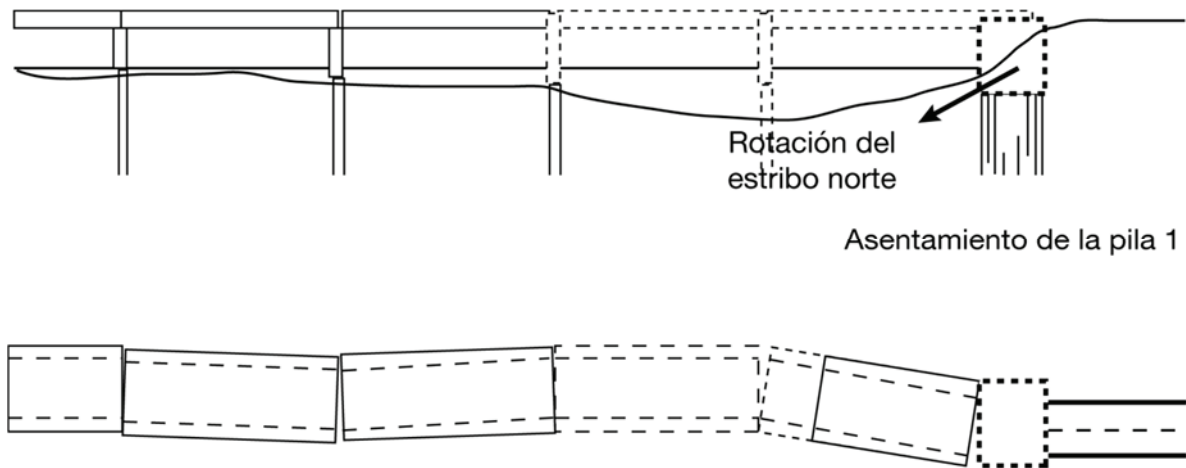


Figura I 20-2: Elevación y planta del Puente Lo Gallardo, cercano a la zona epicentral. Obsérvese la rotación del estribo Norte y el asentamiento en la pila 1, ambos origen del estado final del tablero y de los daños observados. (Fuente: Monge, 1986)

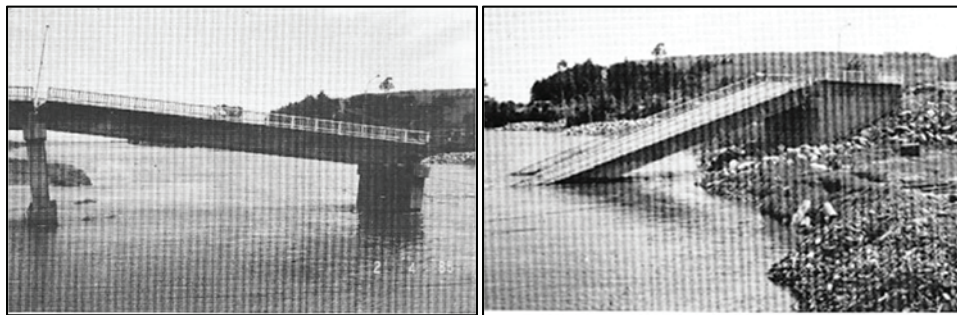


Figura I 20-3: Izquierda: Vista lateral de la rotación de la Pila 2. Derecha: rotación del Estribo Norte (Fuente: Monge, 1986, Figuras 13.10 y 13.11)



Figura I 20-4: Vista de la Pila 2. (Fuente: propia)



Figura I 20-5: Vista aérea de los efectos en la Pila 2 y en tramos anteriores al extremo de la citada pila. (Fuente: propia)

(Cont. **Tabla I 20-1**)

Identificación	Tipo de Estructura	Daños Reportados
Puente Rapel a menos de 45 Km del epicentro, en terreno competente.	Puente con vigas altas en forma de arco para definir los apoyos. Algunos de estos sufrieron daños como consecuencia de la componente vertical del sismo	El puente sufrió algunos desalineamientos, los cuales fueron corregidos

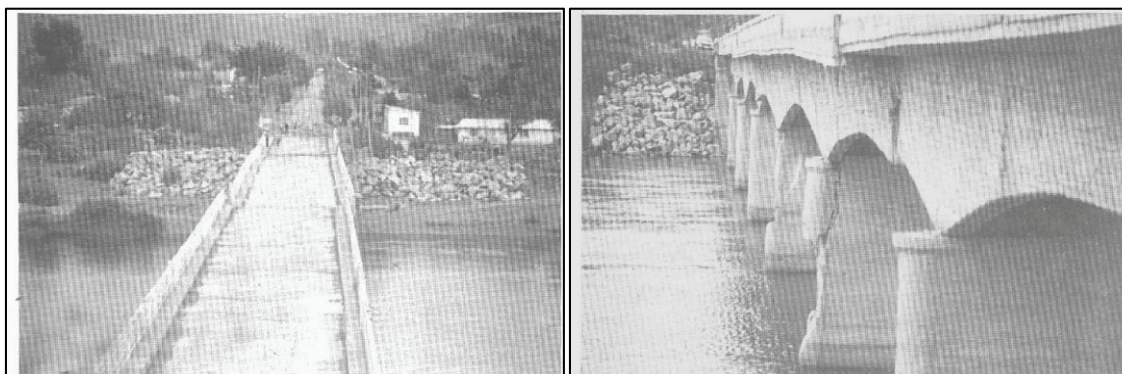
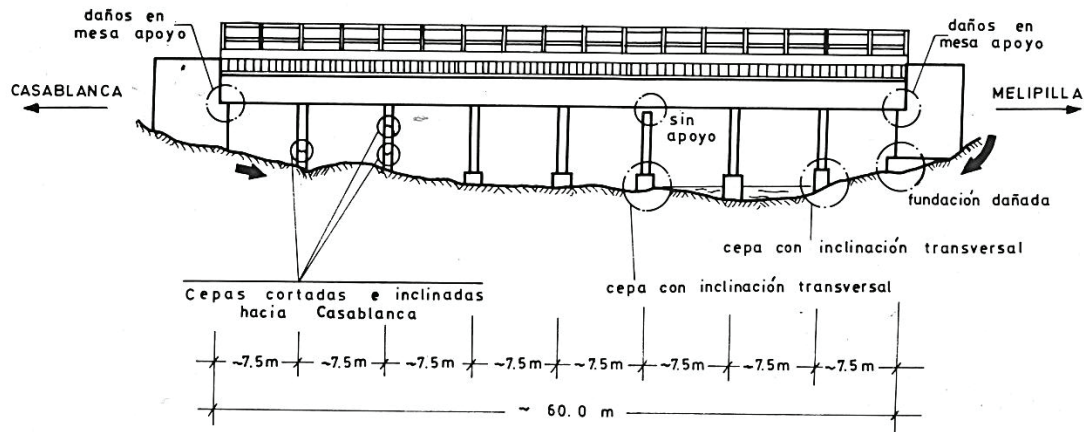


Figura I 20-6: Daños localizados en el Puente Rapel. (Fuente: Monge, 1986, Fig. 13.12 y Fig. 13.13)

(Cont. **Tabla I 20-1**)

Identificación	Tipo de Estructura	Daños Reportados
Puente Lolenco, ubicado a unos 90 Km del epicentro, ubicado entre Melipilla y Casablanca.	Con 8 tramos de 7.5 metros, tiene una longitud total de 60 metros. Tramos simplemente apoyados sobre los pórticos.	Por efecto de un corrimiento de las fundaciones, quedó con un desplazamiento permanente posiblemente debido a la licuefacción del sedimento arenoso



(En general todas las cepas muestran inclinación hacia Casablanca)



Figura I 20-7: Puente Lolenco. Agrietamiento de pilas y daños en mesas extremas de apoyo. (Fuente: Monge, 1986, fig. 12.19 y 12.20)

I 20.3 Lecciones de este Sismo

En forma preliminar, destacan las siguientes dos lecciones:

- a) en las longitudes de apoyo de tramos simplemente apoyados, deben preverse desplazamientos inducidos por la acción del sismo;
- b) a nivel de proyecto es importante conocer las propiedades geotécnicas de los materiales de fundación, así como las de los estribos, pues éstas pueden afectar su estabilidad. En el caso de presencia suelos licuables, resultará preciso evaluar los costos de estabilizar el terreno, fundar a profundidades mayores, o bien, si el proyecto lo permite, cambiar la ubicación del puente.

CASO 21. TERREMOTO DE SAN SALVADOR, OCTUBRE 1986

I 21.1 El Evento

Este sismo del día 10 de Octubre de 1986, de magnitud $M_w = 5.6$, con profundidad focal de 7 Km y epicentro ubicado entre la capital (unos 5 Km) y el Lago Ilopango, ocasionó daños a estructuras ya afectadas por un sismo anterior sucedido en 1965. La edificación más importante colapsada fue el edificio Rubén Darío con una planta en forma de U, el Hospital Benjamin Bloom y otras edificaciones

I 21.2 Afectación de Puentes y Vialidad

La mayoría de los puentes del área, son esencialmente de vanos cortos y sufrieron daños muy limitados. Los problemas de mayor importancia ocurrieron en los taludes de acceso, sin que representaran un riesgo mayor, aun cuando interrumpiendo la operación y servicio. No se cuenta con información sobre el desempeño de puentes específicos, en los alrededores de San Salvador.

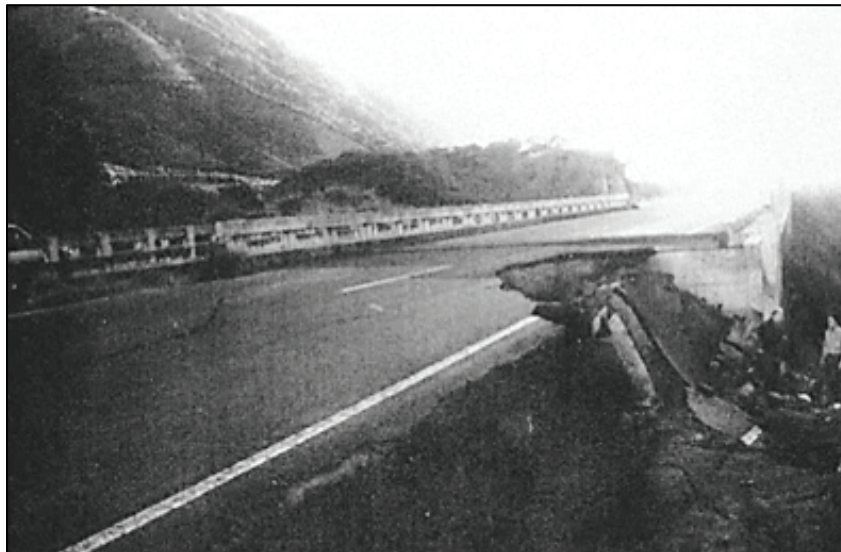


Figura I 21-1: Derrumbe en acceso a puente cercano a San Salvador. (Fuente: Morgan and Swan, 1987, p. 593)

CASO 22. TERREMOTO DE EDGEKUMBE, NUEVA ZELANDA, MARZO 1987

I 22.1 El Evento

En marzo de 1987, la ciudad de Edgekumbe, ubicada en la Isla Norte de Nueva Zelanda, fue afectada por un sismo de magnitud $M_L = 6.3$ ($M_S = 6.6$). Su profundidad focal se estimó en 8 km. Siete minutos antes se registró un evento precursor de magnitud 5.2 y, con posterioridad al sismo de magnitud 6.3, en las 6 horas subsiguientes, entre la réplicas se registraron 4 sismos con magnitudes entre 5.1 y 5.6. El momento sísmico (M_0) se estimó como $1.5 M_S + 9.1$, lo cual da $M_0 = 10^{19}$ N-m y el desplazamiento máximo de la falla (u) con $M_L = 6.3 = \log u + 6.4$, entre 0.4 y 1.6 m según sea la media o el máximo.

Al evento principal se asociaron un conjunto de trazas de fallas normales o inversas que se dan en la **Figura I 22-1**; la de mayor extensión visible mantuvo un rumbo SW a unos 7 km de Edgekumbe. Los trabajos de campo revelaron extensas áreas con manifestaciones de licuefacción y desparramamiento lateral en áreas cercanas a los ríos de la región. En esas áreas se constató la aparición de una subsidencia regional del orden de 2 m, la cual fue confirmada por nivelaciones hechas 3 semanas después del sismo. En ese valle se encuentra ubicada la ciudad de Edgekumbe, urbanizada sobre estratos aluvionales con espesores no menores de 350 m, así como el puente Te Teko.

I 22.2 Afectación de Puentes

La causa más frecuente de daños o problemas en los puentes, fue el mencionado asentamiento del terreno en las áreas de acceso a los estribos. Casi todos los puentes sobrevivieron el sismo sin problemas estructurales.

En el área afectada por el sismo el puente hacia la localidad de Te Teko fue la única estructura con aislamiento en sus bases de apoyo. Este puente de concreto reforzado cruza el río Rangitaiki, el cual drena hacia el Norte, justo al este de Te Teko. En los 5 vanos de veinte metros que conforman la estructura, se emplearon vigas prefabricadas de sección U invertida, con un tablero de concreto vaciado en el sitio y bloques de concreto en los extremos. Los extremos de las vigas están conectados por barras de unión con recubrimientos de goma a la plataforma superior.

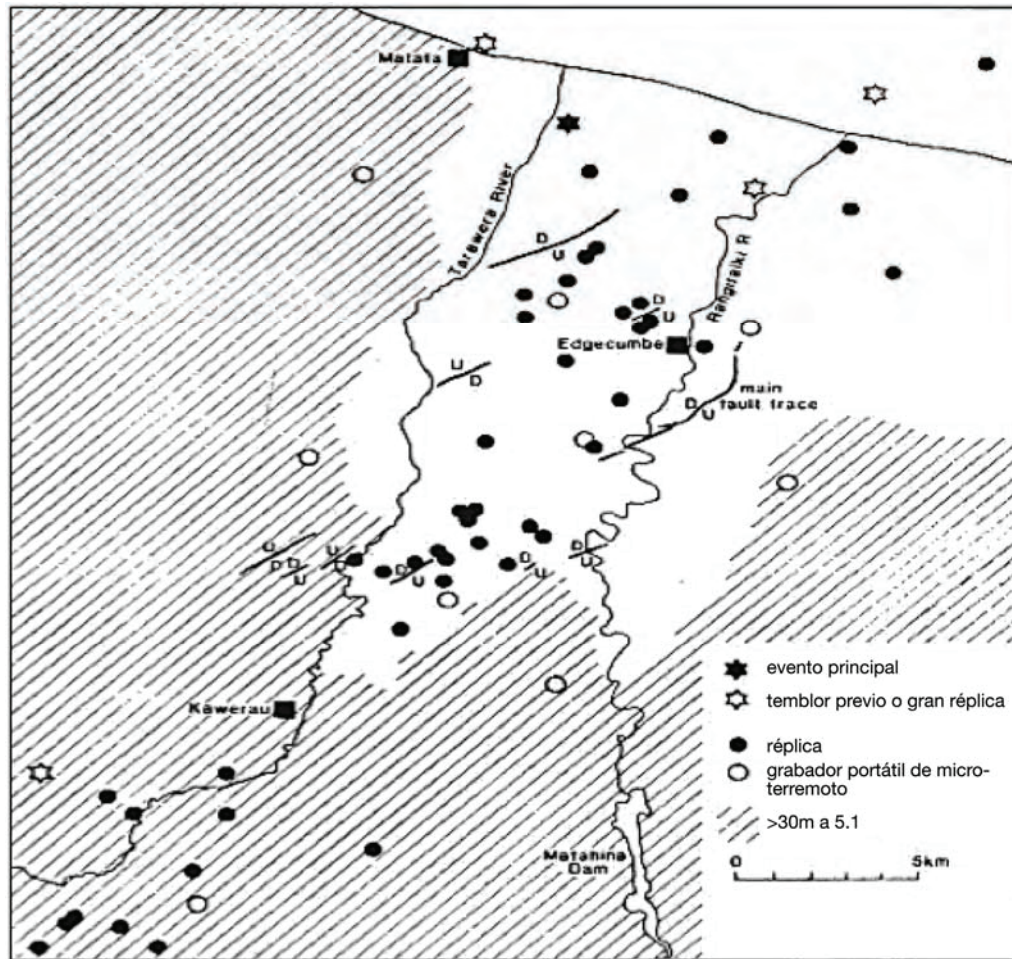


Figura I 22-1: El sismo de Edgcumbe, Isla Norte de Nueva Zelanda, Marzo de 1987, Ms 6.6. Epicentros y trazas de falla observadas en una zona considerada como no sísmica. (Fuente: Pender y Robertson, 1987, p. 669)

I 22.3 Aislamiento Sísmico

Acelerogramas registrados unos 10 km al sur del citado puente, arrojaron movimientos comparables al de la componente N-S del terremoto de El Centro de 1940. El entorno de terreno blando puede haber incrementado la intensidad o severidad de las aceleraciones de largo período (entre 1 y 1.5 seg), que habrían condicionado la respuesta del sistema.

Cada extremo de cada tramo está apoyado en un par de apoyos de goma laminada, cilíndricos, separados transversalmente 4 metros. Cada apoyo o pilar consta de una única columna cilíndrica, con una viga transversal que soporta los 4 apoyos de goma y un “lower pad” soportado por pilotes de 13 m de altura, con cabezales colectores de las cargas verticales.

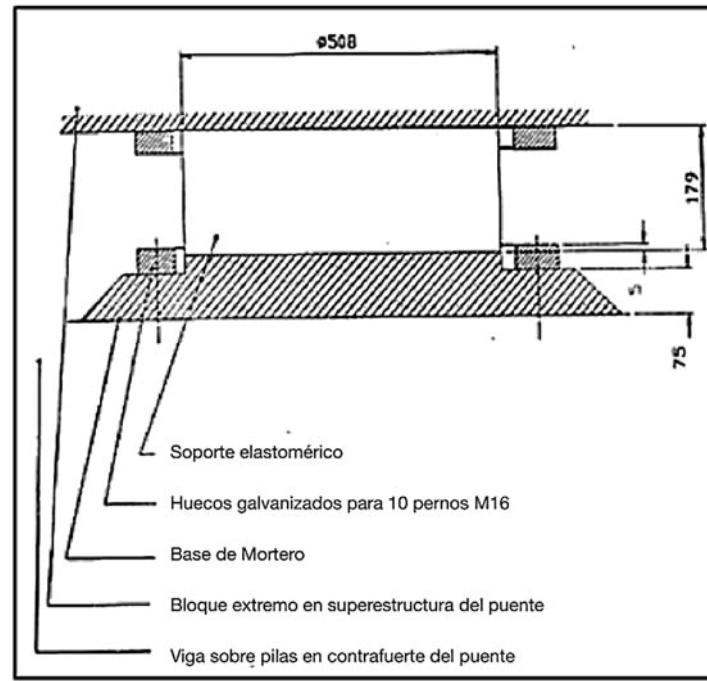


Figura I 22-2: Apoyo elástico y anillos de fijación. Un error constructivo, limitó los desplazamientos durante el sismo. (Fuente: Pender y Robertson, 1987, p. 673)

Los apoyos elásticos de 508 mm de diámetro y 179 mm de altura, descansan sobre una base de mortero de 80 mm de espesor, en cuyos toques se dispuso un anillo de acero galvanizado de sección: 50 mm (altura) por 20 mm (espesor) lo cual arroja un diámetro exterior de 548 mm. Los anillos galvanizados, dispuestos en la base y en el tope del taco elástico, tenían huecos para fijar 10 pernos de acero tipo M16. Este dispositivo se colocó en cada extremo superior del pilar o columna.

Debido a un defecto constructivo, el dispositivo perdió la función de aislamiento planificado. El desbalanceo y reducción de la capacidad de disipar energía, dio lugar a daños estructurales locales.

CASO 23. TERREMOTO DE WHITTIER NARROWS, CALIFORNIA, OCTUBRE 1987

I 23.1 El Evento

El terremoto de Whittier Narrows del día 1 de octubre de 1987 ($M=5.9$), a las 7:42 am y profundidad focal de 14 km, alcanzo una intensidad VIII en las cercanías de esa localidad. Dentro de la isosista VII quedó ubicado el cruce de la autopista 605 (4+4=8 canales) y la interestatal 5 (3 vías de 2+2= 4 canales).

Ubicado a 6 millas del epicentro, las aceleraciones máximas del terreno se estimaron en el rango de 0.20 g a 0.25 g. El día 4 del mismo mes, hubo una réplica de $M = 5.3$ con epicentro cercano al evento principal. Para la estimación de aceleraciones máximas horizontales se empleó la regresión propuesta por Trifunac en 1976:

$$\text{Log}_{10}(\text{amáx}) = 0.942p + 0.293I_{MM} - 0.552 + 0.142s \quad \text{I 23-1}$$

donde: p (nivel de confianza, %); I_{MM} (intensidad de Mercalli) ; s (condición del sitio: s=0 para aluvión; s=1 para roca intermedia; s=2 para roca cristalina). Con base a esta regresión, para intensidad VIII, la media + 1.0σ en suelo aluvional, habría alcanzado 0.20g y en roca 0.27g. Para la componente vertical hay que restar a la regresión anterior 0.265; o sea, si la horizontal fuera 265 gal, la vertical solo habría alcanzado 144 gal.

I 23.2 Descripción de la Estructura

En el área de interés, la autopista pasa sobre un conjunto de 8 pórticos identificados desde B2 hasta B9, con separaciones entre 96' y 58', y dos estribos de acceso A1 y A10. El puente fue proyectado en 1964 y rehabilitado en 1981 por medio de cables como se indica más adelante.

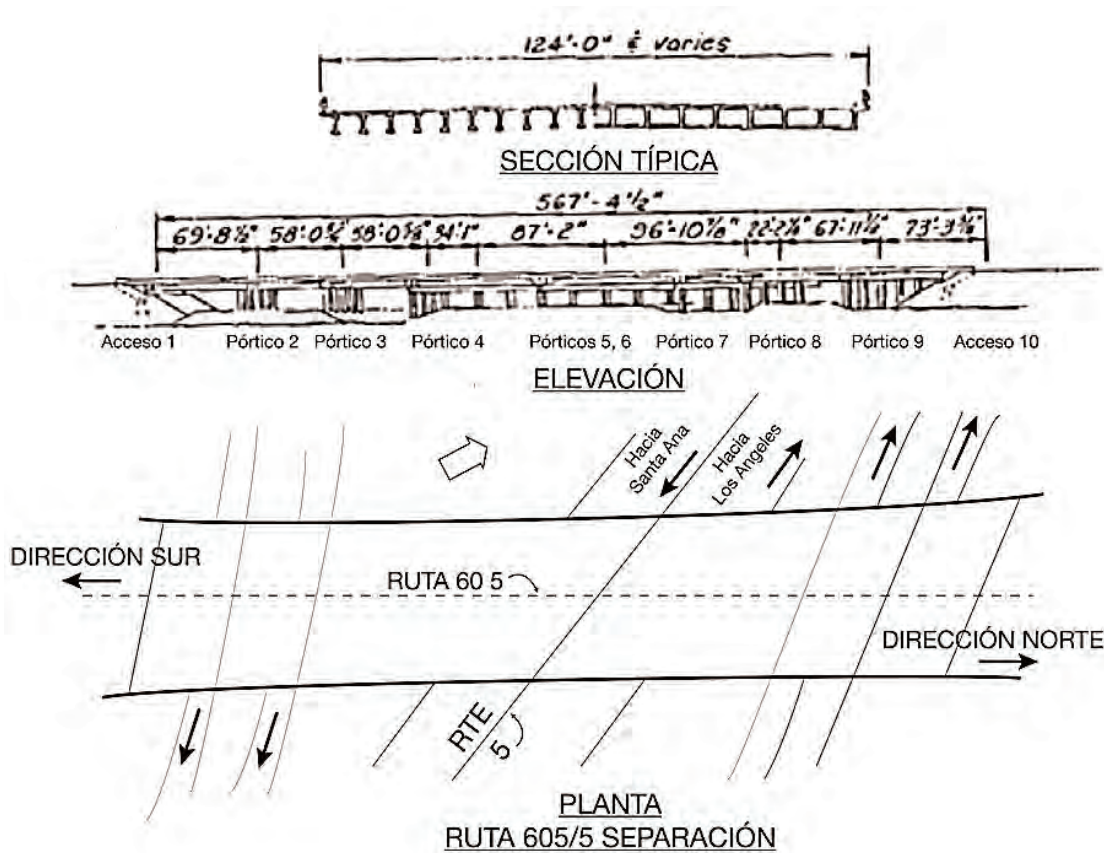


Figura I 23-1: Abajo: Planta del cruce de la Ruta 605 (Norte-Sur), sobre la Ruta 5 (Santa Ana-Los Ángeles). Arriba: Elevación de los pórticos de apoyo de la Ruta 605 (B2 a B9). El apoyo B6 es el de mayor sección y de menor altura. (Fuente: EERI, 1988, vol. 4, p. 379)

I 23.3 Puentes Afectados

En el área de interés, la autopista 605 pasa sobre un puente proyectado en 1964 y rehabilitado en 1981 por medio de cables como se indica más adelante. Está constituido por un conjunto de 8 pórticos que separan las dos vías de la Interestatal 5, identificados desde el B2 al B9; sus luces varían de 96' a 58' de largura. Como se puede apreciar en la **Figura I 23-2**, las columnas del pórtico B6 tenían una altura menor que las demás. Adicionalmente y por problemas constructivos, las columnas del pórtico B6 quedaban prácticamente empotradas tanto en el extremo superior como a nivel de fundación.

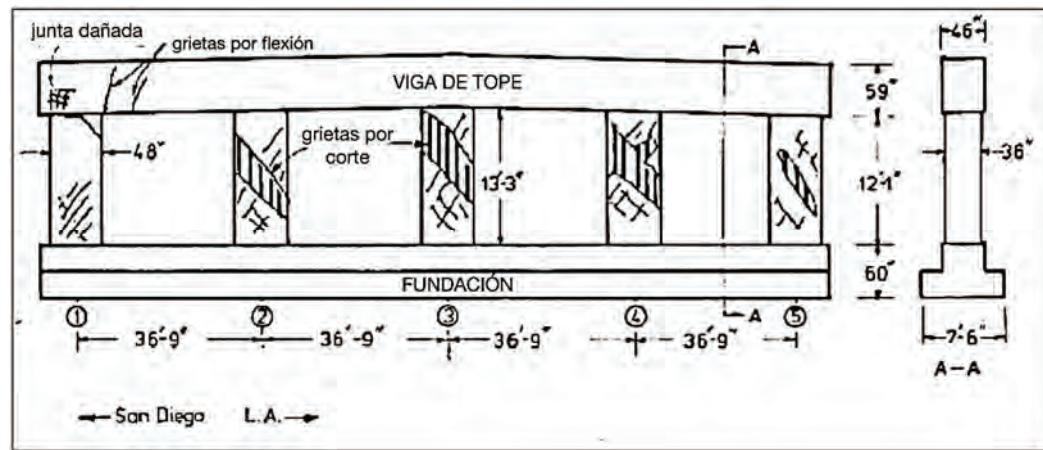


Figura I 23-2: Dimensiones y daños al pórtico N° 6. (Fuente: EERI, 1988, vol. 4, p. 392)

I 23.4 Daños por la Acción Sísmica

En la Figura anterior se describen los daños en las caras de la mayor dimensión de las columnas de sección rectangular. Se observa que los daños fueron sistemáticamente más severos para una acción (o pulso) que desplazó de derecha a izquierda la masa de la autopista 605 apoyada sobre los pórticos B2 al B9 (Figura I 23-1 y Figura I 23-2). Como se verá, estos daños, debidos al sismo principal, se incrementaron en el pórtico B6 como consecuencia de la réplica del día 4 de octubre.

I 23.5 Tablero de la Autopista 605

El tablero de la autopista 605- apoyado en los pórticos B2 al B9 y estribos de acceso- estaba conformado por dos tipos de elementos portantes: una parte con secciones transversales de cajones de concreto armado entre los pórticos A1, B2 al B5 y del pórtico B7 al B10 con una altura de 5'-2". Entre los ejes B5 y B7 se dispuso un sistema de 20 vigas I prefabricadas pretensadas de 5'-2" de altura, incluido un 'topping' de 6" (losa de 15 cm) separadas 6.18' de un vano (B5 - B6 y B6 - B7).

Dado que se habían dejado juntas entre los dos sistemas constructivos del tablero de la autopista 605, en el programa de adecuación de puentes emprendido en 1982 se decidió 'coser' esas juntas con cables o ganchos para restringir sus desplazamientos (EERI, 1988, vol. 4. p 380).

I 23.6 Explicación de los daños

De los pórticos de apoyo -en esviaje respecto al eje de la autopista- el pórtico B6 era mucho más rígido que los demás por dos razones: (a) su sección de 36" (91,4 cm) x 48" (122 cm) era la mayor; (b) se encontraba empotrada en sus dos extremos con la menor altura de todos los pórticos 12'-1" (3,68 m). La zapata de 5' de altura y viga de corona de 4' + 10-3/4". Además, las 26 cabillas #18 conducían a una cuantía de 6.02 % a diferencia de las otras columnas con 34 cabillas #14 cuya cuantía es de 4.43 %.

Por tanto, además de ser más rígido, el pórtico B6 tenía más refuerzo longitudinal, con lo cual: (a) tomó un porcentaje importante de la fuerza inercial y; (b) la fuerza cortante asociada al momento cedente era ciertamente más elevada. Se estimó que la rigidez lateral del pórtico 6 era entre 15 y 20 veces mayor que la del resto de los pórticos. Por esta razón la falla por corte en el pórtico 6 se esperaba para desplazamientos de 0.13" (0.4 cm) a diferencia de los 5 cm necesarios para rotular por flexión las columnas de los pórticos adyacentes.

Si se asume que el pórtico 6 soportaba una masa de 2960 Kips y además se asume que todas las columnas contribuyeron en la transmisión del corte, las que fallaron por su mayor rigidez fueron las del pórtico 6. La resistencia de ese pórtico alcanzó entre 1478 Kips y 1960 Kips (según se asigne al concreto entre 5 Ksi y 7.7 Ksi), correspondiendo a aceleraciones laterales entre 0.5g y 0.66g a la falla. Esto representaría una amplificación en la aceleración pico entre 2 y 3.3, lo cual parece razonable. Con la réplica del día 4, el agrietamiento se incrementó según se constata en las siguientes fotos: izquierda antes de la réplica y derecha luego de la réplica.

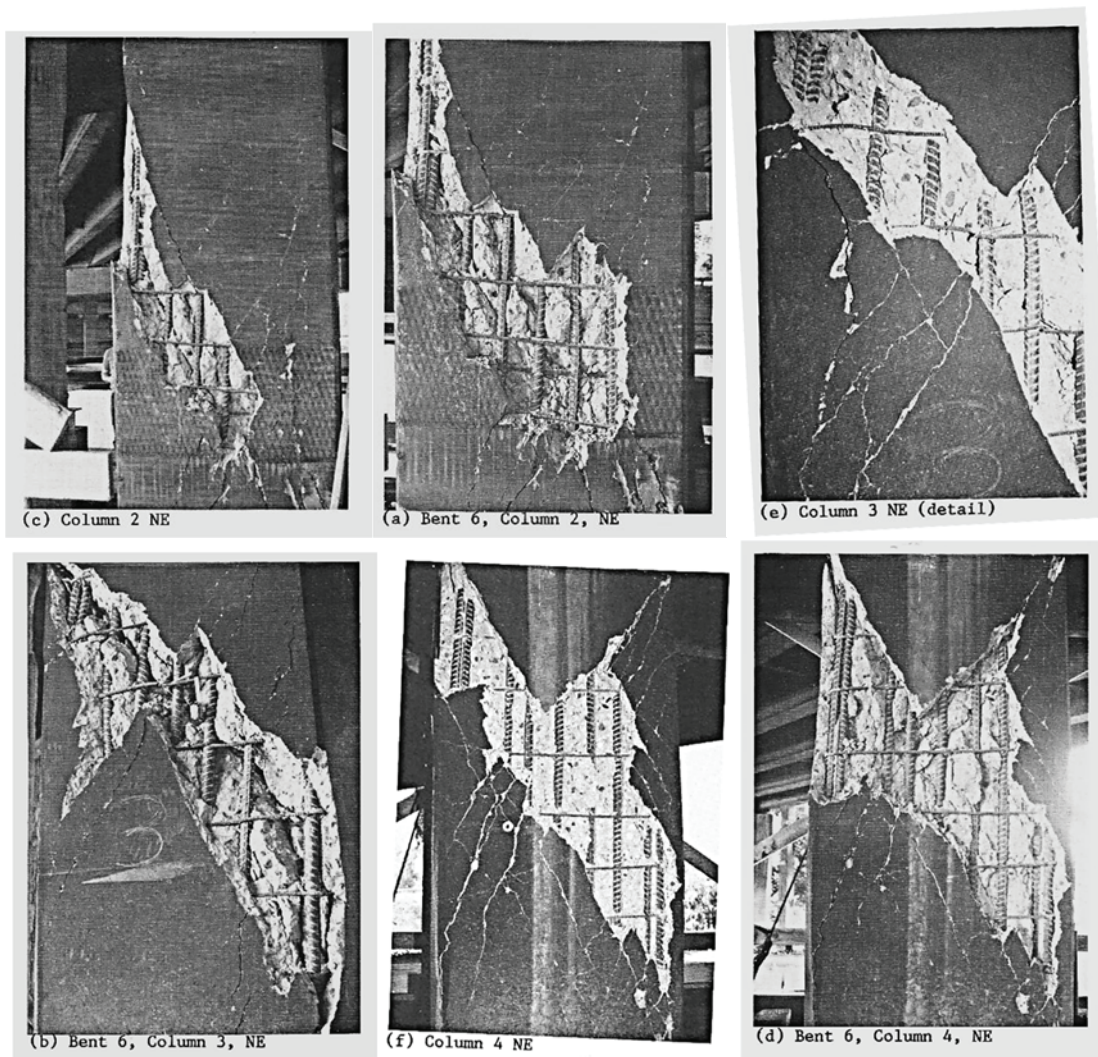


Figura I 23-3: Daños en columnas del pórtico 6, antes de la réplica (lado izquierdo) y luego de la réplica del 4 de octubre.
(Fuente: EERI, 1988, Vol. 4, p. 394 y 395)

I 23.7 Reparación

En la **Figura I 23-4** se ilustra el confinamiento temporal del acero principal en columnas del Pórtico 6.

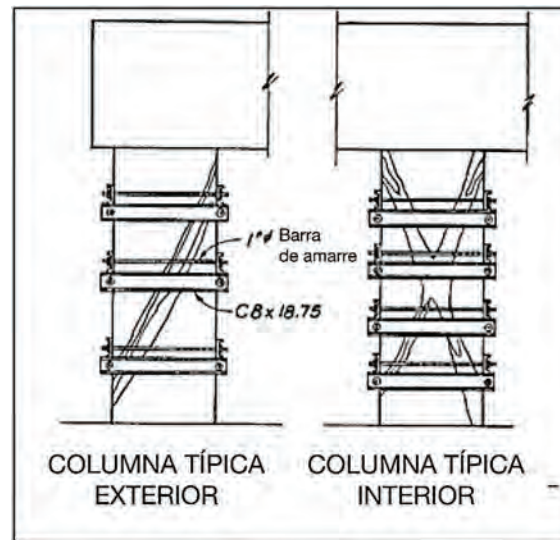


Figura I 23-4: Confinamiento temporal del acero, columnas del Pórtico 6. (Fuente: EERI, 1988, vol. 2, p. 385)

En la **Figura I 23-5** se compara el reforzamiento de una columna exterior previa a los sismos, con el correspondiente refuerzo posterior al sismo en el Pórtico 6.

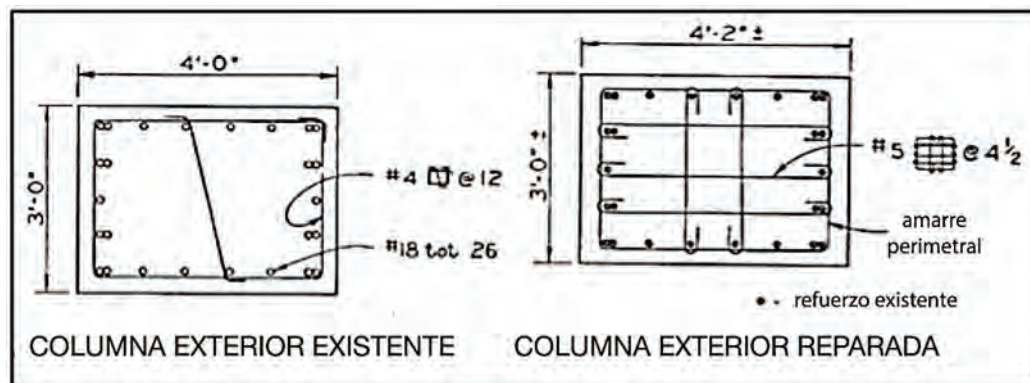


Figura I 23-5: Armadura de una de una columna exterior del Pórtico 6, antes del sismo (izquierda) y luego de reparada (derecha). (Fuente: EERI 1988, vol. 2, p. 385)

I 23.8 Importancia de la Rehabilitación

Luego de la réplica del 4 de Octubre la capacidad del Pórtico 6 para soportar cargas por gravedad se vio muy disminuida. En la **Figura I 23-6** se ilustra el mecanismo que presumiblemente ocurrió para transmitir cargas a los pórticos adyacentes 5 y 7. Sin esa

vinculación de la adecuación de ese puente y de acuerdo con el mecanismo propuesto, el Pórtico 6 ya no hubiese podido soportar sin la interacción de las losas allí indicada.

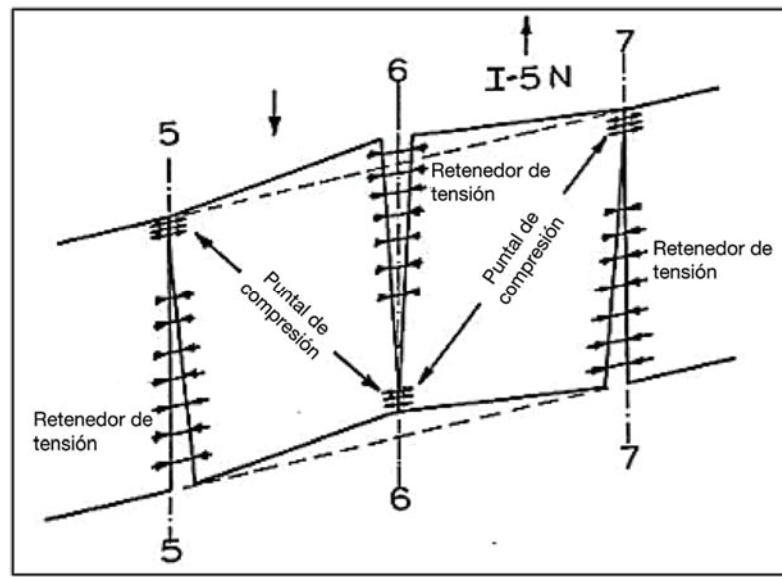


Figura I 23-6: Tensiones soportando el Pórtico 6 luego de su falla por corte. (Fuente: EERI 1988, vol. 2, p. 404)

El mecanismo anterior así como los daños constatados, han dejado una lección que se hubiese perdido si los conectores no se hubiesen instalado. En otras palabras, la probable ruina del puente, con un tablero discontinuo no hubiese permitido valorar la importancia que los conectores tuvieron en este caso.

CASO 24. TERREMOTO DE LOMA PRIETA, OCTUBRE DE 1989

I 24.1 El Evento

Este sismo, ocurrido el 17 de octubre de 1989, de magnitud 7.1, afectó el área de la Bahía de San Francisco; en su momento fue el sismo más caro de la historia de USA con 67 víctimas y pérdidas materiales de 6 mil millones de US \$, sucedió el día 17 del mes indicado.

El sismo se asoció a un segmento de la falla de San Andreas, con epicentro unos 16 km al noreste de Santa Cruz y 30 km al sur de San José. Se reportaron daños hasta distancias de 100 km. Para el segmento que liberó energía, en 1988 se había pronosticado una probabilidad de 30% en los 30 años siguientes de generar un sismo con magnitud ≥ 6.5 . Se considera que la rotura corresponde al sector más al sur de la rotura asociada al terremoto de 1906.

El foco quedó ubicado a 18.5 km de profundidad. En la **Figura I 24-1** se da la proyección vertical de sismos (distribución de focos) asociados a la falla de San Andreas a lo largo de los últimos 20 años. Se constata que el terremoto de Loma Prieta y sus réplicas llenaron un área de silencio sísmico. La mayoría de las más de 2300 réplicas están centradas en la falla de San Andreas. La densa zona de actividad al sur de San Juan Bautista en la **Figura I 24-1 (A)** es interpretada como una zona de repteo (fluencia) de la falla. En la **Figura I 24-1 (B)** se observan las réplicas registradas del sismo de Loma Prieta.

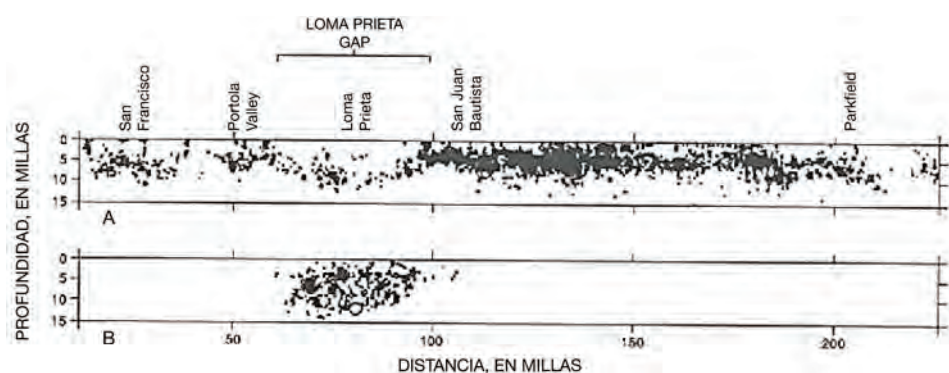


Figura I 24-1: Distribución de focos en la falla de San Andreas. (A) últimos 20 años antes del sismo de Loma Prieta; (B) réplicas de este último sismo. (Fuente: U.S. Geological Survey Department of the Interior/USGS U.S. Geological Survey)

El mecanismo focal es propio de una falla transcurrente dextral como se indica en la **Figura I 24-2**.



Figura I 24-2: Diagrama esquemático del mecanismo en la falla de San Andreas. Observe que la profundidad focal es de 11.5 millas y el desplazamiento superficial puede tardar horas en ser visible. (Fuente: U.S. Geological Survey Department of the Interior/USGS U.S. Geological Survey)

Finalmente, los registros acelerográficos de 38 estaciones operativas fueron analizados. Las mayores aceleraciones máximas alcanzaron 0.64g en la estación Corralitos, ubicada a 5 km del epicentro. En las siete horas siguientes al sismo se reportaron 27 focos de incendios en edificaciones, derrame de líquidos combustibles, rotura de tuberías, fugas de gas, etc.

I 24.2 Afectación de Puentes

De los 1500 puentes de autopistas en el área, 3 sufrieron el colapso de uno o más tramos, 10 quedaron fuera de servicio debido a daños estructurales, otros 10 fueron apuntalados como medida preventiva para que pudieran permanecer en servicio y 73 se reportaron con daños menores. En la región se identificaron ciertos grados de subsidencia (hundimientos) en accesos a puentes, hundimientos que fueron rellenados con asfalto para facilitar el tránsito vehicular.

I 24.2.1 El Cypress Street Viaduct I880

Varios sistemas de transporte fueron afectados en el área. El más impactante sucedió en Oakland, amplio desarrollo urbano situado al este de la bahía, donde más de 1.5 km del segundo nivel de una vía elevada (el Cypress Street Viaduct I 880), colapsó sobre el primer nivel. Por razones de coincidencia de horas con un partido de base-ball entre San Francisco y Oakland, a la hora del inicio de ese crucial partido (el sismo ocurrió a las 5:04pm), el

viaducto se encontraba, excepcionalmente, con muy poco tránsito. En la **Figura I 24-3** se da la configuración de la estructura antes del sismo.



Figura I 24-3: El Cypress Street Viaduct I 880, ubicado en Oakland, antes del sismo (Fuente: Dames & Moore, 1989, p. 13)

Buena parte del segundo nivel colapsó sobre el primero como se aprecia en la **Figura I 24-4**. Se aprecia el mecanismo de falla de las columnas laterales, mecanismo que se trata más adelante.

El colapso de la parte superior de la vía de dos niveles, también llamada Nimitz, se debió a varios factores: elementos de concreto no confinados para transmitir corte; refuerzos de acero sin confinamiento; disposición de una estructura flexible sobre un suelo blando; variaciones del tipo de suelo a lo largo de la estructura, no considerados en el proyecto; variaciones en la rigidez lateral debido a que en algunos pórticos se emplearon clavijas que solo transmitían corte en su base; ciertos tramos con apoyos en esviaje y algunos con pórticos de 3 columnas en el nivel inferior.

Uno de los esquemas estructurales empleados se describe en la **Figura I 24-5**. Obsérvese en la parte superior de la Figura el agrietamiento debido a una fuerza lateral, en el sistema triarticulado. En la parte inferior se ilustra un estado más avanzado de esa fisuración, que dio lugar a la inestabilidad del nivel superior.



Figura I 24-4: Vista aérea de tramos de la Autopista Cypress Street Viaduct en Oakland, donde partes del Nivel 2 se desplomaron sobre el Nivel 1. (H.G. Wilshire, U.S. Geological Survey - Photo by H. G. Wilshire for U.S. Geological Survey). https://en.wikipedia.org/wiki/1989_Loma_Prieta_earthquake#/media/File:Cypress_structure.jpeg

En Plafker and Galloway (1989, p.35), se muestran fotografías de secciones expuestas de columnas de concreto reforzado que formaban parte de la estructura, con evidencias de insuficiencia de armado o la presencia de ductos de drenaje

La configuración estructural del nivel superior seleccionada por el proyectista fue un sistema triarticulado que condujo a elevadas solicitaciones por corte en el nodo inferior del lado izquierdo, el cual estaba insuficientemente armado.

En los informes de campo se señala que los problemas de este viaducto fueron consecuencia de criterios de diseño aplicados para las fechas del proyecto de la obra, así como las condiciones locales del subsuelo.

En la **Figura I 24-7** se ilustra otro mecanismo de colapso del nivel superior de la autopista, por las razones antes anotadas.

I 24.2.2 Puente de la Bahía, Estructura Metálica de dos Niveles

El puente de la Bahía consta de un puente colgante que une San Francisco con la isla de Yerba Buena y un segundo puente de unas dos millas que une la citada isla con Oakland. Éste consta de dos niveles: el superior sentido Oakland-San Francisco, y el inferior San Francisco-Oakland (**Figura I 24-8**).

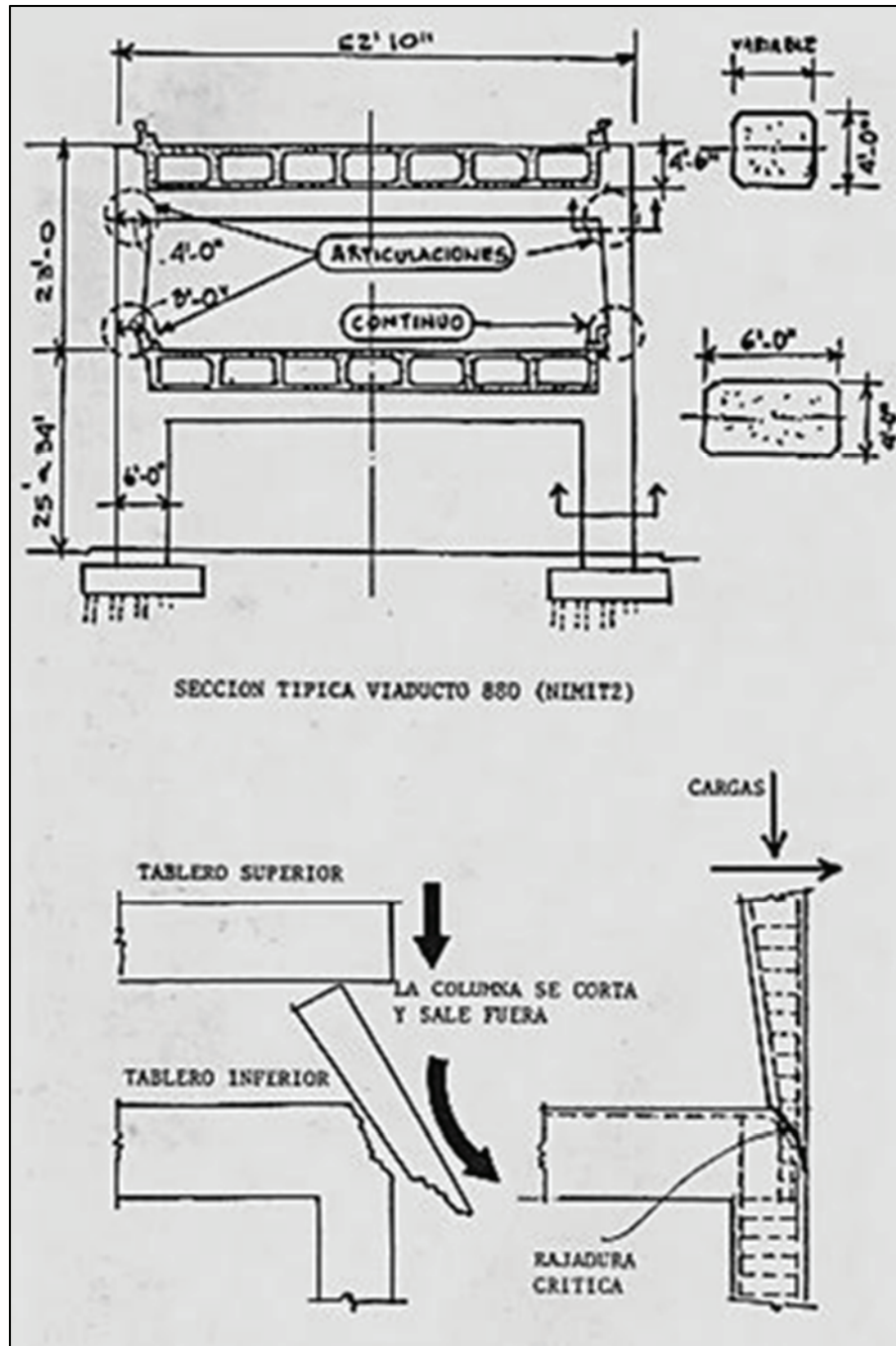


Figura I 24-5: En la parte superior de esta Figura se esquematiza uno de los tipos de sección del segundo nivel de la autopista. En la parte inferior, uno de los mecanismos de falla constatados. (Fuente: Gallegos y Ríos, p. 58)

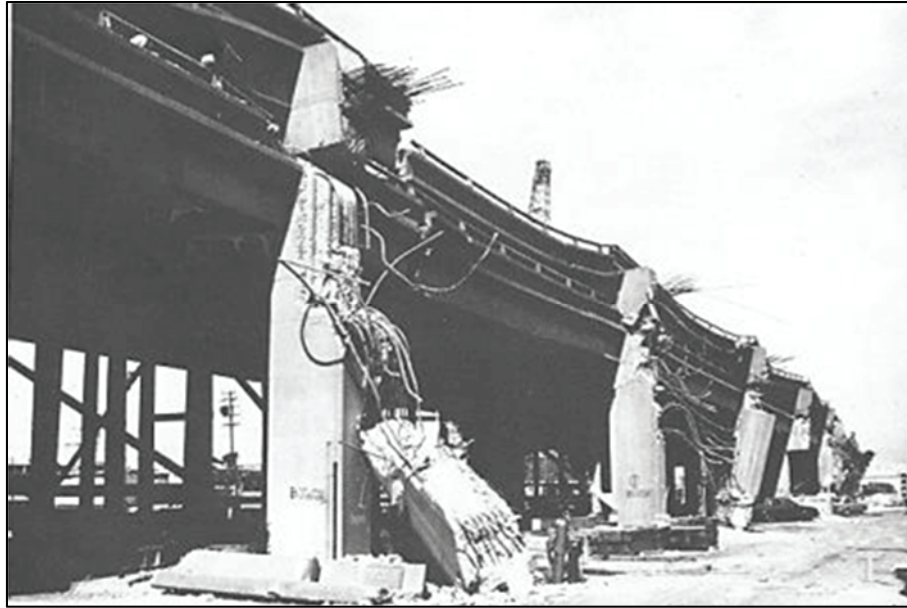


Figura I 24-6: La sección crítica que se señala en la Figura, sólo tenía por refuerzo 4 barras de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro.
(Fuente: Plafker and Galloway, 1989, p. 34)



Figura I 24-7: Otra unión similar a la que se ilustra en la Figura I 24-6 (Fuente: EERI, 89-03, portada y p. 38)

Uno de los tramos simplemente apoyados a la salida de la isla de Yerba Buena en la parte superior, de 50 pies de largura, perdió su apoyo del lado oeste. Aparentemente la tolerancia de apoyo de 5" fue superado por el movimiento lateral estimado en 7" dirección Oakland. El resto de las dos millas de puente, aparentemente sufrió ese pequeño desplazamiento permanente en dirección Oakland. Esto dejó inoperativo ese puente y perturbó la reconstrucción del viaducto caído en Oakland (véase la **Sección I 24.2.1**).

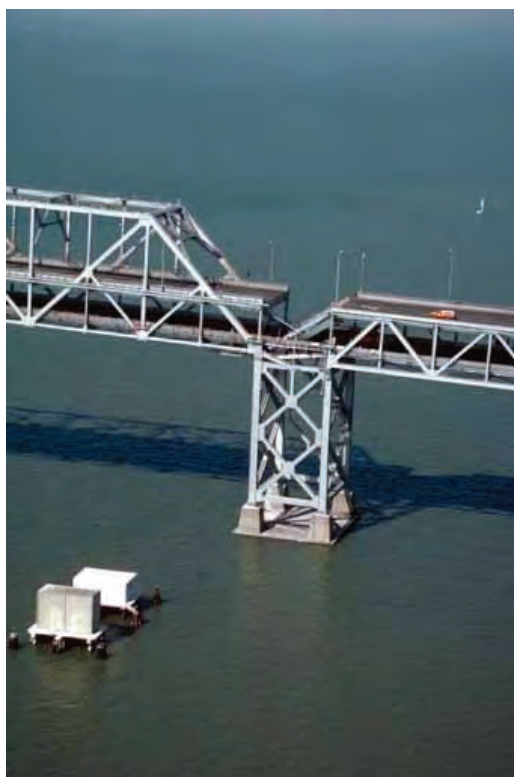


Figura I 24-8: Tablero superior del tramo Yerba Buena-Oakland, de 50 pies de largura, caído sobre el tablero inferior.
(C.E. Meyer - USGS http://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/web_pages/bay_bridge.html <http://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/screens/015sr.jpeg>, Public Domain, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=334369>)

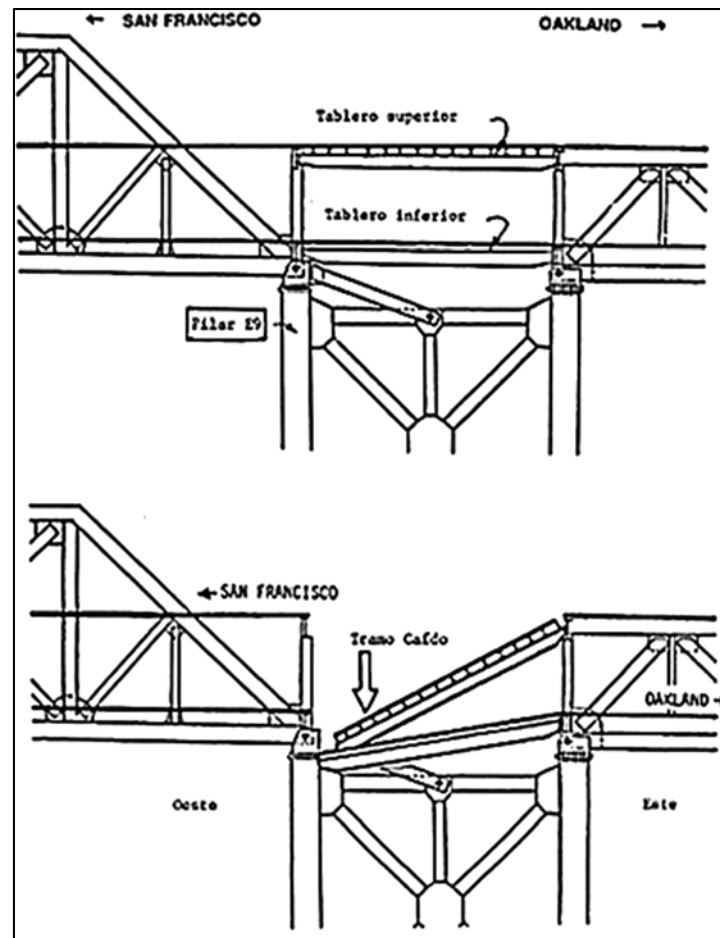


Figura I 24-9: Esquema de la falla del tablero del nivel superior, sobre el nivel inferior. (Fuente: Gallegos y Ríos, 1990 p. 57)

I 24.2.3 Autopista 101

Al sur del área epicentral, en Struve Slough, pronunciados desplazamientos verticales de la losa del tablero de rodamiento de concreto, debidos a fenómenos de licuefacción de depósitos del río que discurre en su base, ocasionaron el punzonamiento de la mencionada losa. Tal tipo de desplazamiento también se observa en la estructura que va paralela, aun cuando fue de menor intensidad.

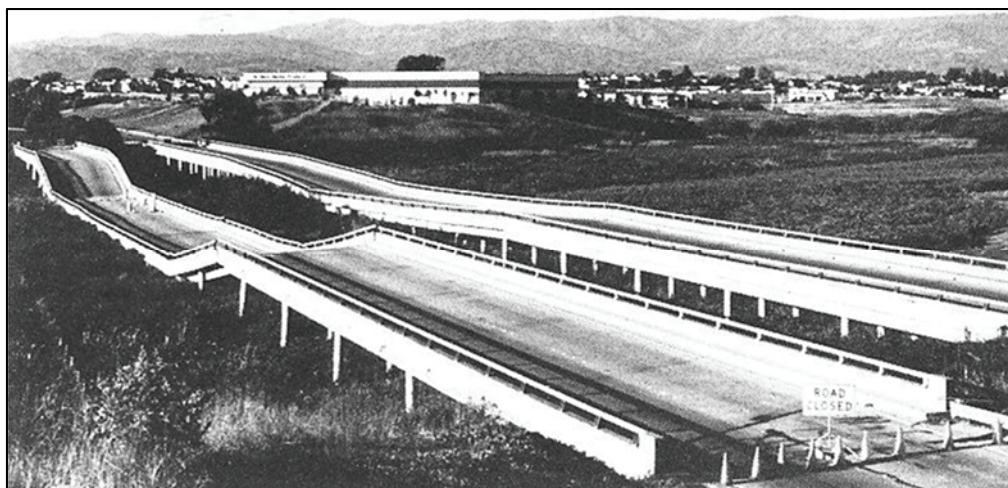


Figura I 24-10: Punzonamiento del tablero del puente, por columnas de sección circular en la Autopista 101. (Fuente: U.S. Geological Survey Department of the Interior/USGS U.S. Geological Survey)

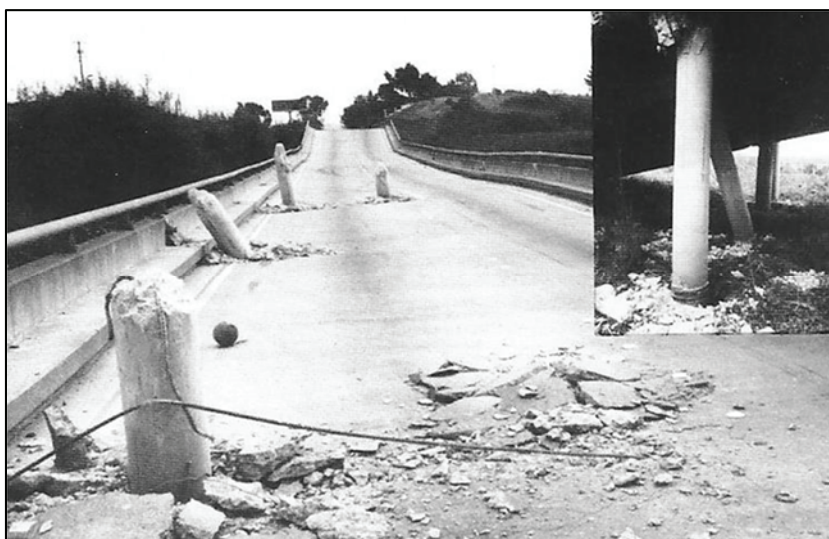


Figura I 24-11: Detalle de la Figura I 24-10 (Fuente: Dames and Moore, 1989, p. 13)

Este puente fue construido en 1963, con 800 pies de longitud. El tablero de cada uno de los puentes se apoyaba en pórticos en esviaje (30°), de tres vanos, separados por juntas de expansión. Cada puente contaba con 22 pórticos, cada uno con cuatro columnas de sección circular (extensiones de pilas de fundación). Cada puente había sido rehabilitado con restrictores de guayas que se extendían de pórtico a pórtico (Dames and Moore, 1989, p. 13)

I 24.3 Observaciones y Lecciones

De las inspecciones de 22 puentes existentes entre Santa Cruz y el norte de San Francisco, distantes aproximadamente 75 km, se desprenden algunas observaciones entre las cuales:

El diseño sísmico de puentes fue revisado luego de los efectos del terremoto de San Fernando en 1971. Se pensó que era probable que algunos puentes proyectados previamente fueran más vulnerables a sismos y, con el propósito de reducir esas eventuales debilidades, se concibió el programa de adecuación de puentes de Caltrans (*California Department of Transportation*). Por esa razón el desempeño de puentes frente a este sismo es de interés particular.

Los daños más importantes en este evento de Loma Prieta ocurrieron en estructuras viejas sobre terrenos `pobres' (*poor ground*). Ejemplo de esto fue el Viaducto *Cypress street* (Nimitz). Los daños en el Puente de la Bahía fueron limitados, aun cuando perturbaron sustancialmente su funcionamiento.

Se supone que puentes como el Viaducto *Cypress Street*, habrían sufrido mucho más daños, bajo la acción de un sismo de mayor duración, ya que los cambios en las propiedades dinámicas del sistema, habrían influido en su comportamiento. En San Francisco, la estructura del Embarcadero cerca de Market Street sufrió daños severos, así como la autopista I 280 cerca del China Basin y porciones de la autopista 101 cerca de las calles Gough y Franklin.

Los severos daños en el pórtico que soporta la conexión entre la I-880 y la nueva I-980 (en Oakland), parecen haber sido consecuencia de la falta de resistencia al corte en la junta viga-columna. Dado que esta estructura es nueva, este caso tiene implicaciones para puentes nuevos y existentes.

I 24.4 Sistemas de Adecuación de Puentes

En múltiples casos se han señalado desempeños inadecuados de puentes, por insuficiencia en sus longitudes de apoyo y/o falta de continuidad en los tableros. En la ciudad de San Francisco, se identificaron sistemas para corregir estos problemas, muy económicos y fácilmente instalables, sin mayores perturbaciones en el funcionamiento del puente.

Por ejemplo, en la **Figura I 24-12** se ilustra un puente metálico en la zona urbana de San Francisco, con tableros prefabricados, cuyas longitudes de apoyo son muy limitadas. En las **Figura I 24-13** y **Figura I 24-14** se muestran detalles del sistema de guayas para asegurar la continuidad y apoyo de los tableros.



Figura I 24-12: Puente metálico en una de las avenidas de San Francisco. Obsérvese la limitada longitud de los apoyos de los tableros. (Fuente: propia)



Figura I 24-13: Cara izquierda de uno de los pórticos donde se apoya el tablero. (Fuente: propia)

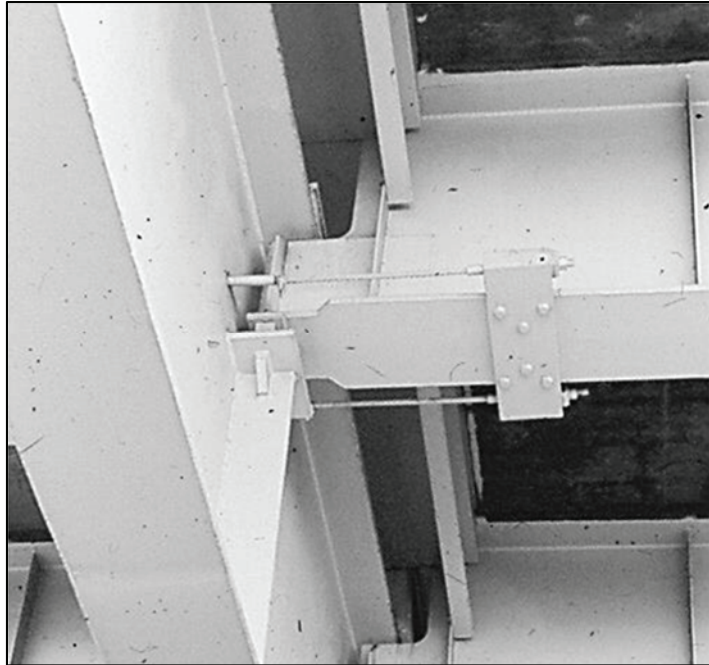


Figura I 24-14: Cara derecha del pórtico de la Figura I 24-12 (Fuente: propia)

CASO 25. TERREMOTO DE MANJIL-ROUDBAR, IRÁN, JUNIO 1990.

I 25.1 El Evento

El día 21 Junio de 1990, la región de Manjil-Roudbar, Irán, una región que ha sufrido los efectos de sismos hasta de magnitud 7.7, fue afectada por un sismo de magnitud 7.6 según USGS. El epicentro fue cercano a las localidades de Roudbar y Loshan.



Figura I 25-1: Dos puentes de mampostería, con muchos años de servicio, afectados en el área de Loshan, Irán.
(Fuente: IIEES, Irán, p. 33)

I 25.2 Puentes Afectados

El comportamiento de vías de comunicación y puentes fue considerado adecuado por las autoridades del *International Institute of Earthquake Engineering and Seismology* (IIEES). Sólo algunos puentes de mampostería sufrieron daños que merecieron reparaciones.

En la **Figura I 25-1** se reproduce la información fotográfica que se da en el texto citado. Estos puentes fueron reparados por procedimientos que no se indican en el texto y puestos de nuevo en servicio.

CASO 26. TERREMOTO DE PUERTO LIMÓN, COSTA RICA, ABRIL, 1991.

I 26.1 El Evento

El día 22 de Abril de 1991 la zona oriental de Costa Rica y parte de la zona fronteriza de Panamá, sufrió los efectos de un sismo magnitud 7.5 a las 3:57 pm hora local, con epicentro hacia la cordillera de Talamanca.

El epicentro se ubicó unos 40 km al sur- sureste de Puerto Limón, con foco a 22 Km de profundidad. El registro de más de 1000 réplicas con $M \geq 3$ se centró en una franja de más de 100 Km, entre Batán (40 Km al noreste del Limón) y el valle de Talamanca, cercano a la frontera con Panamá.

La costa de Puerto Limón sufrió un levantamiento de entre 1.5 a 2 metros, con lo cual creció la línea de playa unos 100 m. Las áreas más afectadas al noreste, sureste y oeste de Limón se encontraban fundadas en suelos tipo aluvión con un alto potencial de licuefacción (**Figura I 26-1** y **Figura I 26-2**)



Figura I 26-1: Inestabilidad de una vía de comunicación por desparramamiento lateral (EERI). <http://www.eeri.org/>



Figura I 26-2: Pavimento fracturado. (EERI) https://www.eeri.org/wp-content/uploads/costa_rica_1991_liquefaction.jpg



Figura I 26-3: Desplazamiento transcurrente dextral, de falla secundaria en el área de Fortuna-Chiriqui, Panamá, consecuencia del sismo de Costa Rica de 1991. (Fuente: Camacho, et al., 1991, p. 56. Instituto de Geociencias de Panamá. <http://revistas.ucr.ac.cr/index.php/geologica/article/viewFile/13446/12701>)

I 26.2 Afectación de Puentes

El sismo afectó un conjunto de puentes de las dos autopistas principales de Costa Rica: Ruta 1 y Ruta 32 de San José a Limón y al sur de Limón hacia Panamá. En general, la inestabilidad de suelos deformables o licuables fue la causa principal de daños en puentes y pavimentos por desparramamiento lateral. En EERI (1991, p. 60) se listan un total de 13 puentes con diferentes grados de afectación que no son detallados en este trabajo.

I 26.3 Puentes Río Vizcaya y Estrella

También reportado como ‘Viscaya’, este puente se encuentra a unas 15 millas al Noreste de la zona epicentral, en un área de pronunciadas deformaciones del terreno. Este puente de 3 tramos (**Figura I 26-4**) perdió estabilidad como consecuencia de licuefacción del terreno. En las fotografías inferiores de la citada Figura, se muestra el estado final: el apoyo del lado Sur sufrió rotación y el extremo del lado Norte se desplazó sobre su apoyo.

El mecanismo de falla del puente Río Viscaya ilustra un mecanismo que fue similar al del puente Río Bananito o el del puente Río Estrella (**Figura I 26-5** y **Figura I 26-6**) cuya vía de aproximación a su extremo Sur se ve en la **Figura I 26-7**, así como en otros puentes ferroviarios.

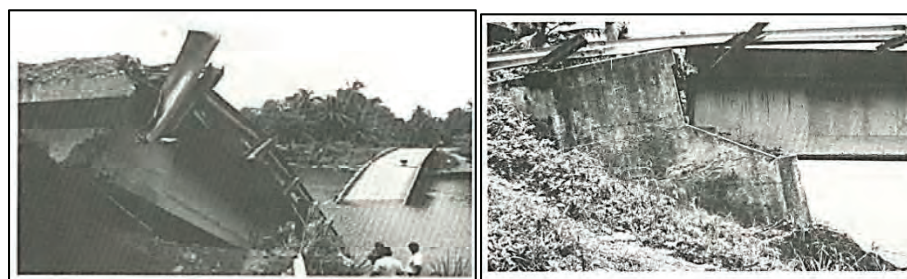
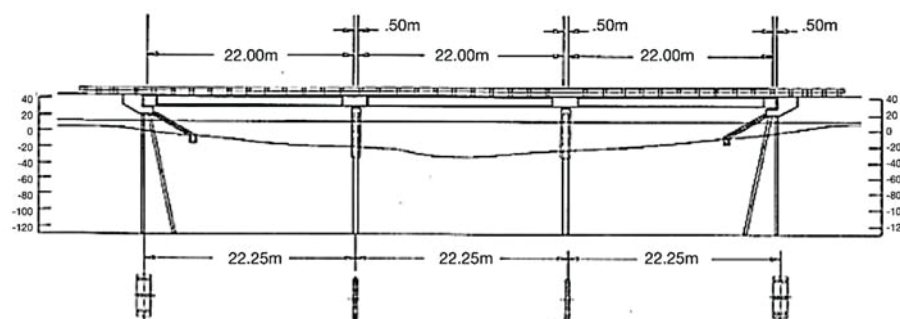


Figura I 26-4: Elevación de la estructura del puente del río Viscaya (Figura superior) y estado final luego del sismo (fotografías inferiores). (Fuente; EERI, 1991, p.78)

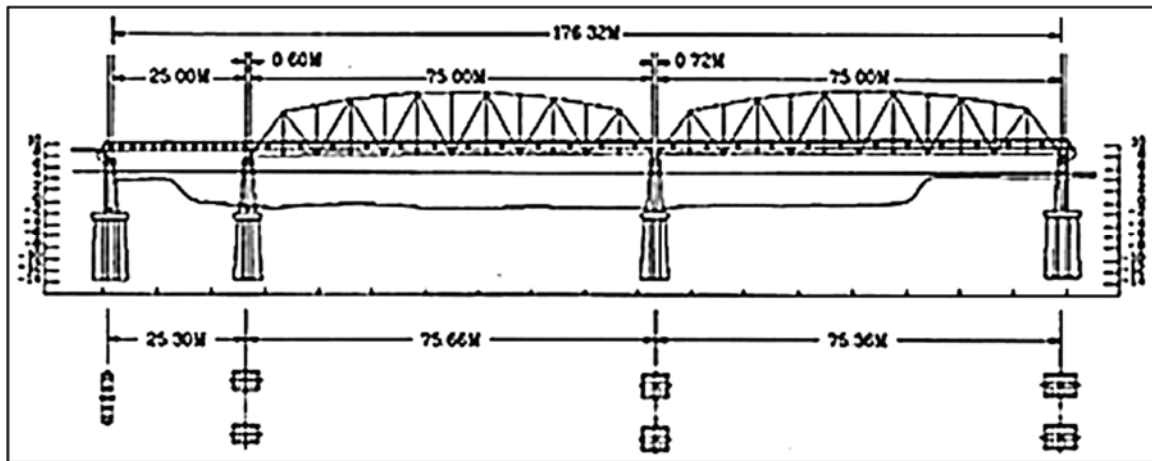


Figura I 26-5: Elevación del Puente sobre el río Estrella. (Fuente; EERI, 1991, p.82)



Figura I 26-6: Estado final del puente sobre el río Estrella. (Fuente; EERI, 1991, p.83)

I 26.4 Puente Río Banano

El río Banano se encuentra unos 10 km al sur de Limón. Este es cruzado por un puente de vigas de concreto pretensado, sección I, de unos 100 m de longitud. El puente esencialmente no sufrió daños, pero el terreno en ambos accesos sufrió asentamientos del orden de un metro, como se aprecia en la **Figura I 26-7**.

I 26.5 Puente sobre el río Bananito

Como quedó dicho, los fenómenos de licuefacción en este sismo de Costa Rica fueron muy generalizados. Otro puente fuera de servicio, es el ferrocarrilero sobre el río Bananito. En la **Figura I 26-8** se reproducen las condiciones en las cuales quedó esta instalación.



Figura I 26-7: Asentamientos del terreno en uno de los accesos al puente del río Banano. (Fuente: EQE, 1991, p. 11)



Figura I 26-8: Puente ferroviario sobre el río Bananito. Volcamiento de estribos y desprendimiento de apoyos. (Fuente: https://nisee.berkeley.edu/elibrary/files/thumbnail/EERC_2006_0820/IMG2601.jpg)

I 26.6 Lecciones de este Terremoto.

Partes del área de Costa Rica, al igual que la zona de Changuinola en Panamá y adyacencias del Río Xixaola (fronterizo), son extensiones dedicadas al cultivo de banano. Esta planta se da bien en zonas lluviosas, con suelos granulares altamente permeables. Esto explica la extensión de los fenómenos de licuefacción e inestabilidad en terrenos adyacentes a puentes y tramos carreteros.



Figura I 26-9: Colmatación con arena fina de canales de drenaje, expulsada del subsuelo por efectos de licuefacción.
(Fuente: propia)

Los excesos de agua son recolectados en canales de drenaje que llevan el agua al mar. Los canales de drenaje que se ilustran en la **Figura I 26-9**, se colmataron de arena fina expelida por el incremento en la presión del agua como consecuencia de la licuefacción del terreno.

CASO 27. ERZINCAN, TURQUÍA, MARZO DE 1992

I 27.1 El Caso

Ubicada en las cercanías de la falla de Anatolia, Erzincan se encuentra en una depresión tectónica que abarca unos 400 a 500 km². La parte norte de la ciudad es cruzada por la falla de Anatolia, cuya actividad, de acuerdo con geólogos especializados, es comparable a la falla de San Andreas en California. El sismo del 13 de marzo de 1992 alcanzó una magnitud de 6.8, con unos 50 a 60 km de rotura de falla, asociada a un movimiento transcurrente dextral.

La carretera 23 (vía 23 desde Erzurum) sufrió daños a unos 18 km al este de Erzincan, en Karasu, donde la vía se encuentra justo al norte del valle, paralela al río Eufrates. En esa zona se constató licuefacción con desplazamientos permanentes del terreno.

I 27.2 Afectación de Puentes

Dos puentes que cruzan esa carretera, al suroeste de Erzincan, se dañaron. En adición al agrietamiento en el extremo de las columnas de concreto, los estribos sufrieron desplazamientos mayores en el tope que en la base. Es uno de los casos donde, en los accesos al puente, se generaron solicitaciones no previstas sobre las columnas.



Figura I 27-1: Puente de la autopista a Kemah, sobre el ferrocarril Ankara-Kars. El acceso de la izquierda sufrió asentamientos por caída de material de relleno. El acceso de la derecha sufrió daños que se detallan en la Figura I 27-2 (Fuente: *Earthquake Spectra*, July 1993, p. 121)



Figura I 27-2: Daños en los muros de acceso, pila derecha y pérdida de relleno de acceso del puente de la Figura I 27-1
(Fuente: *Earthquake Spectra*, July 1993, p. 123)

CASO 28. TERREMOTO DE GUAM, ISLAS MARIANAS, AGOSTO 1993

Ubicada en el extremo sur del arco de las Islas Marianas, al Norte de la gran isla de Nueva Guinea, Guam es una isla de origen volcánico, fruto de la interacción entre las placas del Pacífico (desplazamiento de 10.3 cm/año en sentido noroeste) y la Placa de Filipinas (desplazamiento de 6.8 cm/año en el mismo sentido).

I 28.1 El Evento

El sismo del 8 de Agosto de 1993, de magnitud 8.1, está esencialmente asociado a una parte de la zona de subducción, con epicentro a unas 40 millas al sur de la isla y una profundidad focal del mismo orden. Las aceleraciones en la isla se estimaron entre 0.15g y 0.25g.

Los efectos del sismo no llegaron a ocasionar víctimas en esta isla, de unas 30 millas de largo y un ancho de entre 4 y 11 millas. Aun cuando los daños fueron evaluados con intensidades de Mercalli entre VI y IX, el sismo no ocasionó víctimas fatales y sólo un centenar de heridos.

I 28.2 Los Puentes

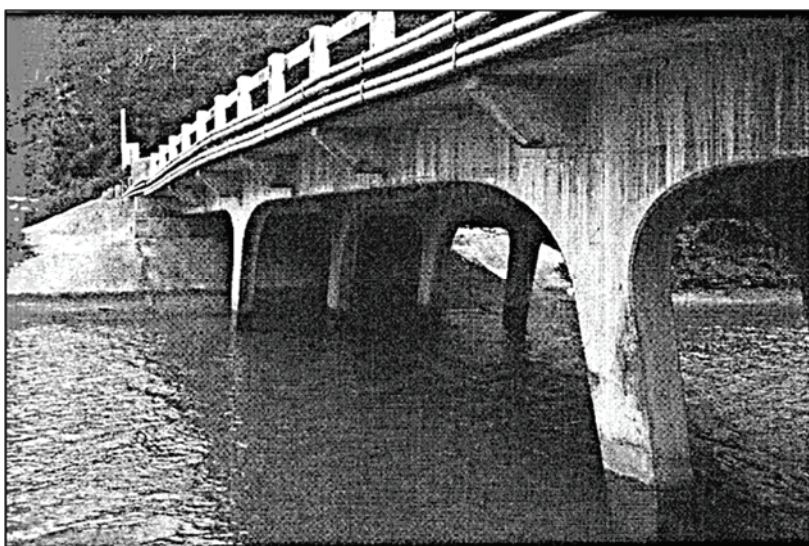


Figura I 28-1: Puente sobre el río Ylig, típico de la isla de Guam. (Fuente: Earthquake Spectra, April 1995 b, p. 49)

En la parte sur de Agaña, principal ciudad de la isla, se encuentran un conjunto de 29 puentes que siguen los lineamientos de la costa. De vanos relativamente limitados, en la **Figura I 28-1** se reproduce uno de los puentes considerados como típicos. Consta de cuatro pórticos monolíticos de concreto armado, conectados por diafragmas que los cruzan.

Los daños más importantes en este tipo de puentes, fueron algunos agrietamientos en las partes superiores de los pórticos tal como se ilustra en la **Figura I 28-2**.

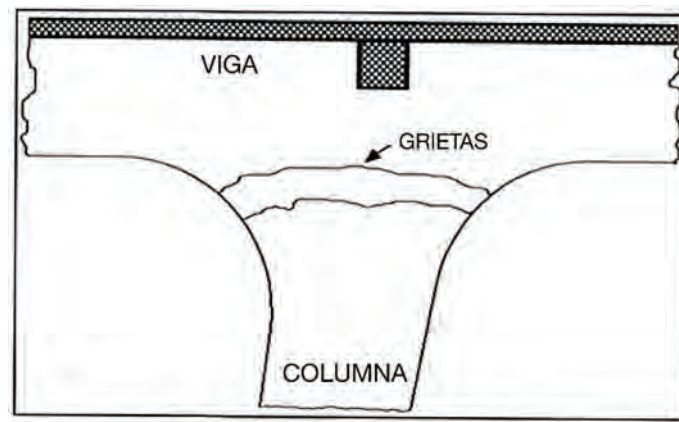


Figura I 28-2: Agrietamientos en los extremos superiores de los pórticos de concreto reforzado. (Fuente: Earthquake Spectra 1995 b, April 1995, p. 59)

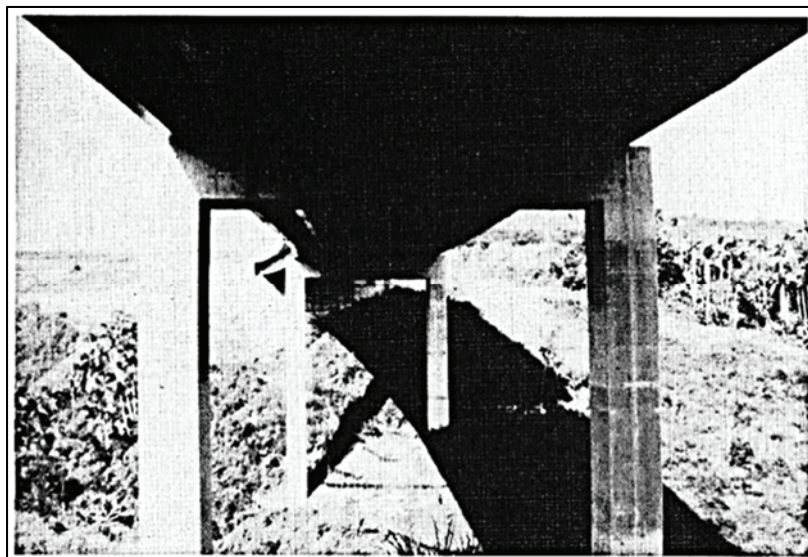


Figura I 28-3: Columnas del puente Leo Palace Resort, proyectado con las especificaciones sísmicas de AASHTO vigentes en 1992. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995 b, April 1995, p. 60)

Otro de los puentes con alguna afectación en los miembros de concreto reforzado, es el puente denominado Talofoto proyectado el año 1981, con unos 150 pies de largo. En su parte central (105 pies) los miembros portantes presentan un ángulo muy pequeño con el tablero curvo. Este ángulo se incrementa en los extremos hasta los 33° con lo cual se presenta un problema de esviaje que ocasionó daños menores.

Destaca en el trabajo citado, el desempeño de puentes modernos proyectados según las Especificaciones Sísmicas de AASHTO (1992), con una aceleración máxima del terreno igual a $0.3g$. El *Leo Palace Resort*, por ejemplo, tiene pórticos relativamente flexibles, como se aprecia en las columnas que se ilustran en la **Figura I 28-3**. En su desplazamiento longitudinal sufrieron impactos limitados con el concreto de las áreas de acceso, separados una pulgada del tablero del puente. Esto señala medidas preventivas a considerar en futuros puentes que deban soportar acciones sísmicas más severas. En *Earthquake Spectra* (April 1995 b, p. 51) se pueden observar fotos de daños en el puente, consecuencia de un apoyo que restringe el desplazamiento de la viga en pilas extremas.

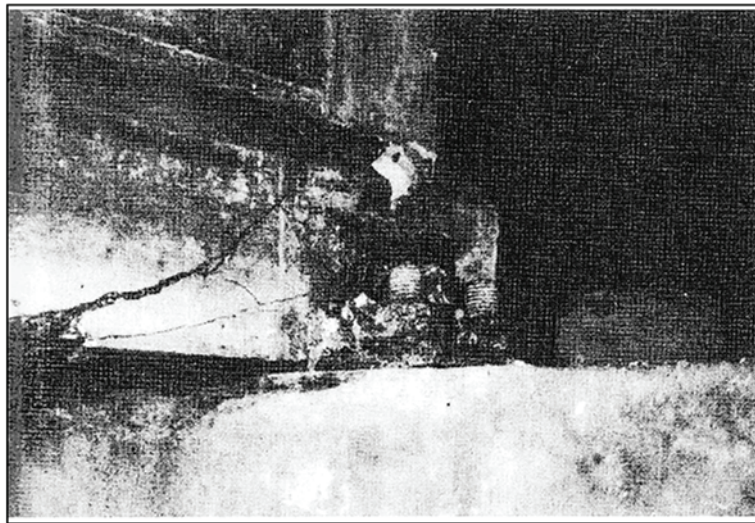


Figura I 28-4: Daños consecuencia de un apoyo que restringe el desplazamiento de la viga en pilas extremas. (Fuente: *Earthquake Spectra*, April 1995 b, p. 51)

I 28.1 Lecciones

Con base en la tipificación de daños observados en esta muestra de 29 puentes, se desprenden algunas lecciones, algunas de ellas ya señaladas en otros casos de esta compilación. Estos son: (1) los asentamientos en las áreas de las vías de circulación de vehículos, en las inmediaciones de su aproximación a las estructuras de los puentes; (2) directamente relacionado con el aspecto anterior, en aquellas topografías donde el área de aproximación

se angosta, resulta preciso disponer de muros laterales para retener el relleno que es nivelado con el tablero del puente; con frecuencia el reforzamiento de estos muros ha resultado inadecuado por la falta de continuidad con los elementos más robustos de las pilas de apoyo; (3) otra fuente de deterioro es la limitada armadura de los topes con las pilas; esto forma parte de los dos problemas antes señalados; (4) observado en éste, al igual que en otros sismos, el tipo de daño que se ilustra en el puente de la **Figura I 28-4** es consecuencia de apoyos inadecuados para absorber los desplazamientos horizontales inducidos por las fuerzas inerciales del sismo; este aspecto merece atención, pues implica una inversión preventiva muy limitada en comparación con la perturbación en el funcionamiento de los puentes, que acarrea la reparación del daño.

CASO 29. TERREMOTO DE NORTHRIDGE, CALIFORNIA, ENERO 1994

Además del terremoto de Northridge, en este trabajo se citan otros sismos que han afectado el estado de California. A veintitrés años de distancia del terremoto de San Fernando sucedido en 1971 (**CASO 9**), este sismo de Northridge permitió hacer un balance sobre la política de adecuación de estructuras, con base en lecciones que dejaron los sismos de Morgan Hill (1984, **CASO 19**), Whittier Narrows (1987, **CASO 23**) y Loma Prieta (1989, **CASO 24**) todos ellos en el estado de California, así como otros muchos sismos en diversas regiones del globo.

Tal balance fue adelantado por el Profesor George W. Housner, testigo de excepción, conjuntamente con el Ingeniero C. Thiel. A continuación se presenta una síntesis del trabajo publicado por ellos en la Revista *Earthquake Spectra*, vol 11, N° 4, November 1995, bajo el título '*The Continuing Challenge: Report on the performance of State Bridges in the Northridge Earthquake*'.

Durante septiembre de 1990, el Departamento de Transporte de California (Caltrans), designó el *Seismic Advisory Board* (SAB) bajo la tutela del Profesor Housner. Se retiene en esta sección el balance de los trabajos de rehabilitación, así como observaciones y recomendaciones del SAB, dirigidas a una más eficiente labor de rehabilitación. Al final de la Parte I de este trabajo, se resumen algunos aspectos de la metodología Caltrans sobre la priorización de intervenciones para reforzar o rehabilitar puentes.

I 29.1 El Evento

El día 17 de Enero, el área de Northridge, al Norte de Los Ángeles, sufrió los efectos de un sismo de magnitud 6.7, con foco relativamente superficial (18 km). Se considera el sismo más destructor de ese estado, desde el sismo de 1906 en San Francisco. Tuvo un impacto sustancial en estructuras de puentes, como también lo tuvo el sismo de Loma Prieta en 1989. El sismo de Northridge influyó de modo definitivo, tanto en el diseño de nuevos puentes, como en los métodos de evaluación de puentes que ameritaban reparación o adecuación, así como en los procedimientos de priorización de las intervenciones sobre estos últimos.

Tal como se ilustra en la **Figura I 29-1**, en el área de Santa Mónica se constataron intensidades de Mercalli elevadas, así como aceleraciones también elevadas. Se encuentra en esa zona la estación de registro de movimientos fuertes del terreno, Rinaldi. Dado que esa estación, ubicada en el valle de San Fernando, alcanzó a registrar velocidades del orden de

170 cm/seg, valor excepcionalmente elevado, el área fue objeto de un detenido análisis (Housner and Thiel, 1995; Trifunac and Todorovska, 1998).

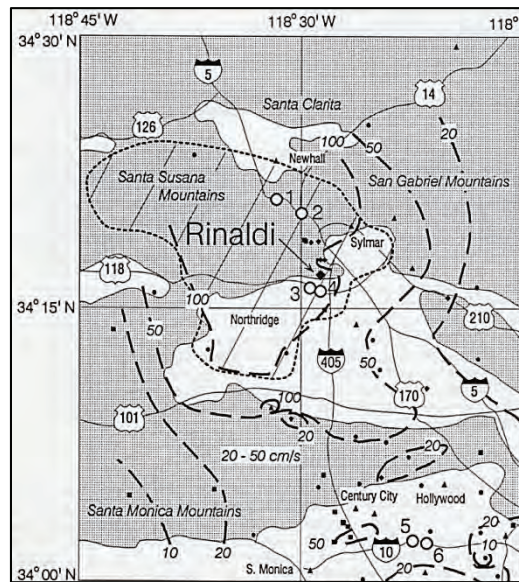


Figura I 29-1: Análisis del mecanismo focal, curvas de iso-velocidad y de seis localidades en las cuales ocurrieron daños extensivos o colapso de estructuras de circulación vehicular. (Fuente: Trifunac and Todorovska, 1998, p. 226)

En la **Figura I 29-1** se muestran las curvas de isovelocidad y se ha señalado con línea de puntos (trazos muy cortos) la proyección en superficie del área de rotura de la falla (una falla ciega) causante del sismo. Con un inicio de rotura a 18 km de profundidad, la falla se propagó desde el hipocentro hacia la superficie con pendiente de 40° hacia el Suroeste y buzamiento de 122° desde el Norte. La estación Rinaldi se encontraba hacia el extremo Sur del plano de falla. En esta Figura se han destacado en gris, las áreas donde aflora la roca y las áreas en blanco son sedimentos del cuaternario. Los símbolos con forma de cuadrados, triangulares o diamantes, muestran la ubicación de otras estaciones que registraron el sismo. Los círculos identificados del 1 al 6 son localidades de daños extensivos o colapso de estructuras de circulación vehicular. Finalmente, las líneas discontinuas de trazos más largos, son las isovelocidades (10; 20; 50; y 100 cm/seg).

En *Earthquake Spectra* (1996, Supl. C, vol. 11, páginas 7, 8 y 9), pueden consultarse las curvas de isoaceleraciones espectrales en suelos aluvionales, derivadas del evento, para períodos iguales a 0.3 seg, 1.0 seg y 2.0 seg, respectivamente.

I 29.2 Desempeño de Puentes en el Sismo de Northridge

Para las fechas del sismo, a Caltrans le correspondía evaluar 12.176 puentes estatales, de los cuales 9.206 fueron proyectados con anterioridad al terremoto de San Fernando en 1971. Para esas fechas, el desarrollo del conocimiento necesario para construir puentes menos vulnerables a los sismos, se encontraba en un estado incipiente. Esto quedó comprobado tanto en el sismo de San Fernando (**CASO 9**) como en los sismos de Whittier Narrows (**CASO 23**) y Loma Prieta (**CASO 24**), en los cuales hay claros ejemplos descritos en esta compilación.

Los daños observados como consecuencia del sismo de Northridge, así como la evaluación de las acciones de rehabilitación emprendidas, suministraron información valiosa para la ingeniería sismorresistente, a propósito del comportamiento de estructuras frente a movimientos fuertes del terreno. Sin embargo, no se considera que constituyan una prueba del desempeño esperado de estas estructuras bajo la acción de los sismos de larga duración que se prevé pudieran ocurrir en California.

De los siete puentes que colapsaron, cinco se encontraban en la lista de estructuras por rehabilitar y dos habían sido retirados de esa lista. El desempeño de estos siete puentes debe ser estudiado, con el fin de identificar mecanismos que pueden conducir a ese estado final indeseable. Los puentes colapsados se dan en la **Tabla I 29-1**.

I 29.3 Balance de las Acciones de Adecuación de Puentes

De los 24.000 puentes que están en servicio en California, aproximadamente la mitad son de autopistas de Caltrans, organismo que además es responsable de 2.523 puentes de autopistas estatales e inter-estadales.

En el área de mayor intensidad de movimientos sísmicos según registros acelerográficos, sólo un porcentaje pequeño de puentes en la ciudad y el condado sufrieron algún tipo de daños. De los siete puentes que cayeron, cinco estaban en la lista de estructuras por rehabilitar y otros dos, inicialmente en esa lista, habían sido retirados de la lista. Las estructuras colapsadas pertenecen a tres grupos bien diferenciados: (i) tres puentes proyectados y construidos con anterioridad al sismo de San Fernando, 1971; (ii) dos proyectados antes de 1971, pero construidos y completados luego del sismo de 1971; (iii) dos puentes proyectados y construidos unos pocos años después de San Fernando, aun cuando no según las Normas vigentes para 1995.

Tabla I 29-1: Información sobre los Puentes de Autopistas que colapsaron con el terremoto de Northridge

Puente	Ruta	Diseño	Construcción	Revisión	Causa probable de la ruina
Gavin Canyon Undercrossing	I-5	1964	1965	1974	Geometría en esviaje y pérdida de apoyos
N. Connector Overcrossing	SR-14/I-5	1968	1974	1974	Falla por corte de columnas cortas
S. Connector Overcrossing	SR-14/I-5	1968	1974	1974	Falla por corte de columnas cortas
Mission and Gothic Undercrossing	SR-118	1973	1976	--	Falla por flexión y corte en columnas con ensanchamiento en la base de este
Bull Creek Canyon Channel Undercrossing	SR-118	1973	1976	--	Falla por flexión y corte en columnas por muro del canal y falta de refuerzo transversal
Fairfax and Washington Undercrossing	I-10	1962	1964	1974	Falla por flexión y corte de columnas cortas y rígidas
La Cienega and Venice Undercrossing	I-10	1962	1964	1978	Falla frágil por corte de columnas rígidas

Muchos otros puentes sufrieron daños en la región de mayor intensidad del movimiento, sin colapsar. Los daños iban desde agrietamientos menores hasta daños más severos que ameritaron cerrarlos al tránsito durante su reparación. Los puentes rehabilitados ubicados en la mencionada región, que satisfacían los criterios establecidos por Caltrans sufrieron, como mucho, daños menores. Todos permanecieron en servicio y ninguno representó una amenaza de importancia. En el área con aceleraciones máximas en exceso de 0.50 g hubo 24 puentes rehabilitados y en el área con aceleraciones máximas en exceso de 0.25 g se encontraban 60 puentes rehabilitados. Ninguno de ellos sufrió daños funcionales y, los siete que colapsaron, si hubiesen sido rehabilitados, se considera que tampoco habrían colapsado.

I 29.4 Programas de Priorización para la Adecuación de Puentes (Caltrans)

Caltrans estimuló iniciativas para incentivar la investigación en ingeniería sísmica y el desarrollo de sus aplicaciones prácticas. La experiencia dejada por el sismo de Northridge subrayó la importancia y la necesidad de mayores inversiones en programas de prevención sísmica, y en las iniciativas de Caltrans para acelerar las tareas de adecuación de puentes. En efecto, el sismo de Northridge reveló que el ambicioso programa de priorización adelantado por Caltrans para los 24.000 puentes del Estado de California podía considerarse efectivo.

El SAB (*Seismic Advisory Board*) argumenta que las incertidumbres en la evaluación de la amenaza sísmica y las complejidades para determinar la vulnerabilidad estructural, dificultan una cuantificación determinista, que sustente un orden de prioridades confiable. Los procedimientos desarrollados por Caltrans sólo son usados como una herramienta de '*pretamizado*' de estructuras. De hecho, todos los puentes que colapsaron en el sismo de Northridge inicialmente fueron identificados como candidatos a ser intervenidos de acuerdo con las herramientas de Caltrans. Sin embargo, dos de estos puentes fueron retirados de la lista al aplicar el tercer paso del '*tamizado*'.

Los ingenieros revisores establecen el orden final de prioridades con criterios que con frecuencia se consideran subjetivos. Caltrans ha tratado de minimizar este tipo de problema, contratando "Revisores independientes", con arbitraje en caso de diferencias. El hecho de que sólo dos puentes de un total de 506 ubicados en la zona de mayor intensidad del sismo (aceleraciones pico ≥ 0.50 g) hubiesen sido erróneamente calificados, revela que el procedimiento empleado conduce a un pronóstico que se considera aceptable.

Al final de la Parte I de este trabajo se indican consideraciones y recomendaciones sobre procedimientos simplificados de evaluación de puentes que serán incluidas en la guía de proyectos propuesta en la Parte II

Por otra parte, El SAB sugirió varias medidas para afinar los procedimientos empleados, entre ellas: (a) entrenar los profesionales de Caltrans para determinar las longitudes efectivas de las columnas con ensanchamientos, muros adyacentes o condiciones locales del subsuelo, con el fin de identificar de modo más confiable potenciales estados límites de naturaleza frágil, previos a un desempeño dúctil; (b) revisar el orden de prioridades a la luz de nuevos conocimientos probados tanto en el dominio de la amenaza local como en la caracterización de la vulnerabilidad.

Si bien el diseño de puentes está esencialmente basado en métodos de respuesta lineal, los daños son el reflejo de incursiones de menor o mayor importancia en el rango de la respuesta inelástica. Aun cuando los métodos lineales son muy útiles en la mayoría de los casos,

algunos casos requieren métodos no lineales para entender la respuesta y juzgar aspectos del proyecto. Los métodos no lineales pueden estar basados en la respuesta a historias en el tiempo, o bien por medio de métodos estáticos como es el caso del empuje progresivo (*'pushover'*). De modo que para el pronóstico acertado de la respuesta de eventos el BSA recomienda a Caltrans el entrenamiento de sus profesionales de la Ingeniería Estructural en el dominio de la respuesta inelástica tanto para puentes completos como para partes de él.

I 29.4.1 Estudios de Sitios Específicos

El sismo de Northridge señaló la importancia de emprender estudios geotécnicos específicos, bien sea para nuevos puentes o para la rehabilitación de los mismos, especialmente si hay antecedentes de sismos pasados que demostraron su necesidad. Las evidencias en Northridge son las de que los efectos locales en el movimiento del terreno, en varios de los puentes caídos, pueden haber sido consecuencia de amplificaciones locales. Los factores que asignan peso a estos aspectos en el procedimiento de priorización actual, no se corresponden con la importancia real que tienen en el desempeño esperado. Por lo tanto, pueden ser actualizados.

I 29.4.2 Incorporación de la Predicción Sísmica en la Priorización

El sismo de Northridge de 1994 no podía haber sido predicho en lo que a zona epicentral, tiempo o tamaño, se refiere. No obstante, su ocurrencia asociada a una falla ciega, no fue inesperada, debido a que ésta se encuentra en una amplia región donde es sabido que pueden ocurrir sismos asociados a ese tipo de falla.

En general, pronunciamientos cuantitativos sobre la probabilidad de que ocurran eventos futuros tienen poco interés para la priorización de estructuras a ser rehabilitadas. Sin embargo, cuando se incorporan los factores de importancia del puente, hay ciertas regiones donde la posibilidad de movimientos fuertes del terreno, particularmente intensos, puede ser establecida con cierto nivel de confianza.

De allí, que el conocimiento geológico y geotécnico, donde esté disponible, puede guiar al profesional en su toma de decisiones para nuevos proyectos, así como en la priorización en la adecuación de puentes.

I 29.5 Desempeño de Puentes

La mayoría de los puentes del sistema Metropolitano de Los Ángeles, pasó el sismo sin mayores daños. Sin embargo, varios puentes de autopistas fueron el origen de disrupción generalizada luego del sismo. Sólo hubo una víctima fatal, lo cual se explica por la hora en la cual sucedió el evento: 4:31AM.

Los primeros criterios normativos se promulgaron en 1940 y se aplicaron hasta las modificaciones de 1965. En 1943 se incorporaron las condiciones del subsuelo en las fuerzas para el diseño de puentes. En 1965 se incorporó la capacidad de absorción de energía de la estructura. Ya cuando sucede el sismo de San Fernando en Febrero de 1971, Caltrans había iniciado la revisión de los criterios recién anotados. En Febrero de 1974 se culminó la elaboración de nuevas Normas que tomaban en consideración la proximidad de fallas activas y progresivamente otros sismos, californianos o sucedidos en otras regiones sísmicas, fueron modificando los criterios de diseño.

Buena parte de la información referenciada a continuación, fue tomada del Capítulo 6 del vol. 1, *Northridge Earthquake Reconnaissance Report*, publicado en *Earthquake Spectra*, Suplemento C al volumen 1, abril de 1995, que se extiende desde la página 287 a la 372. Este capítulo forma parte de las 523 páginas suscritas por 41 autores que elaboraron el citado Suplemento. El coordinador del Capítulo 6 fue el profesor Jack Moehle de la Universidad de California, Berkeley.

I 29.5.1 Puente Mission – Gothic Undercrossing (# 53-2205)

Estructura proyectada en 1973. El esviaje de los muros de apoyo alcanzaba cerca de 45° con relación al eje longitudinal del puente. En *Earthquake Spectra* (1995, p. 315), puede consultarse un croquis de la planta y elevación del cruce inferior del puente Mission-Gothic. Detalles importantes a mencionar son el recrecimiento de las columnas en su parte superior y los apoyos del tablero (sobre vigas con un ensanchamiento en el tope de transición parabólica. El tablero se encontraba postensionado en la dirección longitudinal.

En las cercanías de esa zona las aceleraciones máximas del terreno se estimaron entre 0.6 y 0.8g. Los daños en las columnas fueron severos como se observa en la **Figura I 29-2**. Se ilustra allí la rotulación de la columna, en la zona donde se inicia el ensanchamiento de la sección octogonal (reforzada con 45 barras #11 de las cuales 22 se expandieron como refuerzo del ensanchamiento de la columna). La **Figura I 29-3** muestra otra falla de columna con ensanchamiento.

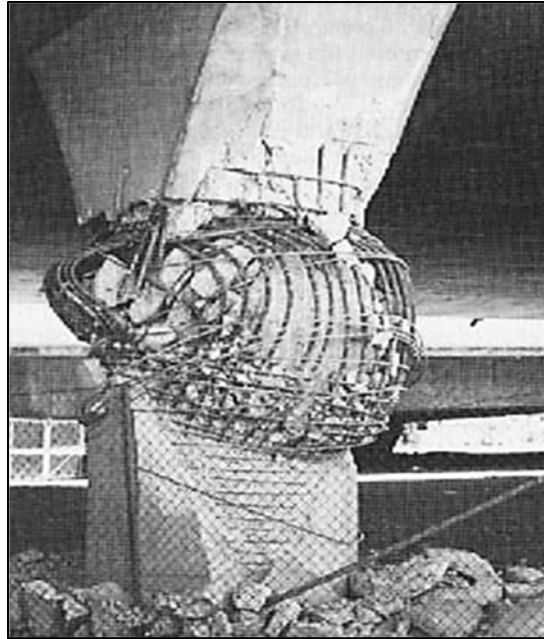


Figura I 29-2: Rótula plástica en la Columna L3L del cruce inferior Mission-Gothic. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 318)



Figura I 29-3: Falla por corte y flexión de la columna con ensanchamiento, en el cruce inferior Mission-Gothic. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 319)

I 29.5.2 Puente Gavin Canyon Undercrossing (#53-1797L/R).

Este Puente con tablero tipo cajón, ubicado en la autopista I-5, al norte de San Fernando y a unos 14 km del epicentro, fue construido en 1967. En 1974 el puente fue rehabilitado con un sistema de cables cruzando los apoyos de luces en esviaje.

Con el sismo, este puente colapsó en parte por el desempeño inadecuado de la rehabilitación: los apoyos en las zonas de empalme de miembros fueron de ancho insuficiente. En *Earthquake Spectra* (1995, p. 309) se dan detalles de la estructuración del tablero: dos tramos de concreto armado en los extremos, y un tramo central de concreto pretensado. Más adelante, en la misma referencia, se indican detalles de la rehabilitación del puente efectuada en 1974, por medio de cables de postensión. Las juntas que fallaron fueron las adyacentes a los dos accesos de concreto armado.

La **Figura I 29-4** corresponde al tramo central de concreto pretensado.



Figura I 29-4: Tramo central de concreto pretensado, en el cruce inferior Gavin-Canyon. (Fuente: *Earthquake Spectra*, 1995, p. 311)

I 29.5.3 Puente Bull Creek Canyon Channel (#53-2206)

Diseñado entre 1971 y 1973, su construcción se terminó en 1976. Este puente de 3 tramos llevaba la SR118 sobre un canal de agua. El esviaje de los apoyos variaba a lo largo del puente de 36° en el extremo 1 a 47° en el extremo 2. Su tablero pretensado tipo cajón tenía un total de 13 celdas, con tramos de aproximadamente 30 m de largo.

Las columnas, con longitudes de 22 a 24 pies de alto, en el caso del pórtico 3 sufrieron una reducción de 17 hasta 20 pies. Esta reducción de altura fue causada por el muro de concreto

del canal, de 3'-8" de altura. Esta reducción de la altura de diseño de la columna, condujo a lo cual condujo a la falla observada en la **Figura I 29-5**. (Earthquake Spectra, 1995, p. 323)

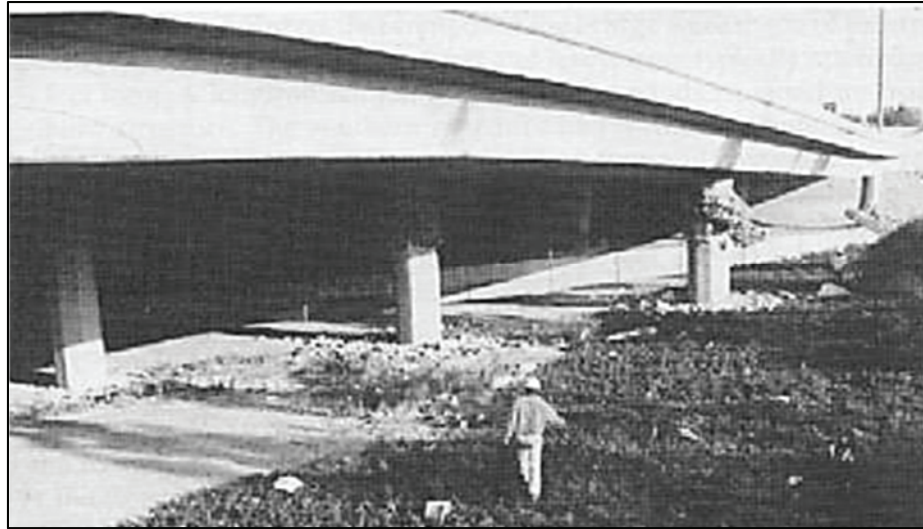


Figura I 29-5: Vista general de daños en las columnas del puente Bull Creek Canyon Chanel. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 324)

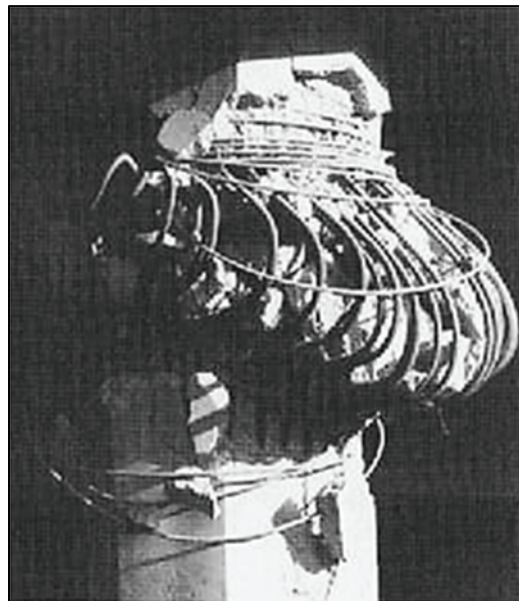


Figura I 29-6: Detalle de la columna dañada de la **Figura I 29-5**. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 325)

La interacción del muro del canal con las columnas del puente redujo la altura libre de estas. Esto se muestra en la **Figura I 29-7**.

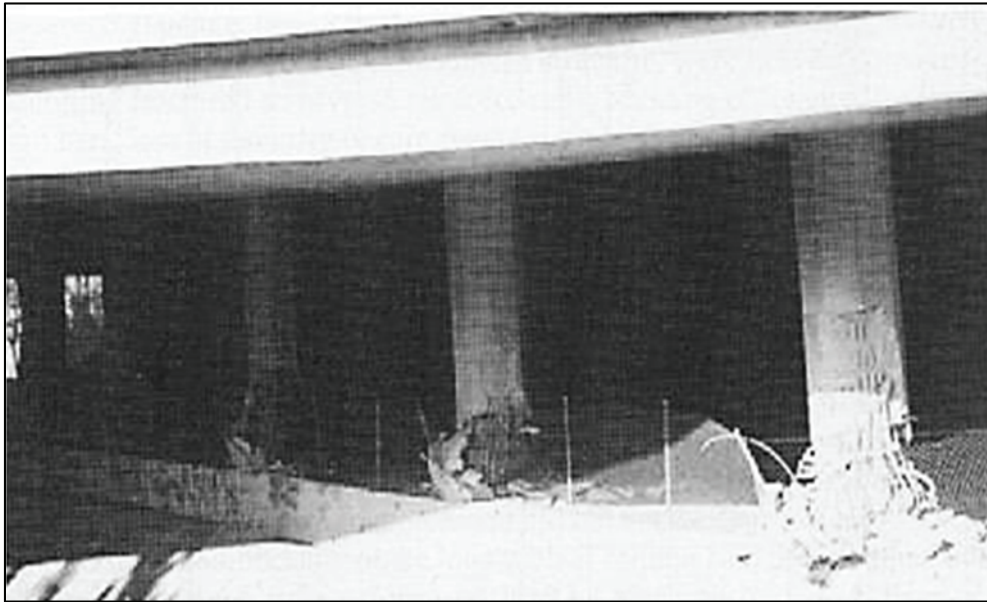


Figura I 29-7: Falla de columnas en el Pórtico 3 del puente Bull Creek Canyon Chanel, por interacción con el muro del Canal. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 324)

I 29.5.4 Autopista Santa Mónica (I-10)

Una de las vías con mayor tránsito de todo el país perdió dos puentes separados 0.5 millas uno de otro: La Cienega-Venice y Fairfax-Washington. Movimientos del terreno registrados en dos estaciones cercanas arrojan máximos que van de 0.18g a 0.27g.

I 29.5.4.a Puentes de Cruce La Cienega-Venice (#53-1609 y #53-1609S)

Este puente de siete tramos consiste de dos estructuras separadas por una junta de expansión a lo largo de la mediana del tablero. Diseñado en 1964 y readecuado en 1978 con barras de 1.25 pulgadas de diámetro.

El esviaje inicial (apoyo 1) de 5°, al final era de 41° (apoyo 10). En la **Figura I 29-8** se observan en sombreado las partes que colapsaron (entre el pórtico 3 y el pórtico 7). Las alturas de las columnas de apoyo inicialmente de 23 pies progresivamente se fueron haciendo más cortas hasta 17 pies + 8.5". Todas las columnas del pórtico 7 fueron afectadas por los efectos de la torsión (**Figura I 29-9**) y dos del pórtico 3 sufrieron daños (**Figura I 29-10**).

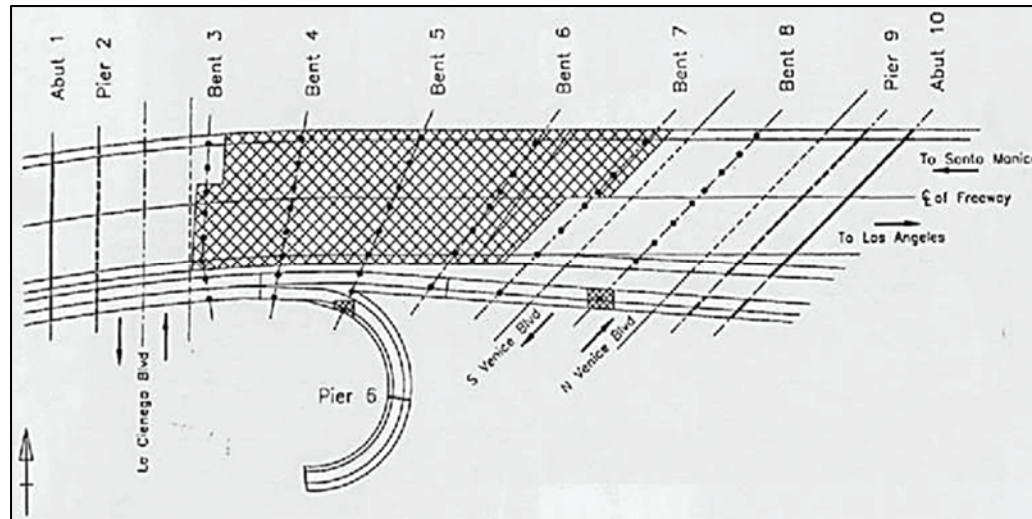


Figura I 29-8: El área sombreada es la parte colapsada del puente de cruce La Cienega-Venice. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 333)



Figura I 29-9: Estado final de las columnas del pórtico 7 (B, C y D), en el cruce La Cienega-Venice. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 335)

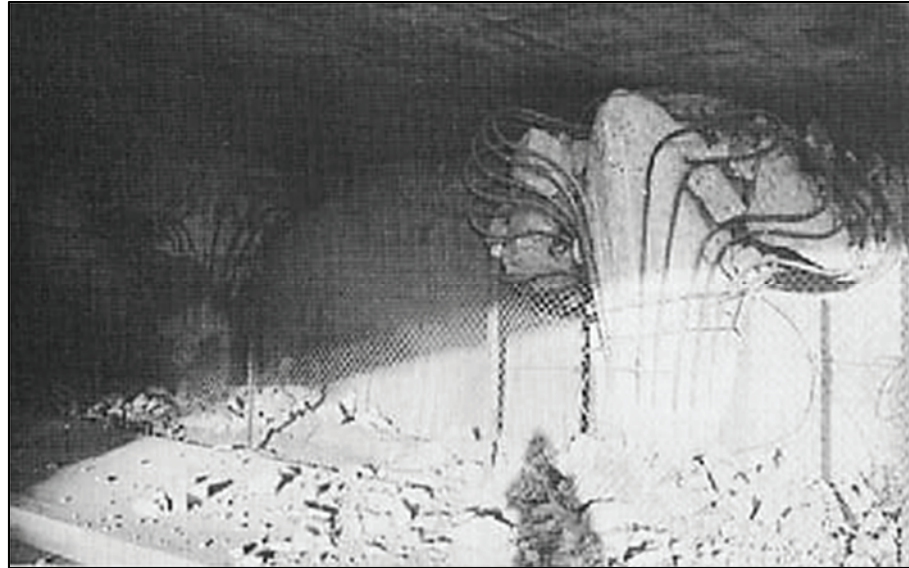


Figura I 29-10: Estado final de las columnas 3E y 3F, en el cruce La Cienega-Venice. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 334)

I 29.5.4.b Puente Cruce Fairfax – Washington (#53-1580)

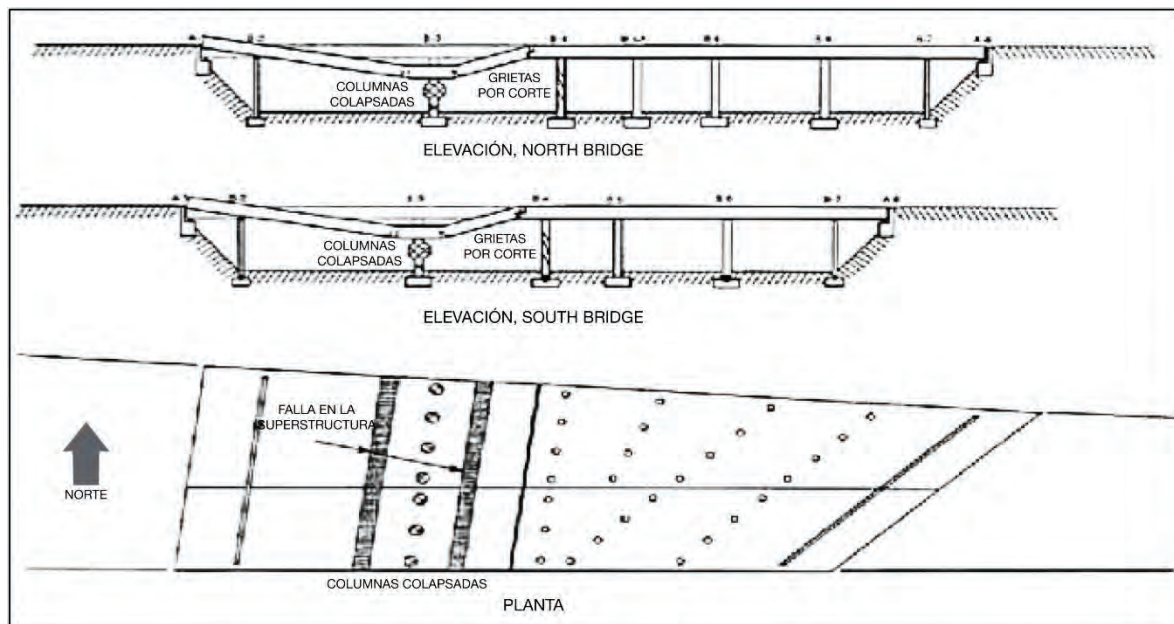


Figura I 29-11: Ubicación de columnas dañadas en el cruce inferior Fairfax-Washington. (Fuente: Buckle, 1994)

La adecuación de este puente estaba planificada para las fechas en las cuales ocurrió el sismo de Northridge. En la **Figura I 29-11** se señala el pórtico B3 con sus columnas dañadas, lo cual se constata en la **Figura I 29-12**.



Figura I 29-12: Estado final de las columnas del pórtico 3 en el cruce inferior Fairfax-Washington. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 339)

En la **Figura I 29-13** se muestra el estado en el cual quedó una de las columnas del pórtico 4, con la leyenda: “Falla flexión/corte en una columna”.

I 29.5.1 Desplazamientos en Áreas de Acceso

En la **Figura I 29-14** se ilustra el problema del desplazamiento permanente del tablero respecto al muro de acceso, así como la falla de los conectores. Este desempeño con frecuencia es consecuencia del número de columnas que fallaron, dejando una separación permanente. En este caso, se trata del acceso sur del Conector Sur a la autopista I-5/SR 14 de 5 pies.

I 29.6 Reconstrucción

Inmediatamente después del sismo se tomaron medidas de limpieza y retiro de obstrucciones. Caltrans decidió reconstruir las estructuras perdidas en los mismos lugares donde se encontraban. Diez estructuras debían ser reconstruidas, entre ellas las 5 colapsadas. Para ello los diseños existentes se ajustaron a los sismos máximos creíbles, sin pasar por procesos como funcionalidad o limitación de daños. Sí se verificó que la capacidad de disipación de energía del nuevo proyecto, se limitara a áreas bien identificadas y debidamente armadas en

los miembros de concreto reforzado que las conformasen, mientras el resto se mantuviese en el rango elástico.



Figura I 29-13: Falla por flexión/corte en columna del pórtico 4 en el cruce inferior Fairfax-Washington. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 340)

Entre las medidas adoptadas destacan las siguientes:

- Minimizar el número de juntas de expansión para evitar problemas de pérdida de apoyos.
- Evitar geometrías con grandes esviajes.
- Mantener secciones rectangulares a todo lo largo de la columna, evitando los ensanchamientos.

- Emplear espectros de aceleración donde se tuviese la información adecuada.
- Incorporar la componente vertical del sismo en todos los proyectos.
- Balancear las rigideces a fin de reducir las respuestas torsionales en pórticos y sobrecargas en los pórticos más rígidos.
- Evitar daños bajo el nivel del terreno y sobredimensionar las fundaciones por si en el futuro los requerimientos de diseño tuviesen que ser aún mayores.
- Emplear los criterios para la reducción de ordenadas espectrales del último documento de ATC-32 (Julio 1993).
- Verificar capacidades de desplazamiento por medio de análisis tipo *pushover* con base a una evaluación del momento-curvatura ($M-\phi$) de los miembros inelásticos.

I 29.7 Limitaciones de Diseño y Ejecución

Aun con las limitaciones de tiempo se establecieron criterios a ser aplicados en el diseño y ejecución:

- Mantener el mismo alineamiento general aun cuando debían evitarse, en lo posible, las fundaciones existentes de pórticos e ingresos a los puentes.
- Preparar diseños alternativos en estructura de acero o de concreto para ciertas estructuras.
- Considerar contratos diseño-ejecución para reducir los tiempos de interrupciones en el servicio.
- Coordinar esfuerzos de diseño y revisiones propias de la seguridad a sismos.
- Mantener los sitios de fundación. Este criterio fue sustentado por el hecho de que en ninguno de los casos estudiados hubo manifestaciones de licuefacción ni asentamientos permanentes. Con todo, los nuevos pilotes tuvieron diámetros entre 6 pies y 13.5 pies, esencialmente conservadores

por no disponer de estudios geotécnicos para las fechas de la reconstrucción.

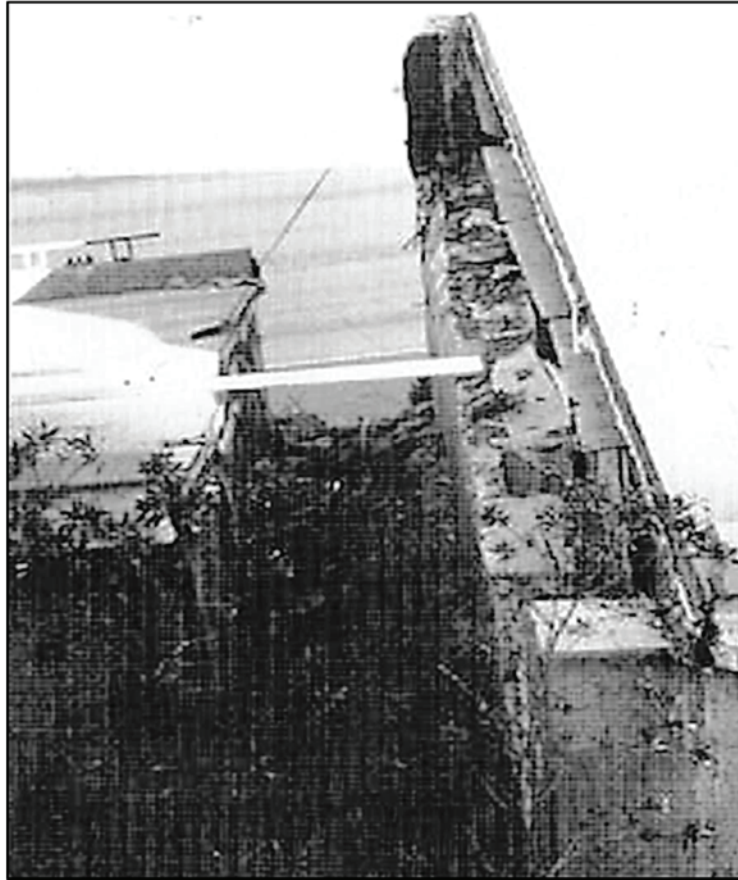


Figura I 29-14: Acceso Sur al Conector Sur I-5/SR14. Ausencia de conexión positiva del tablero al muro de apoyo, dejó un desplazamiento permanente de 5 pies. (Fuente: Earthquake Spectra, 1995, p. 345)

I 29.8 Otras Lecciones

El ejemplo que se menciona en varios trabajos sobre el aislamiento sísmico del edificio de la Central de Bomberos en Los Ángeles, California, fue una de las lecciones positivas que dejó este sismo. Otras edificaciones que revelaron las bondades del sistema fue el Hospital de la Universidad del Sur de California (*Earthquake Spectra*, 1995)

Adicionalmente se apreció la aplicación de medidas preventivas para el caso de puentes con apoyos de longitud limitada. Esto se ilustra en la **Figura I 24-12** y siguientes del sismo de Loma Prieta (**CASO 24**), en las cuales, los eventuales desplazamientos de un puente que

seguramente tenía ya varios años en servicio, queda impedido por las medidas preventivas que allí se ilustran. Similar a la ilustración de la **Figura I 29-15** tomada en Los Ángeles durante 1994.



Figura I 29-15: Cada una de las siete vigas metálicas que conforman el tablero, quedó vinculada a las pilas de apoyo por medio de cables metálicos con tolerancia para deformaciones por temperatura. (Fuente: propia)

I 30.2 Efectos en Obras de Infraestructura

I 30.2.1 Tramos Elevados de la Autopista Hanshin

En la **Figura I 30-2** se reproduce el esquema del sistema de monocolumnas de la autopista Hanshin. En la superestructura hay 6 vigas metálicas que soportan los tableros.

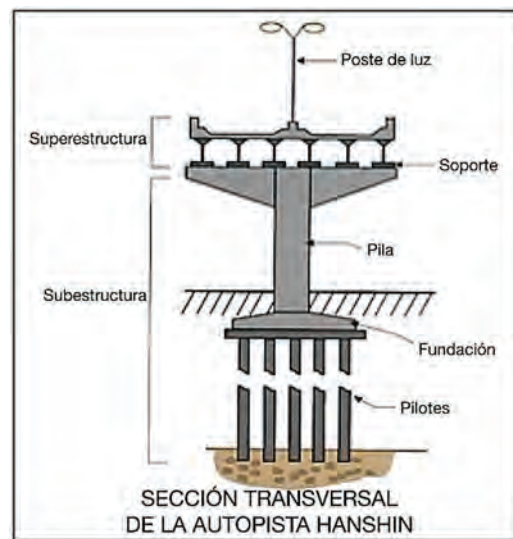


Figura I 30-2: Sección transversal del sistema estructural de la Autopista de Hanshin. (Fuente: EQE, 1995, p. 47)

El sistema de monocolumnas presentó diferentes tipos de debilidades que se ilustran gráficamente en las siguientes Figuras.



Figura I 30-3: Las fallas de estas columnas, ubicadas hacia la mitad de su altura, posiblemente fueron inducidas por fuerzas axiales importantes y escaso refuerzo de confinamiento. (Fuente: EQE, 1995, p. 48)



Figura I 30-4: Transeúntes circulan por las inmediaciones de la autopista con daños estructurales vulnerables a una réplica. (Fuente: EQE, 1995, p. 49)



Figura I 30-5: Posiblemente esta falla haya sido por solicitaciones generadas sobre la monocolumna, consecuencia de una aparente altura menor que las demás con predominio de fracturas por corte. (Fuente: EQE, 1995, p. 47)



Figura I 30-6: Volcamiento de la autopista Hanshin, en la zona de las columnas de concreto. En otros tramos, columnas tubulares metálicas solo mostraron inicio de pandeo local. (Fuente: EQE, 1995, p. 45)



Figura I 30-7: Otra vista del volcamiento de la autopista Hanshin. (Fuente: EERI, 1995, fig. 4-9, p. 50)



Figura I 30-8: Situación crítica sobre el tablero de la autopista Hanshin (http://seismic.mgm-monschau.de/english/artikel/artikel_1_3.php)



Figura I 30-9: Detalle del refuerzo en el Viaducto Hanshin. (Fuente EERI, 1995, p. 47)

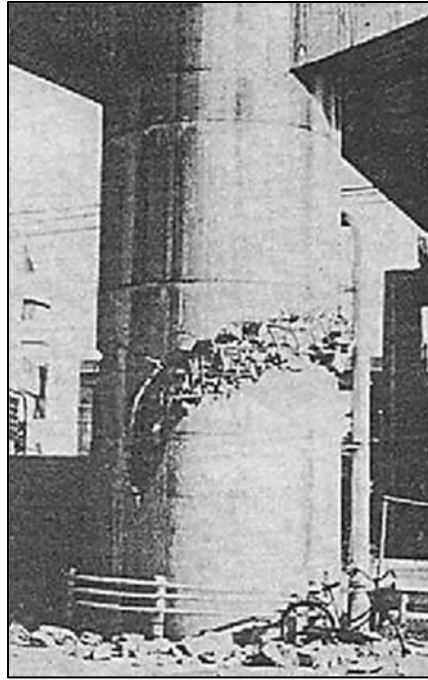


Figura I 30-10: Falla por corte en las columnas donde se interrumpieron las barras verticales de refuerzo. (Fuente: Park et al., 1995, p. 61)



Figura I 30-11: Detalle de las conexiones entre las barras verticales de la Figura I 30-10. (Fuente: Park et al., 1995, p. 62)



Figura I 30-12: Por su enorme rigidez, esta columna no resistió el corte asociado. (Fuente: EERI, 1995, p. 49)



Figura I 30-13: Un estado más avanzado de daño, de una columna similar a la de la Figura I 30-12. (Fuente: EQE, 1995, p. 45)



Figura I 30-14: Esta columna prácticamente sin acero de confinamiento, soportaba una parte de la estación de tren Rokkomichi. (Fuente: EQE, 1995, p. 57)

I 30.2.2 Tren bala (Shinkansen Line)

Se presentan algunas láminas que ilustran debilidades en el armado de miembros estructurales y uniones del denominado "Tren Bala". En la **Figura I 30-15** se ilustra el estado posterior al sismo de la vía del "tren bala".



Figura I 30-15: Eficientes sistemas de prevención detuvieron el tren bala (Shinkansen) antes de alcanzar esta zona fuertemente deformada. La estructura presentó fallas por esfuerzo cortante. (Fuente: EQE, 1995, p. 58)

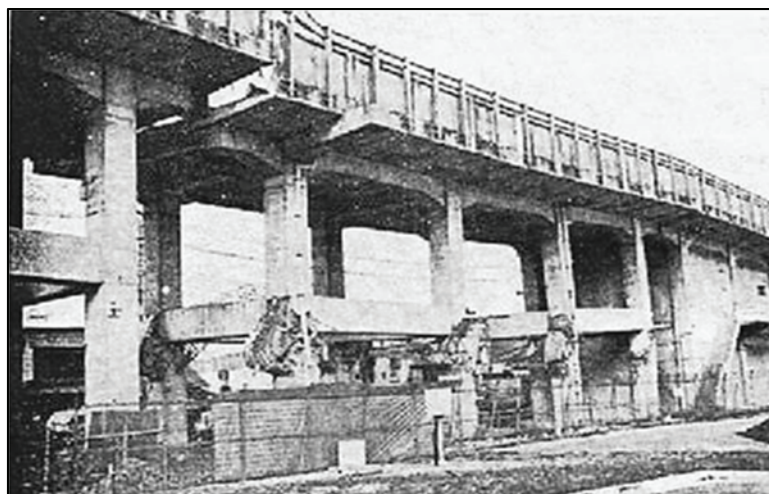


Figura I 30-16: Daños en la estructura de concreto armado del tren bala. (Fuente: Park et al., 1995, p. 62)



Figura I 30-17: Falta de confinamiento en nodos de la estructura del tren bala (Shinkansen Line). (Fuente: Park et al., 1995, p. 62)

I 30.3 Puente Metálico de la Isla Rokko

Los movimientos entre apoyos de pilas de este puente ubicado en el extremo oeste de la Autopista del Muelle (**Figura I 30-18**) causaron pandeo en el arriostramiento superior, tal como se aprecia en la **Figura I 30-21**.



Figura I 30-18: Puente metálico de la Isla de Rokko. (Fuente: EERI, 95-04, p. 57)



Figura I 30-19: En la parte central de la Figura destaca el tramo caído, acceso al puente Nishinomiya-ko, hacia la Isla Rokko. (Fuente: Brando, M., 2010-2011)



Figura I 30-20: Desplazamiento permanente del pórtico que dio origen a la pérdida del tramo de acceso al puente Nishinomiya-ko. (Fuente: Brando, M., 2010-2011)



Figura I 30-21: Pandeo en el arriostamiento metálico de un puente hacia la Isla Rokko. (Fuente: EERI, 95-04, p. 57)

I 30.4 Lecciones

Varias son las lecciones de este costoso sismo. Sin ser exhaustivos, pues la información disponible sólo se conoce de modo limitado, hay cuatro lecciones que resaltan de las láminas mostradas en este caso. La primera está relacionada a las muy elevadas aceleraciones del terreno que se generaron en las inmediaciones de la zona epicentral, tal como se ilustra en la **Figura I 30-1**. La segunda, ejemplificada por la **Figura I 30-3**, induce a pensar en muy elevadas componentes verticales del movimiento del terreno en tramos de esa obra de infraestructura. La tercera está relacionada a la limitada capacidad de disipación de energía de los sistemas de monocolumnas como se infiere, entre otras, de la **Figura I 30-6**. Por último, los miembros que por alguna razón del proyecto, tengan secciones a las cuales corresponda resistir elevadas fuerzas de corte, deben diseñarse tomando en consideración su mayor rigidez y solicitaciones a corte, observación similar a la que se señala en la **Figura I 20-3** del sismo de Whittier Narrows, año 1987 (**CASO 23**), y en el sismo de Northridge de 1994 (**CASO 29**).

CASO 31. TERREMOTO DE KOCAELI, TURQUÍA, AGOSTO 1999

Un área de unos diez mil km² entre Düzce e Istanbul, fue sacudida por este temblor el día 17 de Agosto de 1999. Habitada por unos 15 millones de personas, el número de víctimas en esta área se estimó en 17.439 y los heridos sumaron 43.953. Un estimado de 60 mil a 115 mil edificaciones colapsaron o fueron dañadas sin posibilidad de reparación (Youd et al., 2000)

I 31.1 El Evento

De acuerdo con la información oficial, la magnitud Mw alcanzó 7.4; en las escala de magnitudes basada en ondas superficiales, se da Ms = 7.8. Una réplica del 12 de Noviembre, con epicentro cercano a Düzce situado al Este de la ruptura del evento principal, dejó un balance de 894 víctimas y 4.948 heridos. Estos dos eventos son los últimos de una larga serie de sismos sucedidos a lo largo de los últimos 60 años en esa zona, que se iniciaron al Este de Turquía con el terremoto de Erzincan, de magnitud 7.9.

El sismo del 17 de Agosto generó una rotura a lo largo de la falla del Norte de Anatolia de 126 km de largo, con desplazamientos predominantemente transcurrentes dextrales, con un valor medio de 1 metro y un máximo de 5.5 metros. Estos desplazamientos afectaron áreas industriales, puentes y edificaciones.

Múltiples estaciones acelerográficas registraron estos eventos recientes así como sismos anteriores, según consta en el Capítulo 4 del citado trabajo de Youd et al. Se trata allí el tema del ajuste con las regresiones vigentes para ese momento, entre la distancia epicentral y la aceleración máxima del terreno, para diferentes rangos de aceleraciones.

Las aceleraciones máximas en un conjunto de 23 estaciones donde se obtuvieron registros acelerográficos en roca, alcanzaron valores de 0.43g. Una amplia discusión relacionada con las regresiones válidas para ese momento se presentan en el Capítulo 4 del Informe Técnico de Youd et al. (2000).

I 31.2 Afectación de Puentes

La afectación de puentes tuvo particular interés pues la zona epicentral se encontraba en las cercanías de la Autopista Trans Europea (ATE), ruta principal que une la capital Ankara con Istanbul. La **Figura I 31-1** ilustra un puente típico de las vías que cruzan la ATE.



Figura I 31-1: Puente típico sobre la autopista ATE. (Fuente: Youd et al., 2000, figure18.2)

Los daños reportados en la ATE se concentraron en una sección de 65 km al oeste de Izmir, mayormente en depósitos recientes del cuaternario. La afectación más frecuente fueron hundimientos en los rellenos de aproximación a puentes, agrietamiento o levantamiento de pavimentos, así como deslizamientos menores.

I 31.2.1 Puente de la Carretera Arifiye. Colapso por desplazamiento de Falla Geológica

El caso más dramático y significativo en el sistema de autopistas, ocurrió en el puente de la carretera de Arifiye, que pasaba por encima de la ATE. Esta estructura de cuatro vanos colapsó sobre la ATE, interrumpiendo el tráfico como se observa en la **Figura I 31-2**. Poco después de su colapso, un pequeño autobús impactó con una parte del puente caído, accidente que ocasionó 10 víctimas.



Figura I 31-2: Estado final del puente de la carretera Arifiye. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.3)

El colapso de este puente fue causado por el desplazamiento de una falla tectónica activa, ubicada a medio camino entre el apoyo noreste del puente (derecha de la Figura) y el pórtico más cercano a ese apoyo como se muestra en la **Figura I 31-3**. Esta se desplazó según un mecanismo transcurrente dextral de aproximadamente 3 metros.

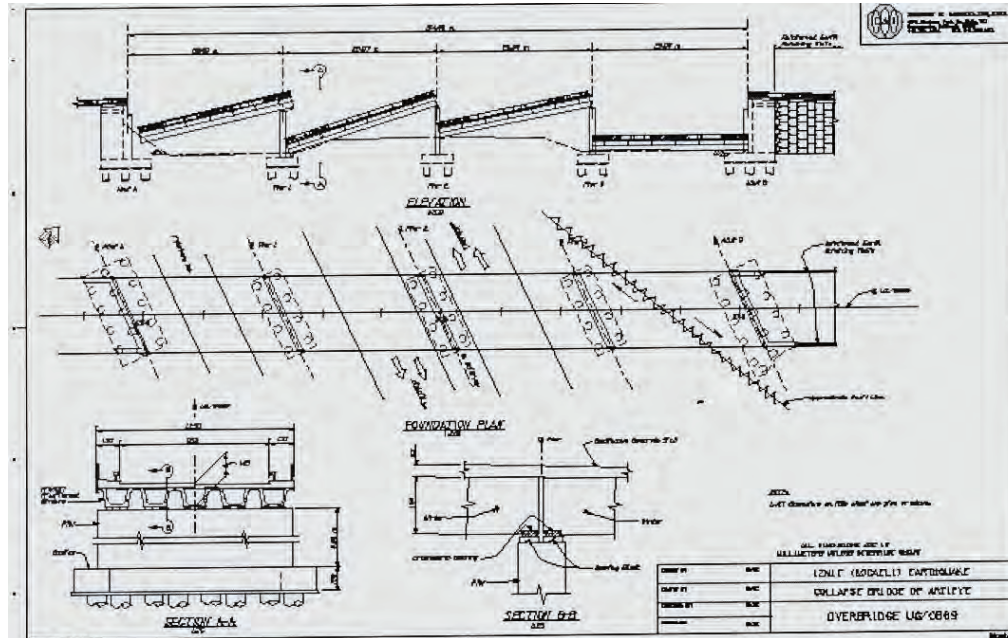


Figura I 31-3: Ubicación de la Falla Transcurrente dextral, bajo el primer tramo a la derecha del puente. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.3)

El rumbo de la falla, señalada en línea quebrada a la derecha de la mencionada Figura, formó un ángulo de aproximadamente 45° con el eje del puente, razón por la cual la componente longitudinal del movimiento de la falla desplazó el apoyo derecho unos 2 metros, más que suficiente para que perdiera el asiento el primer tramo de la derecha. De acuerdo con el Informe revisado, el resto de los tramos fue arrastrado por las defensas metálicas continuas, dispuestas a los lados del puente.

I 31.2.2 Colapso de un Puente Local cercano a Arifiye



Figura I 31-4: Colapso del Puente sobre el río Sakarya por inestabilidad del terreno de fundación de la pila sumergida. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.6)

En las inmediaciones del margen derecho del río Sakarya colapsó otro puente cercano al descrito en la **Sección I 31.2.1**. La inestabilidad de este puente metálico, proyectado muchos años antes del sismo, fue causada por inestabilidad del terreno sobre el cual se fundaron sus bases. Estas quedaron sumergidas tal como se aprecia en la **Figura I 31-4**.

I 31.2.3 Inestabilidad de Estructuras de Peaje

Un total de 5 estructuras de peajes sufrieron severamente con este sismo, causando la interrupción en el tránsito vehicular. En la **Figura I 31-5** se ilustra el estado final de uno de estos peajes; en el inserto superior derecho de la Figura original, se pueden encontrar detalles de columnas no dúctiles por falta de reforzamiento adecuado.



Figura I 31-5: Desplome del techo de una Estación de Peaje. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.7)

I 31.2.4 Daños en otras Localidades de la Autopista ATE

Las condiciones locales del terreno y el cruce de fallas activas, interrumpieron el libre paso por la Autopista Trans Europea (ATE). Como ilustración, en la **Figura I 31-6**, se muestran los desplazamientos transcurrentes sinestrales del pavimento en las cercanías de Arifiye.

En el trabajo de Youd et al se presenta una Tabla con 97 casos de daños menores en puentes y/o áreas adyacentes, así como 39 inspecciones en las cuales no se constataron daños. En la citada Tabla predominan las afectaciones por asentamientos en áreas de acceso a los puentes.



Figura I 31-6: Pavimento desplazado por el movimiento de una falla tectónica sinistral. (Fuente: Youd et al., 2000, figure 18.14)

I 31.3 Lecciones

Hecha la revisión de daños constatados como consecuencia de este sismo, en lo que a puentes y vías de comunicación se refiere, destacan tres observaciones: (a) la necesidad de poseer información tectónica confiable en los sitios de asentamientos de puentes. El caso que se describe en la **Sección I 31.2.1**, acaso se hubiese podido evitar, desplazando unos pocos metros el sitio de ubicación del puente que colapsó en la carretera de Arifiye y causó diez víctimas fatales; (b) al igual que en muchos otros puentes citados en este trabajo, fundar en las riberas de ríos requiere estudios previos sobre la estabilidad del terreno a las vibraciones de sismos, especialmente cuando se trata de fundaciones en terrenos saturados; (c) las estructuras para el cobro de peajes, cada vez más frecuentes, deben quedar diseñadas con arreglo a la peligrosidad sísmica del área.

CASO 32. TERREMOTO DE CHI-CHI, SEPTIEMBRE, 1999

Conocida como isla de Formosa, la hoy Isla de Taiwan es una zona sísmica según se describe ya en el texto de Charles Richter (1958). Uno de los sismos pasados, que es analizado con cierto nivel de detalle, se reporta, en ese texto pionero, hacia los años 1930. En esa ocasión la falla que se activó fue la falla de Chelung-pu, sistema tectónico esencialmente normal, que discurre cerca de la costa Oeste de la isla (Richter, 1958, p. 528). La densa red de registro con la cual cuenta esa isla (en algún texto se menciona como la zona más densamente instrumentada del planeta), señala como más activa la costa Este, lo cual así lo reflejaba el mapa de zonación vigente para la fecha del sismo de 1999.

I 32.1 El Evento

El día 20 de septiembre de 1999, ocurrió un sismo de magnitud M_w 7.6, asociado a un desplazamiento normal de varios metros de la falla de Chelungpu, con una extensión desplazada de más de 100 km. Este evento fue sentido en prácticamente toda la isla y afectó varias obras de infraestructura, de las cuales se describen dos en este trabajo.

I 32.2 Afectación de dos Obras de Infraestructura

Diferentes segmentos de las fallas que se activaron en este sismo, señalaron mecanismos diferentes. En la **Figura I 32-1**, se reproduce una plantación de té, cuyo desplazamiento es de naturaleza transcurrente dextral.

I 32.2.1 Puente Pifung recién Inaugurado

Este puente, con rumbo aproximado Este-Oeste, estaba destinado al paso de los excedentes de agua del embalse ubicado aproximadamente un kilómetro aguas arriba. La falla de Chelungpu levantó el estribo derecho del puente aproximadamente siete metros respecto al nivel original de construcción, con lo cual el puente, cuyo largo no es conocido, se perdió **Figura I 32-2**. O sea, tal parece que en la selección del sitio de construcción, no se realizaron adecuados estudios de sitio.



Figura I 32-1: Traza de una de las fallas que se desplazó en el terremoto de Chi-Chi. Mecanismo transcurrente dextral.
(Fuente: BSSA, 2001, vol. 91, p. 982)

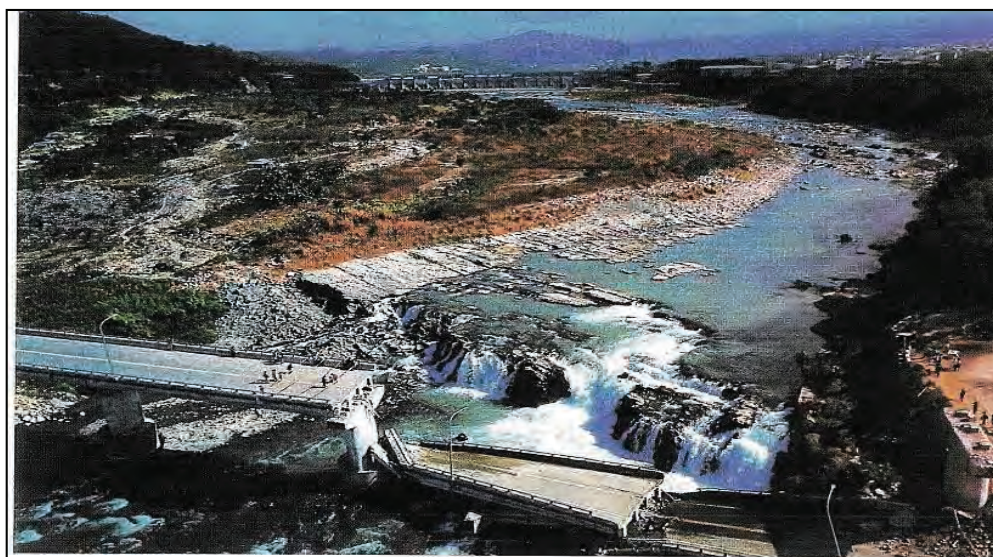


Figura I 32-2: Vista aérea del puente Pifung. Colapso del puente como consecuencia del desplazamiento normal de la falla de Chelungpu, cuya traza destaca a la derecha del puente. El estribo derecho quedó entre 7 a 8 metros más alto que su cota original. Al fondo, se aprecia la represa (Fuente: BSSA, 2001, p. 897)

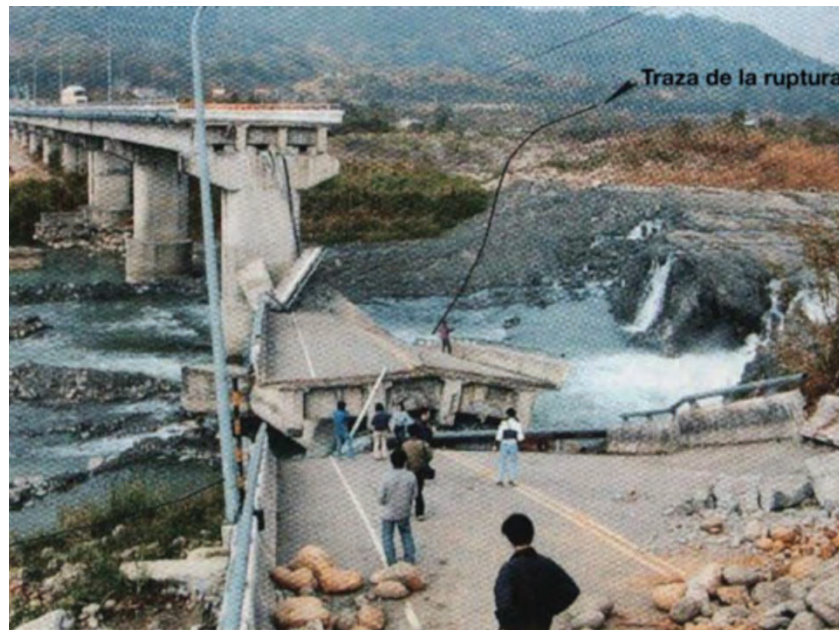


Figura I 32-3: Detalle del puente Pifung, severamente dañado por el desplazamiento de la falla Chelungpu (Shihkang). Vista desde el tablero caído, 6.5 m más bajo que el inicio de la cascada. (Fuente: BSSA, 2001, p. 991)

I 32.2.2 Embalse Aguas Arriba del Puente Pifung

Como quedó dicho, aguas arriba del puente recién mencionado se encontraba el embalse Shigan. Esta obra, de concreto armado, tenía por finalidad regular el nivel del embalse ante posibles crecientes de sus afluentes. Para ello disponía de un sistema de compuertas que podían abrirse o cerrarse.



Figura I 32-4: Embalse que sufrió elevación permanente, consecuencia del desplazamiento de la falla de CLPF. (Fuente: BSSA, 2001, p. 995)

La falla de Chelungpu atacó el extremo izquierdo de este embalse generando varias roturas por asentamientos diferenciales de varios metros, con lo cual la instalación quedó inoperativa (**Figura I 32-5**).



Figura I 32-5: Detalle del lado izquierdo de la Figura I 32-4. (Fuente: BSSA, 2001)

I 32.3 Lecciones

De los casos presentados, salvo el puente no identificado, se desprenden dos lecciones. La primera y más importante, fue el aparente desconocimiento por parte de los proyectistas sobre los efectos de sismos relativamente recientes que habían afectado esa región; o sea, parece que no se revisó con detenimiento la sismicidad histórica sucedida durante el siglo XX, descrito en un libro publicado en 1958. Segundo, y como consecuencia de la omisión anterior, no se hicieron estudios de sitio antes de ubicar las dos obras singulares que se ilustran en las **Figura I 32-2** a **Figura I 32-5**.

CASO 33. TERREMOTO DE INDONESIA, DICIEMBRE 2004, MAREMOTO EN SUMATRA

I 33.1 El Evento

El 26 de diciembre de 2004, frente a la costa occidental de la isla de Sumatra, sucedió un sismo de magnitud de momento igual a 9.15 (**Figura I 33-1**). Este evento, asociado a un mecanismo de subducción, generó un tsunami que ocasionó severos daños en las áreas urbanizadas de Indonesia y lejanas costas del Océano Índico.

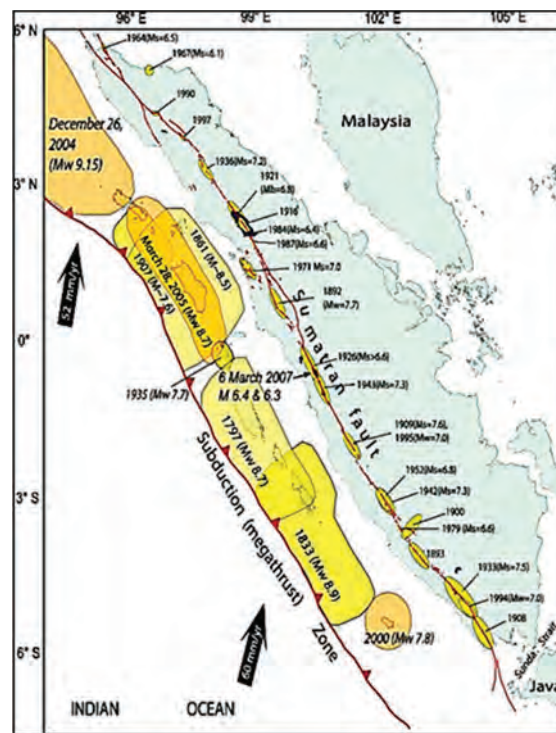


Figura I 33-1: Tsunamis relevantes en el área entre 1797 y 2004. (Fuente: Atwater et al., 2005)

Los tsunamis son generados por movimientos sísmicos, típicamente asociados a zonas de subducción de las placas tectónicas. La súbita perturbación submarina, genera olas que pueden alcanzar varios metros de altura y propagar esa perturbación hasta varios miles de kilómetros de distancia (véanse como ejemplos los terremotos de: Valdivia, año 1960, **CASO**

4, y el de Tohoku, año 2011, **CASO 36** de esta compilación). La **Figura I 33-2** muestra parte del área urbana afectada en la costa de Sumatra en Diciembre 2004.



Figura I 33-2: Área urbana afectada por el maremoto de Sumatra de 2004. No se cuenta con información sobre el número de puentes perdidos. (Fuente: U.S. Navy photo, Philip A. McDaniel)

CASO 34. TERREMOTO DE WENCHUAN, CHINA, MAYO 2008

La información que se da sobre este evento, proviene del Informe Técnico suscrito por el Dr. George C. Lee, Universidad de Buffalo, 2008, quien dirigió el equipo de profesionales que acopió una amplia información. Este informe de 112 páginas, puede ser consultado en la página web: <https://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/China5-12-08/ChinaEQ6-15-08.pdf>. Para facilitar las referencias a este informe, a continuación en este texto, las citas se harán como xx / 112, donde xx es la página del mencionado informe.

De acuerdo a la información recabada, pocas horas después del sismo comenzaron a llegar los equipos de auxilio de regiones cercanas a Wenchuan, con una población de 45.6 millones de personas en los 440.000 km² afectados. Luego de 24 horas del evento, el total de personas en tareas de rescate y atención de emergencias ya era del orden de 150.000.

I 34.1 El Evento

El terremoto del 12 de mayo de 2008 fue de magnitud 8.0, con epicentro en áreas de topografía irregular propios de los Himalayas. Esto es: zona de interacción de las Placas India y Euroasia, cuya interacción sigue elevando montañas con las mayores alturas del planeta.

Con foco superficial, del orden de 10 km de profundidad, su duración se extendió a 2 minutos según se constata en registros acelerográficos cercanos al área epicentral (estación Shifang). En estos registros, la componente vertical alcanzó 0.64g y los máximos de las componentes horizontales 0.55g y 0.59 g (Lee, 2008, 10/112).

I 34.2 Afectación

Escapa del alcance de este trabajo una descripción detallada de cualquiera de los temas de interés en la *Ingeniería Sísmica Forense* que suscita el estudio de este caso. Como quedó dicho, la síntesis que elaboró el Profesor Lee se extiende a 112 páginas. En el dominio de las comunicaciones, en el citado Reporte se dan las cifras del Ministerio de Comunicaciones de China, organismo según el cual se dañaron 16.000 millas de carreteras y un total de 3.053 puentes, combinación de roturas en superficie, deslizamientos y fuertes sacudidas.

Se indica en el Informe consultado un total de 69.000 víctimas, 17.800 desaparecidos y 374.000 heridos. Los equipos de emergencia construyeron un puente sobre pilas hechas a base de sacos de arena, con separaciones del orden de 4 a 6 m.

I 34.3 Criterios de Diseño

De acuerdo con la información que reporta Lee, las Normas JTJ 004-89 para el proyecto de puentes en China, se pueden sintetizar del siguiente modo:

$$E = C_1 C_z K_h \beta W \quad \text{I 34-1}$$

donde: E representa las fuerzas por sismo (se entiende que es el corte basal); C_1 factor de importancia; C_z factor de modificación de la respuesta; K_h coeficiente de aceleración; β , coeficiente de respuesta elástica; W, el peso del puente. El factor C_1 es igual a 1.7 para autopistas, 1.3 para arterias urbanas, 1.0 para autopistas secundarias y 0.6 para niveles de menor importancia. El factor C_z para el caso de puentes en arco es igual a 0.35. Para el caso de estructuras aporticadas varía: si es un sistema flexible vale 0.30 ($H < 10\text{m}$) hasta 0.35 ($20 < H < 30\text{m}$); en cambio si es un sistema masivo, el 0.30 se rebaja a 0.20 y el 0.35 a 0.30.

El factor K_h tiene que ver con la máxima intensidad del sismo esperado: para IMM = VII, el coeficiente vale 0.1, para IMM = VIII, el coeficiente vale 0.2 y para IMM = IX, vale 0.3. En el proyecto de puentes, se empleó predominantemente el valor correspondiente a IMM VII. Los espectros dependen del tipo de subsuelo desde: $T^* = 0.3$ segundos para condiciones tipo roca, hasta $T^* = 0.7$ segundos para suelos blandos, donde T^* es el período más largo de la zona plana del espectro.

El Prof. Lee compara estos criterios con los de AASHTO LRFD según los cuales el cortante en la base del puente (V) es igual al cociente: $C_{sm} \times W/R$, donde: C_{sm} es el coeficiente de respuesta elástica = $[1.2 \times A \times S/(T_m)^{0.66}]$; R es el factor de modificación de respuesta (asociado a ductilidad); A es la aceleración espectral; T_m es el período de vibración de la estructura; S es un coeficiente función del tipo de suelo en el área; W es el peso de la estructura.

El procedimiento AASHTO incluye explícitamente el período de vibración del sistema, razón por la cual, en un primer análisis, se considera adecuado. De hecho el Prof. Lee compara los resultados de aplicar los requerimientos de la Norma China con los que se obtendrían aplicando los criterios de AASHTO, para un puente tipo mono-columna y con esta última los valores del cortante basal resultan ser algo más del doble de los que se obtendrían con la norma China.

I 34.4 Algunos casos de Puentes afectados por el sismo.

El Ministerio de Comunicaciones informó, según narra el Profesor Lee, que el número de puentes perdidos había alcanzado algo más de tres mil estructuras. Este aspecto, de la mayor importancia en este trabajo, sólo se ilustra con algunos casos singulares que se dan en el informe del Prof. Lee. En la **Sección I 34.5** se retienen las recomendaciones que se dan al final de la Memoria.

I 34.4.1 El Puente Shoujiang

Este puente perdió el primer tramo que se señala en la **Figura I 34-1**. La reparación temporal se da en la **Figura I 34-2**.



Figura I 34-1: Caída del primer tramo del Puente Shoujiang. (Fuente: Lee, 2008, 19/112)

I 34.4.2 Puente Baihua, Yingxiu, cruzado por una Falla Tectónica activa

Un caso ilustrativo de la importancia de los Estudios de Sitio, es el puente Baihua en la localidad de Yingxiu. Se trata de un puente construido el año 2004, proyectado con la norma China vigente para ese momento. El diseño no tomó en consideración el hecho de que en el sitio seleccionado para el puente, pasa una falla tectónica activa (Lee, 2008, 57/112)

Como consecuencia, colapsaron cuatro vanos lo cual se observa en la foto aérea de la **Figura I 34-3**. Las Figuras que siguen (**Figura I 34-4 a Figura I 34-7**) son daños en miembros de la estructura portante del puente, aparentemente por las razones que se dan en la **Sección I 34.3**: solicitaciones de diseño insuficientes para alcanzar una confiabilidad aceptable en el proyecto.



Figura I 34-2: Reparación temporal del primer tramo del Puente *Shoujiang*. (Fuente: Lee, 2008, 20/112)



Figura I 34-3: Ruina de cuatro vanos del puente Baihua en el área de la falla tectónica. (Fuente: Lee, 2008, 58/112)



Figura I 34-4: Daños en la estructura portante del puente Baihua y desplazamiento del tablero (Fuente: Lee, 2008, 60/112)



Figura I 34-5: Daños en una columna de concreto armado. Obsérvese el desplazamiento del tablero en el tope de la columna adyacente. (Fuente: Lee, 2008, p. 62/112)



Figura I 34-6: Falla de una viga transversal de acoplamiento, aparentemente por insuficiencia de refuerzo. (Fuente: Lee, 2008, p. 63/112)



Figura I 34-7: Desplazamiento del tablero en la dirección perpendicular a la falla activa. (Fuente: Lee, 2008, p. 66/112)

I 34.4.3 Puente Colgante para Peatones

El puente colgante que se da en la **Figura I 34-8** está destinado al paso de peatones. Aparentemente la torre izquierda rotó por efectos de la respuesta del puente a los movimientos del terreno. De este modo el radio de curvatura del pavimento se redujo, causando los daños en las barandillas laterales que se aprecian en la Figura.



Figura I 34-8: Daños en puente colgante para peatones, por rotación de la torre izquierda del puente. (Fuente: Lee, 2008, p. 69/112)

I 34.4.4 Puente del Condado de Wenchuan

Uno de los tramos el puente del Condado de Wenchuan perdió sus apoyos por efectos de las sacudidas del sismo. Esto se ilustra en la **Figura I 34-9**.



Figura I 34-9: Un tramo del Tablero del puente del Condado de Wenchuan perdió su apoyo por falta de continuidad de sus miembros. (Fuente: Lee, 2008, p. 71/112)

I 34.5 Observaciones y Recomendaciones

Al final del informe citado, se recogen un conjunto de *Observaciones Preliminares*. Se destacan aquí aquellas que se refieren al proyecto de puentes. Aun cuando no se aclara la finalidad de las observaciones, se sobreentiende que estos son aspectos a ser revisados en los documentos vigentes para la fecha del sismo. Se encuentran íntimamente vinculadas a sus *Reflexiones Finales* las cuales se anotan más abajo: son las tres últimas de las siete que se han retenido aquí.

- Metodología para el diseño y adecuación de puentes curvos y aquellos que presenten esviaje.
- Estabilidad de taludes y componente vertical del movimiento. Se infiere de la primera parte de estas observaciones, que se trata de los puentes que se perdieron por la inestabilidad de taludes adyacentes a ellos.
- En la página dedicada a observaciones se destaca como necesidad, el desarrollo de metodologías para la adecuación de puentes en esviaje y puentes con planta curva; sobre estos temas se recomienda el empleo de sistemas de protección para puentes críticos, así como evitar el cruce de fallas tectónicas activas.

- En sus *Reflexiones Finales*, el Profesor Lee anota un conjunto de consideraciones dirigidas a las Autoridades de la región afectada. Estas son:
- En regiones montañosas las comunidades deben alcanzar resiliencia sísmica. Esto requiere un nuevo enfoque en investigaciones multidisciplinarias sobre Ingeniería Sísmica, así como un mayor énfasis en el conocimiento de la geología regional.
- Evaluar las múltiples amenazas y los efectos de cascada. Expandir los estudios en Ingeniería Sísmica a múltiples amenazas extremas de acciones sísmicas, incluyendo el posible efecto cascada: réplicas, deslizamientos del terreno, desplazamiento de fallas, posibles deslaves o inundaciones, y otros.
- Reparaciones y demoliciones de construcción acelerada. En el caso de puentes, su reconstrucción y/o reparación para restituir las vías de acceso.
- Nuevas dimensiones de globalización: las dimensiones humanas y sustentables. Opuesto a la dimensión de competencia económica, se trata de un enfoque sin fronteras en el dominio de los desastres naturales, donde la cooperación internacional es prioritaria. A largo plazo, esta resultará en una contribución significativa a la civilización; para ésta, terminará siendo más trascendente que la construcción de edificaciones o puentes resilientes.

CASO 35. TERREMOTO DE MAULE, CHILE, 2010

I 35.1 El Evento

El evento sucedió el 27 de Febrero de 2010, alcanzó magnitud 8.8 y se generó en la zona de subducción Pacífico–Sudamérica, con foco a 30 km de profundidad. La longitud de rotura excedió los 450 km con un ancho de 150 km. El sismo duró cerca de 4 minutos en los pueblos más cercanos y 2 minutos en Santiago.

I 35.2 Puentes sobre el río Bio Bio

Los cuatro puentes que cruzan el río Bio Bio cerca de Concepción fueron dañados en diversos grados por problemas de licuefacción:

- Puente Viejo sobre el Bio Bio
- Puente Llacolén
- Puente del Ferrocarril
- Puente Juan Pablo II

El Puente Viejo estaba cerrado por labores de mantenimiento cuando el terremoto lo destruyó. Estaba compuesto por varios tramos cortos simplemente apoyados con asientos de corta longitud. Por ello, las vigas perdieron apoyo y el puente colapsó durante el terremoto.

Este puente fue construido en 1937 y cerrado en 2002. Experimentó expansión lateral en el acceso Este y varios tramos se derrumbaron en el centro. Como consecuencia del terremoto de 1960, el puente había ya sufrido daños, tal como fue reportado por Andrews (1963) (véase **Caso 4**).

Otro puente sobre el río Bio Bio, ferrocarrilero, del año 1889 y modernizado en 2005, también sufrió daños asociados a asentamientos y desalineamiento de rieles.

El puente del ferrocarril sobre el Bio Bio tuvo daños menores. En general, durante el terremoto, los puentes ferrocarrileros se comportaron mejor que los puentes de autopistas, tal vez por el hecho de que estaban diseñados en acero y para una carga viva superior. El apoyo este se movió hacia el río, sin embargo la superestructura no se cayó.



Figura I 35-1: Puente viejo sobre el río Bio Bio, cerca de Concepción (foto: Daniella Escribano Leiva, tomada de: https://www.researchgate.net/profile/Domenico_Lombardi/publication/262031273/figure/fig1/AS:296749450186755@1447761990810/Figure-1-Bio-Bio-Bridge-damaged-during-the-2010-Chile-earthquake-Courtesy-of-Daniella.png)

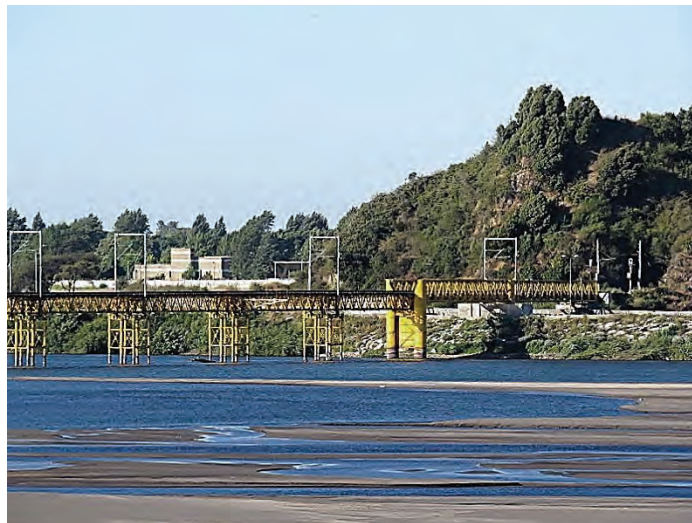


Figura I 35-2: Puente ferrocarrilero sobre el río Bio Bio. (Autor: Pablo Contreras H. - Trabajo propio, CC BY-SA 3.0, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=30374833>)

El puente Llacolán fue construido en el año 2000. Este puente perdió el apoyo del tablero por rotura del terreno inducido por licuefacción (expansión lateral)

El puente Juan Pablo II, construido en 1974, sufrió la falla de una columna por desparramamiento lateral y asentamiento de 0.5 m en el área de acceso debido a licuefacción.



Figura I 35-3: Detalle de una columna fallada por corte en la entrada norte del Puente Juan Pablo II sobre el río Bio-Bio, Concepción, debido a desparramamiento lateral del terreno y movimiento de la superestructura en el tope de la columna
(Foto: J. Arias. Fuente: EERI Special Earthquake Report — June 2010)
https://www.eeri.org/site/images/eeri_newsletter/2010_pdf/Chile10_insert.pdf

I 35.3 Puente Tubul

Este puente, que sufrió ruina total, fue el más meridional de los afectados. De acuerdo con los lugareños el desplome del puente fue debido a la acción vibratoria y no al "*tsunami*". El tsunami borró evidencias de desparramamiento lateral. Resulta claro para el observador, que el puente sufrió una fuerte sacudida en su dirección longitudinal, lo cual causó que los muros de apoyo se desplazaran (uno de los casos fue falla por flexo-compresión en su base).

Por causa de la estructuración y tipo de apoyos del puente, la falla de una de las pilas ocasionó que los ocho tramos de vigas metálicas perdieran su apoyo



Figura I 35-4: Falla de una de las pilas de apoyo del puente Tubul el cual es el que está ubicado más al sur del área epicentral. (Fuente: EERI/PEER/FHWA, 2010)



Figura I 35-5: Estado final del puente Tubul después del sismo de 2010. (Fuente: : EERI/PEER/FHWA, 2010)



Figura I 35-6: Extremo derecho del Puente Tubul. (Fuente: EERI/PEER/FHWA, 2010)

I 35.4 Autopista al Noroeste de Santiago

En la autopista al noroeste de Santiago (Vespucio Norte), la longitud de apoyo en las vigas a la izquierda de la Figura, fueron insuficientes para los desplazamientos generados durante la respuesta al sismo de varios minutos de duración. Las pilas no sufrieron casi daño.



Figura I 35-7: Arriba: Lado izquierdo, se aprecia parte del puente caído por pérdida de apoyo. Abajo: Pórtico sin daños aparentes y sin vigas. (Fuente: : EERI/PEER/FHWA, 2010)

La **Figura I 35-8** parece estar asociada al desempeño de esta autopista; el pórtico de la **Figura I 35-7**, con 5 columnas de sección circular, parece ser similar a las de la estructura de la **Figura I 35-8**.



Figura I 35-8: Pérdida de apoyo del tablero (posiblemente de la Autopista Noroeste de Santiago). (Fuente: : EERI/PEER/FHWA, 2010)

CASO 36. SISMO DE TOHOKU, JAPÓN, MARZO 2011

Por su interés como evento relevante en lo que va de siglo, se da aquí una síntesis de los efectos del sismo en el área marítima cercana a la costa Nororiental de la isla de Honshu, región de Tohoku, Japón. Los trabajos consultados recogen información de una variedad de referencias que, hasta el año 2013, alcanzaba a 360 títulos en diferentes idiomas, (véase: Wikipedia: 2011, *Tohoku earthquake and tsunami*).

I 36.1 El Evento

El 11 de Marzo de 2011, a 70 km costa fuera del Este de la península de Oshika, Tohoku, con foco a 30 km de profundidad y epicentro unos 120 Km al Este de Sendai, ocurrió un sismo de magnitud 9, asociado a un enorme maremoto con olas de hasta 40 m de altura (Miyako, Tohoku). Se retiene este caso, por las muchas lecciones que dejó, aun cuando prácticamente ninguna descrita en el dominio del desempeño de puentes por las razones que se verán más adelante.

Este ha sido el mayor sismo registrado en Japón desde el inicio de los registros sismográficos en ese país, y el quinto más grande registrado en nuestro planeta, desde 1900. Debe recordarse que durante el siglo XX ya habían ocurrido sismos de ese orden de magnitud entre las mismas placas en Valdivia, Chile (**CASO 4** y **CASO 35**), al Norte del Ecuador: Kamchatka en 1952, Aleutianas en 1958 y Alaska en 1964 (**CASO 6**).

I 36.2 Antecedentes

El último gran maremoto historiado en el área afectada, fue el del año 869 (sismo de Sanriku). Estudios geomorfológicos y geotécnicos hechos en la localidad, permitieron identificar tres deposiciones consecuencia de maremotos comparables, a lo largo de los últimos 3.000 años del Holoceno. Esto representa una recurrencia de eventos tsunamigénicos de gran envergadura estimada entre 800 a 1.100 años.

De hecho en 2001 se señaló la creciente posibilidad de que la región de Sendai, pudiera ser afectada por un gran maremoto de magnitud no menor de 7.5. Dos días antes del sismo principal, se registró un sismo premonitor en el área, de magnitud 7.2.

I 36.2.1 Réplicas

En la **Tabla I 36-1** se anotan las réplicas registradas el mismo día 11 de Marzo.

Tabla I 36-1: Réplicas registradas el mismo día 11 de Marzo (USGS)

Hora (UTC)	Magnitud (MW)	Comentario
5.46	9.0	Sismo principal
6.06	7.4	--
6.16	7.9	Potencialmente tsunamigénico
6.26	7.7	

La duración de la perturbación tsunamigénica, pudiera estar vinculada a las dos últimas réplicas de la Tabla. En los días subsiguientes hubo centenas de réplicas de magnitudes menores.

I 36.3 Maremoto asociado a este Sismo en la zona de Subducción Japón-Pacífico

Minutos después de haberse sentido la vibración del terreno, se inició el embate de las olas contra los muros de protección, de hasta 12 m de altura, la cual fue ampliamente sobrepasada, alcanzando la incursión del agua marina hasta 10 km tierra adentro. En la **Figura I 36-1** se reproduce el inicio de la incursión marina sobrepasando la altura del muro de defensa construido en el área.

Esta perturbación marina se propagó por todo el Océano Pacífico hasta llegar a las costas de Sudamérica, con olas de menor altura que no ocasionaron daños.

I 36.3.1 Energía liberada

La energía de deformación acumulada durante el último milenio, se tradujo en un desplazamiento permanente de la isla de Honshu, de 2.4 m hacia el Este (compárese esta cifra con los desplazamientos permanentes registrados durante el sismo de Maule, Chile, del año 2010, **CASO 35**).

El momento sísmico estimado por USGS alcanzó 3.9×10^{22} joules, algo menor que el de Sumatra del año 2004 (**CASO 33**). La energía liberada se estimó en 1.9×10^{17} joules, aproximadamente el doble del citado maremoto de Sumatra responsable de 230 mil víctimas.



Figura I 36-1: Las primeras olas del maremoto comienzan a superar a los muros de contención, inundando las zonas costeras. (Fuente: Informe Tokai University)
https://thephenomena.files.wordpress.com/2014/11/gelombang_besar_tsunami_jepang_11_maret_2011.jpg

I 36.3.2 Registros en Videos

En los numerosos videos que se dan en Atwater et al. (2011), así como en las narraciones de Wikipedia (2011), se constata la inmensa capacidad destructora de los torrentes de agua que se generaron en áreas urbanizadas con un balance de 28.000 víctimas incluidos los cerca de 3.000 desaparecidos y 6.150 heridos.

El número de edificaciones destruidas y/o arrastradas por el agua fue de 127.290 y el número de construcciones dañadas o afectadas de algún modo alcanzo 1.100.000. Sin embargo, el número de edificaciones construidas según las normativas vigentes fueron limitadas, si se consideran los valores de aceleración que fueron registrados.

I 36.3.3 Transporte y Vías Férreas

En los múltiples videos que ilustran los efectos del maremoto (Atwater et al., 2011), se constata como la acumulación de vehículos arrastrados por las aguas, empujan a su vez construcciones enteras, especialmente las de madera. El total de vehículos perdidos (automóviles y camiones), se cifra en 230 mil unidades. De acuerdo con las referencias citadas, los trenes de alta velocidad fueron alertados con suficiente antelación y no hubo descarrilamientos de trenes en servicio.



Figura I 36-2: Fallas en el talud de un terraplén y falla de un muro de contención. (Fuente: Informe Tokai University)

En los 30 km alrededor de la planta nuclear de Fukushima Daiichi, hubo pérdidas totales de 23 estaciones de ferrocarril, en siete líneas diferentes y pérdida de la línea férrea en 680 localidades.

No se ha encontrado descripción alguna en las referencias consultadas, sobre el número de puentes destruidos. Sólo se ilustra el puente de una autopista severamente dañado, así como la indicación de kilómetros de carreteras perdidas.



Figura I 36-3: Columnas que soportan vías férreas del tren de alta velocidad Shinkansen en el área de Tohoku. Izquierda: columna aún no reforzada. Derecha: columnas reforzadas. (Fuente: Dr. Takahashi, Kyoto University)

I 36.4 Información sobre Registros Instrumentales

Un minuto antes de que el sismo se sintiera, el Sistema de Alerta Temprana que opera con 1000 sismómetros, envió alertas que llegaron 8 segundos después de las primeras ondas P.

Se indica en los trabajos consultados que este sismo duró 6 minutos. En Tokyo, capital ubicada a 375 km de distancia, el registro alcanzó 0.16 g, sin indicación del tipo de subsuelo. En el área se señala haber alcanzado aceleraciones cercanas a 3g. En la estación Tsukidate, de Miyagui, las aceleraciones registradas fueron iguales a 2.7g.

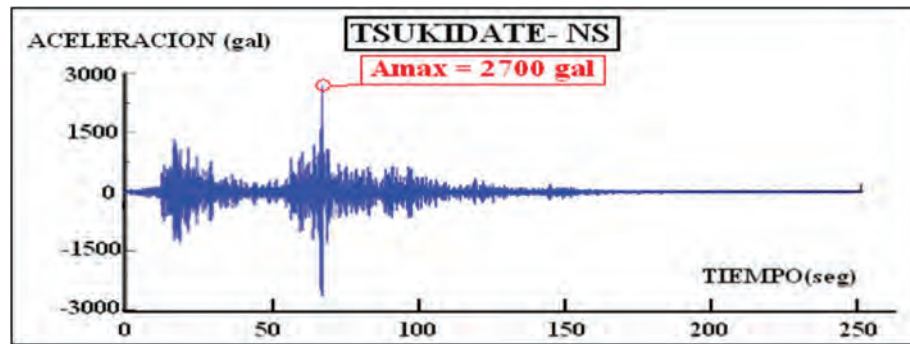


Figura I 36-4: Registro acelerográfico en la estación Tsukidate, componente Norte-sur. (Fuente: Adaptado de Hiroyuki Goto et al., 2012, Figura 6, p 772)

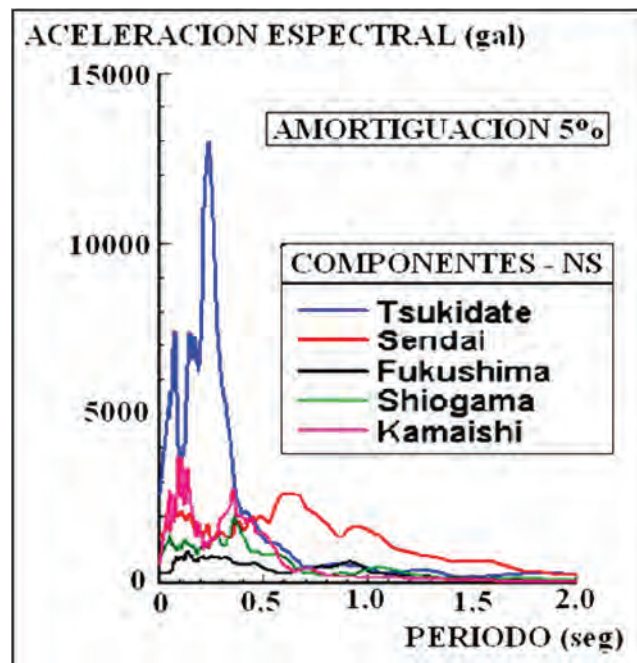


Figura I 36-5: Espectros de respuesta para 5% de amortiguamiento referido al crítico. Obsérvese que en la estación Tsukidate, la ordenada espectral excedió 10g, valor excepcionalmente elevado. (Fuente: adaptado de Saitama University report, 2011)

I 36.5 Accidente en Planta Nuclear

Al iniciarse el movimiento sísmico, todos los reactores del área afectada por el sismo entraron en cesación de generación y operó el sistema de refrigeración de emergencia para controlar el calor residual de los reactores de la planta nuclear Fukushima Daiichi. Sin embargo, la súbita inundación proveniente del tsunami, afectó el suministro de combustible de los motores que accionaban las bombas de agua de enfriamiento, con lo cual la temperatura de alguno de los reactores atómicos quedó fuera de control. Se generó así dispersión de radioactividad ambiental, con niveles dañinos para la vida humana.

Las explosiones obligaron a desalojar residentes hasta 20 km de distancia, creando así una zona de exclusión permanente alrededor de la planta. A partir de ese momento sólo se se permitió ingresar en la zona a una persona por hogar, por unas dos horas, en varias ocasiones vestidos con un traje especial y un dosímetro.

La primera fase de la acción de retorno comenzó pocos días después de las explosiones y estaba previsto que durara varios meses. Las personas cuyas viviendas se encontraban en un radio de 3 km alrededor de la central, para las fechas de la información no tenían autorización para acceder.

I 36.6 Pérdidas

De acuerdo con el Banco de Japón, las pérdidas alcanzaron 183 mil millones de US\$. El Banco Mundial estimó las pérdidas en 235 mil millones de US\$, el desastre natural más costoso de la historia.

CASO 37. CHRISTCHURCH, NUEVA ZELANDA, FEBRERO, 2011

I 37.1 El Evento

El sismo del 22 de Febrero de 2011, con magnitud 6.3, que afectó la ciudad de Christchurch en la isla Sur, se consideró como una réplica del sismo de magnitud 7.1 del 4 de Septiembre de 2010, con epicentro varias decenas de kilómetros al oeste. Efectivamente la distribución de focos y tectónica conocida, justificaron esta afirmación. El foco de este sismo fue de 5 km.

El espectro obtenido para el evento del 22 de Febrero es representativo del espectro de la Norma NZS 1170.5 del año 2004, para períodos medios de retorno de 2500 años, anclado en $A_0 = 0.44g$. Para 500 años, la aceleración máxima del terreno de la citada Norma está anclada en 0.25g aproximadamente. En ambos casos $T^* = 0.5$ seg y $\beta \sim 2.6$ para $\xi = 5\%$.

Afectó particularmente el *Central Business District* (CBD), especialmente por inesperados fenómenos de licuefacción.

I 37.2 Medidas Preventivas

Por no considerarse una zona de alto peligro sísmico las autoridades competentes de Nueva Zelanda aprobaron una Ordenanza de Adecuación Sísmica Voluntaria para las edificaciones de mampostería no reforzada. Los resultados de esa medida no son evaluadas en los informes revisados. No obstante, por los daños descritos en edificaciones no parece haber sido muy efectiva.

El interés de este sismo es triple: (i) Christchurch está ubicada a unos 10 km de una falla no detectada previamente; (ii) el tipo de construcción es similar al de muchos otros países; (iii) algunas de las medidas de adecuación sísmica no fueron eficientes.

Antes del sismo de 2011 las estructuras tectónicas del área no fueron identificadas bajo “kilómetros de depósitos aluvionales” de las llanuras de Canterbury.

El 28 de Diciembre de 2012 una réplica de 4.9 cerca del CBD causó daños considerables a edificaciones de mampostería no reforzada. El evento, de 8 seg de duración, generó registros de máxima aceleración horizontal de hasta 1.5g en una Escuela Primaria y 0.72g en el CBD. Las componentes verticales de esos registros excedieron en varios casos la componente

horizontal. En los mismos equipos, el sismo 7.1 del 4 de Sept de 2010 arrojó un espectro comparable al de 500 años para Christchurch.

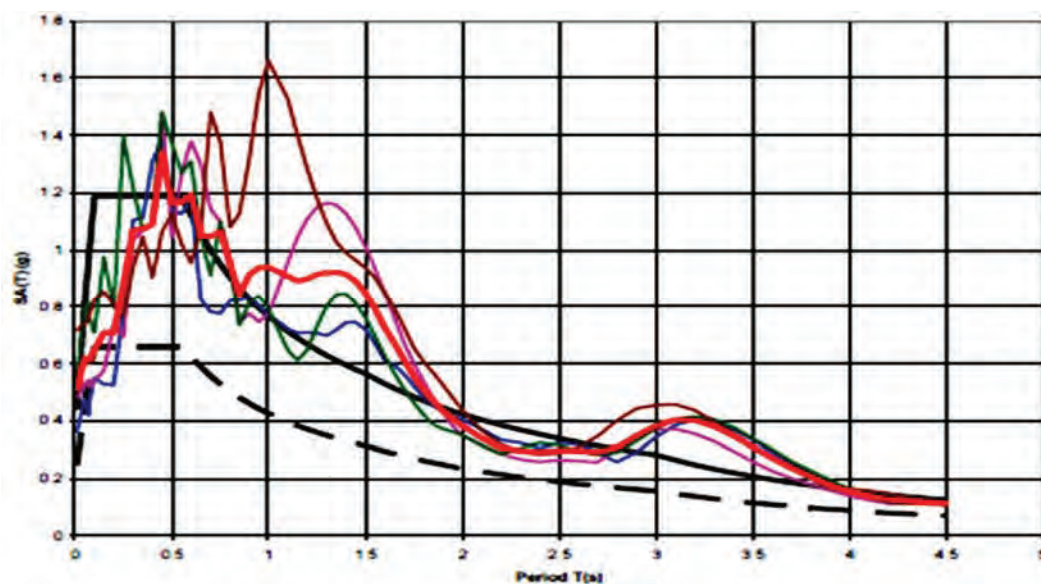


Figura I 37-1: La línea de trazos es el espectro de diseño para edificios de Importancia Normal, 500 años, en los suelos blandos Clase D predominantes en CBD. La línea negra continua es el máximo espectro del evento de diseño para 2500 años, para edificios de Importancia Normal, suelos blandos en CBD. La línea roja gruesa es el promedio de los registros recuperados en CBD (líneas finas en colores). (Gráfico adaptado de: Palermo, A. et al., 2011, p. 321).

I 37.3 Efectos en los Puentes

La mayoría de los puentes en el área de Christchurch son de vanos cortos, configuración regular y, ocasionalmente, monolíticos y bien arriostrados. Estos no tuvieron problemas. Los daños en otros puentes de la ciudad y alrededores fueron debidos a movimientos de masa del terreno y desparramamiento lateral

La **Figura I 37-2** muestra un viejo puente de estructura metálica para peatones, no dañado.

El Puente Anzac Drive, construido el año 2000, tenía vigas prefabricadas y una subestructura prefabricada. La mayor parte del daño fue por desplazamiento lateral del terreno. Algo similar ocurrió con otros puentes (**Figura I 37-2**).

Los puentes Moorhouse Road (**Figura I 37-3 a**) y Puente Fitzgerald sufrieron severos daños por corte y flexión en las pilas, debido a desplazamiento lateral del terreno.



a)



b)

Figura I 37-2: a) Puente Anzac Drive: se observa el asentamiento del terreno, el deslizamiento lateral, la rotación del estribo y el desplazamiento de la acera b) Columna este del Pilar norte astillada. (Fuente: New Zealand Transport Agency, 2012).



a)



b)

Figura I 37-3: a) Puente Moorhouse Road b) Daños en la columna sur, cara oeste (Fuente: Brando, M., 2010-2011).

CASO 38. COSTA RICA, TERREMOTO DE SAMARA, SEPTIEMBRE 2012

I 38.1 El Evento

El 5 de Septiembre de 2012, el área de Samara (Nicoya) de Costa Rica, fue afectada por un sismo de magnitud 7.6. La información que se presenta proviene del trabajo realizado por Rollins et al., 2013.

La zona epicentral se encuentra ubicada unos 10 Km de la costa de Samara, con foco a unos 14 Km, según la Universidad de Costa Rica, y algo más profundo (35 a 40 Km) según USGS. El área focal pertenece a la zona de influencia de la interacción entre las placas tectónicas de Cocos y Caribe, las cuales coliden a velocidades del orden de 7.7 cm/año.

Las aceleraciones registradas alcanzaron 0.34g en estaciones ubicadas en la Península de Nicoya, con tendencia a decrecer en la medida que hay alejamiento hacia el noreste del área epicentral. Se constataron fenómenos de amplificación según condiciones del subsuelo, así como efectos locales asociados a cambios topográficos.

I 38.2 Fenómenos de Licuefacción

En contraste con el terremoto de El Limón sucedido en 1991 (**CASO 26**), en este evento los fenómenos de licuefacción fueron muy limitados. En el caso del sismo de El Limón, zona bananera ubicada hacia la costa Caribe de Costa Rica, un total de 13 puentes sufrieron daños significativos (Youd et al., 1992), al igual que pavimentos de carreteras, canales de recolección de aguas de las zonas bananeras y otros. En el sismo de Samara de 2012, las condiciones del terreno están dominadas por rocas sedimentarias y depósitos recientes. Con todo, en las cercanías de Puntarenas se constataron fenómenos localizados de áreas licuables, cercanas a la costa Pacífica así como a las del Golfo de Nicoya.

I 38.3 Afectación de Puentes

En adición a algunas estructuras de muelles afectadas por los movimientos del terreno y daños a edificaciones menores por asentamientos del terreno, el equipo que llevó a cabo el trabajo de campo inspeccionó con detalle las estructuras de puentes expuestos a las vibraciones de este sismo. Se informa allí, que de los cerca de 4 mil puentes que se han construido en el país, sólo dos sufrieron daños, uno de ellos más allá de una posible

reparación. A continuación se sintetiza la información contenida en el Informe de Rollins et al., 2013.

I 38.3.1 Puente Río Barranca

Construido en 1944 sobre el citado río, esta estructura tiene 110 m de longitud y consta de dos partes: la sección oriental de 53 m de longitud, con sección de 5 vigas metálicas que están apoyadas en una estructura conformada por cuatro muros de concreto; la parte occidental del puente es una estructura metálica en celosía como algunos de los puentes ferrocarrileros de ese país, con un apoyo en el extremo oriental conformado con una pila de concreto de 20 pies (**Figura I 38-1**).



Figura I 38-1: Puente río Barranca. (Fuente: Rollins et al., 2013)

Los daños quedaron limitados a algunos miembros metálicos de la citada celosía, En ciertos miembros se aprecia pandeo moderado por torsión, así como extracción de pernos de fijación del tablero de las pilas (**Figura I 38-2**). El puente quedó operativo.



Figura I 38-2: Detalle de los pernos de fijación desprendidos en el puente de la Figura I 38-1. (Fuente: Rollins et al., 2013)

I 38.3.2 Puente sobre el río Poás

Construido en 1970, este puente tiene una longitud de 130 m con una pequeña curvatura en planta. En la (**Figura I 38-3**) se constata que el puente está conformado por vigas de concreto, soportadas por columnas de concreto armado de 24 a 30 m de altura. Durante la inspección se detectaron daños menores, así como desplazamientos horizontales permanentes de 7.5 cm y 2.5 cm en las junta extremas del tablero, así como verticales en el orden de 2.5 cm (**Figura I 38-4**).



Figura I 38-3: Puente sobre el río Poás. (Fuente: Rollins et al., 2013)



Figura I 38-4: Separación del tablero en el puente de la Figura I 38-3. (Fuente: Rollins et al., 2013)

I 38.3.3 Puente sobre el río Tempisque (Puente de la Amistad)

Esta estructura fue culminada en 2003, en el marco de un programa de colaboración Costa Rica-Taiwan. Con una longitud de 780 m y ancho de 15 m, consta de dos secciones. La primera está conformada por un tablero atirantado por medio de 9 parejas de cables que descansan en una pila en firma de H, de 79.6 m de altura, soportada por 12 pilotes de 1.5 m de diámetro y 25 m de longitud; el atirantado es asimétrico, pues la parte occidental tiene 90 m de longitud y la oriental 170 m, con una longitud total de 260 m (**Figura I 38-5**). La segunda sección, la más oriental, se encuentra apoyada en 8 mono-columnas, con fundaciones similares a las antes descritas.



Figura I 38-5: Puente sobre el río Tempisque con 780 m de longitud. La zona de interacción de las dos partes se observa en la Figura I 38-6. (Fuente: Rollins et al., 2013)

El daño reportado es consecuencia del impacto en la junta entre las dos partes (**Figura I 38-6**), sin implicaciones en la seguridad de la obra.



Figura I 38-6: Zona de interacción entre el sector atirantado y el apoyado. (Fuente: Rollins et al., 2013)

I 38.3.4 Puente Rafael Iglesias

Ubicado sobre el río Colorado, se encuentra ubicado a unos 3 Km al oeste del puente Poás y fue puesto en servicio el año 1984. En este puente, proyectado por el Ingeniero T. Y. Lin, el tablero se encuentra dispuesto sobre un arco invertido (**Figura I 38-7**). El arco se encuentra apoyado en dos pilas de concreto, arriostradas por cables longitudinalmente dentro de paneles segmentados que conforman el arco. Con las vibraciones del sismo, esta estructura desplazó su apoyo sureste, incrementando la separación en 1.5 pulgadas (**Figura I 38-8**). Su longitud de apoyo remanente es de 7 pulgadas.



Figura I 38-7: Puente Rafael Iglesias sobre el río Colorado. Pequeños desplazamientos en el área de apoyo. (Fuente: Rollins et al., 2013)



Figura I 38-8: Separación adicional en uno de los extremos del puente. (Fuente: Rollings et al., 2003)

I 38.3.5 Puente Sarapiquí-La Virgen

Se trata de una estructura metálica (**Figura I 38-9**), foto izquierda antes del sismo, estructura que falló y cayó al río siguiendo un mecanismo similar el puente río Estrella en el sismo de 1991. En la **Figura I 38-9**, foto derecha, se aprecia parte del cordón superior fallado.



Figura I 38-9: Puente Sarapiquí-LaVirgen. A la izquierda antes del sismo. A la derecha estado final luego del sismo. (Fuente: Rollins et al., 2013)

I 38.3.6 Puente Nosara, hecho con Perfiles Metálicos

Esta estructura se encuentra en las cercanías del área epicentral, apoyado en una robusta estructura metálica conformada por 8 perfiles H, tanto en su apoyo central como en los extremos. No se reportan daños de importancia en esta estructura.

CASO 39. EMPLEO DE AISLADORES SÍSMICOS EN UNA LÍNEA FÉRREA

A partir del **CASO 39** se ilustran en este trabajo proyectos donde se emplearon criterios novedosos o especiales en las medidas preventivas contra eventuales acciones sísmicas. Se mantiene la enumeración de casos para facilitar su consulta.

I 39.1 Descripción del Problema

Se trata del proyecto y ejecución de una línea férrea de dos vías en paralelo (una de ida y otra de vuelta), que une Caracas con los Valles del sur de la capital. La línea cubre unos 60 km con un desnivel de aproximadamente 700 m, cruzando un topografía con fuertes irregularidades.



Figura I 39-1: Vista aérea de uno de los Viaductos antes de la Instalación de las Vías Férreas. (Fuente: Pérez Hernández et al., 2001, p. 253)

La línea férrea tiene un total de 25 túneles, conectados por tramos de vigas prefabricadas de 50 m de longitud, apoyadas en pilas de hasta unos 45 m de altura. Estas pilas soportan unos 40 viaductos. Los niveles de peligrosidad sísmica establecidos a lo largo de la vía corresponden a espectros en la roca de fundación asociados a aceleraciones máximas del terreno con variaciones desde 0.23 g hasta 0.28 g. Por su altura, los momentos flectores en las bases de las pilas requerían obras de infraestructura costosas en áreas de difícil acceso.

I 39.2 Estrategia de Diseño y Dispositivos Empleados

El proyectista seleccionó un equipo de aislamiento a ser fijado debajo del apoyo de las vigas prefabricadas y éstos, a su vez, fijados al tope de las vigas. De este modo quedaban resueltos dos problemas: la continuidad de las vigas entre túnel y túnel, y la reducción en los momentos flectores en las bases de las pilas, como se muestra más adelante.

Con el fin de satisfacer los dos objetivos anteriores el dispositivo seleccionado consistía de las siguientes partes: (i) elementos verticales de sección variable (más anchos en la base) denominados "*piolines*", vinculados a la base metálica del equipo. Un elemento esférico en el tope, de cada uno de los 12 piolines del equipo; (ii) en su estado no deformado, los *piolines* calzaban en un robusto marco metálico, dentro del cual se encontraba alojado el elemento con capacidad de disipar energía en el rango de las deformaciones inelásticas del sistema.

En la **Figura I 39-2** se ilustran las dos partes del dispositivo. La interfase entre ellos es de un material deformable que actúa como aislador para pequeñas amplitudes de vibración, quedando los piolines encargados de desplazamientos mayores con una mayor capacidad de disipación de energía de deformación.

Con el dispositivo descrito cuyo lazo histerético se da en la **Figura I 39-3**, se logra reducir los momentos flectores en la base. Los piolines fueron diseñados para resistir elásticamente las sollicitaciones por corte y fuerza axial de sismos moderados estimados como aquellos con períodos medios de retorno de unos 200 años. Excedidos estos valores las deformaciones inelásticas de los piolines comenzaban a disipar energía, a la vez que transferían corte y fuerza axial al elemento disipador de energía. La evaluación experimental de los equipos fue hecho en un Laboratorio de Ensayos de Italia.

En la **Figura I 39-3** se muestran lazos histeréticos del sistema para deformaciones en exceso de las máximas elásticas.



Figura I 39-2: Dispositivo de Apoyo Móvil. La tapa de la foto superior calza sobre los piolines que se aprecian en la foto inferior. (Fuente: Pérez Hernández et al., 2001, p. 253)

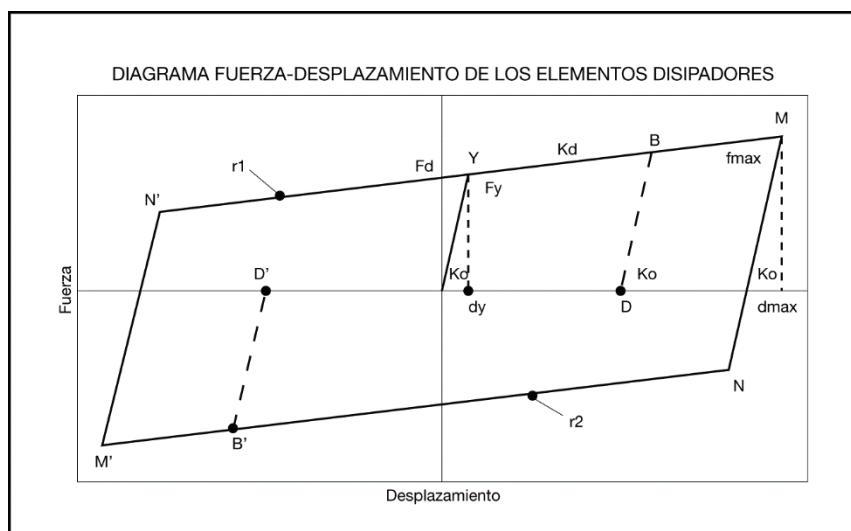


Figura I 39-3: Lazo Histerético idealizado del dispositivo de aislamiento. (Fuente: Pérez Hernández et al., 2001, p. 255)

Dos de las ventajas de este dispositivo son las siguientes: (a) su capacidad de disipación no depende de la dirección del ataque del sismo; (b) la eventual necesidad de sustituir un piolín, puede resolverse en un tiempo razonable, luego de ser inspeccionada la línea. O sea, pasado algún sismo extremo, los piolines que hubiesen quedado con alguna deformación permanente (de fácil acceso para los operarios entre las dos vías paralelas), pueden ser reemplazados con relativa facilidad: con un actuador hidráulico que permita elevar la vía, el piolín puede ser desenroscado y sustituido por otro original.

Resultados de los estudios analíticos del sistema se dan en Pérez et al., (2006). Entre ellos se comparan los momentos flectores que se generan en la base de las pilas bajo un registro sísmico que simula una acción con un período medio de retorno del orden de 1000 años.

Para el caso de la respuesta elástica del sistema, los momentos de volcamiento bajo las acciones transversales de diseño, en la base las pilas alcanzan 550 mil kN-m (**Figura I 39-4**). La incorporación de los disipadores de energía reduce esta respuesta a 200 mil kN-m (**Figura I 39-5**).



Figura I 39-4: Historia de los momentos flectores en la base, dirección transversal en la Pila 2, que alcanzan 550 mil kN-m asumiendo respuesta elástica. (Fuente: Hernández et al., 2001)

Esta reducción sustancial en la respuesta también limita los efectos de segundo orden, así como una mejora en la estabilidad de eventuales trenes que se encuentren en circulación en esos momentos.

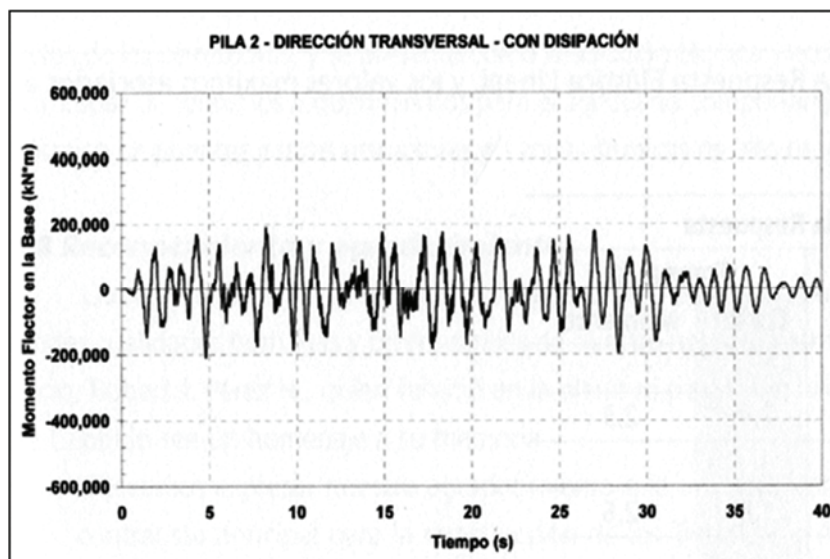


Figura I 39-5: Historia de los momentos flectores en la base, dirección transversal en la Pila 2, que alcanzan 200 mil kN·m considerando la respuesta inelástica. (Fuente: Hernández et al., 2001)

CASO 40. NUEVO VIADUCTO CARACAS-LA GUAIRA

El Valle de Caracas se encuentra a unos 950 m sobre el nivel del mar. La primera vía de comunicación que entró en servicio para unir la capital con su puerto principal, fue una sinuosa carretera con pequeños pontones y algunos túneles hacia mediados del siglo XIX. Este trazado fue mejorado años después con la "*vieja carretera al litoral*", inadecuada en la medida que crecieron las necesidades portuarias y aeroportuarias.

En 1953 se abrió al tránsito la Autopista Caracas-La Guaira, con tres viaductos y dos túneles. Los viaductos fueron proyectados por el Ingeniero Eugene Freyssinet, quien publicó sus experiencias en 1953 (Freyssinet, 1953). Sobre el primer viaducto en el sentido Caracas-La Guaira, destacan dos hechos que no pueden ser ignorados en lo que sigue: (i) en las etapas del proyecto, el país se encontraba bajo un gobierno militar, muy celoso con la información cartográfica, razón por la cual no pudo el equipo del Ingeniero Freyssinet evaluar eventuales deslizamientos en las laderas; (ii) cuando se realizaron las excavaciones para disponer los apoyos del viaducto, de un solo gran vano para salvar la quebrada Tacagua, Freyssinet destacó que las características del terreno para el apoyo norte (lado La Guaira), la calidad de la roca era adecuada para el tipo de apoyo articulado que lleva su nombre.



Figura I 40-1: Descripción simplificada de la ubicación del valle de Caracas respecto al Litoral Central, la tectónica de la región y la autopista planificada. No se indica la ubicación del aeropuerto de Maiquetía pocos kilómetros al oeste de La Guaira. (Fuente: Acosta, 1999)

Del lado Caracas resultaba necesario excavar para poder vaciar pilas de concreto armado, de unos 60 a 80 cm de diámetro (unas verticales y otras inclinadas para vencer las compresiones de ese parte del apoyo). Estas excavaciones se ejecutaron con obreros y alcanzaron los 30 metros de profundidad.

I 40.1 Ejecución

Este arduo trabajo fue realizado en el tiempo previsto, con lo cual podían arrancar en ambos lados las primeras partes de las pilas verticales. Estas tenían como finalidad contar con un primer apoyo para elevar la primera parte de los arcos, preconstruidos en la misma quebrada de Tacagua. Concluida esa primera etapa se procedió a elevar unos cuantos metros más la altura de las pilas y la cobertura del arco. Finalmente se procedió a culminar la altura de las dos pilas, construir el resto de los arcos en la quebrada y elevarlos hasta la altura y pendiente del proyecto en una operación que sólo puede ser calificada de muy alta Ingeniería para esas fechas.

La Norma MOP que se mantuvo en vigencia hasta 1955 estaba muy lejos de señalar el área como de peligrosidad sísmica importante. Seguramente Freyssinet tenía conocimiento de los muy detenidos estudios realizados por investigadores franceses, como lo fueron los de Montessus de Ballore; éste advertía sobre temblores destructores en el área de Caracas. Por esa razón, según explica Freyssinet en su trabajo, éste modificó su proyecto original de arcos con 3 rótulas a sólo dos. Además, el sistema constructivo, fue para evitar los efectos de un eventual paso del alguno de los "*vientos ciclónicos del Caribe*" (Freyssinet, 1953).

El viaducto sobrevivió sin problemas el sismo de 1967. A inicios de los 80 se comenzó a mostrar una arruga en el pavimento de asfalto, lado Caracas, que con el tiempo y pese a las medidas que tomaron destacado ingenieros geotecnistas y estructurales del país, en Febrero de 2006, el viaducto se derrumbó como consecuencia del arrastramiento que se aprecia en la **Figura I 40-2** (más información en Salcedo 2006).

I 40.2 Ubicación y Origen del Problema

El texto que sigue está esencialmente sustentado en el trabajo de Torres et al. (2009). La selección del sitio para el nuevo viaducto, fue cuidadosamente revisada con base a la información geotécnica y tectónica del área. Todos los apoyos y fundaciones, nueve en total, están ubicados fuera del área de influencia del macro-deslizamiento que originó la pérdida del primer viaducto (véase **Figura I 40-3**).

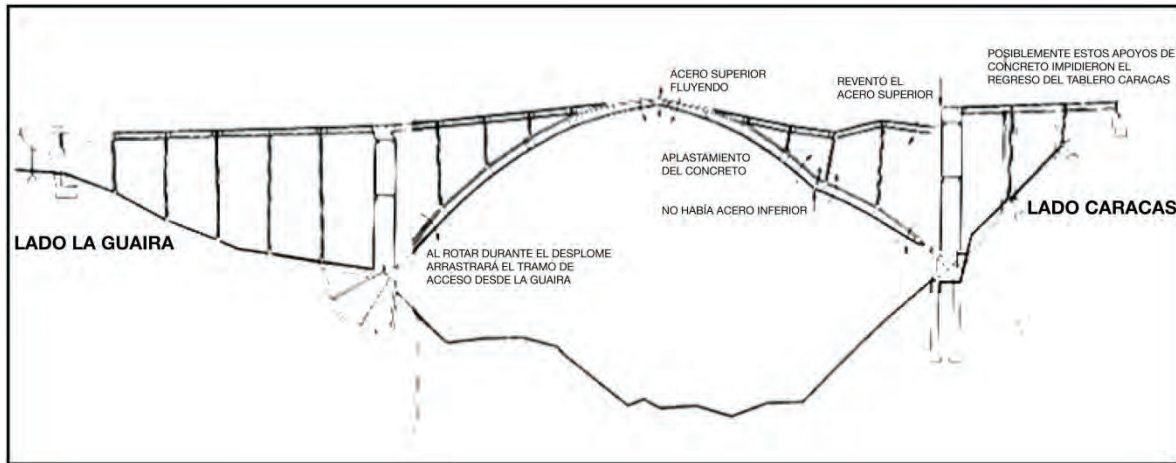


Figura I 40-2: Posible mecanismo de colapso del Viaducto N° 1. (Fuente: Camargo, 2006, p 270-271)

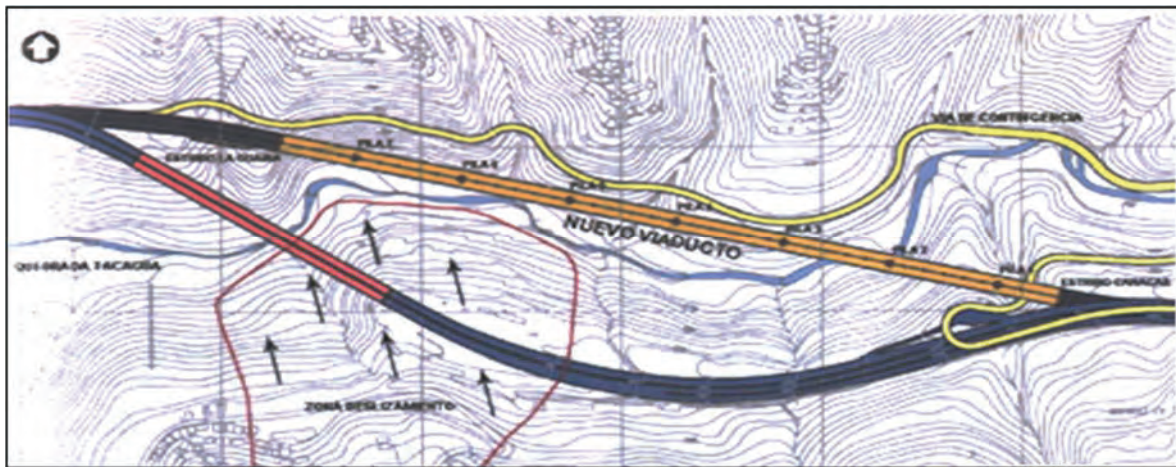


Figura I 40-3: Viaducto Original en rojo, afectado por la Zona de Arrastramiento de Sur-sureste hacia el Nor-noroeste. En amarillo, trazado del nuevo Viaducto, bordeado por la carretera temporal construida, cruce de la Quebrada Tacagua. (Fuente: Torres et al., 2009, pag. 223)

El trazado final escogido tiene una longitud de 803 metros. Un ancho de 22,4 metros, una pendiente de 5,71% y un alineamiento recto. Consta de 8 tramos, el primer tramo tiene una longitud de 78 metros, siguen seis tramos de 110 metros y un último tramo de 65 metros. Todas las pila son de gran altura entre 55 y 65 metros, a excepción de la pila 1, la más cercana al estribo Caracas, que tiene 20 metros.

A fin de aprovechar los beneficios en el comportamiento ante sismos que genera la flexibilidad de las pila altas y la continuidad de la superestructura, se decidió fijar la estructura a las pila altas por medio de apoyos articulados, y liberar longitudinalmente los

apoyos de las estribos de la pila 1. De este modo se obtiene una estructura muy flexible con un periodo de vibración convenientemente elevado.

I 40.3 Evaluación del Peligro Sísmico y Selección del Sistema de Fundación

El primer trabajo requerido fue el Estudio de Amenaza Sísmica, con el fin de determinar las acciones sísmicas a los que estaría sometida la estructura. Este trabajo confirmó los beneficios de la escogencia de una estructura con periodo largo en la reducción de las cargas sísmicas. Para definir la forma del Espectro de Diseño se evaluó un conjunto de Espectros de Registros obtenidos en Sismos Reales, incluidos eventos de ocurrencia altamente improbable. El espectro de diseño para una vida útil de 100 años tiene una muy baja probabilidad de excedencia para los períodos fundamentales obtenidos. (Fuente: Torres et al., 2009, p. 236).

Figura I 40-4: La línea negra continua fue el Espectro de Diseño empleado. Las líneas en colores son espectros de sismos reales (Fuente: Informe Coral 83)

Se diseñaron mono-columnas huecas a fin de disminuir los problemas de implantación sobre las laderas; los cabezales de las fundaciones de las pilas se diseñaron según una sección octogonal de 12 metros de ancho y 2,4 metros de alto, donde se empotraron los pilotes. El número de pilotes utilizados varió según las cargas a las que estaba sometida cada fundación. La ubicación de los pilotes en los cabezales de las pilas fue concentrada en la parte externa del cabezal debido a que en esas partes las acciones externas actuaban sobre la fundación. Las longitudes de los pilotes variaron en función a los estratos subyacentes, entre 11 y 18 metros.

Tomando en consideración que la vía es altamente transitada, se decidió que la forma más segura de manejar los momentos flectores en la base de las pilas era con pilotes pretensados, anclados en los estratos profundos de la roca, con lo cual se evitaba la descompresión de la misma.

I 40.4 Temas Constructivos

Los fustes se diseñaron según una sección octogonal hueca de dimensiones externas fijas y paredes de ancho variable disminuyendo en 10 centímetros desde la parte inferior a la superior. La razón de la sección constante fue utilizar un encofrado deslizante y así generar excelentes velocidades de construcción. Los fustes de las pilas terminaron con un cabezal hueco en la parte superior, con un ancho de 18 metros lo cual permitía apoyar las tres vigas principales de la Superestructura. Las cargas a las que estaban sometidos los cabezales determinó el diseño en voladizo de concreto postensado. Debido a la altura y la cantidad de acero y cables de postensado utilizados, esta fue la pieza más compleja de construir.

A fin de optimizar el peso de las vigas de 5 m de altura, se utilizaron planchas de diferentes espesores para las alas y almas. Las alas de estas vigas debían ser lisas y transversalmente horizontales ya que iban a ser deslizables sobre los patines hasta su posición final; sobre las superiores se apoyarían las losas de concreto prefabricados. Las vigas metálicas de 105 m de luz libre, fueron construidas por secciones en la Planta de Vicoha, Matanzas, y traídas en barco hasta el puerto de La Guaira. Desde allí se trasladaban en grandes unidades de transporte, hasta la zona de montaje. Conectada al extremo final -lado La Guaira- la viga crecía en extensión y era empujada con actuadores adecuados hasta alcanzar el tope de la pila siguiente.

Todos los empalmes de las vigas principales tanto en planta como en obra, se efectuaron por soldadura. Para las diagonales, los diafragmas y los pie-de-amigo de los volados, se utilizaron pernos de alta resistencia, lo que permitió que la estructura no sólo fuese ligera sino también fácil de ensamblar. La estructura peso 5700 toneladas, o sea 320 kg por metro cuadrado.

Para el tablero del viaducto se escogió un diseño de fácil traslado y manipulación en concreto prefabricado. Estas losas tienen una longitud de 11 metros de ancho y 2,40 metros de largo con un peso de 14 toneladas. Esta sección admitiría el uso de una grúa de media capacidad que posteriormente se apoyaría sobre ella junto con los demás equipos de montaje y transporte. Una vez ubicadas éstas, se fijarían con pernos de corte a la estructura metálica. En el diseño no se consideró el comportamiento como estructura mixta que genera la losa de concreto, pero sí se consideró como elemento de rigidez para casos de sismo y viento.



Figura I 40-5: La viga ha alcanzado la pila N°5, deslizándose sobre las cinco primeras. Un detalle de la fundación de estas pilas se da más adelante. (Fuente: Torres et al., 2009, p. 231)

I 40.5 Fundaciones

Para la fundación se había planteado originalmente fosas de gran tamaño excavadas en el macizo rocoso debajo de cada pilastra y estribos del puente. Debido al proceso constructivo y al riesgo de estabilidad de la roca en la zona donde sería emplazado el viaducto, esta solución de fundación presentaba dificultades en su ejecución que podían comprometer el tiempo de entrega de la obra. Además existía la posibilidad de riesgo de inestabilidad de las excavaciones durante la construcción de las fosas al descomprimir el macizo rocoso. La solución consistió en micropilotes de alta capacidad cuya ventaja era evitar la descompresión del macizo rocoso debido a su diámetro y a que su ejecución podía realizarse alternadamente y con el empleo de camisas de protección recuperables durante la perforación de los mismos, garantizando de esta manera poder entregar la obra en tiempo record.

El diseño preliminar, el procedimiento de aseguramiento y control de calidad de los micropilotes se realizó basándose en la experiencia, capacidades de los materiales y equipos disponibles por la empresa encargada. El diseño final de la alternativa de fundación del viaducto utilizando micropilotes de gran capacidad, resultó en un diseño óptimo. Los

problemas de ejecución que se presentaron, por el tipo de roca y suelo presentes se solucionaron haciendo modificaciones en el proceso constructivo, según fuese el caso.

Los micropilotes utilizados debajo de los estribos y los cabezales de las pilastras del viaducto, tienen una capacidad de 220 toneladas a compresión y 125 toneladas a tracción y fueron debidamente distribuidos.



Figura I 40-6: Micropilotes para fundación del nuevo Viaducto Caracas-La Guaira. (Fuente: Torres et al., 2009, p. 237)



Figura I 40-7: Vista aérea del viaducto culminado (https://venezuelaoctavaisla.files.wordpress.com/2013/11/nuevo-viaducto-ccslaguaira_04.jpg)

LECCIONES Y LINEAMIENTOS PARA LA EVALUACIÓN DE PUENTES

De la revisión de los eventos sísmicos reseñados anteriormente, se desprenden importantes lecciones sobre el comportamiento de los puentes. Muchos de los daños observados pueden tipificarse y se deben a causas similares.

En la **Tabla I - C**, se sintetizan algunas de las lecciones principales derivadas de la casuística analizada. La información resumida en esta Tabla sirve de base para la propuesta de guía de evaluación y diseño de puentes que se incluye en la Parte II de este trabajo.

Tabla I - C: Origen del desempeño constatado en puentes afectados por acciones sísmicas y medidas preventivas

Causas más frecuentes	Origen del desempeño inadecuado de puentes bajo la acción sísmica	Casos presentados	Comentarios y medidas preventivas
Selección del sitio	Una de las causas más frecuentes de desempeño catastrófico (pérdida del servicio del puente), ha sido la selección inadecuada de sitios, especialmente en lo que se refiere a la licuefacción potencial del terreno	Entre los casos más resaltantes se encuentran puentes arruinados en: Andes Venezolanos, 1894; Prince William Sound, Alaska, 1964; Niigata, Japón, 1964; Lolloo, Chile, 1985; Puerto Limón, Costa Rica 1991	Con base en la información geotécnica y antecedentes de la región, analizar la conveniencia de: (i) evaluar el potencial de licuefacción; (ii) en caso positivo, analizar el costo de mejorar el sitio; (iii) seleccionar un sitio menos desfavorable
Inestabilidad de taludes	Inestabilidad de terrenos adyacentes a los estribos de acceso. Más propensas son las zonas de acceso con pendientes pronunciadas	Son múltiples y en diversas áreas en las cuales los accesos a los puentes quedan limitados por derrumbes de los terrenos adyacentes a los estribos de acceso. Véase por ejemplo: Morgan Hill, 1984; Wengchuan, China, 2008; Maule, Chile, 2010	Diseñar los muros de acceso con capacidad para resistir las presiones laterales del material de relleno. Evaluar el riesgo de deslizamiento de rocas en zonas adyacentes a puentes, y tomar medidas preventivas con pantallas atirantadas
Fallas geológicas cercanas	Ubicación de puentes sobre fallas geológicas activas.	En el caso del terremoto de Chi Chi, isla de Taiwán la falla normal sobre la cual se construyó un nuevo puente, falla de Chelungpu, se desplazó verticalmente entre 6 y 7 m, en sismo de 1999. Limitaciones en las acciones de diseño, caso Northridge, 1994	Este caso revela la conveniencia de que en los estudios de sitio participen Geólogos debidamente entrenados. Pero además, revela la utilidad de la sismicidad histórica, pues la falla que se desplazó, ya había generado un fuerte sismo en los años 30 reportado por el Dr. C. Richter en su texto de 1958

Causas más frecuentes	Origen del desempeño inadecuado de puentes bajo la acción sísmica	Casos presentados	Comentarios y medidas preventivas
Apoyos insuficientes del tablero	Longitudes de apoyo insuficientes en estribos o pórticos intermedios	Esta es una de las situaciones más frecuentes en la pérdida de puentes en zonas urbanas o rurales. Ejemplos: el puente Agua Caliente en Guatemala, 1976; puente sobre el río Bio Bio sismo de Maule, Chile, 2010	El origen de estas fallas generalmente se atribuye a longitudes de apoyo insuficientes. Por tanto, pareciera que es importante asegurar la continuidad de tramos adyacentes.
Inestabilidad de tableros	Tramos simplemente apoyados sin continuidad en puentes existentes	Otra situación similar a la anterior fue abordada en el programa de adecuación de puentes de California (Caltrans) el cual es ilustrado en varios casos. Ver puentes intervenidos en San Francisco, 1989, y Los Ángeles, 1994	Asegurar la continuidad de los tramos simplemente apoyados, por medio de cables de acero o cadenas que limiten su desplazamiento sobre el apoyo y eviten la inestabilidad de los tableros durante la acción sísmica
Esviaje	Puentes en esviaje. Configuraciones de puentes con marcado esviaje, han sido fuente de problemas en la respuesta dinámica de los mismos	La omisión de consideraciones apropiadas causó efectos destructores en puentes del área de Los Ángeles en 1971 y en Whithier Narrows pocos años después, en 1987. Este aspecto también se ha presentado en puentes curvos. Véanse los casos de Wenchuan, China, 2008	El esviaje en los tableros respecto a los pórticos de apoyo, introduce torsiones adicionales que deben ser considerados en el diseño de los sistemas de apoyo
Detalles del refuerzo de acero	Defectos en el armado de miembros de concreto reforzado. Particularmente se menciona la no consideración de los momentos máximos vs momentos nominales, lo cual genera fuerzas cortantes más elevadas que las del cálculo	Por ejemplo, daños en el segundo nivel de la autopista 1880, Oakland 1989; los tramos elevados de Kobe 1995. Estos defectos, así como otros de armado, se consideraron como origen de la inestabilidad de monocolumnas de la estructura del "tren bala", así como de autopistas locales en Kobe	En particular los defectos se asocian a dos causas fundamentales: (a) los sistemas de unión de barras por soldaduras a tope; (b) la zona de las monocolumnas donde se procedió al empalme de barras de gran diámetro; (c) el limitado confinamiento de barras de gran diámetro

Causas más frecuentes	Origen del desempeño inadecuado de puentes bajo la acción sísmica	Casos presentados	Comentarios y medidas preventivas
Diferencias de rigidez de las columnas o pilas	Las columnas más rígidas absorben más carga, lo que puede conducir a fallas no esperadas por esfuerzo cortante.	Suelen presentarse en puentes atirantados o colgantes, con elevadas pilas para cubrir grandes vanos de ríos o estuarios. Por su flexibilidad en la dirección del tablero, puede presentarse golpeteo entre éste y secciones adyacentes de apoyo o de continuidad del puente.	Se pueden prolongar las columnas por debajo de la superficie del terreno, con el uso de aisladores que permitan su deformación. Esto permite homogeneizar la rigidez de columnas adyacentes en terrenos en pendiente o desiguales.
Falta de confinamiento en elementos de concreto armado	Falta de reforzamiento para asegurar la demanda previsible de ductilidad en zonas de rotulación de miembros de concreto armado.	Ausencia de confinamiento adecuado se ha constatado en puentes Californianos o de Japón, proyectados con anterioridad a los años 80 del siglo pasado. Véase: San Fernando, 1971; Whittier Narrows, 1987; Loma Prieta, 1989; Northridge 1994; Kobe, 1995.	La evaluación forense de tales desempeños ha contribuido a la modernización de Normativas en el diseño de miembros de concreto armado. En el terremoto de Kobe, las dimensiones de las columnas que fallaron por corte, dio lugar a configurar la sección con múltiples columnas circulares.
Tsunamis	Oleaje debido a maremotos	Durante el sismo de Tohoku, Japón, 2011, se generó uno de los maremotos historiados de mayor altura.	Puentes rehabilitados antes del sismo, mostraron un comportamiento adecuado, a diferencia de aquellos que no habían sido rehabilitados.

También se pueden detectar en la casuística analizada, iniciativas exitosas de prevención sísmica. Por ejemplo, se ha demostrado la eficacia del uso de aisladores o disipadores de energía para reducir la respuesta sísmica de estructuras. Estos sistemas fueron probados durante el terremoto de Northridge en Los Ángeles, en la Central de Bomberos y en un Hospital Universitario. Actualmente, en Latinoamérica, es común el uso de estos sistemas en la construcción de nuevos puentes. Los aisladores y disipadores de energía son también efectivos y ampliamente utilizados en la realización de proyectos de rehabilitación de puentes existentes para mejorar su desempeño sísmico.

Las lecciones dejadas por los sismos permiten avanzar en la comprensión del desempeño de los puentes a fin de detectar las principales fuentes de vulnerabilidad sísmica. Así, se han desarrollado diversos métodos de evaluación de puentes, que se han venido perfeccionando con la experiencia ganada después de la ocurrencia de sismos destructores y con los avances del conocimiento y de las herramientas de cálculo.

Usualmente, se utilizan métodos simplificados para determinar de manera aproximada, dentro de un conjunto de puentes, cuáles son los que presentan mayores niveles de vulnerabilidad, o mayor probabilidad de falla frente a un posible evento sísmico. Estos métodos son útiles a fin de determinar rápidamente el nivel de riesgo en que se encuentran los puentes y de priorizar las intervenciones que se ameriten, a fin de reforzar o rehabilitar los puentes que estén en mayor riesgo o que tengan más importancia. Las prioridades que se fijan, dependen no solamente de la vulnerabilidad del puente, sino también de los efectos de su posible colapso, y del impacto social y económico que ocasionarían las eventuales interrupciones del servicio vial en una localidad o en una región.

Generalmente, los métodos de evaluación rápida se basan sobre la definición de grupos de indicadores cuantitativos y/o cualitativos, que representan la amenaza sísmica sobre el puente, su vulnerabilidad estructural o geotécnica y el impacto ocasionado por su falla o colapso. A partir de ellos se determina un índice global de prioridad para cada puente considerado.

Metodología Caltrans

Muchos de los métodos existentes se basan en los desarrollados en Estados Unidos por Caltrans (*California Transport Department*) y por la FHWA (*Federal Highway Administration*), el primero de ellos ya mencionado anteriormente en este trabajo. Los métodos propuestos por Caltrans son efectivos y de fácil implementación, basados en información recabada de una inspección preliminar de los puentes y/o de datos básicos disponibles, como por ejemplo: la amenaza sísmica en el sitio de ubicación, el tipo de puente, el año del proyecto, las condiciones locales del sitio, los tipos de apoyos y elementos, la importancia y el tipo de vialidad servida, el tránsito sobre la misma, la existencia de vías alternas, entre otras variables

En la **Tabla I - D** se recogen los criterios y definiciones de conceptos empleados por Caltrans para el diseño y evaluación de puentes. Se sobreentiende que cuando se menciona la vida útil, ésta es la vida útil remanente que se le asigna a determinado puente. O sea la vida útil de un puente que ya tenga 20 o 30 años de servicio, no parece sea igual a un puente que sólo tenga unos pocos años de construido.

En el cálculo de la prioridad se incorpora el parámetro A_f que cuantifica la actividad de las fallas, sin que quede claro de cual se trata: pudiera ser la que más contribuya a la amenaza en el sitio. A_f varía entre 0.25 y 1.00. La fórmula que se da en el trabajo de Housner y Thiel (1995) aquí revisado, determina el Índice de Prioridad con arreglo a la siguiente fórmula:

$$\text{Índice de Prioridad} = (A_f \times AM) [(0.60 \times I_f) + (0.40 \times VU)] \quad \text{I-A}$$

donde A_f representa la actividad de las fallas (variando de 0.25 a 1), AM el índice de amenazas (de 0 a 1), VU el índice de vulnerabilidad (de 0 a 1) e I_f el de impacto (de 0 a 1). Nótese que,

en el primer sumando, al factor de impacto (que incluye 8 variables relacionadas con la importancia del puente), se le asigna un peso más importante que a la vulnerabilidad. Los parámetros AM, VU y If se estiman a partir de promedios ponderados con los pesos y valores indicados en la **Tabla I - E**.

Tabla I - D: Criterios y Definiciones establecidas por Caltrans, para el Diseño y Evaluación de Puentes (Dep. of Transportation. Fuente: Housner and Thiel, 1995)

Amenaza Sísmica	Nivel Mínimo de Desempeño	Nivel de Desempeño de Puentes Importantes
Evaluación funcional	Nivel de servicio inmediato: daños reparables	Nivel de servicio inmediato: daños mínimos
Evaluación de seguridad	Nivel de servicio limitado: daños importantes	Nivel de servicio inmediato: daños reparables

Definiciones:

- Puente importante (debe satisfacer uno o más de los criterios que siguen):
 - Se requiere para atender seguridad de vida (ejemplo: acceso en instalación de emergencia)
 - Tiempo de rehabilitación puede generar impacto económico en la zona
 - Puente formalmente designado como crítico en planes de emergencia locales
- Evaluación Funcional:
 - Sismo de 40% de probabilidad de ocurrir durante la vida útil que se asigne al Puente.
 - Evaluación de la amenaza sísmica particular para puentes importantes
- Evaluación de Seguridad (puede emplearse uno de los dos métodos siguientes; para puentes importantes, ambos métodos y seleccionar el valor más desfavorable):
 - Movimientos sísmicos determinados de modo determinista por un Organismo del Estado
 - Con sustento probabilista, sismos de períodos de retorno de 1000 a 2000 años
- Nivel de Servicios Inmediato:
 - Acceso al tráfico normal inmediatamente después del sismo
- Daño Reparable:
 - Daño que puede ser reparado con un riesgo mínimo de perder la capacidad de servicio
- Nivel de Servicio Limitado:
 - Acceso limitado (canales de circulación cerrados; tráfico controlado por semáforos de emergencia) durante días. Pleno servicio en meses por reparaciones
- Daños Importantes:
 - Riesgo mínimo de colapso; daños requieren interrupción de servicio para reparaciones
- Daños Mínimos:

Respuesta del puente esencialmente elástica

En la **Tabla I - E** se anotan los pesos asignados a las tres variables en el proceso de priorización: la amenaza, la vulnerabilidad y el impacto.

Tabla I - E: Pesos empleados en el Proceso de Priorización de Caltrans

Características y/o Categorías	Peso Característico	Valoración del Criterio
Amenaza (AM):		
Condiciones del suelo	33%	Zona de alto riesgo: 1; si no: 0
Aceleración pico en roca	38%	Fórmula lineal normalizada a 0,7g
Duración	29%	Corto: 0,5; intermedio: 0,75; largo: 1
Vulnerabilidad (VU):		
Año del proyecto	25%	1946: 0,5; 1946-1971: 1; 1972-1979: 0,25; >1979: 0
Columnas compartidas o estructura ad-hoc (<i>outriggers</i>)	22%	Presente: 1; si no: 0
Tipo de apoyo extremo	8%	Monolítico: 0; no monolítico: 1
Esviaje	12%	Fórmula lineal normalizada a 90°
Falla tipo caída de superestructura (drop)	16.5%	Sin juntas: 0; 1 junta: 0,5; 2 juntas: 1
Redundancia de pórticos	16.5%	Sin columnas: 0; pilas de muro: 0,25; pilas multicolumna: 0,5; pilas monocolumna: 1
Impacto (If):		
Tráfico diario promedio (TDP) en el puente	28%	Fórmula parabólica con un TDP máximo de 200.000
Espacio residencial	15%	Presente: 1; si no: 0
Espacio de depósitos o estacionamientos	7%	Presente: 1; si no: 0
TDP bajo/sobre el puente	12%	Igual al TDP en el puente
Instalaciones cruzadas	7%	Igual al tipo de ruta en el puente
Tipo de ruta en el puente	7%	Interestatal: 1; estatal o río: 0,8; vía férrea: 0,7; federal o calle: 0,5; no federal: 0,2; otras: 0
Longitud de desvío	14%	Fórmula lineal normalizada a 100 millas
Utilidad Crítica	10%	Presente: 1; si no: 0

Otros métodos de evaluación

Otros métodos para la evaluación de puentes con fines de rehabilitación o adaptación a la amenaza sísmica, se basan en los procedimientos sugeridos en el manual de rehabilitación sísmica de la FHWA (*Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 - Bridges*, publication FHWA-HRT-06-032, 2006). Esta publicación es utilizada como referencia en la propuesta de Costa Rica (*Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*, Marzo 2013) y también en el articulado que se presenta en la parte II de este trabajo.

Para el proyecto de rehabilitación sísmica de un puente se requiere definir los sismos de diseño. El proyecto sigue un proceso en tres etapas: a) Diagnóstico preliminar y priorización; b). Evaluación detallada; c) Selección de la estrategia de rehabilitación.

Si a partir del diagnóstico preliminar se determina que el puente es vulnerable sísmicamente, se recomienda pasar a realizar una evaluación detallada del mismo. La evaluación detallada tiene dos componentes: un análisis de la demanda sísmica (en términos de fuerzas y desplazamientos impuestos al puente por el sismo) y una estimación de la capacidad resistente del puente para responder a esta demanda. Existen diversos métodos para efectuar la evaluación detallada, según los requerimientos de cada caso (ver Parte II. Articulado).

La selección de la estrategia de rehabilitación dependerá de los resultados del análisis detallado. Si el puente resulta con una capacidad resistente inferior a la demanda sísmica especificada, hay que determinar si es posible reforzarlo o qué acciones es conveniente prever para readecuarlo a fin de obtener un mejor desempeño sísmico. Pueden explorarse distintas alternativas, y una variable importante a considerar es el costo asociado.

Para establecer los requisitos mínimos del proyecto de rehabilitación de un puente existente, se proponen "categorías de rehabilitación sísmica" (CRS), que son función del nivel de desempeño sísmico requerido (según la vida de servicio remanente que tenga la estructura), de la importancia operativa del puente y del nivel de riesgo sísmico del sitio de su ubicación. Este enfoque se ha tomado en el articulado propuesto (Parte II, capítulo 9).

El método de diagnóstico preliminar de un puente debe ser rápido, fácil de aplicar y conservador. En general se establecen componentes específicos que deben ser evaluados dependiendo de la categoría de rehabilitación sísmica asignada al puente. El diagnóstico preliminar debe incluir la detección de las fuentes posibles de vulnerabilidad sísmica que han sido comentadas en la casuística y resumidas en la **Tabla I - C**. Por ejemplo: La longitud de asiento, las conexiones, las columnas y muros, las fundaciones, el riesgo de licuefacción del suelo, las rampas o vínculos de ingreso y egreso del puente, deben ser considerados. En el articulado propuesto en la parte II de este trabajo, se dan recomendaciones para realizar el diagnóstico preliminar, siguiendo las propuestas de la FHWA

La evaluación preliminar implica el cálculo de un índice de prioridad, basado en la calificación de los puentes desde el punto de vista de la seguridad sísmica, y en otros factores

de impacto, tales como la importancia del puente, la existencia de vías alternas, etc. Para calificar el puente desde el punto de vista sísmico se recomiendan dos métodos: a) utilizando índices y b) utilizando estimaciones del daño esperado.

Según el primer método, la calificación del puente resulta de multiplicar un índice de amenaza y un índice de vulnerabilidad que toman valores entre 0 y 10 cada uno, con lo cual cada puente se califica con un parámetro que varía entre 0 y 100. El cálculo del índice de vulnerabilidad sísmica requiere la evaluación de diferentes componentes estructurales del puente: conexiones, apoyos, pilas, columnas, fundaciones, estribos y suelos. Esta evaluación exige la utilización de procedimientos de análisis paso a paso y se requiere conocer el refuerzo del puente, lo que en algunos casos dificulta la implementación del método. El índice de amenaza se calcula en función de la aceleración espectral del sitio para un período de 1 segundo.

Para el método que utiliza estimaciones del daño esperado, la calificación del puente se realiza en función de las pérdidas económicas directamente relacionadas con los daños que ocasionaría un evento sísmico sobre el puente. La relación entre el costo total de reparación del puente con respecto al costo del remplazo del mismo se estima para diferentes estados de daño posibles (la FHWA contempla cinco estados: sin daños, daños ligeros, daños moderados, daños extensos y ruina).

Con la información necesaria, el proyectista puede evaluar los niveles de desempeño establecidos. Si no, podrá sustentar sus decisiones en curvas de fragilidad para daños parciales o totales, preestablecidas para puentes de referencia según la tipología estructural. Incorporada la amenaza sísmica en el sitio, así como sus incertidumbres, con la curva de fragilidad de ruina, puede obtenerse la correspondiente probabilidad anual de alcanzar ese estado último y los costos asociados de reparación.

En la Parte II de este trabajo (capítulo 9) se retoma la metodología FHWA para proponer un esquema de priorización de intervenciones a partir de la evaluación de curvas de fragilidad para diferentes niveles de desempeño.

Normas para proyectos sismorresistentes

Los métodos de evaluación rápida proporcionan una idea de las prioridades a la hora de intervenir los puentes. Los puentes que resulten de mayor prioridad requieren procedimientos más detallados, según lo establezcan las normas de análisis y diseño existentes en cada país. En general, se utilizan métodos de análisis lineales o no lineales, estáticos o dinámicos, con acelerogramas o con espectros de aceleraciones, según lo requiera cada caso. En la evaluación detallada de los puentes, interesa evaluar su desempeño esperado a los sismos previsibles.

En América Latina, la mayoría de los países no cuentan con normas oficiales para el análisis y diseño sísmico de puentes (Lafuente et al., 2015). Es usual que, en nuestra región, los proyectistas se fundamenten en especificaciones extranjeras como las de AASHTO, 2010, FHWA, entre otras que pueden consultarse en las referencias de este trabajo (ver también **Parte II, Art. 1.4**). Sin embargo se han hecho esfuerzos valiosos en algunos países, para elaborar propuestas y lineamientos normativos para el diseño sísmico de puentes. Pueden mencionarse, por ejemplo, las iniciativas de Costa Rica (*Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*, Marzo 2013) y Venezuela (Lobo, 1987).

Para contribuir con los esfuerzos realizados para el desarrollo de normativas regionales, en la Parte II de este trabajo se propone una Guía para el Proyecto Sismorresistente de Puentes. Ésta se ha organizado en forma de un articulado que es complementado con comentarios detallados en la Parte III. En la Guía se han incluido recomendaciones para la clasificación de los puentes según su importancia; para la selección movimientos sísmicos de diseño según mapas de zonificación sísmica existentes o con base en resultados de estudios de sitio; para la escogencia de sistemas estructurales con desempeño sísmico controlable y se proponen asimismo metodologías de priorización de intervenciones con el fin de sustentar adecuadamente proyectos de rehabilitación de puentes existentes.



Parte II: Articulado

CAPÍTULO II 1. INTRODUCCIÓN A LA PARTE II: ARTICULADO

Art. 1.1. Requisitos Preliminares

El contenido de este Documento presupone que el usuario está familiarizado con las Normas Sísmicas para el proyecto y diseño de edificaciones de concreto armado o acero, así como conceptos básicos sobre respuesta inelástica, demanda de ductilidad, prevención de fallas frágiles, especialmente en miembros de concreto reforzado.

Art. 1.2. Breve Reseña sobre Cambios de Normas en California

En los Comentarios de esta Sección se da una síntesis de los cambios de Normas aprobados en el estado de California desde 1940 hasta 1994.

Art. 1.3. Objetivos del presente Documento

Los objetivos de este Documento son los de proteger la integridad física de las personas, minimizar el riesgo de daños materiales irreparables, así como la interrupción asociada a la interrupción de servicios. Con este fin el Proyectista debe satisfacer los requerimientos establecidos relativos a: (i) la *Clasificación Operacional* de los puentes según su importancia; (ii) la selección de los *Movimientos de Diseño* aquí establecidos y/o resultado de los *Estudios de Sitio* que se hayan realizado, función el *Factor de Importancia* establecido en la **Tabla II 1-1** que se da más adelante; (iii) seleccionar sistemas estructurales cuyo desempeño esperado bajo la acción sísmica sea razonablemente predecible y controlable con decisiones de diseño debidamente probadas y; (iv) en los casos de rehabilitación de estructuras existentes, sustentar eventuales intervenciones minimizando el costo de las mismas, con arreglo a la priorización establecida.

Para ello los puentes nuevos o en servicio se han agrupado según la *Categoría Operacional* y criterios que se dan en la **Tabla II 1-1**.

Tabla II 1-1: Clasificación según Categoría Operacional

Clasificación de Importancia	Descripción	Acciones Sísmicas de Diseño	Factor de Importancia Operacional
Puentes Críticos	<p>(a) Puentes que se requiere estén en funcionamiento después de un sismo. Fundamentales para la actividad económica del país.</p> <p>(b) Puentes ubicados en rutas estratégicas (aeropuertos, puertos, hospitales).</p> <p>(c) Puentes que conectan con rutas estratégicas.</p> <p>(d) Puentes urbanos, esenciales para mantener los servicios públicos.</p> <p>(e) Puentes a lo largo de rutas primarias sin rutas alternas similares.</p>	Movimientos máximos del terreno asociados a una probabilidad de excedencia no mayor de 3% en 75 años, equivalente a 2500 años de período medio de retorno	No menor de 1.25 veces las acciones de diseño establecidas para puentes convencionales.
Puentes Esenciales	<p>(a) Puentes diseñados para soportar volúmenes importantes de tráfico o puentes para los que no existen rutas alternas, que no cumplen con alcanzar los requisitos para puentes críticos.</p> <p>(b) Puentes a lo largo de rutas con tráfico de más de 5000 vehículos diarios que no clasifican como críticos</p>	Movimientos máximos del terreno asociados a una probabilidad de excedencia no mayor de 7% en 75 años, equivalente a unos 1000 años de período medio de retorno. El puente debe mantener su integridad estructural bajo estas acciones sísmicas de diseño	No menor de 1 vez los movimientos asociados a un período medio de retorno de 1000 años. La estructura del puente puede sufrir daños que no comprometan su estabilidad, esencialmente reparables
Puentes Convencionales	Puentes a lo largo de rutas que no cumplen los requerimientos de puentes Críticos o Esenciales	Movimientos máximos del terreno asociados a unos 700 años de período medio de retorno.	Se evita colapso. Se pueden esperar daños estructurales reparables
Otros Puentes	<p>(a) Puentes temporales con una vida útil no mayor de 5 años.</p> <p>(b) Puentes dentro de propiedades privadas, que no crucen ninguna de las vías críticas o esenciales y cuya falla no ocasione perjuicios a otros puentes.</p>	No menores que los movimientos asociados a 500 años de período medio de retorno. Bajo estas acciones el puente debe mantener su integridad estructural, aun cuando sufra daños graves en sus componentes portantes.	No menor de 0.80 veces los movimientos asociados a un período medio de retorno de 1000 años.

Los objetivos del Proyecto se pueden sintetizar del modo que se indica en la **Tabla II 1-2**.

Tabla II 1-2: Objetivos a Satisfacer en el Proyecto de Nuevos Puentes

Tipo de Servicio	Desempeño Esperado
Puentes cuyo servicio puede considerarse como Crítico	Bajo la acción de los Sismos de Diseño el puente no debe sufrir daños que impidan su circulación. Eventuales reparaciones deben permitir la circulación, aun cuando sea restringida, por lapsos que no excedan unos pocos días.
Puentes Esenciales	Protección de vida de usuarios. Evitar colapso parcial o total, con daños estructurales reparables. Se deberá verificar que bajo acciones de los Sismos de Diseño, el servicio no sea interrumpido en ningún momento
Puentes Convencionales	Protección de vida de usuarios. Evitar colapso parcial o total, con daños estructurales reparables
Otros Puentes	Debe verificarse que bajo las acciones de diseño establecidas, el puente mantenga su integridad estructural, aun cuando sufra daños graves en sus componentes estructurales o no estructurales, ocasionalmente irreparables

Art. 1.4. Especificaciones y Documentos de Referencia

De una manera general, los lineamientos y recomendaciones del presente documento son congruentes con documentos ampliamente consultados por los proyectistas de puentes. Particularidades de puentes ya ejecutados, cuya vulnerabilidad evaluada bajo los criterios aquí establecidos se considere intolerable, pueden requerir consideraciones que escapen al alcance de este documento. Entre los documentos de referencia que complementan los requerimientos aquí establecidos, destacan los siguientes:

- AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications, sixth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.
- AASHTO, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011.
- AREMA, Seismic Design for Railway Structures. American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association, 2012.
- FHWA (Federal Highway Administration), Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 - Bridges, publication FHWA-HRT-06-032, 2006.

- AASHTO LRFD, Bridge Construction Specifications, 3rd edition. 2010.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. Comisión permanente de Estudio y revisión del Código Sísmico de Costa Rica. *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*. Marzo 2013. San José, 70 p. + Anexos.

Citas a los documentos anteriores se harán en la medida que estos constituyan novedades, especialmente en el caso de las *Rehabilitaciones*.

Art. 1.5. Requerimientos Complementarios

Se dan por sentado los siguientes requerimientos generales:

- 1) En la ejecución de nuevos puentes o en la adecuación de puentes existentes, se lleva a cabo un control de calidad de los materiales supuestos en el proyecto, así como una inspección técnica adecuada.
- 2) Cuando existan dudas sobre las condiciones del terreno de cimentación, deberán ejecutarse *Estudios de Sitio* tanto geotécnicos, como para descartar la eventual presencia de tectonismo activo en el área. Esto último puede modificar las características de la acción sísmica como lo ilustra el caso del terremoto de Chi Chi 1999, Isla de Taiwan (Ver en la Parte III de Comentarios, la **Figura III 1-3**). En otros casos se tomaron medidas preventivas adecuadas para soportar grandes desplazamientos transcurrentes del terreno, como fue el caso del sismo de Denali, Alaska, el año 2002 (Fuis et al., 2003).
- 3) En la adecuación de puentes existentes, será necesario: el levantamiento de dimensiones, evaluar las condiciones de mantenimiento, descripción de daños visibles y toda aquella información que se considere necesaria para el Proyecto de un eventual reforzamiento.
- 4) Establecer un Manual de Mantenimiento a ser seguido durante la vida útil del puente, por la autoridad competente.

CAPÍTULO II 2. ACCIONES SÍSMICAS A CONSIDERAR

Las acciones sísmicas a considerar en el Proyecto de nuevos puentes o en la evaluación de puentes existentes, se dan en este **CAPÍTULO II 2** y en el **CAPÍTULO II 4** de este articulado. No obstante y cuando así lo considere el Proyectista o el organismo responsable de la obra, podrán exigirse *Estudios de Sitio*. En caso de que los resultados de los estudios de sitio reduzcan las exigencias aquí establecidas o las del **CAPÍTULO II 3**, que se refiere a los efectos de las condiciones locales de los terrenos de fundación, sólo se permitirá una reducción debidamente sustentada no mayor al 20% de las exigencias aquí establecidas.

Art. 2.1. Amenaza Sísmica

En las normativas actualizadas lo usual es presentar la amenaza sísmica en mapas de zonación de parámetros que permitan definir espectros de amenaza uniforme. O sea, ordenadas espectrales con amenaza uniforme, entendiendo por amenaza la probabilidad de excedencia del valor recomendado en un horizonte prefijado.

Con frecuencia en proyectos de puentes se emplea el criterio de 7% de excedencia para una vida útil de 75 años. Esto puede pasarse a período medio de retorno (T) en años aplicando la expresión:

$$T = \{1 - [(1 - 0.07)^{1/75}]\}^{-1} \text{ (años)} \quad \text{II 2-1}$$

Con la cual se obtiene un período medio de retorno cercano a 1000 años.

Art. 2.2. Zonación Sísmica

Para este trabajo se toman como referencia cuatro zonas sísmicas, tomando como base la norma vigente actualmente en Venezuela. Se entiende que en cada país se deberán tomar en cuenta sus propias normas y disposiciones vigentes, para establecer la amenaza.

A los fines del presente documento, las siete zonas sísmicas de la Norma COVENIN 1756, se han reducido preliminarmente a cuatro. En las acciones sísmicas a considerar en el diseño se han empleado espectros de amenaza sísmica uniforme con base en resultados de estudios preliminares, para períodos medios de retorno de 1000 años (7% de probabilidad de excedencia en 75 años). En la **Tabla II 1-1** se establecen los *Factores de Importancia* para los cuatro tipos de puentes allí Clasificados según su Categoría Operacional.

En la **Tabla II 2-1**, se compara la zonación vigente en la Norma venezolana COVENIN 1756-2001, con la propuesta para este Documento de Puentes, donde A_0 corresponde a períodos medios de retorno de 1000 años.

Tabla II 2-1: Zonación Sísmica Preliminar (Venezuela)

Zonas Sísmicas COVENIN 1756-2001 ⁽¹⁾		Zonación Sísmica para la Aplicación de este Documento ⁽²⁾	
Zona	A_0 (g) en Roca	Zona	A_0 (g) en Roca
1	0.10	I	< 0.20
2	0.15		
3	0.20	II	0.35
4	0.25		
5	0.30		
6	0.35	III	0.45
7	0.40		
--	--	IV	> 0.45

(1) Período medio de retorno, nominal, 475 años.

(2) Período medio de retorno, nominal, 1000 años.

La propuesta preliminar tiene por finalidad simplificar la aplicación conservadora de los Coeficientes C_a y C_v que dependen del tipo de suelo local, para la construcción de espectros de aceleración, así como para los espectros de desplazamiento que se dan más adelante.

Art. 2.2.1. Factor de Importancia

Este es un tema que ha variado según diferentes organismos, incluso dentro de USA, y aún es objeto de diferencias no reconciliadas. De modo que el valor del Factor de Importancia, traducido a períodos medios de retorno, depende tanto de la peligrosidad sísmica del sitio como de la estrategia del desempeño esperado de puentes e instalaciones conexas (carreteras, taludes inestables, marejadas o maremotos, cruces elevados de otros puentes etc.). Esto ha sido tratado en la **Tabla II 1-1**, en la cual se establece la clasificación según *Categoría Operacional*.

Art. 2.2.2. Efectos de Directividad

Estos efectos, aún mal conocidos, son particularmente convenientes de evaluar si el mecanismo de rotura en el área sismogénica puede generar elevados pulsos de velocidad en las bases de puentes de períodos largos. En tales casos se suele recomendar análisis paso a paso (dominio en el tiempo) con una selección de acelerogramas compatibles con los espectros de desplazamientos esperados en el sitio.

Tal estrategia de análisis sólo se requiere para puentes ubicados a menos de unos 10 km de fallas tectónicas, con capacidad para generar sismos en exceso de magnitud 6.5, cuya rotura requiera tomar en consideración los efectos de directividad.

Art. 2.2.3. Puentes con Múltiples Apoyos Distanciados

Puentes de gran largura, con grandes vanos, pueden requerir el análisis con excitaciones no sincrónicas en sus fundaciones. Es el caso de puentes colgantes o con grandes vanos, en los cuales: (a) la velocidad de propagación de ondas ($\cong 2.5$ km/s) puede conducir a desfases entre apoyos sucesivos; (b) si la fuente es cercana al puente pueden generarse diferencias por efectos de atenuación; (c) a frecuencias altas pueden producirse incoherencias entre las componentes horizontales y las verticales; (d) variaciones por efectos de cambios en las condiciones del subsuelo. Esta última es la causa de mayores variaciones en los movimientos del subsuelo entre apoyos sucesivos o distantes.

En estos casos se deben emplear componentes individuales del movimiento de varios registros, representativos del escenario tectónico del sitio: (a) movimientos esperados o registrados en roca, con posterior análisis de respuesta dinámica del depósito de subsuelo local; (b) registros de las tres componentes, representativas de las condiciones locales del terreno.

Art. 2.2.4. Amenaza de Ruptura de Fallas Geológicas Activas Cercanas al Sitio de Puente

En aquellos casos donde el puente se ubique a menos de 10 km de una falla activa y que ésta tenga una capacidad para generar un sismo con magnitud en exceso de 6.5, se deberán considerar los efectos de campo cercano (véase el **Art. 4.2.1**).

CAPÍTULO II 3. AMENAZAS GEOTÉCNICAS EN EL SITIO DE CIMENTACIÓN

Al igual que en otras Normas para el diseño sismorresistente, es preciso tipificar los suelos de fundación y su influencia. En este capítulo se comenzará por establecer la tipificación o clasificación de los subsuelos, luego se presentan las modificaciones esperadas en los espectros de respuesta y por último se tratará el tema de los suelos potencialmente licuables. Se tomará como referencia la norma venezolana vigente.

Art. 3.1. Clasificación de los Suelos de Fundación

En la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001, se adelanta una clasificación de suelos según cuatro tipos. Esta se complementa aquí tomando en consideración parámetros geotécnicos a ser determinados en *Estudios de Sitio*, con el sustento de Métodos de Ensayo debidamente probados, como por ejemplo los de ASTM.

En las **Tabla II 3-1** y **Tabla II 3-2** se establecen valores orientadores para la Clasificación de Suelos de Fundación con base en los parámetros que se dan en el **Art. 3.2**.

Tabla II 3-1: Clasificación Geotécnica del sitio de cimentación, con base a la velocidad media de propagación de ondas de corte, ponderada en los primeros 30 m

Sitio de cimentación	Perfil estratigráfico	Velocidad media de Ondas de Corte ($V_{s,p}$) ponderada en los primeros 30 m
S1	Roca	$V_{s,p} > 760$ m/seg
S2	Suelo muy denso y roca suave	360 m/seg $< V_{s,p} \leq 760$ m/seg
S3	Suelo rígido	180 m/seg $< V_{s,p} \leq 360$ m/seg
S4	Suelos blandos	$V_{s,p} \leq 180$ m/seg
S5	Sitios que por sus características ameritan <i>Estudios de Sitio</i>	

Tabla II 3-2: Clasificación Geotécnica del sitio de cimentación, con base a parámetros propios de la resistencia del medio, ponderados en los primeros 30 m

Sitio de cimentación	Promedio ponderado del ensayo SPT (N_p)	Promedio ponderado de la resistencia al corte no drenada, $S_{u,p}$ (KPa)
S2	$N_p \geq 50$	$S_{u,p} > 100$
S3	$15 \leq N_p < 50$	$50 < S_{u,p} \leq 100$
S4	$N_p < 15$	$S_{u,p} \leq 50$
S5	Sitios que por sus características ameritan <i>Estudios de Sitio</i> : turba o suelo orgánico con más de 3 m de espesor; arcillas con índice de plasticidad (IP) en exceso de 75 y espesor mayor de 8 m; o arcilla suave con espesor en exceso de 30 m. El Estudio debe recomendar las características del movimiento o la forma de mejorar del terreno.	

En la **Tabla II 3-2** el Índice de Plasticidad (IP) deberá determinarse con arreglo a lo establecido en la Norma ASTM D 4318.

Art. 3.2. Parámetros Geotécnicos

Los valores de los parámetros geotécnicos que se dan a continuación, presuponen que los valores encontrados en los (i) estratos identificados en los primeros 30 m de profundidad, son representativos de una media ponderada. El total de estratos se identifica como (n). La velocidad media de propagación de ondas de corte ponderada ($V_{s,p}$) es igual a:

$$V_{s,p} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{V_i}\right)} \quad \text{II 3-1}$$

donde (h_i) es el espesor en metros donde (V_s) es igual a (V_i), y la suma de las (h_i) es igual a 30 metros. Siguiendo un procedimiento de ponderación análogo, se obtiene la resistencia media a la penetración estándar ponderada (N_p) y la resistencia al corte no drenada promedio ponderada ($S_{u,p}$).

Art. 3.3. Efectos Locales según Tipo de Subsuelo

En los *Estudios de Sitio*, en los últimos 30 m de depósitos aluvionales antes de la superficie, se deben considerar los valores ponderados indicados en el **Art. 3.2** para definir las regresiones de atenuación de aceleraciones espectrales y, por tanto, obtener los espectros de amenaza uniforme (Abrahamson et al., 2008).

Art. 3.4. Amenazas Geotécnicas

Este fundamental aspecto debe ser tratado por un especialista en materias propias de la Geotécnica. En su informe sobre las particularidades del sitio de ubicación debe solicitarse al especialista evaluación sobre las siguientes cuestiones:

- (1) Inestabilidad potencial de taludes adyacentes al sitio de ubicación del puente.
- (2) Antecedentes de fenómenos de licuación en el sitio.
- (3) Amenaza de fenómenos de licuefacción del terreno: desparramamiento lateral, flujos potenciales de deslizamientos, asentamientos diferenciales del terreno por fenómenos de consolidación, incremento en las presiones laterales en muros de retención, asentamientos en las vías de acceso.
- (4) Categoría de Diseño Sísmico, establecido en el **Art. 4.7** de este Documento.

La revisión de experiencias consecuencia de sismos pasados, revela que se han perdido muchos puentes por efectos de la licuación del terreno. Por esta razón, en los documentos de AASHTO se considera recomendable llevar a cabo una evaluación del potencial de licuefacción así como de sus consecuencias en suelos cercanos a la superficie o áreas de cimentación. Es mandatorio, en sitios con Categoría de Diseño Sísmico C y D si se cumplen las dos condiciones siguientes:

- (i) La mesa de agua no es más profunda que 25 m desde la superficie del terreno o la base de fundaciones, si ésta fuese a cotas inferiores a la superficie del terreno, tomando en consideración sus posibles variaciones;

- (ii) Arenas o limos de baja plasticidad en los últimos 25 metros están caracterizados por una de las siguientes cuatro condiciones.
- (iii) La resistencia normativa a penetración del Cono de Penetración q_{c1N} sea inferior o igual a 150;
- (iv) Los resultados ponderados del ensayo de penetración estándar (SPT) $(N_1)_{60}$ es inferior o igual a 25 golpes;
- (v) La velocidad de propagación de ondas de corte ponderada $(V_{s,1})$ es inferior a 200 m/seg.
- (vi) Se haya identificado una unidad geológica que haya licuado en sismos anteriores en el sitio de interés.

En caso que se dé alguna de las cuatro condiciones recién mencionadas, la evaluación de la licuefacción debe considerar los siguientes efectos:

- (a) Pérdida de resistencia en los estratos licuables
- (b) Asentamiento del terreno inducido por la licuefacción
- (c) Fallas del terreno, desparramamiento lateral, así como inestabilidad potencial de taludes.

AASHTO también requiere que en sitios susceptibles a licuación, en el caso de que ésta ocurra, el suelo licuado suministre resistencia lateral y axial residual a la respuesta de fundaciones profundas. Bajo condiciones de suelos licuados, la verificación debe hacerse con el mismo espectro de diseño que el empleado para condiciones de suelo no licuado.

Art. 3.5. Licuación

Fenómeno ya citado en el **Art. 3.4** como una de las principales amenazas geotécnicas en caso de acciones sísmicas. Cuando su potencial resulte positivo, deberán considerarse alternativas de carácter preventivo con el debido sustento experimental (Contreras, 2006; Amundaray, 2009).

Art. 3.6. Amenaza de Inestabilidad de Taludes por Sismo

En los “Estudios de Sitio” y cuando proceda según las condiciones topográficas, deberá presentarse una evaluación sobre la inestabilidad potencial de taludes como consecuencia de sismos. Esto aplica tanto a los márgenes con topografía ascendente como en áreas donde partes del puente estén en áreas de topografía decreciente.

CAPÍTULO II 4. ESPECTROS DE DISEÑO Y ACELEROGRAMAS

Art. 4.1. Caracterización de los Movimientos Horizontales del Terreno

Además de los espectros de respuesta de aceleraciones cuyas ordenadas se identifican como (S_a), cuando el enfoque del diseño sea por fuerzas debe recordarse que las ordenadas del espectro de desplazamientos (S_d) pueden obtenerse según la ecuación siguiente:

$$S_d = S_a \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \quad \text{II 4-1}$$

Donde: T es el periodo en segundos, correspondiente al valor de S_a (cm/seg²). Por tanto, las ordenadas del espectro de desplazamientos vs aceleraciones, se refiere al desplazamiento relativo entre el centro de masas de la estructura y el punto donde se asume que el movimiento del terreno actúa sobre la estructura. Efectos de directividad a considerar en la posible rotura de fallas cercanas al sitio del puente, requieren *Estudios de Sitio* como quedó dicho en el **Art. 2.2.2.**

Art. 4.2. Espectro de Aceleraciones

En la norma Venezolana COVENIN 1756 del año 2001, actualmente en revisión, la zonación sísmica se estableció con movimientos de diseño a nivel de roca, seleccionadas siguiendo el criterio del 10% de excedencia en 50 años de vida útil de las edificaciones, lo cual es equivalente a un período medio de retorno de 475 años. Con nueva información preliminar y siguiendo los criterios de la Normativa AASHTO, se han estimado los cambios del mapa de zonación para 7% de excedencia en 75 años de vida útil, equivalente a unos 1000 años de período medio de retorno.

Aportes sustentados con la nueva generación de regresiones de atenuación (Stewart et al., 2008), han facilitado la incorporación de las condiciones geotécnicas que se dan en el **CAPÍTULO II 3.** De acuerdo con resultados preliminares, para 5% de amortiguamiento referido al crítico, las formas espectrales de respuesta elástica quedan definidas por los coeficientes C_a (períodos cortos) y C_v (períodos largos) en la forma que se indica en la **Figura II 4-1.**

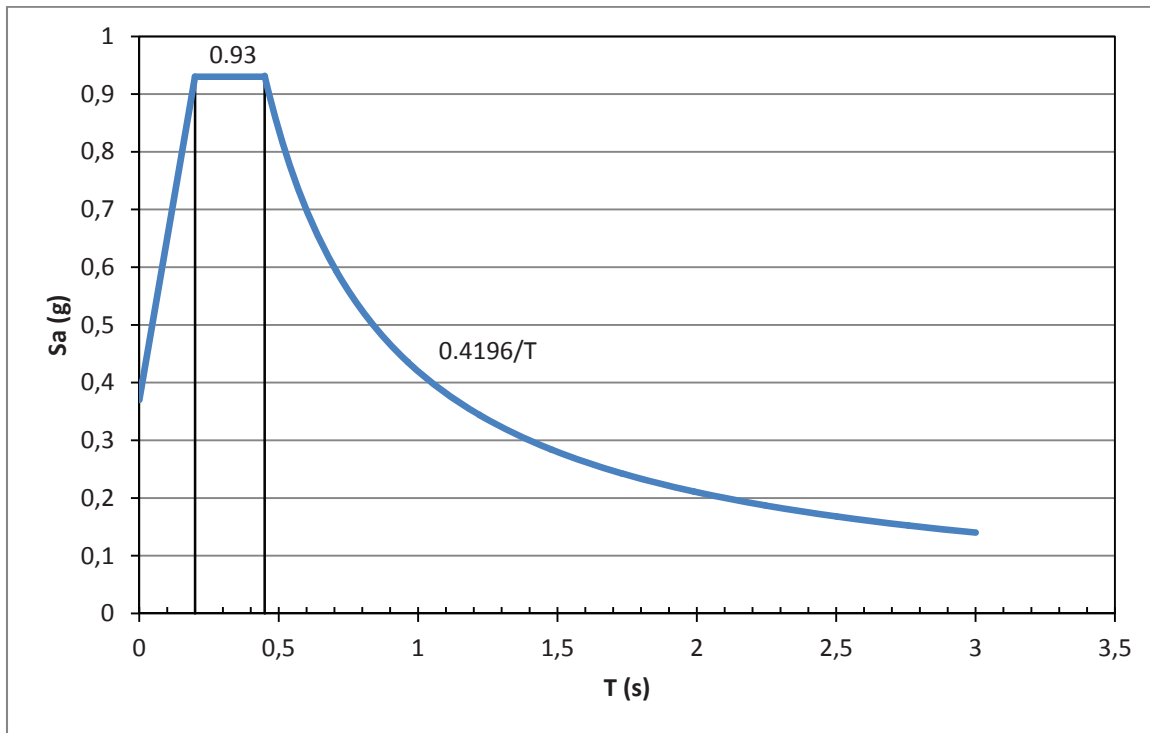


Figura II 4-1: Espectro de Aceleraciones para 5% de amortiguamiento. Suelos tipo Roca en la Zona Sísmica III, para diseño de Puentes. (Fuente: propia)

Los tres tramos de la Figura quedan definidos por las expresiones siguientes:

$$S_a = C_a + (1.5 C_a T) / T_o \quad 0 \leq T \leq T_o \quad \text{II 4-2}$$

$$S_a = 2.5 C_a \quad T_o \leq T \leq T^* \quad \text{II 4-3}$$

$$S_a = C_v / T \quad T \geq T^* \quad \text{II 4-4}$$

Donde:

- S_a = ordenada del espectro de aceleraciones en fracciones de (g)
- C_a y C_v = coeficientes sísmicos espectrales para períodos cortos y largos respectivamente (véanse las **Tabla II 4-1** y **Tabla II 4-2**)

- T = período de vibración del puente en la dirección y el modo de interés en segundos; con frecuencia es el primer modo de vibración en cada dirección
- T^* = período de control del espectro, e igual a: $C_v / (2.5 \times C_a \times 981)$, en segundos
- $T_o = 0.2 \times T^*$ inicio del sector de aceleraciones espectrales constantes, segundos

En las **Tabla II 4-1** y **Tabla II 4-2** se dan los valores de C_a y C_v para 1000 años de período medio de retorno, en las cuatro zonas de amenaza sísmica creciente allí indicadas y cuatro condiciones del subsuelo.

Tabla II 4-1: Valores de C_a en unidades (g)

Tipo de Suelo Local	Zonación del País			
	Zona I	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	< 0.20	0.20 a 0.35	0.36 a 0.45	> 0.45
S2	< 0.24	0.24 a 0.35	0.36 a 0.48	> 0.48
S3	< 0.28	0.28 a 0.39	0.40 a 0.50	> 0.50
S4	< 0.32	0.32 a 0.36	0.37 a 0.45	> 0.45

Tabla II 4-2: Valores de C_v en unidades (cm/seg)

Tipo de Suelo Local	Zonación del País			
	Zona I	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	< 190	191 a 295	296 a 440	> 440
S2	< 363	364 a 490	491 a 590	> 590
S3	< 450	451 a 590	591 a 735	> 735
S4	< 689	690 a 785	786 a 932	> 932

Art. 4.3. Espectro de Desplazamientos

En los textos sobre este tema es usual aceptar que entre las ordenadas del espectro de aceleraciones (S_a) y las del espectro de desplazamientos (S_d) se satisface la 4.1. Por tanto, el espectro de aceleraciones de la **Figura II 4-1** tiene la forma que se indica en la **Figura II 4-2**.

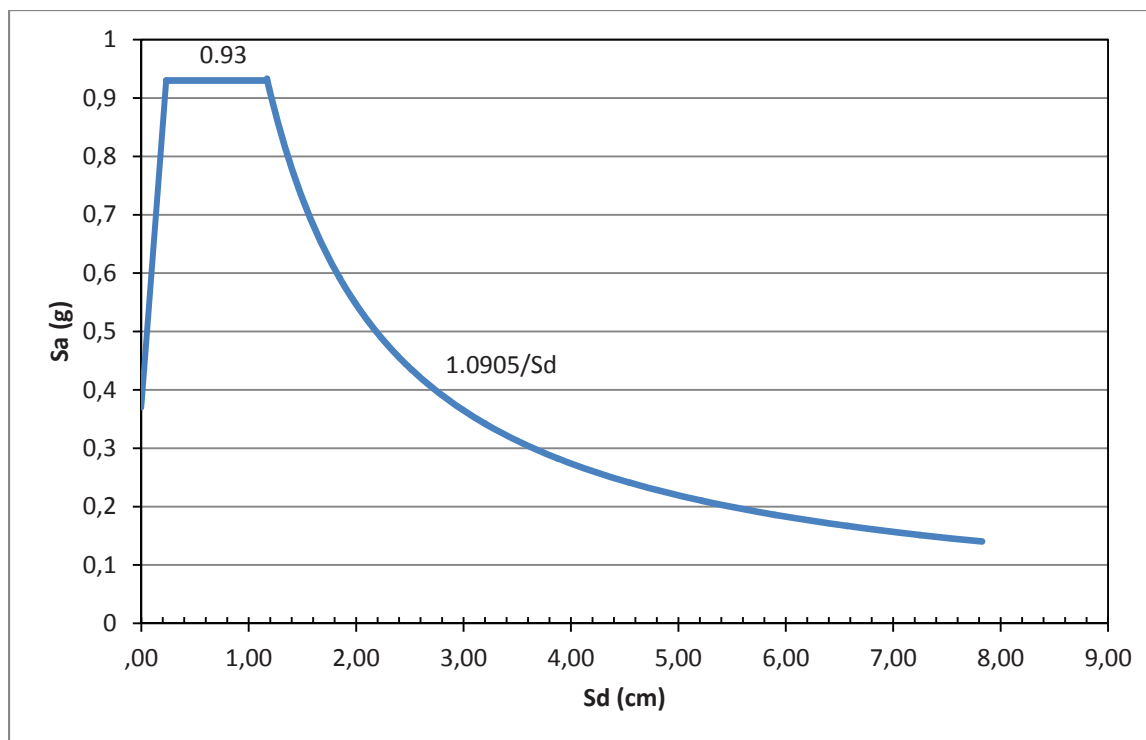


Figura II 4-2: Espectro de Desplazamientos para 5% de amortiguamiento. Suelos tipo Roca en la Zona Sísmica III, para diseño de Puentes. Es la **Figura II 4-1**, pasada a Desplazamientos Espectrales con la ecuación 4.1. (Fuente: propia)

Art. 4.4. Otras Características de los Movimientos del Terreno

Efectos de directividad en la rotura de fallas cercanas al puente requieren *Estudios de Sitio*. En particular interesa evaluar la posible duración de pulsos de aceleración, asociados a elevadas velocidades y desplazamientos del terreno.

Deben mencionarse aquí las historias de aceleración, especialmente cuando se trata de un escenario tectónico con fuentes cercanas o distantes al sitio de interés. En esos casos, seleccionadas las (N) historias de aceleraciones compatibles con el mencionado escenario, una solución aceptada, consiste en superponer en un solo gráfico los (N) espectros para un mismo amortiguamiento, determinar el espectro promedio y la media de la desviación estándar de las ordenadas espectrales para unos 8 a 10 puntos por segundo. El espectro a recomendar es un espectro suavizado, representativo del espectro promedio incrementado con una desviación estándar como se indica en el **Art. 4.6**.

Art. 4.4.1. Espectros de Fallas Cercanas

En el **Art. 2.2.4** se citó el trabajo de Huang et al. (2003). Se señalaron allí los efectos que la ruptura de fallas geológicas podían tener en las formas espectrales, en caso de cercanía a determinado sitio. Como ejemplo, el espectro que se presenta en la **Figura II 4-1** para roca, con una falla cercana, en caso de Suelo B, pasaría a la forma de la **Figura II 4-3**. Los tres tramos de la Figura quedan definidos por las expresiones siguientes:

$$S_a = 1.2 C_a + (1.8 C_a T) / T_{ofc} \quad 0 \leq T \leq T_{ofc} = 0.2 \times T^*_{fc} \text{ (s)} \quad \text{II 4-5}$$

$$T^*_{fc} = C_v / (3 C_a) \text{ (s)} \quad \text{II 4-6}$$

$$S_a = 3.0 C_a \quad T_{ofc} \leq T \leq T^*_{fc} = 0.45 \text{ (s)} \quad \text{II 4-7}$$

$$S_a = 1.5 C_v / T^{0.735} \quad T \geq T^*_{fc} \quad \text{II 4-8}$$

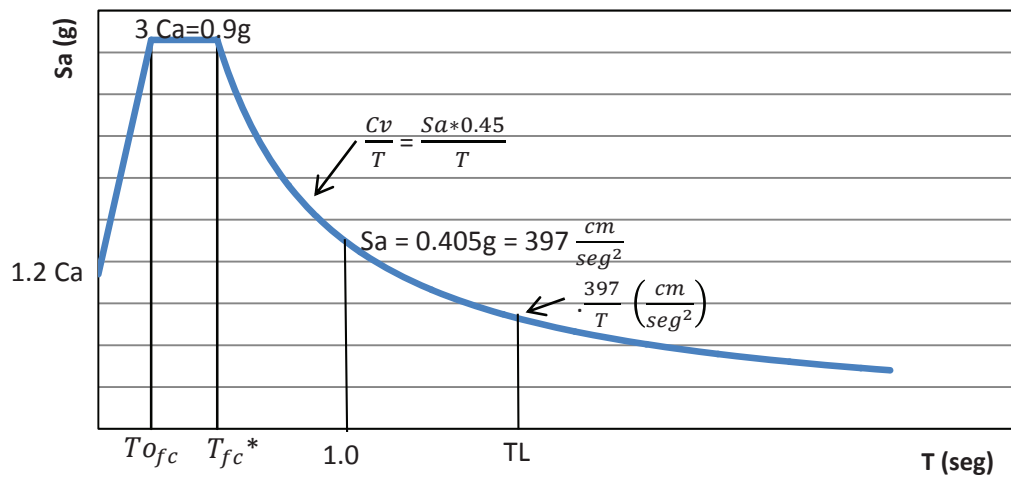


Figura II 4-3: Espectro de Aceleraciones en suelos Tipo B, para el caso de una falla cercana..(Fuente: Huang et al., 2008)

Para períodos largos (T_L) es igual a 1.0 segundo cuando se trate de suelos S1, S2 ó S3. Para suelos blandos (S4) el estimador de T_L es:

$$T_L = \exp [\ln (C_v / 3C_a) / 0.735] \text{ (s)} \quad \text{II 4-9}$$

Art. 4.4.2. Acelerogramas Escalados

Escalar las aceleraciones de un registro dado es frecuente. El factor de escala no debe ser menor de 0.5, ni exceder 2.0. Se recomienda escalar un mínimo no inferior a 3 registros (en cuyo caso se recomienda el máximo). La selección de no menos de siete registros es frecuente, en cuyo caso se emplea como espectro promedio $+ 1\sigma$, donde (σ) es la desviación estándar para cada una de las ordenadas espectrales consideradas para elaborar el espectro.

Art. 4.5. Componente Vertical del Sismo

En general, el cociente (V/H), máxima componente vertical del sismo (V) entre la máxima componente horizontal (H), se correlaciona con la magnitud y la distancia. Salvo condiciones particulares, es frecuente la recomendación de emplear una relación $V/H = 2/3$, teniendo presente la baja probabilidad de que sean simultáneas. Sin embargo, para el caso de puentes con periodos fundamentales pequeños y cercanos a fallas activas, dado que en múltiples registros el cociente (V/H) ha excedido la unidad, se recomienda este valor en esos casos.

Art. 4.6. Desempeño Sísmico

La Especificación AASHTO LRFD establece que a cada puente se le debe asignar una de entre tres zonas de Desempeño Sísmico: 2, 3 ó 4. En términos generales, tal desempeño es función de la zona de amenaza sísmica y de la importancia del puente. En el **Art. 2.2, Tabla II 2-1**, se hace referencia al ejemplo de Venezuela, donde el país quedó dividido en cuatro zonas sísmicas. La primera de ellas, la Zona I, es un área donde los movimientos máximos del terreno para períodos de retorno de 1000 años no alcanzan 0.20g, lo cual refleja una peligrosidad baja a muy baja. Por tal motivo no hay exigencias particulares para la Zona de Amenaza Sísmica I (**Tabla II 4-3**).

Tabla II 4-3: Zonas de Desempeño Sísmico, función de la Amenaza Sísmica e Importancia Operacional

Zonas de Amenaza Sísmica	Clasificación de Importancia Operacional		Riesgo de corrimientos por Licuefacción
	Convencionales / Otros	Críticos / Esenciales	
II	2	3	4
III	3	3 á 4 ⁽¹⁾	4
IV	3 ó 4 ⁽¹⁾	4	4

(1) Puentes sin irregularidades clasifican como Zona de Desempeño Sísmico 3.

Art. 4.7. Categoría de Diseño Sísmico

La Categoría de Diseño Sísmico depende del valor de S_{D1} , donde S_{D1} viene dado por el producto ($F_v \times S_1$), que es la aceleración espectral para el período de 1.0 seg, corregida por el factor (F_v) que depende del tipo de suelo. En la **Tabla II 4-4** se dan las cuatro Categorías de Diseño Sísmico.

Tabla II 4-4: Categoría de Diseño Sísmico según S_{D1} (Definición de AASHTO, 2014)

Valor de $S_{D1} = F_v \times S_1$	Categoría de Diseño Sísmico
$S_{D1} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{D1}$	D

La evaluación del potencial de licuefacción se considera mandatorio para las dos Categorías de Diseño Sísmico C y D, si se cumplen las dos condiciones establecidas en el **Art. 3.4**.

El parámetro F_v es función del tipo de subsuelo y S_1 la aceleración espectral para 1.0 seg, la cual varía entre 0.8 y 3.5 para $S_{D1} \leq 0.10g$ y entre 0.8 y 2.4 para $S_1 \geq 0.50g$, suelos tipo A hasta E. Los valores de F_v dependen de la clase de suelo según se indica en la **Tabla II 4-5**.

Tabla II 4-5: Valores de F_v para Periodos de 1.0 seg

Clase de suelo	Aceleración Espectral de Respuesta para Período igual a 1.0 seg (S_1) (g) ⁽²⁾				
	≤ 0.10	0.20	0.30	0.40	≥ 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E ⁽¹⁾	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Notas:

(1) Suelos con más de 3 m de arcillas blandas o suelos que por sus condiciones requieren *Estudios de Sitio* para evaluar los espectros.

(2) La interpolación lineal entre valores de S_1 es válida

Art. 4.8. Factores de Modificación de la Respuesta

Los Factores de Modificación de Respuesta para miembros de Subestructuras, dependen de la Categoría Operacional establecida en la [Tabla II 1-1](#). Estos se dan en la [Tabla II 4-6](#). Son factores que permiten reducir la respuesta elástica proveniente del análisis de un modelo elástico de la estructura. Los valores de la [Tabla II 4-6](#) presuponen el cumplimiento de todos los requerimientos establecidos para el Tipo de Subestructura anotado en la primera columna.

Tabla II 4-6: Factores de Modificación de Respuesta para Subestructuras según Categoría Operacional en la **Tabla II 1-1**

Tipo de Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Convencional/Otras
Pilas de muro - dimensión larga:	1.5	1.5	2.0
Pilas de columna-pilote de concreto reforzado:			
Vertical	1.5	2.0	3.0
Inclinada	1.5	1.5	2.0
Pilas de columna sencilla:	1.5	2.0	3.0
Pilas de columna-pilote de acero o compuestas acero y concreto:			
Vertical	1.5	3.5	5.0
Inclinada	1.5	2.0	3.0
Pilas de columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Las Especificaciones AASHTO LRFD 2012 en su Artículo 3.10.7 contienen las Tablas con los factores de modificación de la respuesta para conexiones y subestructuras según la importancia operacional del puente. El método basado en desplazamientos tiene objetivos similares, sólo que en este caso se debe verificar que la capacidad de desplazamiento inelástico no sea superado por la demanda de desplazamientos.

CAPÍTULO II 5. ASPECTOS CONCEPTUALES EN EL DISEÑO DE PUENTES

Art. 5.1. Concepción del Puente

Algunas recomendaciones en la concepción del puente que inciden en la respuesta a las acciones sísmicas, son las siguientes:

- En el balance de rigideces la experiencia recomienda que cualquiera de dos pilas de apoyo dentro de un pórtico, o entre cualquiera de dos columnas de una pila, no tengan diferencias de rigidez en exceso del 50%.
- Adicionalmente, las variaciones en rigidez entre pilas adyacentes dentro de un pórtico o entre columnas de una misma pila no deben diferir en más de 25%
- Igualmente, se recomienda que entre pórticos adyacentes (unidades estructurales a cada lado de una junta o articulación) tengan periodos de vibración que no difieran más del 30% entre sí.

Las recomendaciones anteriores (**Figura II 5-1**) tienen por finalidad incentivar a los Proyectistas hacia configuraciones que han tenido un mejor comportamiento en sismos pasados. En casos particulares estas restricciones pueden no ser fáciles de cumplir en cuyos casos es usual seleccionar formas alternativas. Una de esas posibles soluciones se ilustra en la **Figura III 5.1** de los Comentarios.

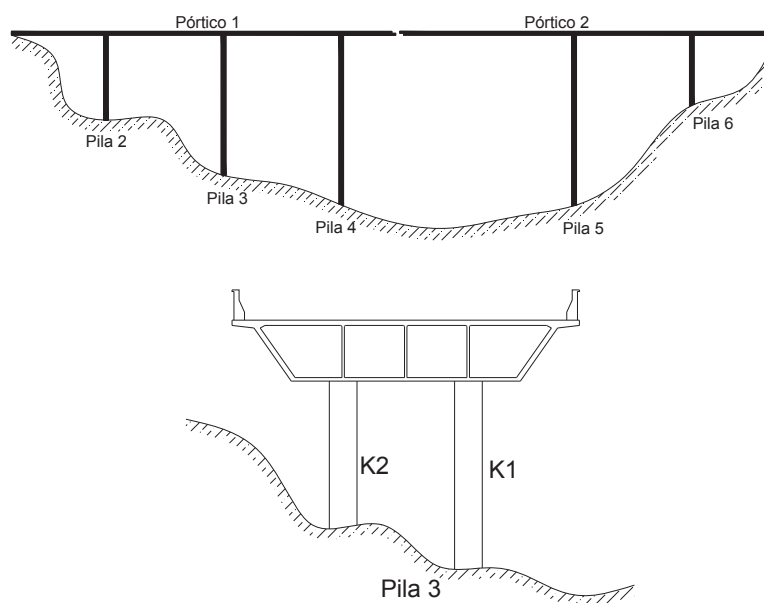


Figura II 5-1: Son deseables pórticos de rigidez balanceada (Figura superior izquierda). La formación de rótulas plásticas a diferentes niveles como es el caso de la Pila 3 (Figura inferior) representa una demanda de deformación inelástica mayor en la Columna K2, lo cual deberá incorporarse en el detallado del armado. (Adaptado de Caltrans, 2013, Figure 7.1.1-1 Balanced Stiffness, page 7-3)

Art. 5.2. El Problema del Esviaje y de la Curvatura en Planta

El esviaje y la curvatura en planta, son configuraciones que dan lugar a respuestas dinámicas más complejas y complican el diseño. Las especificaciones de diseño en estos casos requieren apoyos con longitudes adicionales y análisis particulares. Tanto el esviaje como la curvatura en planta requieren análisis dinámicos multimodales. Ambas características tienden a acoplar la respuesta lateral tanto en la dirección longitudinal como en la transversal.

La estrategia para mantener más predecible y regular la respuesta y el desempeño, consiste en minimizar en lo posible, tanto el esviaje como la curvatura. El esviaje debe mantenerse entre pórtico y pórtico; en lo posible, inferior a 30° . En el caso de la curvatura esta debe minimizarse en lo posible.

Un ejemplo de los efectos del esviaje fue comentado en la Parte I de este trabajo (ver **CASO 29**).

Art. 5.3. Disposición de Articulaciones, Restrictores de Desplazamiento y Longitudes de Apoyo.

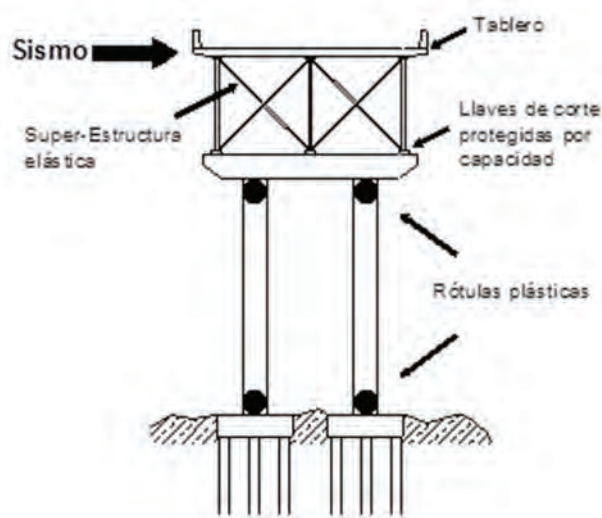


Figura II 5-2: La formación de rótulas plásticas simultáneas en los mismos niveles, debe evaluarse para evitar la formación de mecanismos cinemáticos. Por ejemplo los momentos de rotulación en la parte inferior de la columna deben ser mayores que los de su parte superior. (Fuente: Adaptado de NHI, 2014, Figure 4-13, p. 4-32)

La intercalación de articulaciones o liberación para desplazamientos por temperatura o consideraciones sísmicas, tiene un efecto significativo en la respuesta de puentes. Por ejemplo la formación de rótulas plásticas entre el pórtico de la izquierda y el de la derecha y el pórtico 2 de la **Figura II 5-2**, así como los apoyos extremos de la **Figura II 5-3**, tienen un efecto importante en las solicitaciones sísmicas, aun cuando puede ser desfavorable por pérdida de hiperestaticidad.

Por tanto deberán disponerse apoyos de longitud generosa, así como elementos restrictores o disipadores de energía para la transmisión de choques, destinados a interconectar pórticos adyacentes; esta última no es la solución preferida para prevenir las pérdidas de apoyo (véase el **Art. 6.5.6**).

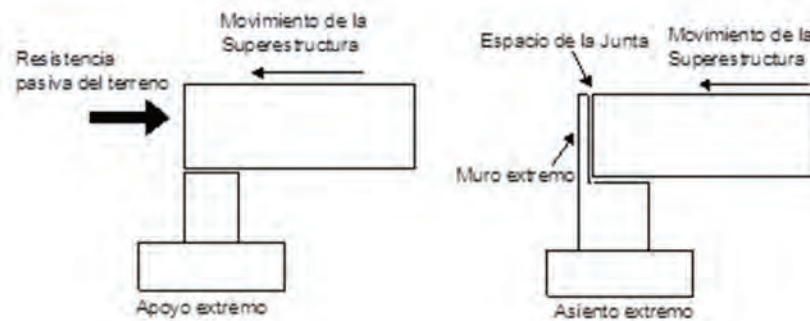


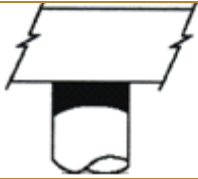
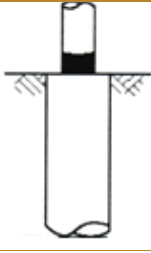


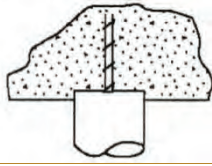
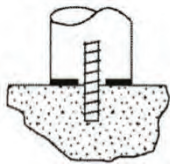
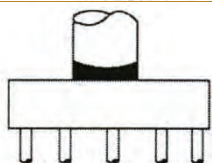
Figura II 5-3: Respuestas diferentes entre: un asiento extremo con un espacio para la junta y un apoyo sometido a la resistencia pasiva del terreno (Fuente: Adaptado de NHI, 2014, Figure 4-10, p. 4-16).

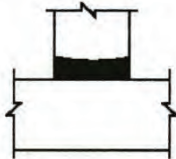

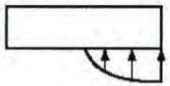



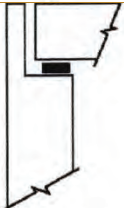
Art. 5.4. Formas Estructurales Aceptables

Un principio general para las formas estructurales aceptables es el de mantener las zonas de daño potencial, en áreas que puedan ser inspeccionadas. Rotulaciones bajo la cota cero del terreno, si bien pueden permitirse no son deseables por problemas en su eventual identificación y/o reparación.

En general, se permiten las articulaciones que se formen justo debajo de la cota cero, accesibles por una excavación razonable. En la **Tabla II 5-1** se sintetizan elementos resistentes a sismos que han tenido un buen desempeño. Las zonas en negro indican rotulación.





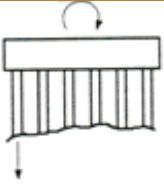
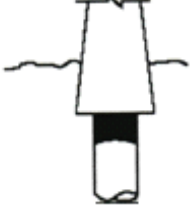
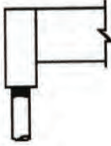
Tabla II 5-1: Elementos Resistentes a Sismos, Aceptables (Figuras adaptadas de: FHWA-NHI-15, 2014, p. 4-23 a 4-25)



Caso	Elemento Resistente a Sismos	Descripción
1		Rótulas plásticas debajo de vigas de pórticos.
2		Rótulas plásticas sobre, o a nivel de la cota cero.
3		Aisladores sísmicos con carga vertical, o soportes que puedan tolerar desplazamientos sísmicos sin sufrir daños.
4		Cedencia a la tracción o pandeo por compresión inelástica de pórticos dúctiles con arriostamiento concéntrico.
5		Pilas con condiciones de cabezal tipo pasador.
6		Columnas con reductores de momento o detalles de articulación tipo pasador.
7		Cabezales de pilas protegidas por rotulación de éstas, incluyendo baterías de pilotes, de comportamiento elástico.

8		Rotulación en la base de soporte-pared en la dirección más débil.
9		Soporte-pared con o sin pilas.
10		Zapatas de fundación que satisfacen criterios limitados de volcamiento. El levantamiento no debe exceder un 25% del área de la base.
11		Resistencia requerida del soporte lateral pasivo como parte de sistema de resistencia a sismos; en el diseño se cuenta con una resistencia pasiva limitada.
12		Asiento del soporte lateral cuya pared posterior está diseñada como fusible después del eventual impacto de la superestructura. Esta está diseñada para resistir las fuerzas del impacto.
13		Columnas con ensanchamiento arquitectónico (véase el Art. 7.5)
14		Asiento del soporte lateral diseñado para que la pared vertical resista el impacto esperado de un modo esencialmente elástico.

En la **Tabla II 5-2** se sintetizan elementos resistentes a sismos permitidos que, por su desempeño particular, requieren la aprobación del propietario.

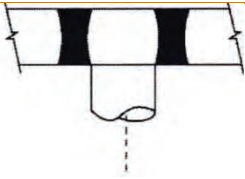
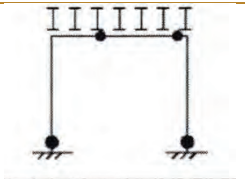
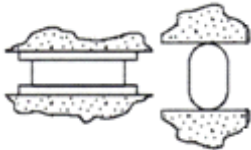

Tabla II 5-2: Elementos Resistentes a Sismos Permitidos con la Anuencia del Propietario de la Obra. (Figuras adaptadas de: FHWA-NHI-15, 2014, p. 4-25 a 4-26)

Caso	Elemento Resistente a Sismos	Descripción
1		Resistencia requerida del soporte lateral pasivo como parte del sistema resistente a sismos. La resistencia pasiva corresponde a la máxima resistencia que se pueda generar.
2		Soporte con apoyo deslizante que limita la fuerza transferida. Movimiento limitado a la capacidad de desplazamiento del pórtico adyacente.
3		Pórtico dúctil en los soportes de la superestructura
4		Fundaciones permitidas cuando el levantamiento potencial excede los permitidos por Norma o donde la rotación se incluya en la demanda de desplazamientos
5		Cuando se excede la capacidad de las pilas extremas, o hay levantamiento del cabezal por acción sísmica
6		Muros soporte sobre pilas que entran en cedencia bajo la superficie
7		Miembros no diseñados para entrar en cedencia

8		Rotulación en áreas que no pueden ser inspeccionadas por estar bajo el nivel de superficie
9		Sistema de batería de pilas donde la posible rotulación es definida bajo tierra

Las configuraciones señaladas como Casos 1 y 2 en la **Tabla II 5-3** no se recomiendan por su deformabilidad. Además, la interacción con las cargas debidas a la gravedad puede complicarse fácilmente. Obsérvese que la estrategia de diseño del Caso 2, es opuesta a la que se prefiere en edificaciones, la cual es: columna robusta, viga débil.

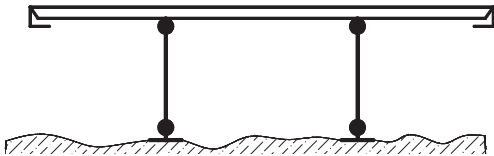
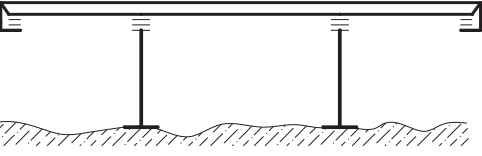
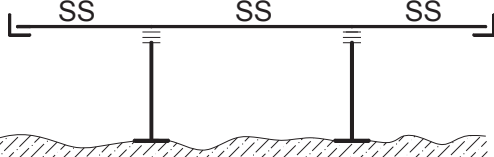
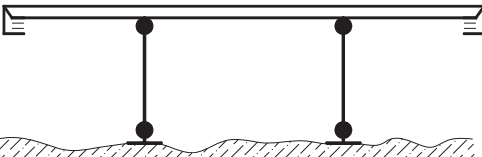
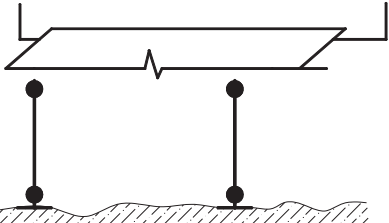
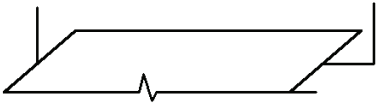
Tabla II 5-3: Elementos no recomendados como Resistentes a Sismos en Puentes Nuevos (Figuras adaptadas de: FHWA-NHI-15, 2014, p. 4-27)

Caso	Elemento Resistente a Sismos	Descripción
1		Formación de rótulas en la superestructura
2		Rotulación en vigas que soportan tableros, especialmente si se forma un mecanismo cinemático
3		Sistemas de apoyo que no aseguran los desplazamientos esperados y/o las fuerzas inerciales
4		Sistemas de pilas en batería que no están debidamente diseñados para suministrar la ductilidad adecuada

Art. 5.5. Estrategia Global en la Selección de Sistemas Resistentes a Sismos

Los elementos descritos en las **Tabla II 5-1** a **Tabla II 5-3** son contribuyentes del conjunto de elementos que pueden configurar partes de un puente. En la **Tabla II 5-4** se ilustran sistemas que han tenido un buen desempeño, con énfasis en los apoyos-aisladores debidamente ubicados en la extensión de la estructura.

Tabla II 5-4: Sistemas Adecuados para Soportar Sismos

Caso	Sistemas Resistentes a Sismos	Descripción del Sistema
1		<p>Respuesta Longitudinal: Rotulación en lugares fáciles de inspeccionar o columnas para respuesta elástica. Resistencia de los accesos puede obviarse. Se permite que bajo casos extremos, las paredes del acceso sufran daños severos.</p>
2		<p>Respuesta Longitudinal: Apoyos aisladores deben preverse para máximos desplazamientos. Resistencia de los accesos puede obviarse.</p>
3		<p>Respuesta Longitudinal: Múltiples vanos simplemente apoyados, con longitudes de apoyos adecuados. Rotulación en lugares fáciles de inspeccionar o columnas con respuesta elástica.</p>
4		<p>Respuesta Longitudinal o Transversal: Rotulación en lugares fáciles de inspeccionar o columnas asociado a respuesta elástica. Apoyos aisladores, con o sin disipadores de energía para limitar desplazamientos totales.</p>
5		<p>Respuesta Transversal: Rotulación en lugares fáciles de inspeccionar o columnas asociado a respuesta elástica. Resistencia de los muros de acceso puede obviarse.</p>
6		<p>Respuesta Longitudinal o Transversal: Accesos para el sismo de diseño deben resistir elásticamente. Presión longitudinal pasiva inferior al 70% del máximo que puede generar el acceso.</p>

Art. 5.5.1. Subestructura esencialmente elástica con superestructura elástica

Esta estrategia es esencialmente válida en zonas de bajo peligro sísmico. Debe tenerse presente que esta estrategia no es adecuada para cubrir eventos que exceden los de diseño. En el caso de puentes esenciales o críticos se recomienda los niveles de deformación unitaria de secciones críticas del sistema portante, se mantengan alejados de los límites de rotura del concreto, con el fin de evitar fallas frágiles o desplazamientos residuales (permanentes) que no permitan el servicio del puente.

Art. 5.5.2. Subestructura Dúctil con Superestructura Esencialmente Elástica

Esta estrategia se ilustró en la **Figura II 5-2**. Obsérvese que la superestructura está vinculada a la subestructura por pernos o llaves de corte que deben estar en capacidad de transmitir los máximos cortantes que genere la superestructura bajo acción sísmica.

Art. 5.5.3. Subestructura Esencialmente Elástica con Superestructura Dúctil

La estrategia de esta configuración, solo efectiva en la dirección transversal como se describe en la **Figura II 5-4** reposa en la capacidad de disipación de energía de la super-estructura.

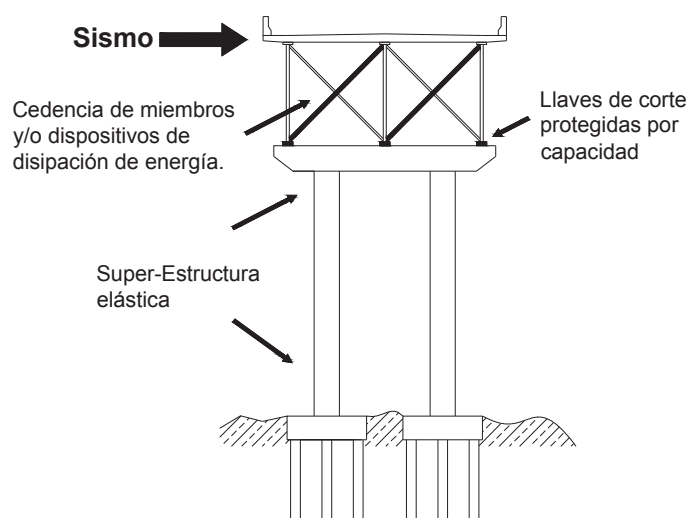


Figura II 5-4: Subestructura elástica y Superestructura dúctil. (Fuente: Adaptado de: FHWA-NHI-15, 2014, Figure 4-13, p. 4-32)

El resto de miembros y uniones deben ser diseñadas para asegurar respuesta elástica y resistencia a las máximas solicitaciones que pueden transmitir los miembros de la superestructura.

Art. 5.5.4. Superestructura y Subestructura Elásticas con una Interfase tipo Fusible

Los dispositivos tipo fusible se encuentran en fase de desarrollo; pueden ser: elastoplásticos, con un cierto endurecimiento, o elásticos perfectamente plásticos. La estrategia de diseño se describe en la **Figura II 5-5**. Si los fusibles son de naturaleza frágil, los dispositivos de apoyo en los extremos del puente, deben tomar en consideración el desplazamiento de la superestructura.

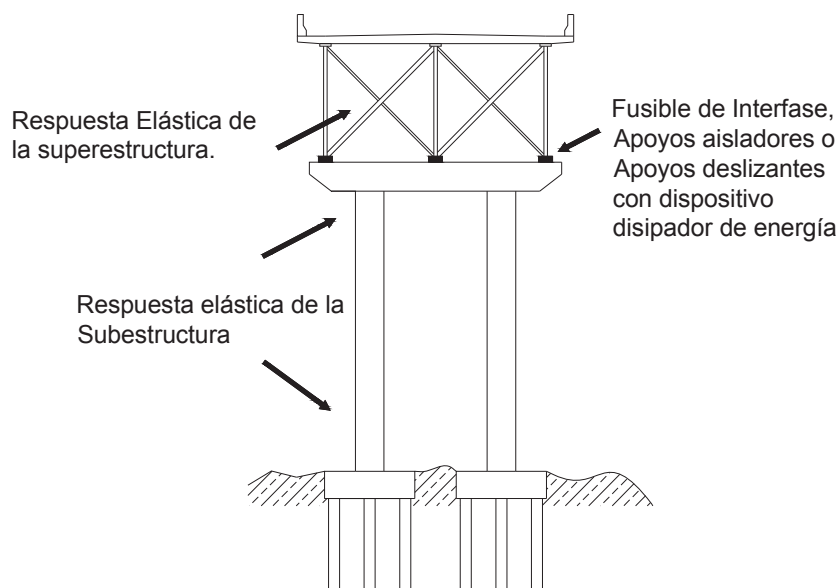


Figura II 5-5: Superestructura y Subestructura esencialmente elásticas, con una interfase de Fusibles. Estos pueden ser de naturaleza frágil, lo cual requiere consideración de los desplazamientos de la super-estructura (Fuente: Adaptado de FHWA-NHI-15., 2014, Figure 4-14, p. 4-33)

Art. 5.6. Métodos de Análisis

Escapa al alcance del presente documento la explicación de los métodos a ser aplicados para conocer la respuesta dinámica de estructuras a la acción vibratoria de los sismos. Sólo se

retienen aspectos fundamentales para estimaciones gruesas que facilitan un prediseño de puentes.

Art. 5.6.1. Acción Sísmica

Tal como se vio en los **Art. 4.2** y **Art. 4.3** de este documento, la acción sísmica puede establecerse con espectros de respuesta elástica, de amenaza uniforme, tanto para aceleraciones máximas como para desplazamientos máximos.

Estos espectros suelen presentarse para amortiguamientos de 5% referidos al crítico para puentes de concreto (reforzado o pretensado), y 2% para estructuras metálicas (soldadas y/o apernadas). Se recuerda aquí que el amortiguamiento crítico es aquel amortiguamiento para el que el sistema deja de oscilar.

En el caso de puentes con larguras de centenares de metros, es preciso considerar el posible desfase en los movimientos del terreno entre apoyos distantes, razón por la cual el análisis debe hacerse paso a paso, en el dominio del tiempo (véase el **Art. 4.5**):

Art. 5.6.2. Modelado Preliminar

Con fines de pre-diseño puede resultar útil considerar un modelo simplificado del sistema con un grado de libertad. Este requiere tanto una estimación de la masa de superestructura (M) como una de la rigidez de la subestructura (K) considerando la vinculación entre ambas. Con estos valores el periodo de vibración del sistema no amortiguado se puede estimar como:

$$T = 2\pi \sqrt{M/K} \quad \text{II 5-1}$$

donde (M) es el peso total (W) en kgf dividido por la aceleración de la gravedad (981cm/s^2), y la rigidez (K) viene en (kgf/cm).

En general el sistema tendrá múltiples zonas de concentración de masas, cada una de las cuales con seis grados de libertad, tres de los cuales son rotacionales. Si éstos se restringen, como ocurre con frecuencia, se emplean modelos con tres grados de libertad traslacionales. La carga de servicio no debe incorporarse al cálculo del período. Estas son solicitaciones gravitacionales, cuyos máximos se consideran poco probable que sean simultáneos con un sismo intenso.

Art. 5.6.3. Propiedades Dinámicas

Establecidas las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, hoy en día se cuenta con algoritmos que permiten determinar las formas modales y periodos de vibración.

Art. 5.6.4. Métodos de Análisis

En la **Tabla II 5-5**, los primeros cuatro métodos presuponen respuesta elástica. El Método identificado como N°1 puede emplearse tanto en la dirección longitudinal como en la transversal.

En la aplicación del Método N°1 se siguen los siguientes pasos:

- a) Calcular los desplazamientos (Δ) bajo la acción de una fuerza distribuida uniforme (P_o)
- b) Estimar la rigidez K del sistema por medio del cociente: Δ/P_o
- c) Con la estimación de masa y de rigidez, calcular el periodo fundamental (ecuación 5.1)
- d) Con el periodo y la ordenada espectral elástica (S_a), calcular la sollicitación estática uniforme por sismo: $P_e = (W \times S_a)/(g \times L)$
- e) Calcular los desplazamientos y fuerzas en los miembros aplicando (P_e) a la estructura y llevando a cabo un segundo análisis estático (o escalando los valores obtenido en (a) por P_e/P_o).

La aplicación del Método 1 es de gran simplicidad y puede ser útil en pre-diseños. El resto de los Métodos escapan al alcance de este Documento. Importa destacar la diferencia entre las hipótesis de respuesta elástica y la inelástica, lo cual será tratado en el **CAPÍTULO II 8**.

Tabla II 5-5: Métodos de Análisis

Nº	Método	Modos	Elástico o No Lineal	Observaciones	Aplicaciones Limitaciones
1	Carga uniforme	Un modo	Elástico	Método estático equivalente. Periodo calculado por métodos aproximados	Aplica a puentes convencionales dominados por el primer modo.
2	Análisis espectral con un solo modo	Un solo modo	Elástico	Método estático equivalente. Periodo modal derivado de principios de energía.	Aplica a puentes convencionales dominados por el primer modo. Validación rápida del más riguroso: 'múltiples modos de vibración'
3	Análisis espectral multimodal	Múltiples	Elástico	Calculo de frecuencias y formas modales; máxima respuesta a un cierto número de modos; combinación CQC o SRSS para obtener fuerzas o desplazamientos de diseño	Aplicable a puentes convencionales, irregulares; modos seleccionados deben alcanzar el 90% de la masa total del puente. Por ser elástico no resulta adecuado en zonas de elevada peligrosidad sísmica
4	Historia en el tiempo	Múltiple	Elástico	El más riguroso de los métodos elásticos; se obtienen historias en el tiempo de fuerza y desplazamiento	Aplicable a puentes no convencionales que responden esencialmente en el rango elástico; requiere historias en el tiempo
5	Procedimiento o no lineal estático	Un solo grado de libertad	No lineal	Incluye explícitamente el desempeño no lineal en el cálculo de la capacidad (análisis con <i>pushover</i>). La demanda de desplazamientos se obtiene por métodos elásticos con el primer modo	Aplicable a puentes que responden a un solo modo. No toma en cuenta cambios en la respuesta dinámica a medida que la estructura pierde rigidez. Excluye el efecto de modos de orden superior.
6	Procedimiento o no lineal dinámico	Múltiples grados de libertad	No lineal	Es el más riguroso de los métodos de análisis no lineal. Emplea historias en el tiempo. Toma en cuenta efectos de todos los modos y modifica las inercias en la medida que la estructura se deteriora.	Aplicable a un amplio rango de puentes. Por ser una solución iterativa, puede llevar tiempo en el cálculo de grandes puentes. Resultados son sensibles a pequeños cambios en propiedades de los materiales.

Art. 5.6.5. Método de Empuje Progresivo (*Pushover*)

La versión más sencilla emplea métodos de análisis elásticos para determinar la demanda en los elementos estructurales de un puente y técnicas no-lineales para evaluar la capacidad del puente para resistir las mencionadas demandas. Como resultado de su aplicación se obtienen diagramas cortante basal vs. desplazamiento del centro de masas. O sea, una buena aproximación de la Capacidad de Desplazamiento de la estructura.

Consumida la capacidad de deformación inelástica en alguna de las secciones críticas, queda evaluado el desplazamiento máximo en el rango inelástico, incorporando eventuales efectos de segundo orden como el denominado efecto “P-Δ”.

Art. 5.6.6. Capacidad vs Demanda

El **Art. 5.6.5** conforma el primer paso consistente en una evaluación de la Capacidad de Desplazamiento de la estructura. Tal análisis considera cada estado límite relevante, incluyendo los efectos P-Δ. El segundo paso requiere un análisis con un espectro de respuesta elástico que facilite el cálculo de la Demanda- de Desplazamiento del puente. Para ello la acción sísmica requiere incorporar las modificaciones en el amortiguamiento del sistema que se establece en el **Art. 5.6.7**.

La relación capacidad/demanda para cada estado límite ($r_{e.l.i}$) queda definida por el cociente:

$$r_{e.l.i} = (\Delta_{c.i} - \Sigma \Delta_{g.d.i}) / \Delta_{s.d.i} \quad \text{II 5-2}$$

donde:

- $\Delta_{c.i}$ = desplazamiento de la superestructura, asociado a la capacidad de cada miembro (columna, pila u otro de los elementos portantes), para cada uno de los estados límites (i) siguientes:
 - (i=1) primera cedencia
 - (i=2) daños limitados a agrietamientos
 - (i=3) daños moderados, reparables
 - (i=4) daños irreparables en el límite de la seguridad
 - (i=5) pérdida de capacidad portante
- $\Delta_{g.d.i}$ = demanda de desplazamiento no sísmica (gravitacional) para cada combinación de cargas
- $\Delta_{s.d.i}$ = demanda de desplazamiento por sismo a nivel de superestructura

Si, como resultado de aplicar la ecuación 5.2, $(r_{e.l.i}) \geq 1.5$ para el estado límite (i), ese estado no ocurrirá. Si $(r_{e.l.i})$ es mayor que 1.0 pero inferior a 1.5, el estado límite puede ocurrir; pero, si es inferior a 1.0 seguro será alcanzado. Aquí, el Proyectista debe decidir si ese estado límite es tolerable, tomando en consideración la probabilidad de ocurrencia del sismo considerado en el diseño.

Art. 5.6.7. Modificaciones del Amortiguamiento en el Espectro de Respuesta de Aceleraciones

Cuando se emplean espectros con 5% de amortiguamiento referido al crítico (véase la **Figura II 4-1**), se presupone respuesta elástica del sistema. No obstante al considerar respuestas inelásticas como se espera para sismos intensos, conviene reflejarlo en el espectro.

Esto se puede relacionar con el factor de ductilidad de desplazamientos (μ) en la forma que se indica en esta sección, para lo cual se requiere determinar el cociente:

$$\mu = \Delta / \Delta_y \quad \text{II 5-3}$$

Donde: $\Delta > \Delta_y$, pues Δ es el desplazamiento que, además de los desplazamientos precedencia, incorpora la demanda de ductilidad.

Los valores de la aceleración espectral (S_a) en el espectro modificado se pueden expresar del siguiente modo:

- Para períodos largos ($T > T^*$) se cumple: $S_a = g [F_v S_1 / B_L T]$
- Para períodos cortos ($T < T_s$) se cumple: $S_a = g [F_a S_s / B_s]$

Si se desea expresar en términos de desplazamiento espectral (S_d), para períodos largos se cumple:

$$S_d = S_a / \omega^2 = S_a [T^2 / 4\pi^2] = [F_v S_1 / B_L] (gT / 4\pi^2) \quad \text{II 5-4}$$

donde ω es la frecuencia angular $2\pi/T$ (1/seg)

Los valores de B_s y B_L reflejan el amortiguamiento viscoso efectivo en la forma que se da en la **Tabla II 5-6**.

Tabla II 5-6: Factores de Amortiguamiento para valores de $\mu > 1.0$

Tipo de Subestructura	Amortiguamiento Viscoso Efectivo h_{eff}	Factor de Amortiguamiento	
		B_s (períodos cortos)	B_L (períodos largos)
Columnas no dúctiles según diseño convencional	$0.05 + 0.16 (1-1/\mu)$	$[h_{eff}/0.05]^{0.5}$	$[h_{eff}/0.05]^{0.3}$
Columnas dúctiles, diseñadas para soportar sismos	$0.05 + 0.24 (1-1/\mu)$		

Nota: μ = factor de ductilidad de desplazamientos

Combinando las ecuaciones anteriores para eliminar T , se obtiene como coeficiente de Demanda de Ductilidad (C_d) para períodos largos ($T \geq T^*$):

$$C_d = [g/S_d][F_v S_1/2\pi B_L]^2 \quad \text{II 5-5}$$

Para un valor particular de B_L se puede graficar el espectro: Capacidad/Demanda como se indica en la **Figura II 5-6**.

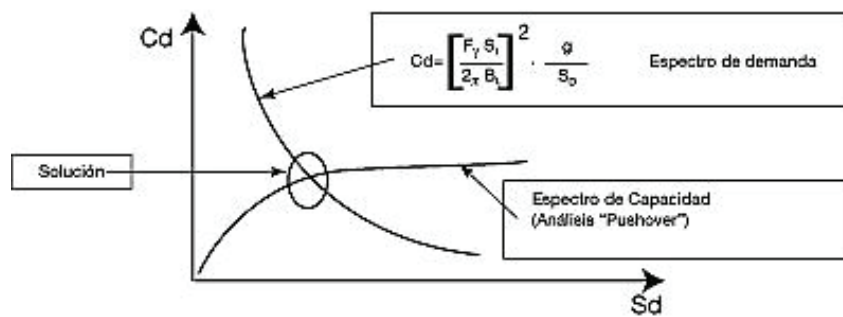


Figura II 5-6: Curvas espectrales del Coeficiente de Demanda Sísmica de Desplazamientos vs la Curva de Capacidad para períodos largos (Representación de FHWA-NHI-15, 2014, Figure 5-4, p. 5-36)

De igual modo, se puede obtener la variación de C_d para períodos cortos ($T < T^*$) con la siguiente:

$$C_d = F_a S_s / B_s \quad \text{II 5-6}$$

Art. 5.6.8. Cálculo de la Respuesta del Puente

El espectro de Capacidad/Demanda presupone que el espectro de capacidades (C_c vs Δ) durante un sismo dado cuya demanda (C_d vs Δ) (C_d vs S_d) también es conocida. La dificultad está en que, de antemano, no se conocen B_s y B_L . Esto requiere iteración, comenzando con un desplazamiento inicial estimado. Una secuencia de los principales pasos a seguir se explica en los Comentarios.

Art. 5.7. Recomendaciones de Modelado

Art. 5.7.1. General

El modelo matemático a ser empleado en análisis dinámicos debe incluir: resistencia; rigidez; masas; características de disipación de energía de los miembros estructurales y componentes del puente.

En puentes regulares, el empleo del modelado unidimensional de vigas y columnas, es adecuado. No así en puentes con irregularidades como aquellos de planta curva o con esviaje; en estos casos se recomiendan modelos tridimensionales.

Columnas cortas o pilas pueden ser modeladas como un solo elemento. Columnas altas deben modelarse como 2 o más elementos, especialmente si son de masa significativa.

Si se desea evaluar el puente por segmentos, el modelo se puede aceptar siempre que los segmentos no tengan periodos de vibración muy diferentes. Entre segmentos adyacentes, el cociente (periodo corto/periodo largo) no debe ser inferior a 0.70. Si es inferior el modelo debe limitarse a 5 segmentos. El primer y quinto segmento son de borde e interactúan con el resto de la estructura.

Las respuestas en direcciones ortogonales deben combinarse para obtener las sollicitaciones de diseño.

Art. 5.7.2. Distribución de Masas

El número y ubicación de los grados de libertad, es una representación de la distribución de masas. Dado que la mayor parte de la masa de un puente se encuentra en la super-estructura, de 4 a 5 elementos por vano son generalmente suficientes en el modelo.

Para pilas en forma de C u otras configuraciones, se debe incluir el momento de inercia rotacional de la masa a lo largo del eje longitudinal.

Art. 5.7.3. Distribución de Rigideces

Usualmente los valores de rigidez elástica son contrastados al final del análisis con el resultado del desempeño no lineal de los elementos resistentes a sismos. Debe tenerse presente que, para niveles de deformación unitaria cercanos a la cedencia, las rigideces se reducen debido al agrietamiento. La rigidez de secciones agrietadas se puede obtener del análisis momento-curvatura de sección transversal. Cuando se trate de miembros de acero, el análisis debe basarse en propiedades elásticas.

Las regiones dominadas por flexión donde se espera que las rótulas plásticas se formen en los extremos del miembro, la rigidez efectiva a la flexión, $E_c I_{eff}$, se puede determinar a partir de la curvatura teórica a la flexión (ϕ_y) dada por:

$$\phi_y = 2\varepsilon_y/D' = M_n / (E_c I_{eff}) \quad \text{II 5-7}$$

- $\varepsilon_y = f_y/E_s$
- $f_y =$ esfuerzo cedente
- $E_c =$ módulo de elasticidad del concreto
- $E_s =$ módulo de elasticidad del acero
- $D' =$ distancia centro a centro de las capas más alejadas de refuerzo longitudinal en una sección, en sentido normal al eje neutro por flexión.
- $M_n =$ momento cedente nominal (resistencia cedente teórica) del miembro.

De lo anterior se desprende que la rigidez efectiva a la flexión de una columna de concreto estructural, severamente afectada es:

$$E_c I_{eff} = M_n \times D' / (2\varepsilon_y) \quad \text{II 5-8}$$

En la **Tabla II 5-7** se dan las rigideces de los componentes.

Tabla II 5-7: Rigideces de los componentes, cambios donde haya Fisuración

Componentes	Rigidez a la Flexión	Rigidez al Corte	Rigidez Axial
Columnas de concreto armado, vigas y cabezales donde se espera agrietamiento, mas no la rotulación	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
Vigas pretensadas, cabezales y pilas donde no se espera agrietamiento	$E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas de concreto, pilas y muros donde se espera que ocurra rotulación plástica	$M_n D' / (2 E_y)$	$0.2 E_c A_g$	$0.5 E_c A_g$

donde:

- E_c = módulo de elasticidad del concreto
- I_g = momento de inercia empleando dimensiones de la sección. gruesa
- A_w = área de la columna o viga, sometida a corte
- A_g = área de la sección transversal de la columna o viga empleando dimensiones de la sección. gruesa
- M_n = momento cedente nominal de la columna o viga
- D' = distancia entre las capas más externas del refuerzo longitudinal

CAPÍTULO II 6. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

El análisis para el diseño estructural de puentes se podrá realizar empleando el método de fuerzas o el método de desplazamientos establecidos en la Especificación AASHTO LRFD y en la Guía AASHTO LRF, respectivamente.

Art. 6.1. Estrategia de Diseño

Todos los puentes que, según se establece en la **Tabla II 4-4**, califiquen como de Categoría de Diseño B, C ó D, deben contar con un sistema estructural identificable. El diseño del mismo, bajo las acciones sísmicas establecidas en el **CAPÍTULO II 4**, debe realizarse con arreglo a uno de los tres mecanismos que se dan a continuación:

- 1) Subestructura dúctil, con superestructura esencialmente elástica, incluida la formación de rótulas plásticas en los elementos de soporte como lo son columnas y muros. Las fuerzas inerciales son absorbidas por la resistencia pasiva del suelo. La formación de rótulas bajo la superficie del terreno se ha dado en algunos casos, aun cuando las dificultades de identificación y reparación no las hace recomendables.
- 2) En puentes con superestructura de acero, con frecuencia el desempeño revela su respuesta inelástica en marcos contra-venteados dúctiles, manteniéndose la subestructura esencialmente dentro del rango de la respuesta elástica.
- 3) Respuesta elástica de la superestructura y de la subestructura con un mecanismo tipo fusible entre ambas. Tales fusibles pueden ser apoyos tipo aisladores sísmicos o dispositivos disipadores de energía. Es el caso de amortiguadores para disipar energía y controlar las fuerzas que se transmiten de la superestructura a la subestructura.

Art. 6.2. Método de las Fuerzas

La Especificación AASHTO LRFD provee todos los requisitos para realizar el diseño de un puente por el método de las fuerzas, una vez definida la Zona de Desempeño Sísmico del puente según la **Tabla II 4-3**.

Art. 6.3. Método de los Desplazamientos

La Guía AASHTO LRFD provee los requisitos que deben seguirse para realizar el diseño de un puente según el método de desplazamientos una vez que se define la Categoría de Diseño Sísmico del puente según la **Tabla II 4-4**.

Art. 6.4. Puentes Temporales

Son estructuras de carácter temporal para el caso de reparación o rehabilitación de algún puente existente, o para la construcción de un nuevo puente. Detalles para este tipo de puentes se dan en la Especificaciones AASHTO LRFD, así como en la Guía AASHTO LRFD.

Art. 6.5. Puentes de un solo Tramo

Para emplear métodos simplificados, el puente debe ser clasificado según los criterios que se dan en: Clasificación Operacional (**Tabla II 1-1**), el Desempeño Esperado (**Tabla II 4-3**) y la Categoría de Diseño Sísmico (**Tabla II 4-4**). Estos puentes deben satisfacer las siguientes condiciones:

- a) la Importancia Operacional del puente (**Tabla II 1-1**). Quedan excluidos puentes cuya Importancia Operacional sea crítica.
- b) el puente se considera regular. Quedan excluidos los puentes tipo armadura.
- c) clasifica como Zona de Desempeño 2 ó 3 (**Tabla II 4-3**), Categoría de Diseño Sísmico B ó C (**Tabla II 4-4**). Se excluyen puentes clasificados como Zona de Desempeño 4 y/o Categoría de Diseño Sísmico D.

- d) se trata de un puente recto y de ancho constante; su longitud total, incluidos los apoyos, no debe exceder 40 m.
- e) la superestructura está compuesta por una losa de concreto o por un tablero sobre vigas de concreto o de acero. Este debe cumplir las funciones de un diafragma rígido en su plano. La relación entre el largo y ancho no debe exceder tres. Quedan excluidos puentes con tableros de madera.
- f) el sesgo máximo ('esviaje') en los extremos no debe superar un ángulo de 20° , sin que la diferencia entre ambos extremos exceda 3° .
- g) la superestructura se diseña como un elemento simplemente apoyado. Los extremos del puente cuentan con diafragmas en línea con los apoyos.
- h) la unión entre el tablero y las vigas, permite que se diseñe como una sección compuesta.
- i) los suelos donde se apoya el puente están libres del riesgo de licuefacción.

Art. 6.5.1. Cargas Permanentes y Cargas Temporales

Se deben considerar las cargas permanentes y las temporales de los artículos 3.5 al 3.9 y 3.11 al 3.15 de la especificación AASHTO LRFD y que no sean relevantes en el diseño sísmico.

Art. 6.5.2. Cargas por Sismo

La fuerza elástica horizontal se define como el producto del coeficiente sísmico espectral C_a por el peso tributario permanente

Art. 6.5.3. Pilas Extremas de Apoyo

Sobre los muros o pilas extremas deben analizarse dos condiciones: (i) presión activa conforme el muro se aleje del terreno; (ii) presión pasiva bajo el empuje de la fuerza inercial del puente contra el terreno. Bajo esta condición, son múltiples los casos donde el muro que llega al nivel de la cota de carretera, se ha dañado por insuficiencia de refuerzo.

La experiencia demuestra que si la junta de expansión es suficientemente amplia para tolerar el desplazamiento cíclico del tablero y el muro de la pila, la presión del terreno será esencialmente activa (dinámica). Esto implica que en uno de los extremos del puente un apoyo fijo deba tomar el 100 % de la fuerza inercial; en el extremo opuesto se puede suponer un porcentaje del orden del 30 % de la fuerza inercial.

Art. 6.5.4. Diseño de los Apoyos

Los apoyos deben quedar anclados a los muros extremos, salvo que sean apoyos deslizantes. Cuando se empleen pernos de anclaje, preferiblemente deben quedar empotrados durante el vaciado del concreto.

Los pernos de anclaje deben ser diseñados para mantener un comportamiento dúctil. Esto requiere armadura de confinamiento en el área de fijación, lo cual permite soportar las tensiones locales.

Art. 6.5.5. Llaves de Cortante

El empleo de las llaves de cortante implica que en su diseño se incluya el valor de sobre-resistencia evaluada en 1.5 veces la capacidad (V_n) de la llave:

$$V_{ll,c} = 1.5 V_n \quad \text{II 6-1}$$

Donde:

- $V_{ll,c}$ capacidad de la llave de cortante
- V_n es la capacidad nominal de la llave de cortante, tomando en consideración las propiedades dinámicas esperadas en los materiales y las condiciones de la superficie de la interfase.

Se recomienda que la disposición de las llaves de cortante sea de forma simétrica.

Art. 6.5.6. Valor Mínimo de la Longitud de Asiento

Para el caso de puentes de un solo vano, como mínimo, la longitud de asiento (L_a en metros) del puente sobre sus apoyos extremos no será inferior a:

$$L_a = I \times (305 + 2.5 \times L) \times (1 + 0.000125 \times S^2) \quad \text{II 6-2}$$

donde:

- I = factor de importancia (**Tabla II 1-1**)
- L = longitud de la superestructura (m)
- S = ángulo de sesgo del apoyo medido a partir de una línea normal a la luz libre del puente, en grados

CAPÍTULO II 7. PARTICULARIDADES DE DISEÑO DE MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO

Art. 7.1. General

Las recomendaciones para confinamiento, traslape, anclaje, pandeo prematuro de barras y otros, en miembros de concreto armado establecidos en el código ACI 318, tienen un amplio sustento que escapa el alcance de este documento. Se revisan aquí algunos casos particulares, que se han presentado en puentes dañados por sismos.

Art. 7.2. Insuficiencia en los Refuerzos a Corte

En especial, el refuerzo de confinamiento en zonas en las cuales se tenga prevista la formación de rótulas plásticas, tanto en columnas de sección rectangular, cuadrados o circulares, es fundamental para asegurar la estabilidad de los lazos de histéresis.

El citado refuerzo cumple la doble función de: (i) evitar el pandeo de la armadura longitudinal; (ii) incrementar las relaciones esfuerzo deformación del concreto confinado. En general, se considera que las espirales de confinamiento en columnas circulares son más eficientes que los estribos cuadrados o rectangulares.

En la **Figura II 7-1** se ilustra una mejora sustancial en columnas de sección cuadrada con la disposición de ganchos de amarre, solución esta que ha sido adoptada en la reparación de columnas de puentes dañadas por sismos pasados.

Art. 7.3. Solapes de Refuerzo

Numerosas fallas en edificaciones y puentes de concreto reforzado han ocurrido por solapes indebidamente ubicados. En términos generales estos deben ubicarse en zonas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas (por ejemplo hacia el tercio central de una columna doblemente empotrada), como se muestra en la **Figura II 7-2**.

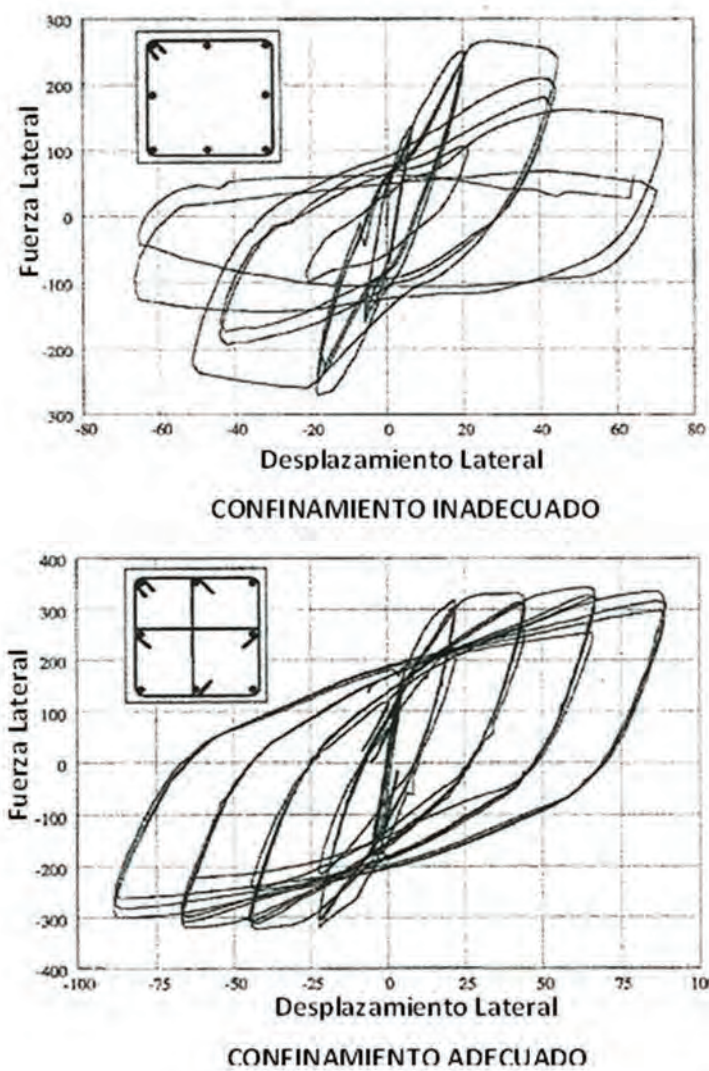


Figura II 7-1: Comportamiento Histerético de una sección mal confinada (superior), en comparación con una bien confinada (inferior). (Fuente: García, 1998, Figure 6-6, page 6-8)

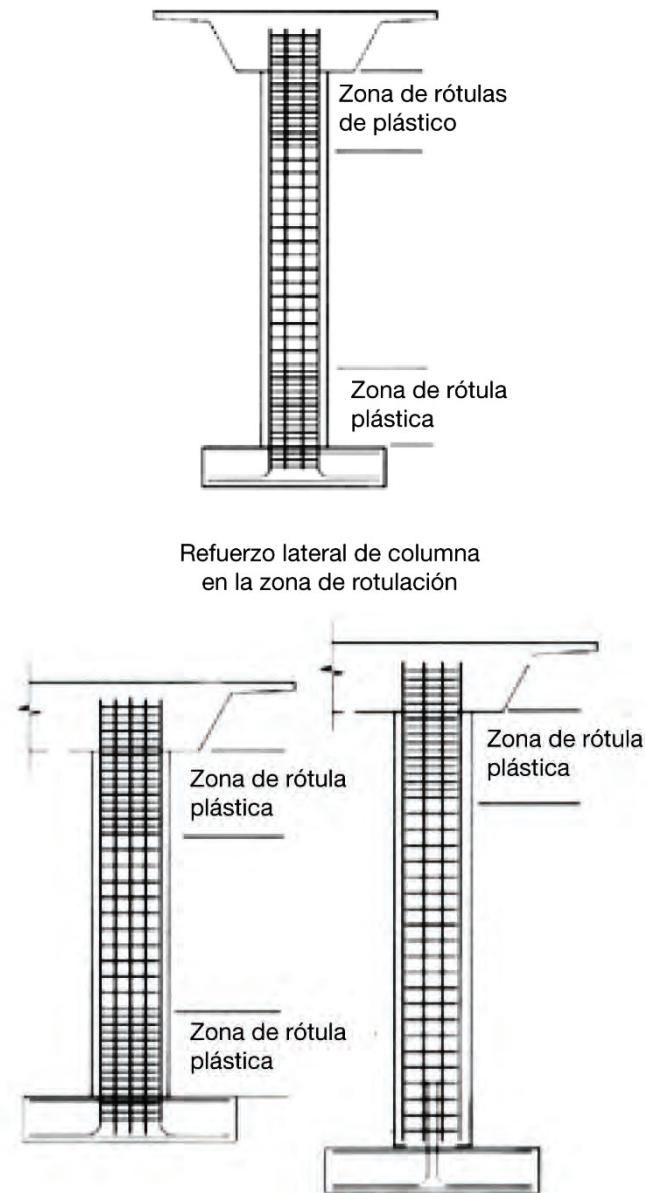


Figura II 7-2: Áreas de confinamiento en zonas donde se anticipa la formación de rótulas plásticas. (Fuente: Adaptado de FHWA-NHI-15, 2014, Figure 6-8 y 6-9, page 6-11)

Igual recomendación es válida si se tiene prevista la soldadura a tope de barras de gran diámetro (electro soldadura). En sismos pasados, barras soldadas de gran diámetro fallaron

por tracción, como por ejemplo en el terremoto de Kobe, Japón 1995, según se muestra en la **Figura I 30-11** de la Parte I.

Art. 7.4. Columnas Entrelazadas

Para columnas de puentes que deban soportar cargas elevadas, no resulta adecuado el armado tradicional como es el caso de la columna que se muestra en la **Figura I 30-12** de la Parte I, la cual falló por la combinación de corte y fuerza axial en el terremoto de Kobe el año 1995. Para estas grandes secciones la solución de un armado entrelazado como el que se da en la **Figura II 7-3** tiene ventajas. Entre ellas, el estribaje con espirales es más eficiente como refuerzo de confinamiento que con estribos cuadrados o rectangulares; el entrelazado se asegura con estribos de una rama.

Previsión debe tomarse cuando se trate de columnas de poca altura donde, las fuerzas cortantes actuantes superen la fuerza cortante asociada a la rotulación por flexión, Este aspecto se trata en la próxima Sección.

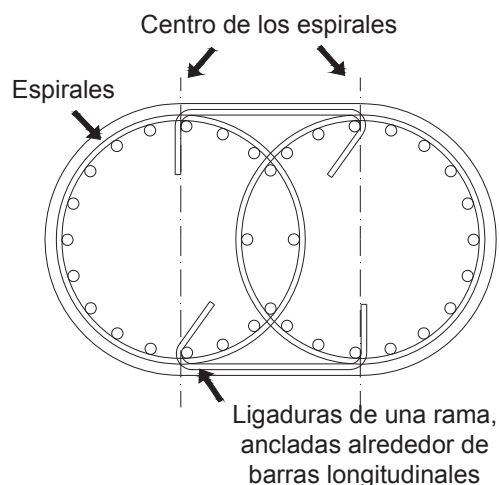


Figura II 7-3: Armado de dos espirales entrelazadas, vinculadas con estribos de una rama. (Fuente: Correal et al., 2004)

Art. 7.5. Columnas con Ensanchamientos de Sección

Precaución especial merecen las columnas con ensanchamiento de sección generalmente en el tope para soportar el tablero del puente. Su desempeño en sismos intensos no ha sido el

esperado por dos imprevisiones en el Proyecto: (a) el ensanchamiento reduce la longitud de la columna, aumentando la fuerza cortante; (b) la localización de la rótula, en la parte donde se inicia el ensanchamiento, no está debidamente confinada y la falla es por pandeo del refuerzo principal, con lo cual pierde su capacidad portante. En la **Figura II 7-4** se ilustra un caso del terremoto de Northridge, 1994.

Art. 7.6. Muros de Concreto

El desempeño en sismos pasados, revela que los muros de concreto han tenido, en general, un buen comportamiento. Debe tenerse presente que han sido menos empleados que otros tipos de infraestructura como son las columnas o pilas de concreto.



Figura II 7-4: Pandeo de acero principal, probablemente iniciada por una falla debido al elevado cortante en esa columna corta. (Fuente: EERI, 1995c, p. 318)

Art. 7.6.1. Fuerzas de Diseño

Los resultados de ensayos presentados por Haroun et al, en 1993, confirman que en la dirección del plano son más resistentes que bajo cargas ortogonales generadas por el sismo (dirección longitudinal del puente). En el sentido del plano, los cortantes de diseño no deben exceder $8 \times (f_c)^{0.5}$ (unidades psi), $0.56 \times (f_c)^{0.5}$ (unidades Kg/cm²). O sea, aproximadamente $0.15 \times f_c$ (unidades Kg/cm²).

La demanda máxima al corte en el muro debe cubrir los siguientes valores:

- 1) la fuerza elástica obtenida del análisis, no reducida;
- 2) la resistencia última de la fundación;
- 3) la resistencia última de la conexión entre el muro y la super-estructura

Solicitado en la dirección ortogonal al plano del muro, como medida preventiva conviene: (i) anclar barras principales en la fundación; (ii) confinar esa armadura hasta una altura del orden del doble del ancho.

Art. 7.6.2. Armado

Experimentalmente se ha comprobado que incrementando los porcentajes de refuerzo, el desempeño histerético bajo acciones inelásticas es más estable. En la dirección más débil, la colocación de barras horizontales abrazando las verticales y extendiendo estas últimas en las fundaciones sin solapes, es más eficiente y de respuesta menos degradable. Esto presupone la disposición de ganchos de una rama, con un extremo a 135° y el segundo a 90° . Estos, debidamente alternados, impiden el pandeo de las barras verticales, observado en algunos casos con fuerte degradación de resistencia a la flexión. En la **Figura II 7-5**, se da la solución propuesta en (Caltrans, 1999).

Innecesario advertir que, en la zona de rotulación, el confinamiento debe asegurarse limitando la separación de los refuerzos horizontales recién mencionados como se ilustra en la **Figura II 7-5**.

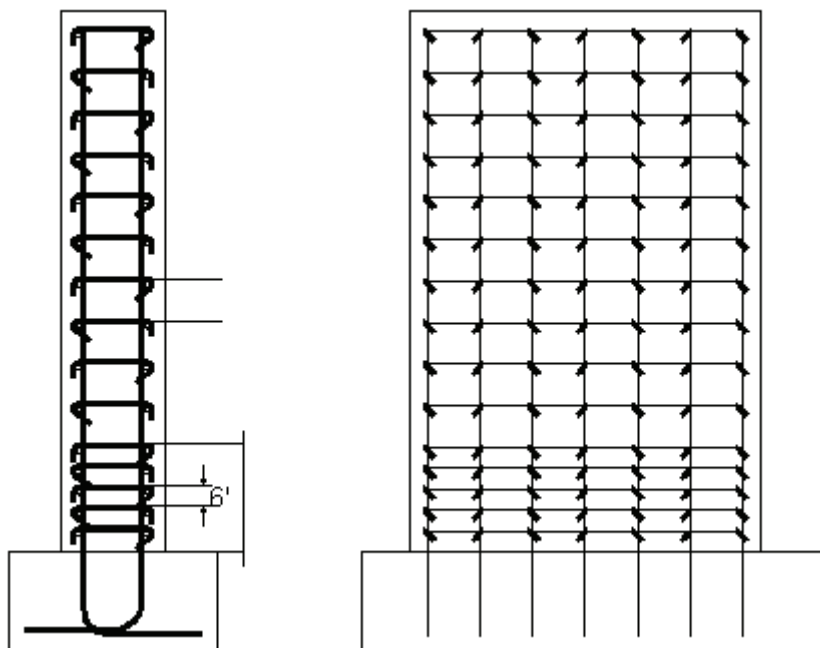


Figura II 7-5: Refuerzo de confinamiento de un muro-pila lateral. Acero vertical sin empalmes, anclado a la fundación, arriostrado horizontalmente con ganchos. (Fuente: Caltrans, 1999)

Art. 7.7. Transmisores de Corte

Usualmente dispuestos en los apoyos extremos, también son usados para dar continuidad al tablero sobre apoyos intermedios. Estos últimos tratan de evitarse cuando el tablero sea una viga cajón no accesible.

CAPÍTULO II 8. CÁLCULO DE LA RESPUESTA INELÁSTICA

Art. 8.1. Introducción

El diseño de cualquier estructura para resistir deformaciones inelásticas debidas a eventos extremos como es el caso de los sismos, requiere el cálculo de la capacidad de deformación y correspondiente resistencia de la estructura. El enfoque de diseño para cargas gravitacionales requiere una reserva resistente. Por ejemplo, la resistencia del concreto a considerar en el cálculo tiene una probabilidad de ser excedida del orden del 90%. Igual comentario procede para los esfuerzos cedentes del acero, siendo la probabilidad de excedencia algo mayor.

Si bien en el diseño se emplean resistencias nominales, la máxima resistencia puede ser mucho mayor que aquella obtenida con propiedades nominales. Tal sobrerresistencia (λ) es función de la fuerza axial como se ilustra en la **Figura II 8-1** de Priestley et al (1996) para el caso de columnas con sección circular. En la Figura, las curvas reflejan diferentes porcentajes del refuerzo longitudinal (ρ_l). Obsérvese que el factor de sobrerresistencia (λ) varía entre 1.3 y 1.8. De aquí que, en el citado trabajo de Priestley se afirme lo siguiente: “*Para el diseño sísmico, las consecuencias de una sobre-predicción de la resistencia de diseño a la flexión de una rótula plástica son menos significativas que aquellas que subestiman la capacidad de sobrerresistencia*”.

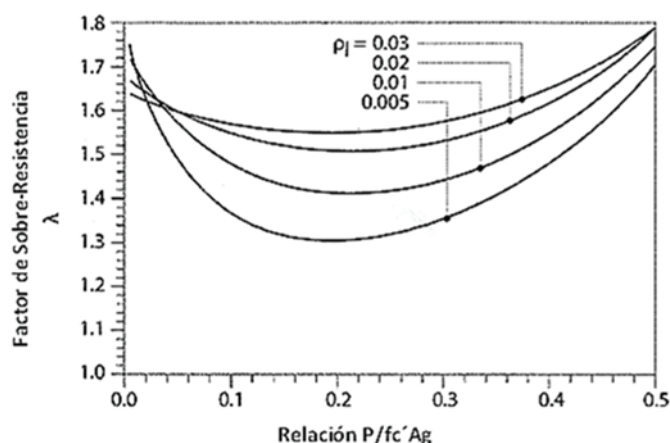


Figura II 8-1: Relación entre el factor de sobre-resistencia (λ) y la relación de carga axial actuante dividida por $A_g \times f_c$.
(Fuente: Priestley et al., 1996)

Art. 8.2. Diagramas Momento-Curvatura en Concreto Armado

Para el diseño sismo-resistente de nuevos puentes o en la evaluación de puentes ya construidos, se requiere calcular los efectos de la cedencia en los diagramas momento curvatura. Las curvaturas pueden ser sumadas o integradas a lo largo del miembro para determinar la rotación y el desplazamiento. Si sólo interesa conocer la capacidad a flexión puede ser de interés conocerla con arreglo a un método basado en fuerzas; a su vez la relación con la deformación es esencial para calcular los desplazamientos de la estructura en los métodos basados en desplazamientos, especialmente si las deformaciones inelásticas se toman en cuenta.

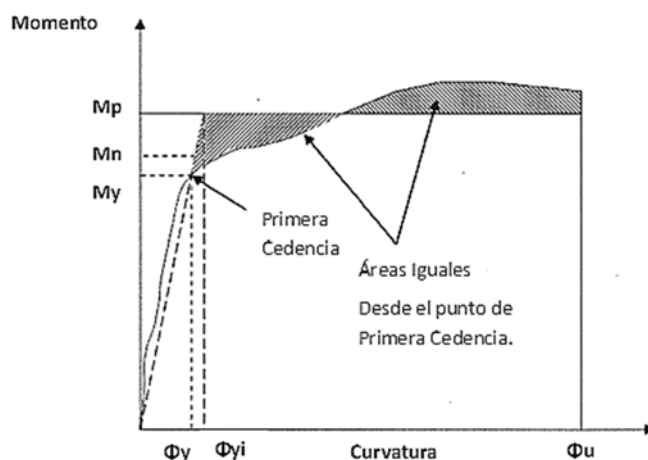


Figura II 8-2: Relación idealizada del Momento (M_p) – Curvatura Última (ϕ_u). (Fuente: Caltrans, 2013)

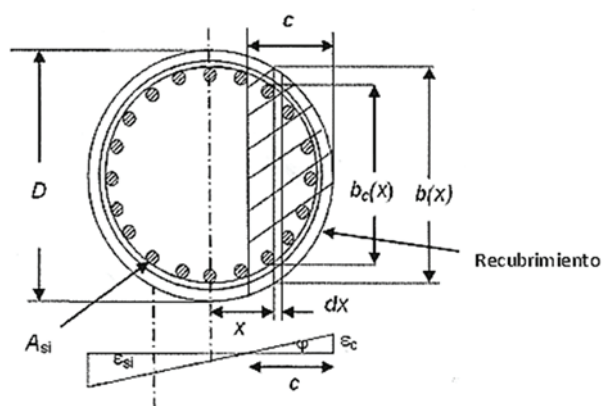


Figura II 8-3: Símbolos empleados para el cálculo de la Curvatura en una sección circular. (Fuente: NHI, Cap 6, Figure 6-28, p. 6-37)

Las deformaciones inelásticas se permiten: (i) en el terreno; (ii) en las rótulas plásticas. En estas últimas, el cálculo del diagrama momento-curvatura que se da en la **Figura II 8-2**, para una sección circular con una fuerza axial aplicada como la de la **Figura II 8-3**, sigue los siguientes pasos:

- 1) Modelar la sección con su geometría y relaciones (σ - ϵ) para el concreto, concreto confinado y acero de refuerzo
- 2) Establecer la deformación de la fibra extrema a compresión (ϵ_c)
- 3) Adelantar una estimación de la ubicación del eje neutro (c)
- 4) Calcular las deformaciones (ϵ) a varias distancias del centro de gravedad de la sección suponiendo que la sección se mantiene plana (ϵ_x)
- 5) Calcular los esfuerzos en las barras y en secciones de concreto con base a la información dada en (i).
- 6) Sumar fuerzas y comparar el resultado con la fuerza axial aplicada P_{ap}
- 7) Si se cumple $P = P_{ap}$ pasar al punto (viii). En caso contrario volver al punto (iii) y desplazar el eje neutro.
- 8) Sumar los momentos alrededor del centro de gravedad de la sección para obtener M
- 9) Calcular la curvatura como el cociente (ϵ_c/c)
- 10) Repetir los pasos del (ii) al (ix) hasta que se alcancen las deformaciones límite del concreto confinado o del acero

Art. 8.3. Cálculo de Deflexiones en Miembros de Concreto Armado

El procedimiento recién descrito requiere una longitud de rótula plástica para el cálculo de desplazamientos. Para ello se puede considerar una columna en cantiléver (voladizo sin carga lateral). Aplique ahora una carga lateral (F), monotónicamente creciente, en el nivel de la

superestructura, siguiendo el esquema del empuje progresivo ("*pushover*"). Los posibles estados últimos a considerar son: rotura del acero a tracción, aplastamiento del concreto u otros modos de falla local. En la **Figura II 8-3** se identifican variables de la sección circular de concreto armado. La deformación plástica previa a que se alcance la máxima rotación plástica permisible, primer estado límite del desplazamiento último (Δ_U) que aquí es el Estadio 4 (véase la **Figura II 8-4**). Entre el Estadio 0 y el Estadio 1 la columna se deforma elásticamente y su desplazamiento lateral (Δ_e) es igual a:

$$\Delta_e = FL^3 / (3 E_c I_{eff}) \quad \text{II 8-1}$$

donde:

- L = longitud desde el extremo empotrado de la columna, al extremo superior libre (o al punto de inflexión si esta doblemente empotrada)
- $E_c I_{eff}$ = rigidez efectiva del miembro, incluyendo los efectos de fisuración y/o agrietamiento, que pueden ocasionar limitadas reducciones en la inercia de las secciones.

Cuando se alcanza la resistencia cedente del miembro (F_p , M_p) y $\Delta_e = \Delta_{yi}$ el desplazamiento cedente idealizado viene dado por:

$$\Delta_{yi} = F_p L^3 / (3 E_c I_{eff}) = M_p L^2 / (3 E_c I_{eff}) = \phi_{yi} L^2 / 3 \quad \text{II 8-2}$$

donde:

- $M_p = F_p L$ = capacidad del momento plástico
- $\phi_{yi} = M_p / (E_c I_{eff})$ curvatura cedente idealizada

Para el componente del desplazamiento plástico Δ_p (Estadio 3 e inicio del Estadio 4):

$$\Delta_p = \phi_p L_p (L - 0.5 L_p) \quad \text{II 8-3}$$

donde:

- L_p = longitud equivalente de la rótula plástica
- ϕ_p = según se define en la **Tabla II 8-1**, de la *Federal Highway Administration* (FHWA, 2006)

Tabla II 8-1: Valores de la Curvatura Plástica (ϕ_P) asociadas a diversos Estados Límites en columnas y vigas de concreto armado. (Fuente: FHWA, 2006)

Estado Límite de Columnas o Vigas de Concreto Reforzado	Curvatura Plástica, ϕ_P
Falla por compresión de concreto no confinado	$\phi_P = (\epsilon_{cu} / c) - \phi_y$
Falla por compresión de concreto confinado	$\phi_P = [\epsilon_{cu} / (c - d'')] - \phi_y$
Rotura del refuerzo longitudinal	$\phi_P = [\epsilon_{s, \text{máx}} / (d - c)] - \phi_y$
Pandeo de las barras longitudinales	$\phi_P = [\epsilon_b / (c - d')] - \phi_y$
Fatiga de bajo ciclaje del refuerzo longitudinal	$\phi_P = 2 \epsilon_{ap} / (d - d') = 2 \times \epsilon_{ap} / D'$

donde:

- ϕ_P = curvatura plástica
- ϵ_{cu} = deformación unitaria del concreto no confinado, no mayor a 0.005
- c = distancia entre la fibra sometida a compresión máxima del recubrimiento de concreto y el eje neutro
- d'' = equivale al espesor de recubrimiento más la mitad del diámetro del acero de confinamiento
- $c - d''$ = profundidad del concreto confinado bajo compresión
- ϵ_{cu} = deformación unitaria del núcleo confinado de concreto, a la compresión, el cual se puede estimar como:

$$\epsilon_{cu} = 0.005 + (1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}) / f_{cc}' \quad \text{II 8-4}$$

- ϵ_{su} = deformación unitaria bajo el máximo esfuerzo del refuerzo transversal
- $\epsilon_{s, \text{máx}}$ = deformación unitaria en fractura por tracción de barras de refuerzo
- f_{yh} = esfuerzo cedente del acero transversal
- ρ_s = relación volumétrica del refuerzo transversal

- f_{cc}' = resistencia del concreto confinado
- d' = distancia de la fibra extrema a la compresión al centro de la barra a la compresión más cercana
- ϵ_b = deformación unitaria de pandeo del acero de refuerzo longitudinal. Si la separación de barras se encuentra entre $6 d_b$ y $30 d_b$ la deformación unitaria de pandeo puede adoptarse como: $2 f_y / E_s$.
- D' = distancia entre las capas externas de acero longitudinal ($d - d'$); en secciones circulares el alcance del diámetro del refuerzo longitudinal
- ϵ_{ap} = amplitud de la deformación unitaria plástica, dada por: $0.08 (2N_f)^{-0.5}$, donde N_f es el número de ciclos de igual amplitud, aproximado como:
- $N_f = 3.5 (T_n)^{-0.33}$ para N_f menor que 10, y T_n período fundamental de vibración del puente.

El desplazamiento total (Δ_U) viene dado por la suma de

$$\Delta_U = \Delta_{yi} + \Delta_p \quad \text{II 8-5}$$

donde:

- Δ_{yi} = componente elástica del desplazamiento que corresponde a la cedencia idealizada
- Δ_p = la componente plástica del desplazamiento

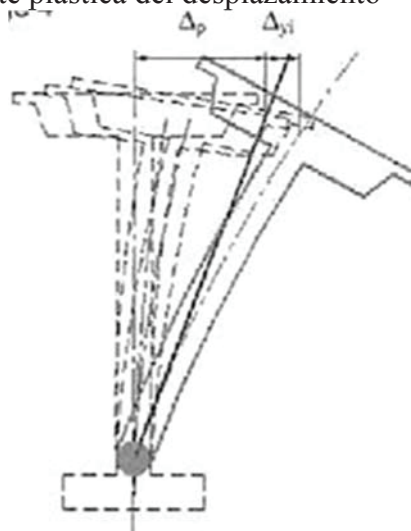


Figura II 8-4: Desplazamiento total Δ_U es igual a: la suma del desplazamiento cedente idealizado Δ_{yi} más el desplazamiento plástico Δ_p asociado a la rotación en la rótula (último Estadio de Δ_U , denominado Estadio 4). (Fuente: FHWNA-NHI-15, Cap. 6, Figure 6-32, p. 6-51)

A los fines del análisis, la longitud de la rótula plástica para columnas (L_p) puede tomarse como: la longitud equivalente de columna a lo largo de la cual la curvatura plástica se supone constante para estimar la rotación plástica. El desplazamiento plástico de un miembro en voladizo equivalente, desde el punto de máximo momento se puede determinar empleando la rotación plástica y la longitud equivalente del voladizo.

Esta longitud (L_p) varía según la configuración de la columna. En la **Tabla II 8-2** que sigue se dan ejemplos.

Tabla II 8-2: Longitud de Rótula Plástica (L_p) para miembros de Concreto Reforzado (Fuente: FHWA, 2006)

Caso	Configuración del Miembro	Longitud Equivalente de la Rótula Plástica (L_p) (inches)
1	Columnas de concreto armado empotradas en fundaciones, viga superior, cabezal sobredimensionado o tope de pila en pórtico	$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye} d_{bl} \geq 0.3 f_{ye} d_{bl}$ L = longitud desde el extremo empotrado al extremo superior libre (o al punto de inflexión si esta doblemente empotrada) f_{ye} = esfuerzo cedente esperado de barras longitudinales de refuerzo (ksi) d_{bl} = diámetro nominal de barras longitudinales de refuerzo (inches)
2	Miembros de fundación de concreto armado o pretensado; el contacto con el terreno, tiende a distribuir las curvaturas a lo largo del miembro y forma la rótula dentro del terreno	$L_p = 0.1H' + D^* \leq 1.5 D^*$ D^* = diámetro del miembro o dimensión de la sección en la dirección bajo consideración H' = longitud desde la superficie del terreno hasta el punto donde cambia el signo del momento
3	Miembros donde se haya confinado especialmente la zona de rotulación, tal como camisas de acero o por recrecimiento de secciones de columnas.	$L_p = G_r + 0.3 f_{ye} \times d_{bl}$ G_r = espacio entre el recrecimiento de la sección o tope de la camisa de acero y la viga (inches) $(f_{ye}$ y d_{bl} , idem Caso1)

Obsérvese que la deriva total tiene una componente elástica (Δ_e) relacionada a la esbeltez del miembro estructural y la componente plástica (Δ_p) que depende de la rotación plástica de la rótula, que a su vez depende de la curvatura inelástica dentro de la zona de rotulación.

El Estado Límite que gobierna la capacidad de rotación es aquel que tenga la menor capacidad de rotación (o curvatura plástica ϕ_p). Se deberán explorar los siguientes Estados Límites:

- 1) Falla por compresión de concreto no confinado (recubrimiento)
- 2) Falla por compresión de concreto confinado

- 3) Rotura por tracción de barras de refuerzo longitudinal
- 4) Falla por pandeo a la compresión de refuerzo longitudinal
- 5) Fatiga de bajo ciclaje del refuerzo longitudinal
- 6) Falla de la zona de empalme de barras de refuerzo. En general debe ser evitado en áreas de alta demanda de ductilidad o donde se espere la formación de una rótula plástica.
- 7) Falla por corte del miembro que limite el desempeño dúctil
- 8) Falla de una junta adyacente.

Art. 8.4. Desempeño de Columnas de Puentes de Concreto Armado

Investigaciones sobre la vulnerabilidad de columnas, luego del sismo de San Fernando de 1971 y otros posteriores, permitieron establecer un estimador de vulnerabilidad de columnas (Column Vulnerability Rating: CVR) empleado en manuales de adecuación de puentes. Este se evalúa como:

$$\text{CVR} = 13 - 6 L_c / (P_s F b_{\text{máx}}) \quad \text{II 8-6}$$

- L_c = Altura efectiva de la columna
- P_s = Porcentaje del refuerzo principal de acero
- $b_{\text{máx}}$ = Máxima dimensión transversal de la columna
- $F = 2$, para pórticos de multicolumnas (ambos extremos empotrados)
- $F = 1$, para pórticos con una sola columna empotrada
- $F = 1.5$, para columnas aisladas, ambos extremos empotrados (superestructura tipo cajón con diagonales)
- $F = 1.25$, para columnas aisladas, ambos extremos empotrados (superestructura no-cajón, flexible).

Si se acepta que: (i) las columnas con un mayor porcentaje de refuerzo principal son más vulnerables que columnas similares con un menor porcentaje de refuerzo longitudinal, y; (ii) que valores grandes del cociente ($b_{\text{máx}} / L_c$) aumentan la vulnerabilidad. Se concluye que mientras mayor el (CVR), más vulnerable es la columna a cargas sísmicas y mayor la posibilidad de un desempeño inadecuado.

En la **Figura II 8-5** se ilustran tres curvas que muestran el esqueleto (envolvente de respuesta a cargas cíclicas) para desempeño: frágil; degradación de resistencia; y dúctil. Lo que sigue es especialmente válido para regiones sísmicas moderadas y elevadas.

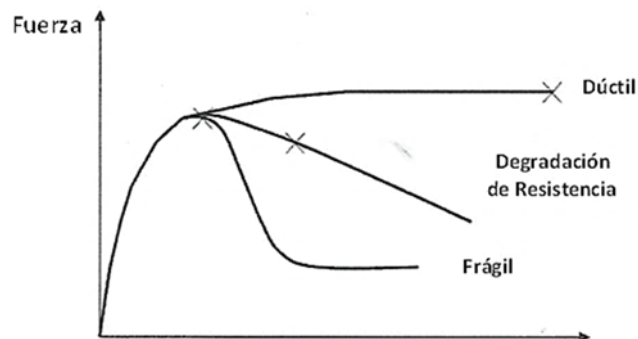


Figura II 8-5: Desempeño de columnas en términos de la Fuerza aplicada (ordenadas) versus Desplazamiento. (Fuente: NHI, 2014, Cap 6, Figure 6-36, p. 6-69)

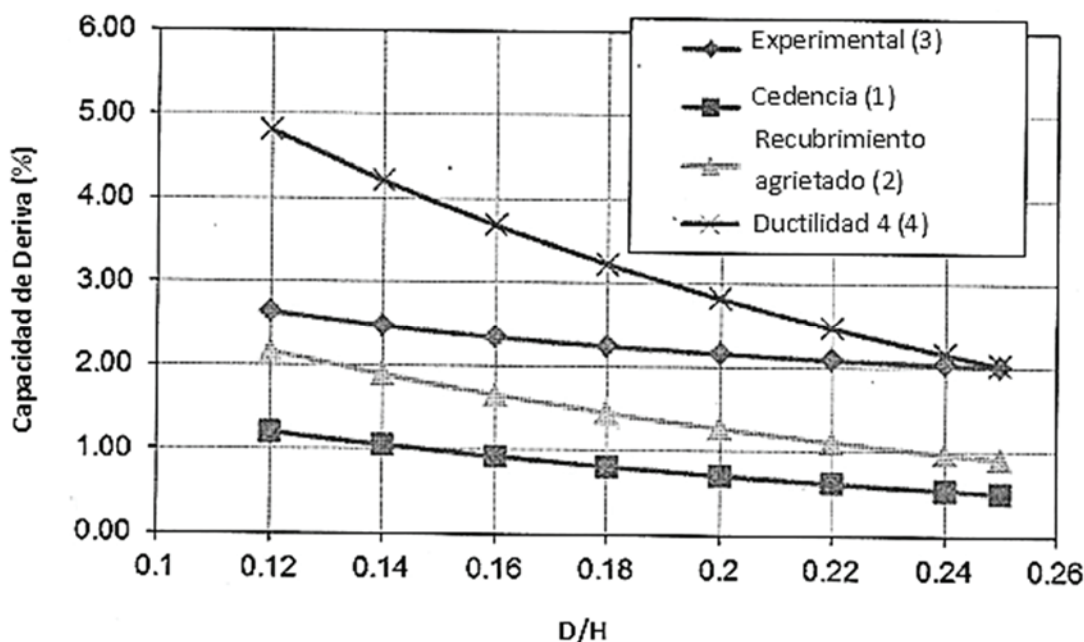


Figura II 8-6: Curvas esqueleto sin indicación de varianza o dispersión de datos entre: la Capacidad de Deriva calculada o medida, vs (D/H). (Fuente: Berry y Eberhard, en Imbsen, 2006)

En la información sobre la capacidad de deriva se ha empleado el trabajo de Berry y Eberhard (Imbsen, 2006); así como una segunda base de datos analítica. En la **Figura II 8-6** la curva obtenida en los ensayos (C1), se compara con la curva (C2) que es la cedencia. La curva (C3)

es representativa de agrietamiento en la zona no confinada ($\epsilon_{conc} = 0.005$) y, la curva (C4) corresponde a demandas de ductilidad (μ) igual a 4.

Las variables representadas en las **Figura II 8-6** a **Figura II 8-8**, se mueven dentro de los siguientes rangos: (i) D= diámetro de la columna en pies (varía entre 3 y 7); (ii) H= altura de la columna en pies (varía entre 20 y 50); (iii) D/H= varía entre 0.12 y 0.25, según se desprende de la Figura.

La **Figura II 8-7** es válida para zonas de bajo peligro sísmico, con capacidades correspondientes a daños menores dado que el detallado para demandas elevadas de ductilidad no es necesario. En este caso, el estado límite esperado es el agrietamiento del recubrimiento. La Figura compara la curva experimental con los umbrales calculados para los Estados Límites indicados. La curva experimental y la del agrietamiento del recubrimiento se refieren al mismo Estado Límite y por tanto pueden emplearse valores promediados.

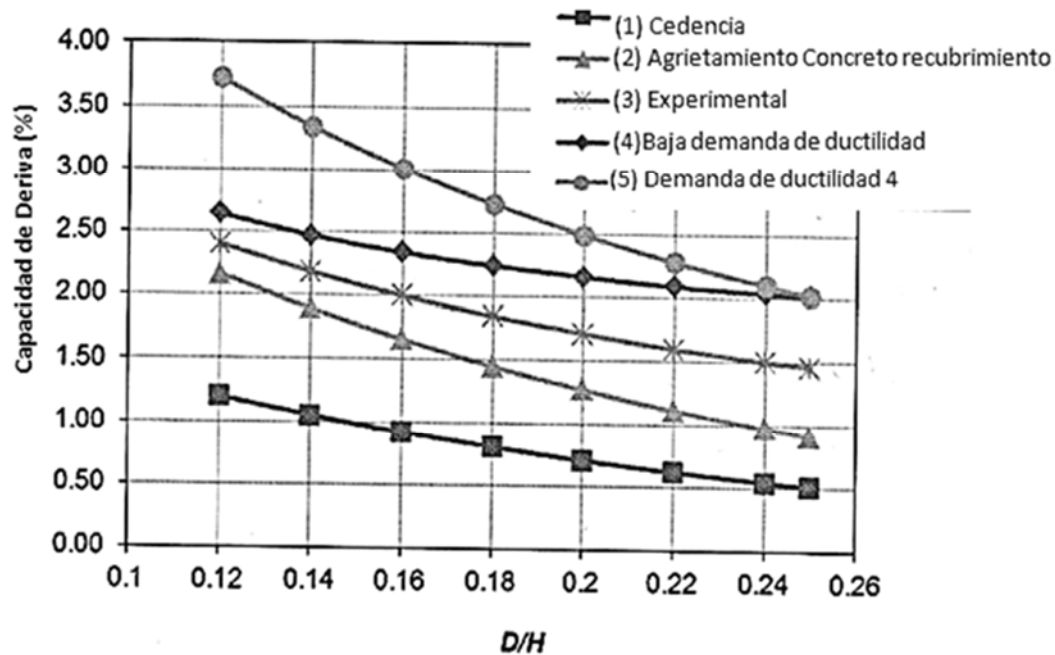


Figura II 8-7: Curvas esqueleto sin indicación de varianza o dispersión de datos, entre la Capacidad de Deriva calculada vs (D/H) en zonas de bajo peligro sísmico. (Fuente: Imbsen, 2006)

La **Figura II 8-8** contiene los resultados dados por (Imbsen, 2006) para una zona sísmica moderada.

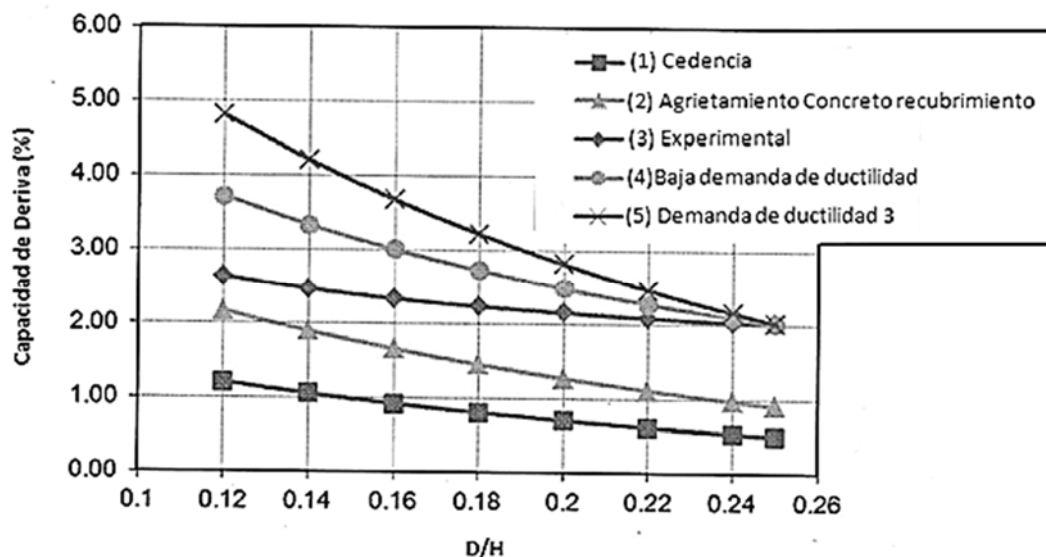


Figura II 8-8: Curvas esqueleto sin indicación de varianza o dispersión de datos, entre: la Capacidad de Deriva calculada vs (D/H) en zonas de peligro sísmico Moderado. (Fuente: Imbsen, 2006).

Art. 8.5. Estructuras Metálicas

Art. 8.5.1. General

No se tratan aquí problemas asociados a detalles de diseño de estructuras metálicas en zonas sísmicas. Se mencionan cinco tipos de desempeño esperado y niveles de daño a ser verificados:

- 1) Respuesta elástica sin daños
- 2) Cedencia local, pandeo muy localizado, algún desplazamiento en las conexiones y daños menores.
- 3) Respuesta inelástica con cedencia, pandeo local visible, deslizamientos repetidos, pandeo generalizado fácilmente visible y
- 4) reparable sin detener el servicio del puente durante largo tiempo
- 5) Cedencia significativa, con daños significativos en la super-estructura, sin alcanzar inestabilidad.

- 6) Fracturas importantes y daño generalizado con colapso parcial o total.

Lo anterior se puede describir gráficamente en forma aproximada de la **Figura II 8-9**, siguiendo la enumeración del (1) al (5) recién anotada.

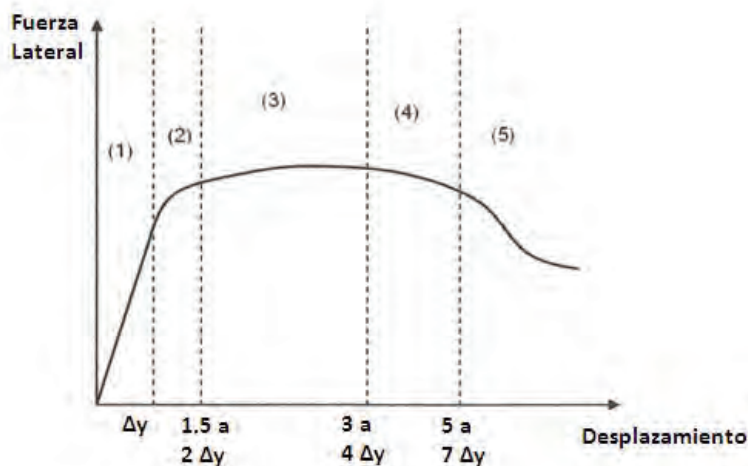


Figura II 8-9: Regiones del desempeño esperado en Estructuras de Acero: (1) Respuesta elástica; (2) Daños menores; (3) Daños moderados reparables; (4) Daños importantes sin alcanzar la ruina; (5) Daño inaceptable y posibilidad de colapso.

Art. 8.5.2. Propiedades de los Aceros Exigidos por ASTM

Las barras de refuerzo con resaltes deben tener contenidos de carbono controlados, para lograr una cedencia y endurecimiento convenientes en la formación de rótulas plásticas. Aquellas que satisfacen los requerimientos ASTM A615, son de uso frecuente. En la **Tabla II 8-4** se comparan algunas propiedades donde, la identificación de variables, se da en la **Figura II 8-10**. En las ordenadas de esa Figura se señalan los valores esperados de la cedencia y del esfuerzo último. La designación de ϵ_{su} en las abscisas, debe emplearse como límite de la deformación unitaria permisible.

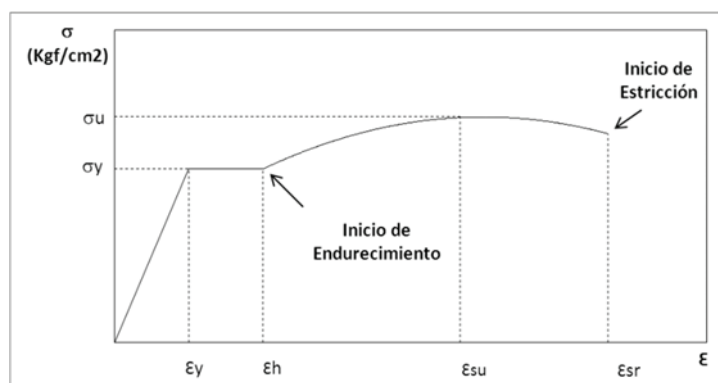


Figura II 8-10: Curva típica entre esfuerzo y deformación unitaria para acero de refuerzo suave (o dulce). Identificación de los puntos singulares anotados en la Tabla II 8-4.

La zona del endurecimiento - $\epsilon_h \leq \epsilon \leq \epsilon_{su}$ - se puede modelar como una parábola de la forma siguiente;

$$\sigma = \sigma_u - (\sigma_u - \sigma_y) \left[\frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)}{(\epsilon_{su} - \epsilon_h)} \right]^2 \quad \text{II 8-7}$$

De acuerdo con las estadísticas de ensayos que ha publicado AASHTO (2009), la relación entre el esfuerzo cedente esperado (σ_{ye}) y el esfuerzo cedente nominal (σ_y), varía según los diferentes tipos de acero. En la **Tabla II 8-3** se anotan los valores medios.

Tabla II 8-3: Relación entre el Esfuerzo Cedente Esperado (σ_{ye}) y el Esfuerzo Cedente Nominal (σ_y), según datos de AASHTO, 2009

Tipo y Grado de Acero	σ_{ye} / σ_y
ASTM A 709 Grado 50, Grado 50W, y A992	1.1
ASTM A 500 Grado B y A 501	1.4
ASTM A709 Grado 36 y A53 Grado B	1.5
API SL X52	1.2

En la **Tabla II 8-4** se comparan propiedades de dos tipos de acero con contenidos de carbono controlados, para lograr una cedencia y un endurecimiento adecuado para la formación de rótulas plásticas. Son de uso frecuente las barras A615; la identificación de variables se da en la **Figura II 8-10**.

Tabla II 8-4: Comparación de propiedades de dos Tipos de Acero que satisfacen las características exigidas por ASTM

Propiedad	Notación en la Figura II 8-10	Diámetro	ASTM A615	ASTM 706
Mínimo Esfuerzo Cedente (Kgf/cm ²)	σ_y	# 3 - #18	4100	4100
Mínimo Esfuerzo Cedente (Kgf/cm ²)			4700	4700
Mínimo Esfuerzo Cedente (Kgf/cm ²)	σ_u		6500	6500
Deformación unitaria Esperada	ϵ_y		0.0023	0.0023
Deformación unitaria al inicio del Endurecimiento	ϵ_h	# 3 - #18	0.015	0.015
		# 10 - #11	0.0115	0.0115
		# 14	0.0075	0.0075
		#18	0.0050	0.0050
Deformación unitaria última reducida	ϵ_{su}	# 4 - #10	0.060	0.090
		# 11 - #18	0.040	0.060
Deformación unitaria última	ϵ_u	# 4 - #10	0.090	0.120
		# 11 - #18	0.060	0.090

El tratamiento del pandeo, conexiones y otros aspectos del Proyecto de estructuras Metálicas, escapan del Alcance de este Documento.

CAPÍTULO II 9. REHABILITACIÓN DE PUENTES EN SERVICIO

En este Capítulo y sus Comentarios, el contenido del presente Documento se ha adaptado al esquema propuesto en el Capítulo 5 (*Rehabilitación de Puentes Existentes*), de los: *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*, Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, San José, Marzo 2013.

Art. 9.1. Introducción

Este Capítulo se divide en tres partes:

- 1) Puentes cuya evaluación amerita rehabilitación.
- 2) Metodología a seguir en la evaluación del desempeño esperado.
- 3) Alternativas de rehabilitación.

Según la vida de servicio remanente (VSR), se distinguen los tres grupos que se dan en la **Tabla II 9-1**. Se da también allí el Nivel del Sismo que debe alcanzar la estructura rehabilitada. También se dan en la **Tabla II 9-1**, las Categorías de Vida de Servicio. En caso de ser rehabilitado, la vida de servicio debe exceder la indicada como remanente (VSR).

Tabla II 9-1: Categorías de Vida de Servicio Remanente (VSR) y Niveles de Sismo.

Categoría de Vida de Servicio Remanente	Vida de Servicio Remanente (VSR) (años)	Nivel de Sismo a ser Alcanzado
VSR 1	0 - 20	80 %
VSR 2	20 - 50	90 %
VSR 3	> 50	100 %

Entre los parámetros a tomar en cuenta para definir la (VSR) es preciso considerar: la edad de la estructura, la condición estructural, la especificación empleada en el Proyecto original,

su desempeño en sismos pasados y la capacidad para soportar cargas rodantes. El caso del puente sobre el río Bio Bio en Chile merece consideración por parte de los especialistas de ese país.

Art. 9.2. Metodología

El desempeño esperado se debe evaluar para un sismo con período medio de retorno de 1000 años, el cual es caracterizado por los espectros de Diseño que se dan en el **Capítulo 4** del presente Documento.

Las etapas que facilitan la identificación de puentes que requieren ser rehabilitados son las tres siguientes:

- 1) *Diagnóstico preliminar.* Se aplican aquí métodos simplificados que clasifican la vulnerabilidad sísmica del puente. Sus resultados conducen a un índice de vulnerabilidad que es función de las vulnerabilidades estructurales y geotécnicas. Conjuntamente con su importancia, existencia de vías alternas, edad y condición de mantenimiento, se procede a asignar una clasificación que permite priorizar dentro de un grupo de puentes a ser evaluados con más detalle.
- 2) *Evaluación detallada.* Si el diagnóstico preliminar, debidamente priorizado, así lo indica, se procede a la evaluación detallada. Esta implica dos tareas: (i) un análisis de la demanda debido al sismo, para determinar fuerzas y desplazamientos impuestos por el sismo de diseño, y; (ii) una estimación de la capacidad para resistir la demanda impuesta. Procedimientos alternativos se dan en el Manual de Rehabilitación Sísmica de FHWA (2006).
- 3) *Estrategia de rehabilitación.* Esta debe orientarse hacia la corrección de las deficiencias encontradas; la selección de la alternativa más conveniente se encuentra asociada al costo de la misma.

Art. 9.3. Niveles de Desempeño para la Rehabilitación Sísmica (NDRS)

En la

Tabla II 9-2 se establecen requerimientos mínimos para establecer las acciones de rehabilitación. Queda entendido que el sismo de diseño es aquel asociado a un período medio

de retorno de 1000 años, incorporando las condiciones del subsuelo del sitio de ubicación de las fundaciones del puente.

Tabla II 9-2: Niveles de Desempeño para la Rehabilitación (NDRS)

NDRS	Requerimientos Mínimos
NDRS 1	Este nivel de desempeño implica el cumplimiento de los requerimientos para evitar la pérdida de soporte de los elementos de la superestructura. Se aceptan daños significativos asociados a demandas importantes de ductilidad. No garantiza la seguridad de vidas.
NDRS 2	Se aceptan daños significativos, aun cuando la seguridad de la vida de los usuarios debe satisfacerse. Es posible que el puente deba ser reemplazado como consecuencia de un sismo fuerte. Daños estructurales que requieren el cierre del puente para su reparación. No se considera tolerable que colapse algún tramo. Pueden ocurrir fenómenos incipientes de licuefacción, con corrimiento limitado de sus cimentaciones. En estructuras de acero, las demandas de ductilidad pueden alcanzar la cedencia y/o pandeo local de miembros aislados, así como de elementos de arriostamiento de acero.
NDRS 3	El puente permanece esencialmente operacional, con daños muy limitados. La estructura debe ser reparable, con o sin restricciones de tráfico vehicular. Se consideran tolerables incursiones inelásticas (demanda de ductilidad) limitadas y el agrietamiento en miembros de concreto no pasan de ser fisuras. No se esperan deformaciones permanentes, a excepción de las juntas de expansión de la superestructura, las cuales podrían requerir ser sustituidas.
NDRS 4	Completamente operacional. Daños son insignificantes y debe ser reparable sin interrupción del tránsito. No hay evidencia de respuesta inelástica o deformaciones permanentes de ningún tipo.

Art. 9.4. Categoría de Rehabilitación Sísmica

Con el objetivo de establecer los requerimientos mínimos para realizar un diagnóstico preliminar, seleccionar el método de evaluación detallada y establecer las medidas de rehabilitación, se establece una Categoría de Rehabilitación Sísmica (CRS), función del Nivel de Desempeño (**Tabla II 4-4**) y la Zona de Amenaza Sísmica (**Tabla II 2-1**), en la forma que se indica en la **Tabla II 9-3**.

Tabla II 9-3: Categorías de Rehabilitación Sísmica (CRS)

Nivel de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño			
	NDRS1	NDRS2	NDRS3	NDRS4
I	CRS - A	CRS - A	CRS - B	CRS - B
II	CRS - B	CRS - C	CRS - C	CRS - C
III	CRS - B	CRS - C	CRS - C	CRS - D
IV	CRS - B	CRS - C	CRS - D	CRS - D

Como se indica en la **Tabla II 9-3** las Categorías de Rehabilitación Sísmica son función del Nivel de Desempeño (NDRS) exigido (

Tabla II 9-2), función de la vida remanente (VSR) requerida (**Tabla II 9-1**), de la Importancia Operacional (**Tabla II 1-1**), así como del Nivel de Amenaza o Zonación Sísmica (**Tabla II 2-1**). La Categoría de Rehabilitación Sísmica (CRS - A) aplica a zonas de baja amenaza sísmica y puentes de un solo tramo. Los niveles mínimos de desempeño (NDRS), son los cuatro que se dan en la **Tabla II 9-3**.

Art. 9.5. Componentes que deben ser Evaluados en un Diagnóstico Preliminar

En la **Tabla II 9-4** se da una síntesis de los componentes a ser evaluados o diagnosticados en una evaluación preliminar, con arreglo a las cuatro Categorías (CRS) establecidas en la **Tabla II 9-3**.

Tabla II 9-4: Componentes que deben ser evaluados en un diagnóstico preliminar

Diagnóstico Preliminar	Categoría de Rehabilitación Sísmica (CRS)	
	A; B	C; D
Componentes que deben ser Evaluados	1.- Longitud de asiento	1.- Longitud de asiento
	2.- Posibilidad de licuación	2.- Posibilidad de licuación
	3.- Conexiones	3.- Conexiones
		4.- Columnas y muros
		5.- Vínculos de ingreso y egreso del puente

Los puentes que como resultado de esta evaluación preliminar queden identificados como sísmicamente vulnerables, deben ser evaluados detalladamente con arreglo a lo dispuesto en el **Art. 9.6**.

Art. 9.6. Síntesis de los Métodos de Análisis para Puentes Existentes

En la **Tabla II 9-5** se sintetiza información sobre los Métodos de Análisis, evaluación del cociente Capacidades/Demandas, así como su aplicabilidad según el tipo de puente. Los Comentarios que se dan en esa Tabla complementan la decisión sobre la selección más conveniente.

Tabla II 9-5: Síntesis de los Métodos de Análisis, Evaluación de Capacidades y Demandas y su Aplicabilidad según el Tipo de Puente

Método	Evaluación de capacidad	Análisis de la demanda	Aplicabilidad		Comentarios	
			CRS	Tipo de puente		
A1/A2	Conexiones y revisión de longitudes de asiento.	Utiliza la capacidad existente (debida a otros casos de cargas no sísmicas) para las conexiones y	No se requiere.	A - D	Todos los puentes de un solo tramo, excepto puentes tipo cercha de un solo tramo.	Método manual, es útil emplear hoja de cálculo. Sección 5.2 del Manual de Rehabilitación Sísmica (MRS) ⁽¹⁾
				B	Puentes en zonas de	

	Método	Evaluación de capacidad	Análisis de la demanda	Aplicabilidad		Comentarios
				CRS	Tipo de puente	
		longitudes de asiento.			amenaza sísmica baja.	elaborado por FHWA (2006).
B	Revisión de capacidad de componentes.	Utiliza la capacidad existente (debida a otros casos de cargas no sísmicas) para las conexiones, longitudes de asiento detallado de las columnas, cimentaciones y susceptibilidad a la licuación.	No se requiere.	C	Puentes regulares que satisfacen las condiciones indicadas en el Art. 5.3 del MRS FHWA (2006).	Método manual es útil emplear hoja de cálculo. Sección 5.3 del MRS FHWA (2006).
C	Método capacidad/demanda de los componentes.	Utiliza las capacidades de los componentes para las conexiones longitudes de asiento, detallado de las columnas, cimentaciones y susceptibilidad a la licuación.	Métodos elásticos: ULM MM TH	C - D	Puentes regulares e irregulares que presentan una respuesta prácticamente elástica, tales como los puentes en zonas de amenaza sísmica baja y puentes que deben satisfacer criterios de desempeño exigentes. Puentes tipo cercha de un solo tramo.	Se calcula las razones CD para los componentes individuales. Se requiere el uso del software para el análisis de la demanda. Sección 5.4 del MRS FHWA (2006).
D1	Método del espectro de capacidad.	Utiliza una representación bilineal de la capacidad lateral de la estructura.	Métodos elásticos: ULM	C - D	Puentes regulares que pueden modelarse como sistemas de un grado de libertad y tienen superestructuras rígidas en el plano.	Se calcula las razones CD de todos los puentes para estados límite específico. Es útil emplear hojas de cálculo. Sección 5.5 del MRS FHWA (2006).
D2	Método capacidad/demanda	Utiliza la curva del análisis de empuje	Métodos elásticos:	C - D	Puentes regulares y	Calcula las razones CD para

Método	Evaluación de capacidad	Análisis de la demanda	Aplicabilidad		Comentarios	
			CRS	Tipo de puente		
	anda de la estructura.	lateral progresivo (pushover) obtenida del análisis detallado de la superestructura, las pilas individuales y cimentaciones para los estados límite.	ULM MM TH		puentes irregulares. Puentes tipo cercha de un solo tramo.	la superestructura, pilas individuales y cimentaciones. También es llamado “Procedimiento estático no lineal” o “Método de evaluación de la capacidad de desplazamiento”. Se requiere el uso del software para el análisis de la demanda y el análisis de la capacidad. Sección 5.2 del MRS FHWA (2006).
E	Método dinámico no lineal.	Utiliza las capacidades de los componentes para las conexiones, longitudes de asiento, columnas y cimentaciones.	Métodos elásticos: TH	D	Puentes irregulares complejos o cuando se utilizan registros específicos del sitio.	Método más riguroso. Se requiere que sea realizado por profesional con experiencia. El uso de software es esencial. Sección 5.7 del MRS FHWA (2006).

(1) MRS: Manual de Rehabilitación Sísmica

Donde:

- Método A1/A2: revisión de las fuerzas en las conexiones y de la longitud de asiento
- Método B: revisión de la capacidad de los componentes
- Método C: cociente de la capacidad/demanda de los elementos
- Método D1: método del espectro de capacidad
- Método D2: cociente capacidad/demanda de la estructura, empuje progresivo (“pushover”)

- Método E: método no lineal dinámico utilizando análisis inelástico en el tiempo
- ULM: método de análisis de carga uniforme (**Art. 5.6**, **Art. 5.7** y **CAPÍTULO II 6** del Articulado)
- MM: método de análisis espectral multimodal (Artículo 4.7.4.3.3 de la especificación AASHTO LRFD)
- TH: método de análisis multimodal en el tiempo (Artículo 4.7.4.3.4 de la especificación AASHTO LRFD)

Art. 9.7. Criterios para la Priorización de Intervenciones

En el **Art. 9.2** se han enumerado las etapas que facilitan la identificación de puentes que requieren ser rehabilitados. A partir de un diagnóstico preliminar se clasifica la vulnerabilidad sísmica del puente. Se toman en cuenta otros factores que permiten evaluar, dentro de un grupo de puentes que serán analizados con más detalle, las prioridades de intervención.

En el proceso para priorizar las intervenciones, se determinan:

- a) La importancia del puente, la vida de servicio remanente, el nivel de desempeño
- b) La amenaza sísmica, el nivel de riesgo sísmico
- c) Nivel de rehabilitación sísmica

En los comentarios **C9.7** y **C9.7.1** se propone un esquema de priorización de intervenciones más detallado, a partir de la evaluación de curvas de fragilidad para diferentes niveles de desempeño.



Parte III: Comentarios

CAPÍTULO III 1. INTRODUCCIÓN A LA PARTE III: COMENTARIOS

C1.1. Requisitos Preliminares

La Parte III de este trabajo contiene comentarios y aclaratorias referentes a la propuestas para un manual de diseño presentada en la Parte II. Para facilitar la consulta, los comentarios guardan la misma numeración que la de los artículos del manual propuesto en la Parte II. De allí que la numeración no sea continua, ya que no todos los artículos del manual requieren de comentarios.

En este documento se han adoptado recomendaciones contenidas en los Cursos 130093 y 130093A, de FHWA-NHI-15-004, October 2014, citado de aquí en adelante, como *Curso NHI 2014*.

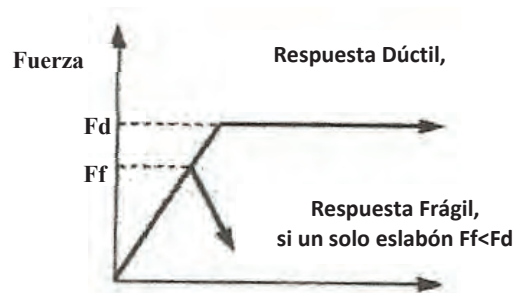
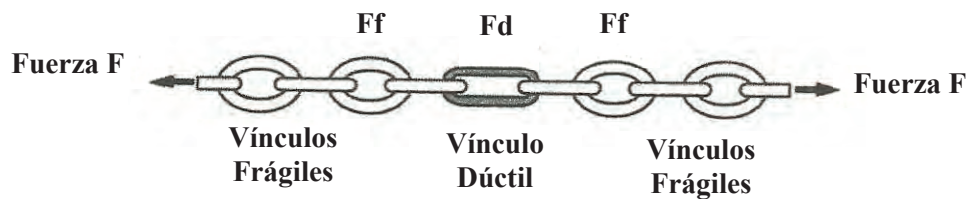


Figura III 1-1: Analogía propuesta por Pauley and Priestley (1992) sobre la importancia de disponer un eslabón dúctil en el Mecanismo de Ruina, que limite la Respuesta Elástica propia de eslabones frágiles más resistentes. (Adaptación NHI, 2014, Figure 1-11, page 1-16)

Para la correcta comprensión y utilización de las recomendaciones propuestas en la Parte 2, el lector debe conocer los conceptos básicos de la ingeniería sismorresistente, y en particular, los relativos al diseño sísmico por capacidad. La idea fundamental es la de poder comparar la demanda impuesta por las acciones sísmicas, tanto a nivel de fuerzas como de desplazamientos, las cuales deben ser inferiores a la capacidad de la estructura y sus elementos en su condición final. Esto se ilustra con una analogía propuesta por Paulay and Priestley (1992), la cual se reproduce en la Figura III 1 1.

C1.2. Breve Reseña sobre Cambios de Normas en California

En el Capítulo 7 del informe que la Comisión encabezada por el Dr. George Housner, pasó al Gobernador de California en el año 1990, se da una historia detallada de las Normas para el Diseño Sismorresistente en ese estado de USA (Housner et al., 1990).

Se señala allí que la primera Norma específicamente aplicable a puentes se publicó en 1931, por la *American Association of State Highway Officials* (AASHO), que posteriormente cambió su nombre a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). CALTRANS, Departamento de transporte de California, organismo del Estado, desarrolló los primeros criterios en Estados Unidos, para el diseño de puentes resistentes a sismos, los cuales incorporó en sus lineamientos de diseño de 1940. Estos lineamientos se aplicaron de manera generalizada, hasta su posterior modificación en 1965.

En 1943, Caltrans incorporó las condiciones del subsuelo en las fuerzas para el diseño de puentes, los cuales fueron adoptados por AASHTO en 1961. La fuerza lateral (F), a ser aplicada en cualquier dirección horizontal en el centro de gravedad de la estructura, se definió como $F = CW$ donde W era el peso total del puente. El coeficiente C dependía del tipo de fundación: 0.02 para fundaciones con capacidad de soportar 4 ton/ft² o más; 0.04 con capacidades de terreno de menores de 4 ton/ft² y 0.06 cuando la fundación estaba sobre pilotes.

En 1965 se incorporó la capacidad de absorción de energía de la estructura en la forma siguiente:

- $F = KCD$, fuerza aplicada horizontalmente a ser distribuida entre todos los soportes en forma proporcional a la rigidez. En ningún caso inferior a

0.02D (D es el peso propio de la estructura). Consideración especial debe darse a estructuras fundadas en materiales blandos, capaces de generar movimientos mayores que en roca.

- K = coeficiente representativo de la capacidad de absorción (disipación) de energía de la estructura según los valores de la **Tabla III 1-1**.
- $C = 0.05 \times T - 0.33 \leq 0.10$, representativo de la rigidez de la estructura
- T = Periodo de vibración de la estructura 0.32 (D/P). Para un solo nivel = 0.5 seg
- D = Peso propio de la estructura
- P = Rigidez (fuerza requerida para una deflexión horizontal de una pulgada).

Tabla III 1-1: Valores del Coeficiente K

K	Elementos portantes en la dirección de F
1.33	Muro de concreto con una relación altura/longitud ≤ 2.5
1.00	Columnas o pilas aisladas con una relación altura/longitud > 2.5
0.67	Sistema de pórticos continuos para resistir fuerzas a lo largo del pórtico

Además de las investigaciones desarrolladas sobre el concreto reforzado y el detallado de su armadura, una segunda línea de investigación se llevó adelante sobre sismos destructores, la naturaleza de sus acciones, la atenuación función de la magnitud del sismo y métodos de diseño para soportar esas acciones.

En 1961 se publica el libro de la PCA: *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, con conocimiento básico que se extendió al dominio del diseño de puentes luego del terremoto de San Fernando en 1971.

Ese año, Caltrans inició la revisión de los criterios recién anotados, con el fin de incorporarlos a los conceptos asociados a la ductilidad. El citado organismo elaboró instrucciones para modificar los detalles de armado, añadir restrictores de deslizamiento en los extremos y otros detalles constructivos, para puentes en proceso de diseño: las fuerzas se incrementaron por 2.0 hasta 2.5 respecto a las de 1965.

No obstante, de este desarrollo no se beneficiaron muchas obras de infraestructura que se vieron dañadas posteriormente por sismos, como por ejemplo el *Cypress Viaduct* de Oakland

y los *Freeway Viaducts* de San Francisco. Este desfase de tiempo (entre el desarrollo del conocimiento y los criterios de diseño, la evolución de las normativas, y su aplicación en puentes existentes o en proceso de diseño y/o construcción), trató de cubrirse con la conformación de un consorcio de 8 universidades californianas denominado *California Universities for Research in Earthquake Engineering* (CUREE)

En Febrero de 1974 ya se habían elaborado nuevas Normas que tomaban en consideración la proximidad de fallas activas, las condiciones del subsuelo, la respuesta dinámica de la estructura y detalles de los refuerzos en concreto armado y acero para asegurar la ductilidad requerida. En la se comparan los espectros de Calstran de 1989 con los de los años 1943, 1945 y 1965.

En la **Figura III 1-3** se dan los mismos espectros de la **Figura III 1-2**, reducidos por ductilidad y estimación del riesgo, para pórticos multicolumnas en suelos blandos. Las diferencias de ordenadas con relación a la primera de las figuras citadas son debidas a la reducción de las ordenadas espectrales con base a las recomendaciones de detallado en concreto armado.

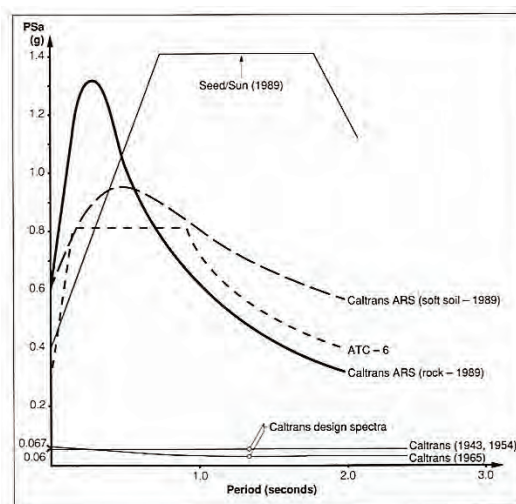


Figura III 1-2: Espectros de Respuesta Elástica de Caltrans, para puentes de múltiples apoyos (ARS significa: A = máxima aceleración esperada en roca; R = indica que es un espectro normalizado en roca; S = amplificación espectral del terreno). (Fuente: Housner, 1990, página 124)

Aun cuando algunos de estos criterios evolucionaron con el tiempo, esencialmente se mantuvieron hasta el sismo de Northridge de 1994. Para ese momento, en el informe sobre el terremoto de Northridge se compararon los coeficientes sísmicos de diseño (EERI, 1995c). En la **Figura III 1-4**, se comparan los coeficientes sísmicos de diseño para puentes sobre aluviones con espesores de unos 30 a 50 m aproximadamente. Finalmente debe advertirse

que AASHTO incorporó requerimientos de diseño sísmico desde 1961, siguiendo los lineamientos de Caltrans.

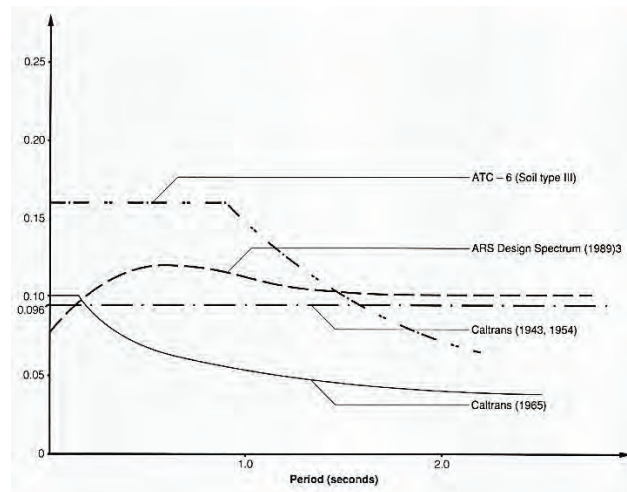


Figura III 1-3: Espectros de Diseño de Caltrans, puentes con múltiples apoyos, incluido el espectro de ATC-6, para sitios de fundación con suelos blandos. (Fuente: Housner, 1990, página 125)

En el Capítulo 8 de Housner et al., 1990, se describe el Programa de Rehabilitación Sísmica de Puentes en California y en capítulos sucesivos se tratan detalles de estructuras de puentes afectadas por el sismo de Loma Prieta (**CASO 24** de la Parte I).

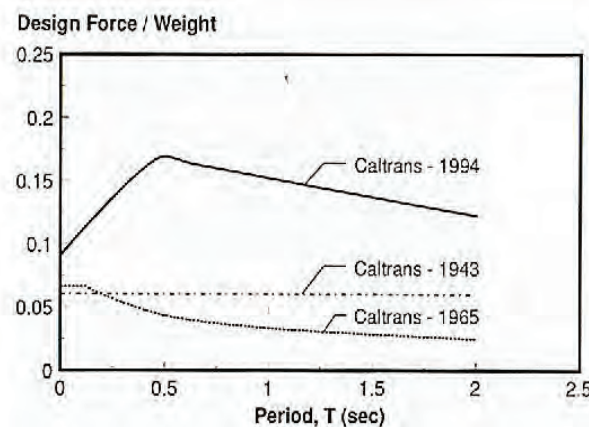


Figura III 1-4: Espectros Caltrans para el diseño de puentes multicolumna sobre pilotes, en suelos de 30 a 50m de aluvión. (Fuente: EERI, 1995c, p. 290)

C1.3. Objetivos del presente Documento

Para alcanzar los objetivos propuestos en esta Sección se ha supuesto que los puentes nuevos queden diseñados para alcanzar una vida útil de 75 años. En la agrupación según la Categoría Operacional y criterios que se dan en la **Tabla II 1-1**, se establecen límites a las probabilidades de excedencia de los movimientos del terreno durante esa vida útil lo cual se traduce en los períodos medios de retorno indicados en el texto. En modelos sin memoria, la relación entre el período medio de retorno (T en años), la vida útil asignada a la estructura (t = 75 años, en este caso) y la probabilidad de excedencia (P en años) se puede expresar como:

$$P = 1 - (1 - 1/T)^t \quad \text{III 1-1}$$

El caso de reparación y/o rehabilitación de puentes es en el **CAPÍTULO II 9** de esta propuesta. Los objetivos dirigidos a nuevos puentes se han sintetizado del modo que se indica en la **Tabla II 1-2** del Articulado. El desempeño esperado para cada uno de los cuatro tipos de servicio allí anotados, se considera condición mínima a ser cumplida o al menos a ser considerada en el proyecto.

C1.4. Especificaciones y Documentos de Referencia

Otros documentos no anotados en esta Sección se dan al final del Articulado y de los Comentarios

C1.5. Requerimientos Complementarios

Entre los requerimientos se llama la atención sobre la conveniencia de realizar *Estudios de Sitio*, lo cual puede modificar las características de la acción sísmica inicialmente establecida. Cuando se trate de fallas muy cercanas debe considerarse amplificaciones en el espectro de diseño (**Art. 4.4.1**) o incluso considerar cambios en el sitio inicialmente seleccionado. Un ejemplo de esto último es el caso del terremoto de Chi Chi (ver **CASO 32** de la casuística) que afectó el oeste de la Isla de Taiwan, como se ilustra en la **Figura I 32-3**. En otros casos se tomaron medidas preventivas adecuadas para soportar grandes desplazamientos transcurrentes del terreno, como fue el caso del sismo de Denali, Alaska, el año 2002 (Fuis et al., 2003).

CAPÍTULO III 2. ACCIONES SÍSMICAS A CONSIDERAR

Los *Estudios de Sitio* permiten identificar amenazas frecuentemente ignoradas en Normas y/o Especificaciones: cercanía de fallas tectónicas activas, subsuelos potencialmente licuables, taludes con pendientes inaceptables, ambientes altamente corrosivos y otros. Reducciones en los valores que los *Estudios de Sitio* recomienden, deben quedar debidamente sustentadas y es usual limitarlas a no más de un 20% de las que se exigen en la Zonación Sísmica.

C2.1. No hay comentarios

C2.2. Zonación Sísmica

Se ha tomado como referencia para evaluar la amenaza, la norma de diseño vigente en Venezuela. Se entiende que la aplicación de este manual en otros países, requiere considerar la amenaza tipificada en cada uno de ellos, según las normativas utilizadas en cada caso. Sin embargo, los criterios generales de diseño y otras consideraciones aquí expuestas, son perfectamente aplicables y adaptables en cada país.

En la Norma Venezolana COVENIN 1756, versión año 2001, el país quedó dividido en 7 zonas sísmicas. A cada zona se asignó una aceleración máxima del terreno, supuesta la condición de roca, desde 0.10 g hasta 0.40g, con períodos medios de retorno nominales de 475 años (véase la **Tabla II 2-1**). Para la definición de los espectros de aceleraciones se consideraron tres tipos de suelos, caracterizados por espectros normalizados, a ser multiplicados por la aceleración máxima del terreno ajustada a las condiciones del suelo.

La propuesta preliminar tiene por finalidad simplificar la aplicación conservadora de los Coeficientes C_a y C_v que dependen del tipo de suelo local, para la construcción de espectros de aceleración, así como para los espectros de desplazamiento que se dan más adelante.

C2.2.1. Factor de Importancia

El objetivo de aplicar un Factor de Importancia (α) mayor que la unidad, es la de obtener valores de la acción sísmica asociados a una menor probabilidad de excedencia para la vida útil o para tomar en cuenta una vida útil más extensa.

Si se designa como (A_0) el coeficiente de aceleración horizontal de la **Tabla II 2-1**, en zonas de elevada amenaza sísmica, la siguiente correlación se satisface en forma aproximada con la expresión:

$$\alpha = \omega [- (\text{Ln } P) / t]^{1.22} \quad \text{III 2-1}$$

donde α es el factor de importancia, y los demás términos se muestran en la **Tabla III 2-1**, donde se ilustran dos ejemplos, con períodos de retorno variando entre 475 años y 2500 años.

Tabla III 2-1: Relación aproximada entre el Factor de Importancia α y parámetros Seleccionados por el Proyectista

Vida Útil t (años)	$\omega^{(1)}$	Probabilidad de Excedencia en t años P	Período Medio de Retorno T (años)	Factor de Importancia α Fórmula (C2.1)
50	43	0.10	475	1.0
		0.05	1000	1.4
75	59	0.07	1000	1.0
		0.03	2500	1.4

(1) Se pueden efectuar interpolaciones lineales para otros valores de la vida útil (t)

C2.2.2. Efectos de Directividad

Estos efectos, aún mal conocidos, son particularmente convenientes de evaluar si el mecanismo de rotura en la fuente sismogénica puede generar elevados pulsos de velocidad en las bases de puentes de períodos largos.

Tal estrategia de análisis sólo se requiere para puentes ubicados a menos de unos 10 km de fallas tectónicas, con capacidad para generar sismos en exceso de 6.5, cuya rotura requiera tomar en consideración los citados efectos de directividad.

C2.2.3. Puentes con Múltiples Apoyos Distanciados

En estos casos se deben emplear componentes individuales del movimiento de varios registros, representativos del escenario tectónico del sitio: (a) movimientos esperados o registrados en roca y, cuando proceda, con posterior análisis de respuesta dinámica del depósito de subsuelo local; (b) registros de las tres componentes, representativas de las condiciones locales del terreno.

C2.2.4. Amenaza de Ruptura de Fallas Geológicas Activas Cercanas al Puente

Los espectros que correspondan según la zonación y condiciones locales del subsuelo, deberán modificarse con arreglo a los resultados presentados por Huang et al. (2008). Esto es: (i) factores de mayoración iguales a 1.2 para períodos cortos ($T < T^*$ seg); (ii) 1.5 para períodos intermedios ($T^* \leq T < T_L = 1.0$ seg) para suelos tipo S1, S2 ó S3; (iii) 2.0 para períodos mayores o iguales a T_L seg, en suelos tipo S4, donde el valor de este período se puede estimar como:

$$L = \exp [\ln \{C_v / (2 \times C_a)\} / 0.735] \quad \text{III 2-2}$$

donde C_a y C_v se dan en las **Tabla II 3-1** y **Tabla II 3-2**. Más detalles sobre los espectros esperados se dan en el **Art. 4.4.1**.

CAPÍTULO III 3. AMENAZAS GEOTÉCNICAS EN EL SITIO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con la casuística revisada en la Parte 1 de este trabajo, una fracción importante de puentes dañados en sismos pasados tuvo su origen en la inestabilidad de los suelos de cimentación, así como en amplificaciones del movimiento del terreno no consideradas en el Proyecto.

C3.1. Clasificación de los Suelos de Fundación

Los valores de los parámetros geotécnicos que se dan en las **Tabla II 3-1** y **Tabla II 3-2**, presuponen que los valores encontrados en los (i) estratos identificados en los primeros 30 m de profundidad, son representativos de una media ponderada. El total de estratos se identifica como (n). Se han seguido los criterios establecidos en Dobry et al (2000).

La velocidad media de propagación de ondas de corte ponderada ($V_{s,p}$) es igual a:

$$V_{s,p} = 30 / \sum_{i=1}^n (h_i / V_i) \quad \text{III 3-1}$$

donde (h_i) es el espesor en metros en cada estrato, (V_i) es la velocidad de propagación de ondas en el estrato i, y la suma de las (h_i) es igual a 30 metros. Siguiendo un procedimiento de ponderación análogo, se obtiene la resistencia media a la penetración estándar ponderada (N_p) y la resistencia al corte no drenada promedio ponderada ($S_{u,p}$).

C3.2. No hay comentarios

C3.3. Efectos Locales según Tipo de Subsuelo

En los *Estudios de Sitio*, se emplearán los datos encontrados en los últimos 30 m de depósitos de aluviones medidos desde la superficie. Se deben considerar los valores ponderados indicados en las **Tabla II 3-1** y **Tabla II 3-2** del **Art. 3.1** para definir las regresiones de

atenuación de aceleraciones espectrales y, por tanto, obtener los espectros de amenaza uniforme (Abrahamson et al., 2008).

Debe señalarse aquí, que la clasificación de suelos puede variar entre puntos relativamente cercanos, expresada como V_{s30} ; o sea, cambios en la velocidad media de propagación de ondas de corte ponderada en los últimos 30 m del subsuelo local. Información sobre los mapas preparados por USGS⁵ o en la Norma ASCE 10-2008 son ilustrativos.

Suelos clasificados como S5 no son tipificables y, por tanto, ameritan *Estudios de Sitio* como se indica en la **Tabla II 3-2** del Articulado.

C3.4. Amenazas Geotécnicas

La revisión de experiencias consecuencia de sismos pasados, revela que se han perdido muchos puentes por efectos de la licuación del terreno. Por esta razón, en los documentos de AASHTO se considera recomendable llevar a cabo una evaluación del potencial de licuefacción así como de sus consecuencias en suelos cercanos a la superficie o áreas de cimentación. Es mandatorio, en sitios con Categoría de Diseño Sísmico C y D (**Tabla II 4-4**) si se cumple una o las dos condiciones que se dan en el Articulado

AASHTO también requiere que en sitios susceptibles a licuación, en el caso de que ésta ocurra, el suelo licuado suministre resistencia lateral y axial residual a la respuesta de fundaciones profundas. Bajo condiciones de suelos licuados, la verificación debe hacerse con el mismo espectro de diseño que el empleado para condiciones de suelo no licuado.

C3.5. Licuefacción

Detalles sobre los requerimientos para determinar desplazamientos en terrenos bajo las condiciones citadas como puntos (1) y (2) de la **Sección II.3.4**, se dan en NHI, 2014, p. 3-4 a 3-20.

La experiencia revela que flujos generados por la falla de la capacidad portante del terreno, han sido catastróficos. Estos flujos se generan en pendientes mayores a los 3° y han alcanzado decenas de metros de desplazamiento permanente, hasta más de un kilómetro a velocidades

⁵ <http://earthquake.usgs.gov//designmaps/pdfs/?code=AASHTO&edition=2009>

de decenas de kilómetros por hora. Este tipo de fallas también pueden ser submarinas, como fue observado en el sismo de Anchorage (1964) en áreas de Seaward y Valdez (ver **CASO 6** en la Parte I). Cuando el terreno pierde capacidad portante y licúa, pueden ocurrir grandes deformaciones en el terreno asociados a asentamientos y volcamiento de estructuras bien construidas. Entre los ejemplos citados con frecuencia se encuentran varios bloques de apartamentos en Kwangishisho, zona urbana de Niigata, afectada por el sismo de 1964 (ver **CASO 7**), donde tanques sépticos enterrados, flotaron cerca de un metro.

Sobre los desplazamientos laterales ("*lateral spreading*") anotados como el citado punto (2) del **Art. 3.4**, estos fueron claramente ilustrados en los sismos de Alaska y Niigata en 1964, así como en el terremoto de Costa Rica en 1991 entre otros (ver **CASO 26**). El tema se discute en NHI, 2014, p. 3-21 a 3-25.

Los efectos de licuefacción en fundaciones profundas obligan a evaluar los cambios en la resistencia del terreno, así como la aparición de nuevas sobrecargas verticales sobre la fundación. Estos aspectos se tratan en NHI, 2014, p. 3-25 a 3-26.

Vale la pena citar un ejemplo de prevención que puede resultar de interés: en Venezuela, diques construidos desde los años 20 del siglo pasado para contener las aguas del Lago de Maracaibo en su costa oriental (debido a la subsidencia de zonas urbanizadas), resultaron ser potencialmente licuables en estudios adelantados durante los años 90 de ese siglo. Su estabilidad a eventuales sismos de su entorno tectónico, se logró por medios novedosos (Contreras, 2006).

C3.6. Amenaza de Inestabilidad de Taludes por Sismo

No se mencionan en el Articulado de la Parte II de este trabajo, eventuales efectos de amplificación en los movimientos máximos del terreno, si el sitio seleccionado se encuentra en las cercanías de una pronunciada irregularidad topográfica. Dado que en casos extremos tales amplificaciones pueden llegar a ser del orden del 40% del valor para una superficie plana, la evaluación cuantitativa de ese eventual efecto debe formar parte del *Estudio de Sitio* al evaluar la estabilidad de taludes.

En el caso particular de los puentes son múltiples los casos de daños severos por asentamiento de pilas, distorsión de las áreas de acceso, desplazamientos diferenciales entre pilas extremas, etc. Por esta razón, en este Documento se han recomendado los denominados *Estudios de Sitio* cuando existan evidencias o dudas sustentadas por las investigaciones geotécnicas sobre un posible potencial de licuefacción del terreno de fundación. En otras obras de Ingeniería como son los embalses con rellenos hidráulicos, estas evaluaciones son igualmente

recomendables. Un caso relativamente reciente ocurrió como consecuencia del sismo de San Fernando en 1971, el cual se ilustra en las **Figura III 3-1** y **Figura III 3-2** (ver **CASO 9**).



Figura III 3-1: Vista aérea del embalse Lower Van Norman poco después del sismo de San Fernando del año 1971. Más de 80 mil personas habitaban el valle de San Fernando que se aprecia aguas abajo del embalse; éstas recibieron una orden de desalojo inmediatamente después del sismo y se procedió a hacer descender el nivel del embalse. (Foto de Ziony, J. I., USGS, 1971)



Figura III 3-2: Embalse Lower Van Norman luego del sismo de San Fernando de 1971, ya vaciada una cantidad considerable de agua. Investigaciones posteriores revelaron que las roturas de la cubierta de concreto que se observan, fueron consecuencia de licuefacción del relleno hidráulico. (Foto de R. E. Wallace, USGS Prof. Paper 733, 1974)

El procedimiento general para identificar áreas potencialmente licuables, descrito en el *U.S. Geological Survey Professional Paper 1360*, editado en 1985, se fundamenta en la elaboración de dos tipos de mapas. Uno en el cual se señalan áreas susceptibles a licuefacción pertenecientes a una cuenca sedimentaria de geología e hidrología del cuaternario tardío. Y, en un segundo mapa, se sintetizan curvas con intensidades de vibración debidas a sismos suficientemente intensos para desencadenar el fenómeno de interés. La consideración conjunta de estos dos mapas permite identificar el potencial de licuefacción a nivel regional. Sin embargo, hay regiones como el área de Los Ángeles, donde la probabilidad de licuefacción está más condicionada por el primero de los dos mapas, vista la relativa frecuencia de sismos intensos.

Por su carácter regional, los mapas anteriores no pueden substituir los *Estudios de Sitio* específicamente dirigidos a evaluar el potencial de licuefacción de un área dada. Al respecto se han propuesto diversos métodos entre los cuales destaca el de Seed et al. (2003). La aplicación a casos específicos identificados como potencialmente licuables y medidas de remediación, puede encontrarse en Amundaray (2006). En esa contribución, el autor revisa los conceptos básicos sobre el problema y suministra al Ingeniero Geotécnico herramientas prácticas para llevar a cabo medidas preventivas.

Con relación a eventuales asentamientos, éstos pueden ser evaluados si se cuenta con suficiente información sobre las características del terreno. Para suelos no cohesivos y no saturados ha sido sintetizado en FHWA 2011, y su cuantificación en NHI, 2014, p. 3-28 a 3-32. La condición de suelos licuados es tratada en NHI, 2014, p. 3-33 a 3-34.

Finalmente, la amenaza de inestabilidad de taludes se discute en NHI, 2014, p. 3-34 a 3-37 y el de los desplazamientos máximos como consecuencia de una falla activa en la Sección 3.7 de NHI, 2014, p. 3-37 a 3-43.

CAPÍTULO III 4. ESPECTROS DE DISEÑO Y ACELEROGRAMAS

C4.1. Caracterización de los Movimientos Horizontales del Terreno

Para múltiples objetivos, la acción sísmica es especificada en las Normas, con base en espectros de aceleraciones. En éstos se dan los valores absolutos de las aceleraciones máximas para los períodos de osciladores con un cierto amortiguamiento referido al crítico. Los espectros de respuesta elástica, pueden ser reducidos en función de las precauciones del detallado de uniones u otras zonas críticas, a fin de obtener los espectros de diseño, según se establece en el **Art. 4.8** del presente Documento.

C4.2. Espectro de Aceleraciones

Los espectros de aceleraciones usualmente utilizados para caracterizar la acción sísmica a considerar en el diseño o análisis de estructuras, se encuentran establecidos en las normativas vigentes de cada país o región. En este trabajo se han tomado como referencia las normas vigentes en Venezuela.

En la norma Venezolana COVENIN 1756 del año 2001, actualmente en revisión, la zonación sísmica se estableció con movimientos de diseño a nivel de roca, seleccionadas siguiendo el criterio del 10% de excedencia en 50 años de vida útil de las edificaciones, lo cual es equivalente a un período medio de retorno de 475 años. Con nueva información preliminar y siguiendo los criterios de la Normativa AASHTO, se han estimado los cambios del mapa de zonación para 7% de excedencia en 75 años de vida útil, equivalente a unos 1000 años de período medio de retorno.

De este modo se ha hecho una primera evaluación de los coeficientes C_a y C_v que se dan en las **Tabla II 4-1** y **Tabla II 4-2**. Está pendiente de evaluación el caso de los puentes críticos o de importancia excepcional, para los cuales en diversos documentos se establecen movimientos del terreno asociados a períodos medio de retorno de 2500 años, lo cual representa un 3% de excedencia en 75 años de vida útil.

C4.3. No hay comentarios

C4.4. No hay comentarios

C4.4.1. Espectro de Fallas Cercanas

Efectos de directividad en la rotura de fallas cercanas al puente requieren *Estudios de Sitio*. En particular interesa evaluar la posible duración de pulsos de aceleración, asociados a elevadas velocidades y desplazamientos del terreno.

Deben mencionarse aquí las historias de aceleración, especialmente cuando se trata de un escenario tectónico con fuentes cercanas y distantes al sitio de interés. En esos casos, se ha empleado espectros de aceleración promediados e incrementados con una desviación estándar como se explica en el [Art. 4.5](#).

C4.4.2. No hay comentarios

C4.5. Componente Vertical del Sismo

Este tema es objeto de debate pues son múltiples los registros donde la componente vertical del movimiento (V), ha excedido la máxima horizontal (H). En general, la relación (V/H) se correlaciona con la magnitud y la distancia. Salvo condiciones particulares, es frecuente la recomendación de emplear una relación $V/H = 2/3$ como se indica en el Articulado. Cuando el sitio de interés se encuentre en las cercanías de fallas activas, se recomienda $V = H$, especialmente si se trata de puentes esenciales o críticos.

C4.6. Desempeño Sísmico

En términos generales, tal desempeño es función de la zona de amenaza sísmica y de la importancia del puente. Obsérvese que, de acuerdo con las experiencias conocidas, cuando se trata del riesgo de corrimientos por licuefacción se asigna la máxima zona de desempeño sísmico, independientemente de la Zona de Amenaza Sísmica o de la Clasificación de Importancia Operacional.

C4.7. Categoría de Diseño Sísmico

Obsérvese que en la **Tabla II 4-5**, en los suelos Clase A (roca) y Clase B los valores de F_v no son modificados con incrementos en las aceleraciones espectrales. Las máximas amplificaciones se dan en los suelos con las menores velocidades de propagación de ondas de corte, para las menores aceleraciones espectrales. Esto es consistente con efectos observados en depósitos de aluvión recientes, distantes de la fuente sísmica, como ocurrió en la localidad de Bursa, Turquía, con ocasión del terremoto de Gediz en 1970, y en otros eventos más recientes como el terremoto de México del año 1985. La atenuación de vibraciones de alta frecuencia es más rápida que la de ondas de período más largo. Por tanto es una corrección importante al compararlos con los espectros normalizados, ya obsoletos, que se han venido empleando hasta el presente en algunas Normas

C4.8. Factores de Modificación de la Respuesta

Las Especificaciones AASHTO LRFD 2012 en su Artículo 3.10.7 contienen las tablas con los factores de modificación de la respuesta para conexiones y subestructuras según la Importancia Operacional del puente.

El método basado en desplazamientos tiene objetivos similares; en estos casos se debe verificar que la capacidad de desplazamiento inelástico no sea superada por la demanda de desplazamientos. Técnicas como la del ‘*pushover*’ son de aplicación frecuente (véanse los **Art. 5.6.5** y **Art. 5.6.6**).

El factor de reducción (R) establecido en algunas Normas, es una medida del cociente entre: (i) Las solicitaciones sísmicas supuesto el sistema resistente elástico y; (ii) las solicitaciones sísmicas asociadas a la cedencia esencialmente de: columnas o muros portantes. Es una medida de la demanda de ductilidad. Si en la evaluación de puentes existentes, la demanda de ductilidad (R) excede la capacidad del sistema estructural, el riesgo de ruina se considera muy elevado.

Obsérvese que en la **Tabla II 4-6** del Articulado, los menores Factores de Modificación o Reducción de la respuesta elástica aplican a puentes cuya Categoría Operacional es Crítica, independientemente del tipo de subestructura; a esta mayor cautela, debe añadirse el Factor de Importancia Operacional que se da en la **Tabla II 1-1**, el cual mayor en un 25% las aceleraciones del terreno. Por tanto, estas medidas están dirigidas a reducir la probabilidad de alcanzar estados indeseables de desempeño y deben ser consideradas en los estudios de confiabilidad de estructuras nuevas o existentes.

CAPÍTULO III 5. ASPECTOS CONCEPTUALES EN EL DISEÑO DE PUENTES

En este Capítulo se recoge la experiencia de la Ingeniería Forense en puentes afectados por sismos, así como resultados de evaluaciones experimentales, al igual que recomendaciones generales que no sean de carácter limitativo para el Proyectista de puentes. No se mencionan otras formas de puentes como son los puentes colgantes o atirantados que ofrecen ventajas para salvar grandes vanos.

C5.1. Concepción del Puente

Una solución para satisfacer el problema de rigideces muy diferentes entre pilas adyacentes se ha logrado como se muestra en la **Figura III 5-1**. Consiste en disponer elementos que desconectan las columnas del terreno, logrando miembros de apoyo de rigideces comparables. De este modo las columnas son más largas y menos rígidas; sus rigideces serán similares entre sí. Esta solución requiere prevención de la entrada de materiales no deseados dentro de los espacios vacíos (inclusive la entrada de agua que pueda congelarse debe ser evitada).

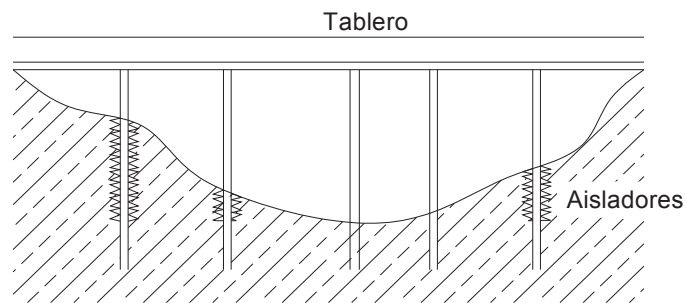


Figura III 5-1: Aisladores para reducir diferencias entre Rigideces de Columnas o Pilas vinculadas a un mismo Tablero de Puente. (Fuente: Keever, 2008)

En caso de columnas muy cortas se pueden colocar dispositivos deslizantes o algún tipo de aislador, en el tope de la columna para limitar las fuerzas cortantes en la columna corta. Otras alternativas pueden ser:

- Ajustar la altura efectiva de la columna, reduciendo la cota de las fundaciones
- Variando la sección de columnas y del refuerzo longitudinal
- Incorporación de amortiguadores o aisladores sísmicos

C5.2. No hay comentarios

C5.3. La Disposición de Articulaciones, Restrictores de Desplazamiento y Longitudes de Apoyo.

El Proyectista deberá verificar que la formación de rótulas plásticas en la parte inferior de la infraestructura, sea posterior a la eventual formación de rótulas en la parte superior (**Figura III 5-2**). Por tanto, el mecanismo que pueda formarse debe ser consistente con el factor de reducción en las ordenadas espectrales.

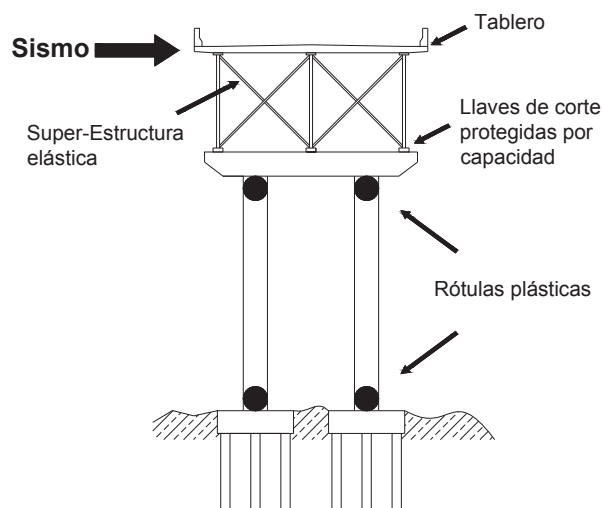


Figura III 5-2: La formación de rótulas plásticas simultáneas en los mismos niveles, debe evaluarse para evitar la formación de mecanismos cinemáticos. Por ejemplo los momentos de rotulación en la parte inferior de la columna deben ser mayores que los de su parte superior (Fuente: FHWA-NHI-15., 2014, Figure 4-13, page 4-32).

C5.4. Formas Estructurales Aceptables

En las **Tabla II 5-1** a **Tabla II 5-3**, se ilustran un conjunto soluciones estructurales aceptables, así como otras con ciertas limitaciones. En general conviene mantener las zonas de daño potencial, en áreas que puedan ser inspeccionadas. Rotulaciones bajo la cota cero del terreno, si bien pueden permitirse no son deseables por problemas en su eventual identificación y/o reparación. En general, se permiten las articulaciones que se formen justo debajo de la cota cero, accesibles por una excavación razonable.

Como resumen de las **Tabla II 5-1** a **Tabla II 5-3**, debe destacarse que en los puentes es deseable seleccionar sistemas cuya respuesta sea predecible, limitando las solicitaciones en los miembros estructurales y asegurando suficiente capacidad de desplazamiento. Igualmente, no basta con resistir las acciones de diseño elásticamente. Es preciso explorar la respuesta del puente para cargas o deformaciones que puedan exceder las de diseño, sin riesgo de perder estabilidad.

C5.5. No hay comentarios

C5.5.1. Subestructura Esencialmente Elástica con Super-estructura Elástica

Esta estrategia es esencialmente válida en zonas de bajo peligro sísmico. Debe tenerse presente que esta estrategia no es adecuada para cubrir eventos que exceden los de diseño. En la **Figura II 5-5** del Articulado se ilustra el esquema de este caso particular. Por el hecho indicado en el Articulado sobre la peligrosidad sísmica, especialmente en el caso de puentes esenciales o críticos, se recomienda que el sistema portante responda en modo esencialmente elástico. O sea, los niveles de deformación unitaria de secciones críticas deben mantenerse bajo los límites de rotura del concreto, evitar fallas frágiles o desplazamientos residuales (permanentes) que no permitan el servicio del puente.

C5.5.2. Subestructura Dúctil con Super-estructura Esencialmente Elástica

Esta estrategia se ilustró en la **Figura II 5-2**. Obsérvese que la super-estructura está vinculada a la subestructura por pernos o llaves de corte que deben estar en capacidad de transmitir los máximos cortantes que se generan en la super-estructura bajo la acción dinámica del sismo.

C5.5.3. Subestructura Esencialmente Elástica con Superestructura Dúctil

Dado que esta estrategia sólo se considera válida para la dirección transversal, en la dirección longitudinal será necesaria una estructura asociada a cedencia convencional y/o con aislamiento sísmico.

C5.5.4. Superestructura y Subestructura Elásticas con una Interfase tipo Fusible

Sobre el tema pueden consultarse los trabajos que se citan en el Capítulo 9 de NHI-2014. Se dan allí, aisladores de goma con o sin plomo, aisladores deslizantes y los ensayos a ser hechos para verificar su estabilidad histerética.

C5.6. Métodos de Análisis

La aplicación del presente Documento presupone por parte del Proyectista, el conocimiento y entrenamiento necesarios para el uso de algoritmos de cálculo, a fin de evaluar la respuesta dinámica de estructuras sometidas a la acción vibratoria de los sismos. Sólo se incluyen aquí aspectos fundamentales a fin de adelantar estimaciones gruesas que faciliten un diseño preliminar de puentes.

C5.6.1. Acción Sísmica

En los **Art. 4.2** a **Art. 4.4** de este Documento, la acción sísmica puede determinarse con espectros de respuesta elástica de amenaza uniforme, tanto para aceleraciones máximas como para desplazamientos máximos, en la dirección horizontal y para la componente vertical.

Estos espectros suelen presentarse para amortiguamientos referidos al crítico de: 5% para puentes de concreto (reforzado o pretensado); 2% para estructuras metálicas (soldadas y/o apernadas). Se recuerda aquí que el amortiguamiento crítico es aquel donde el sistema deja de oscilar.

En el **Art. 5.6.7** se amplía la posibilidad de emplear espectros asociados a amortiguamientos diferentes, propios de la energía disipada durante incursiones inelásticas de la estructura.

C5.6.2. Modelado Preliminar

La masa de la superestructura puede ser incrementada con una fracción de la máxima masa de servicio. Dado que no hay criterios sobre la hora de ocurrencia de un evento intenso, la alternativa de evaluar la sensibilidad de las solicitaciones en las secciones críticas con diferentes porcentajes de la máxima masa de servicio, es una posibilidad que facilita un mejor conocimiento de la respuesta de la estructura.

C5.6.3. Propiedades Dinámicas

Si el sistema es libre de vibrar en un plano, los (i) modos de vibración vienen dados por las denominadas coordenadas modales. Así (ϕ_{ij}) es la coordenada modal en el modo (i) de la masa (j). Si el sistema tiene (n) masas, es usual normalizar ($\phi_{i,n}$) a la unidad, para todos los modos. En forma simplificada, el factor de participación del modo (i), usualmente identificado como (γ_i) resulta ser igual a:

$$\gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n (m_j \times \phi_{i,j})}{\sum_{j=1}^n (m_j \times \phi_{i,j}^2)} \quad \text{III 5-1}$$

Obsérvese que en el primer modo todos los valores de (ϕ) tienen el mismo signo, no así para modos de orden superior. Por tanto en la ecuación anterior el valor de (γ_1), salvo casos especiales en la distribución de masas, tiende a ser el mayor, pues en el denominador (ϕ_{ij}) está el cuadrado y la sumatoria es de números esencialmente positivos.

Cada uno de los modos de vibración tiene su periodo propio de vibración, -los autovalores- usualmente con valores decrecientes en la medida que los modos tengan menores factores de participación. Con esos periodos se pueden obtener las ordenadas espectrales para calcular fuerzas y/o desplazamientos modales.

C5.6.4. Métodos de Análisis

La aplicación del Método 1 es de gran simplicidad y puede ser útil en pre-diseños. El resto de los Métodos escapan al alcance de este Documento. Importa destacar la diferencia entre las hipótesis de respuesta elástica y la inelástica, tema tratado en el **CAPÍTULO II 8**.

C5.6.5. Método del Empuje Progresivo (*Pushover*)

Evaluar un modelo de la estructura y de sus vínculos al terreno, requiere un análisis preliminar generalmente con un grado de libertad traslacional por masa, en el rango elástico; se obtiene así una primera distribución de sobrecargas sobre la estructura. Conocidos los

efectos de la gravedad, a éstos se suman, progresivamente, fracciones crecientes de las sollicitaciones sísmicas. El modelo se debe ir ajustando en la medida que en las secciones críticas se alcancen los momentos plásticos (M_P) y la correspondiente curvatura cedente idealizada (ϕ_{yi}) (**Figura II 8-2**). Esa sección pasa a ser una rótula, con un momento M_P ‘congelado’ (que permanece constante), actuando en ella. Modificada la matriz de rigidez, se continúa el incremento de las fuerzas sísmicas. En la medida en que aparezcan nuevas secciones críticas, se consume la capacidad de deformación inelástica en alguna de las secciones críticas con lo cual queda evaluado el desplazamiento máximo en el rango inelástico. Se pueden incorporar en este método, eventuales efectos de segundo orden, como el denominado efecto “P- Δ ”.

C5.6.6. Capacidad vs Demanda

La capacidad de desplazamiento está condicionada por la capacidad de deformación inelástica de los miembros portantes del puente, usualmente por agotamiento de la capacidad de rotación inelástica en rótulas de pilas o columnas, lo cual se trata en el **CAPÍTULO II 8**. Los desplazamientos quedan limitados, por ejemplo, al degradarse la resistencia en las rótulas cuando la demanda de deformaciones inelásticas es elevada. Tal evaluación, ejecutada a todos los miembros portantes, condiciona la curva de capacidad de desplazamiento.

Los límites que se han dado como referencia para el cociente ($r_{e.l.i}$), no contemplan en el numerador los efectos gravitacionales y así está establecido en el texto de NHI-2014. Esto puede ser válido para estructuras muy rígidas y/o muy livianas. No obstante, si se trata de la evaluación de estructuras más flexibles y/o con masa importante en la superestructura, los límites podrían no ser los mismos. Queda en manos del Proyectista evaluar la seguridad de la estructura tomando además en consideración las condiciones locales, la importancia del Puente y las probabilidades de excedencia de la acción sísmica de diseño.

C5.6.7. Modificaciones de Amortiguamiento en el Espectro de Respuesta de Aceleraciones

En la **Figura II 5-5** el cruce de las dos curvas señala la igualdad entre la demanda generada por el sismo y la capacidad de la estructura evaluada. En la zona izquierda de la figura la capacidad excede la demanda. Obsérvese que en el cálculo de la demanda se ha incorporado el valor del factor de ductilidad de desplazamientos (μ).

En los cálculos que se indican en esta Sección, se explica el procedimiento a seguir para determinar B_s y B_L que permitirán conocer la Demanda de Ductilidad. Estos valores son función de la rigidez efectiva (h_{eff}), la cual depende del valor de (μ). El sustento experimental de esta relación no está indicada en los trabajos consultados.

Si bien este procedimiento es consistente con los principios de la Ingeniería Sismorresistente, es un aspecto novedoso propuesto en NHI-2014, que amerita revisión.

C5.6.8. Cálculo de la Respuesta del Puente

El espectro de Capacidad/Demanda presupone que tanto el espectro de capacidades (C_c vs Δ) durante un sismo dado, y la demanda (C_d vs Δ) (C_d vs S_d) para ese mismo sismo, son adecuadamente determinados. La dificultad está en que, de antemano, no se conocen B_s y B_L . Esto requiere iteración, comenzando con un desplazamiento inicial estimado. Los principales pasos a seguir son los siguientes:

P1.- Determinar si el puente tiene un periodo de vibración $> T^*$. Si no, adelantar hasta el paso P8 (procedimiento para periodos cortos).

P2.- Comenzar la iteración asumiendo que Δ es igual al desplazamiento del puente suponiendo respuesta elástica y calcular $\mu = \Delta / \Delta_y$

P3.- Calcular el factor B_L (Tabla II 5-6)

P4.- Calcular el coeficiente de capacidad $C_c = F/W$, donde F es la capacidad del puente para desplazamiento Δ y W es el peso total de la estructura.

P5.- Suponer $C_d = C_c$ y calcular S_d con la expresión:

$$S_d = [g/C_c] [F_v S_1 / 2\pi B_L]^2 \quad \text{III 5-2}$$

donde S_1 es la ordenada espectral para 1 seg.

P6.- Comparar S_d con el valor Δ (véase P2) y si son similares pasar al P7. De otro modo hacer $\Delta = S_d$, recalculando μ y volver a P3.

P7.- Calcular las fuerzas individuales en pilas, columnas, apoyos y fundaciones empleando Δ y comparar su suma con la fuerza lateral total V , empleando el valor: $V = C_c \times W$. Pasar a P15.

P8.- Iniciar la iteración haciendo Δ igual al desplazamiento del puente suponiendo respuesta elástica y calculando el factor de ductilidad μ

P9.- Calcular el factor B_s (amortiguamiento para periodos cortos)

P10.- Calcular el coeficiente de capacidad $C_c = F/W$ donde F es la capacidad del puente a desplazamiento Δ

P11.- Calcular la rigidez efectiva $K_{eff} = C_c \times W/\Delta$

P12.- Calcular $C_d = F_a S_s / B_s$ (para $T < T^*$)

P13.- Calcular $S_d = C_d W / K_{eff}$. Sustituir con los resultados de P11 y P12 para obtener:

$$S_d = [\Delta/C_c][F_a S_s / B_s] \quad \text{III 5-3}$$

P14.- Comparar S_d con el valor Δ (véase P8) y, si están de acuerdo, pasar al P15, o igualar Δ a S_d , recalculando μ e ir a P9

P15.- Calcular las fuerzas individuales en pilas, columnas, apoyos y fundaciones empleando Δ y comparar la suma con la fuerza lateral total V , empleando el valor: $V = C_c \times W$.

C5.7. Recomendaciones de Modelado

C5.7.1. General

Las respuestas en las dos direcciones ortogonales deben combinarse para obtener las sollicitaciones de diseño. Si el puente se encuentra ubicado a menos de 10 km de una falla activa, se requiere determinar la respuesta en la dirección vertical y combinarla con las dos horizontales. En el caso de puentes con irregularidades, como por ejemplo largos vanos flexibles, pilas o columnas en forma de C, o con marcadas excentricidades, también se deberá incluir en el análisis la componente vertical.

En general, el Proyectista deberá adoptar hipótesis debidamente sustentadas cuando se trate de flexión biaxial, torsión y, eventualmente, deformaciones por corte en dos direcciones.

En el caso de suelos muy deformables, si el puente es sensible a esas deformaciones, las propiedades del suelo deben seleccionarse entre valores extremos y evaluar varios modelos.

Si se trata de puentes con miembros sumergidos, una hipótesis razonable es considerar el efecto hidrodinámico por medio de masa adicional, función de la sección sumergida.

C5.7.2. Distribución de Masas

La distribución de masas del modelo preliminar o del que se considere definitivo, debe ser representativo de la estructura analizada. En general, la mayor parte de la masa se encuentra en la superestructura. Para un análisis modal se recomienda un número no inferior a 4 elementos por vano, al menos con dos grados de libertad en el plano, salvo que se haya incorporado la componente vertical en cuyo caso el mínimo será de tres grados de libertad traslacionales.

C5.7.3. Distribución de Rigideces

Si se trata de estructuras de acero, el análisis deberá basarse en propiedades elásticas de las secciones. Para miembros de concreto armado, habrá que verificar qué tan cercanas son las deformaciones unitarias al nivel de cedencia. En tales casos y consecuencia del

agrietamiento, es preciso considerar las reducciones de rigidez. Estas pueden obtenerse del análisis momento-curvatura de las secciones transversales, según se indica en el **Art. 8.2** del presente Documento. Usualmente los valores de rigidez elástica son contrastados al final del análisis con el resultado del desempeño no lineal de los elementos resistentes a sismos.

El proyectista deberá adoptar hipótesis debidamente sustentadas cuando se trate de: flexión biaxial, torsión y, eventualmente, deformaciones por corte en dos direcciones. En el caso de suelos muy deformables, si el puente es sensible a esas deformaciones, las propiedades del suelo deben seleccionarse entre valores extremos y evaluar varios modelos. Si se trata de puentes con miembros sumergidos, una hipótesis razonable es considerar el efecto hidrodinámico por medio de masa adicional, función de la sección sumergida.

CAPÍTULO III 6. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

El análisis para el diseño estructural de puentes se podrá realizar empleando el método de fuerzas o el método de desplazamientos establecidos en la Especificación AASHTO LRFD y en la Guía AASHTO LRF, respectivamente.

C6.1. Estrategia de Diseño

El tema de los sistemas de amortiguación es tratado con amplitud en el Capítulo 9 de INH-2014. En Venezuela se han empleado sistemas de amortiguación (disipadores de energía) en el sistema férreo Caracas-Cúa, que se presenta como **CASO 39** en la Casuística. Este sistema, aún no validado con un sismo intenso, tiene por finalidad reducir los momentos de volcamiento en las bases de pilas de hasta unos 45 m de altura, sobre los cuales discurre la vía férrea. Analíticamente se ha demostrado que los momentos de volcamiento en la base se reducen hasta 2.5 veces, manteniendo la respuesta elástica de los miembros de concreto armado.

Obsérvese que en el caso mencionado se asegura que haya continuidad y suficiente largura de apoyo de los tableros. En el presente documento se establecen longitudes mínimas de apoyo en los casos de puentes de un solo vano, las cuales se dan en el **Art. 6.5.6**. La ausencia de continuidad y/o insuficiencia en la longitud de apoyo conduce a situaciones como la que se ilustra en la **Figura III 6-1**.

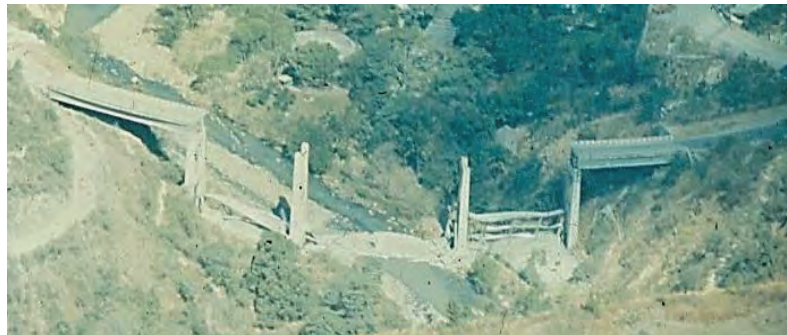


Figura III 6-1: Vista aérea del Viaducto de Agua Caliente, Guatemala, después del sismo de $M=7.5$, en Febrero de 1976. Tableros con pequeña longitud de apoyo y no vinculados entre sí. (Fuente: Gentileza del Dr. Fiedler et al., 1980, foto original)

C6.2. No hay comentarios

C6.3. No hay comentarios

C6.4. No hay comentarios

C6.5. Puentes de un solo Tramo

Para este tipo de puente, en este Documento se establece una longitud mínima de apoyo que se da en el **Art. 6.5.6**. Esta toma en consideración el factor de importancia que se da en la **Tabla II 1-1** así como el posible sesgo del apoyo medido a partir de una línea normal a la luz libre; si no hay sesgo alguno, el ángulo es cero.

C6.5.1. No hay comentarios

C6.5.2. No hay comentarios

C6.5.3. Pilas Extremas de Apoyo

Con frecuencia la junta de expansión no es suficiente para tolerar los movimientos cíclicos del muro. En ese caso los apoyos fijos a cada pila extrema deben quedar en capacidad para soportar el 100% de las fuerzas inerciales generadas por la respuesta dinámica del puente.

No se permiten pilas formadas por gaviones.

C6.5.4. No hay comentarios

C6.5.5. No hay comentarios

C6.5.6. Valor Mínimo de la Longitud de Asiento

Para puentes de varios vanos, se recomienda continuidad al menos en vanos adyacentes, y disponer restrictores de desplazamiento en las juntas entre vanos.

CAPÍTULO III 7. PARTICULARIDADES EN EL DISEÑO DE MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO

C7.1. General

El desempeño de puentes ubicados en zonas afectadas por sismos, revela algunos problemas que son tratados en este Capítulo. Demandas elevadas de ductilidad previstas en el proyecto para limitar las solicitaciones en la estructura, deben asegurarse con un buen detallado en el refuerzo de miembros de concreto armado.

La experiencia e información experimental, muestran que la ductilidad lograda por respuesta inelástica de miembros de concreto armado, si bien limita las solicitaciones en la estructura, está penalizada por daños que deben ser reparados.

C7.2. Insuficiencia en los Refuerzos a Corte

Algo similar a lo mostrado en la **Figura II 7-1** puede ocurrir si una columna bien reforzada para soportar flexiones en exceso de la cedente, sufre reducciones en su longitud libre, con lo cual se incrementan las fuerzas cortantes. Esto se ilustra en las **Figura III 7-1** y **Figura III 7-2**, resultado de ensayos en laboratorio. Obsérvese que en la segunda figura (Columna 1) la fuerza cortante para $\mu=2$, es prácticamente el doble que el cortante para el que falló por flexión (Columna 5).

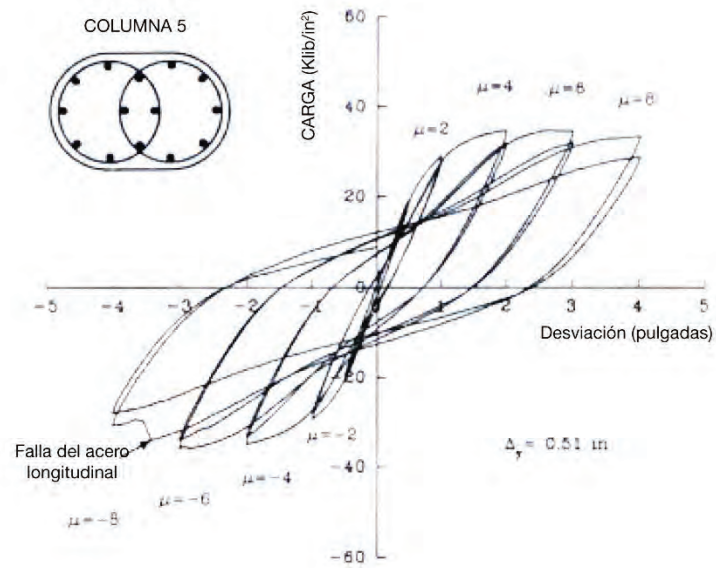


Figura III 7-1: Falla controlada por Flexión en una Columna Entrelazada. (Fuente: McLean and Buckingham, 1994)

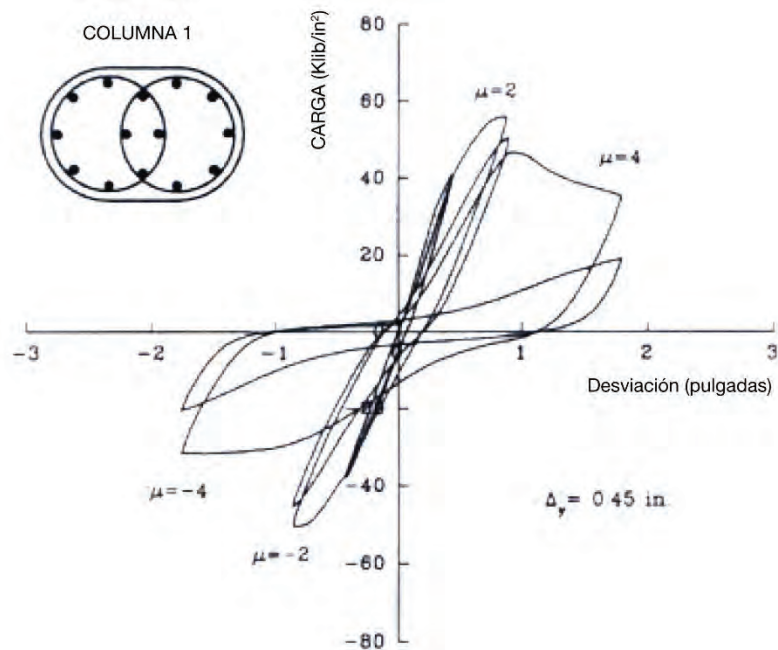


Figura III 7-2: Falla controlada por Corte en una Columna Entrelazada. (Fuente: McLean and Buckingham, 1994)

C7.3. Solapes de Refuerzo

Solapes indebidamente ubicados han sido causa de falla en miembros principales en puentes, cuyo desempeño fue catastrófico por la naturaleza frágil de la falla. La Figura II 7-2 del Articulado ilustra ubicaciones adecuadas de empalmes de barras.

Igual recomendación es válida si se tiene prevista la soldadura a tope de barras de gran diámetro (electro soldadura). En varios sismos pasados, barras soldadas de gran diámetro fallaron por tracción, como se observa por ejemplo en la Figura III 7-3 (CASO 30: el terremoto de Kobe, Japón, 1995).



Figura III 7-3: Falla de conexiones electro-soldadas en columnas de gran diámetro. Terremoto de Kobe, 1995. (Fuente: Park et al., 1995, p. 62)

C7.4. Columnas Entrelazadas

En secciones rectangulares de gran dimensión, es preciso añadir un armado adicional para las columnas entrelazadas. En la Figura III 7-4 se ilustra una posible solución que ha sido evaluada experimentalmente.

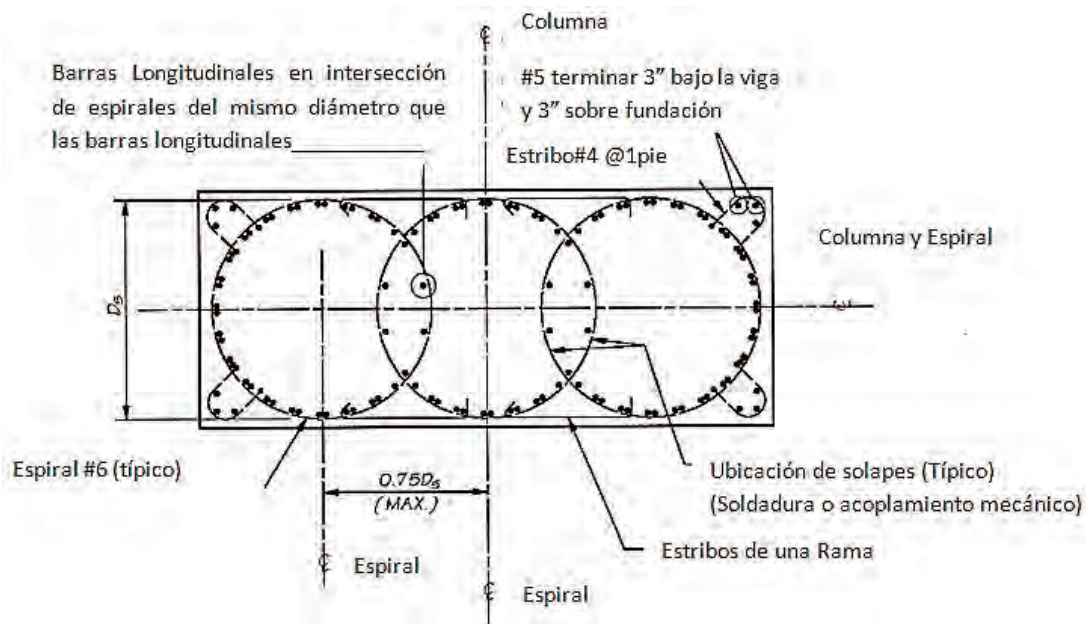


Figura III 7-4: Columnas entrelazadas con refuerzos adicionales en las esquinas de la sección rectangular. (Fuente: WSDOT, 2014)

C7.5. Columnas con Ensanchamientos de Sección

El ensanchamiento en los extremos de columnas, con fines de apoyo del tablero y ventajas arquitectónicas, ha causado, en ocasiones, fallas importantes. Una posible solución se da en el trabajo de Nada et al, 2003. Se trata de desconectar el ensanchamiento, cuya función pasa a ser sólo estética, por medio de una interfase de material compresible como se indica en la **Figura III 7-5**.

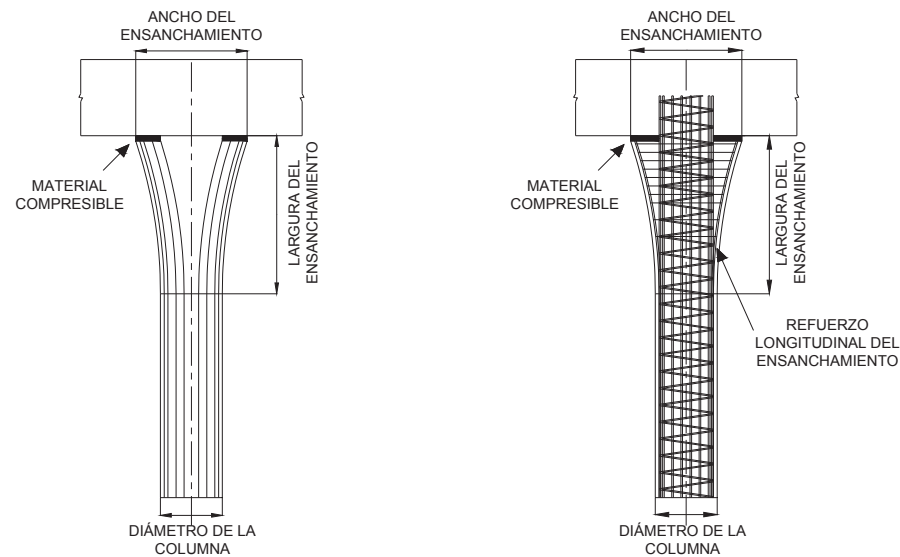


Figura III 7-5: Detalle del reforzamiento en una columna aislada, con ensanchamiento. (Fuente: Nada et al., 2003)

C7.6. Muros de Concreto

Uno de los modos de falla típicos de puentes, es la falla o desplazamiento de muros de soporte de concreto reforzado, fundados en áreas susceptibles a fenómenos de licuefacción. En las cercanías de los extremos del puente, las fallas observadas han sido por longitudes de apoyo insuficientes. Sin embargo, la frecuencia de desempeños inadecuados puede atribuirse a que los muros de soporte de concreto, han sido menos empleados que las mono-columnas o pilas aporticadas con mayor redundancia.

Las recomendaciones fundamentadas en resultados de ensayos presentados por Haroun et al, 1993, confirman que en la dirección del plano son más resistentes que bajo cargas ortogonales generadas por el sismo (dirección longitudinal del puente) tal como se indica en el Articulado.

C7.6.1. No hay comentarios

C7.6.2. No hay comentarios

C7.7. Transmisores de Corte

El mecanismo empleado para transmitir corte entre miembros conectados con barras de refuerzo, es corte por fricción deslizante. La interacción con los agregados de concreto suministra fricción, con fuerza normal pasiva que proviene de los refuerzos metálicos que cruzan la interfase sometida a fricción. Por tanto la resistencia al corte en la interfase es igual a la fuerza normal por un coeficiente que es del orden de 1.4. En los primeros ciclos este valor alcanza máximos; con la repetición de los ciclos de carga, progresivamente va perdiendo capacidad.

CAPÍTULO III 8. CÁLCULO DE LA RESPUESTA INELÁSTICA

C8.1. Introducción

De acuerdo con lo que se indica en el Articulado de la Parte II, nótese que la capacidad de deformación debe ser verificada empleando el mejor estimador de las resistencias de miembros. En el desarrollo de fuerzas para estimar qué tan protegidos por su capacidad se encuentran los miembros, es preciso emplear las solicitaciones asociadas a la sobrerresistencia. Las incertidumbres asociadas a las propiedades de los materiales, se tomarán en cuenta cuando se trate de las Curvas de Resiliencia en la **Sección C9.2**.

C8.2. Diagramas Momento-Curvatura en Concreto Armado

En adición a lo indicado en el **CAPÍTULO II 7**, deben incorporarse otros factores como son: el endurecimiento posterior a la cedencia de los aceros de refuerzo, el incremento en resistencia del concreto confinado. Obsérvese que si se trata de estructuras metálicas, el efecto destacado en la **Figura II 8-1** es menor, el cual se puede estimar en el orden de 1.2.

Obsérvese en la **Figura II 8-2** que la porción post-cedente de la curva, usualmente continúa su crecimiento. Para simplificar la relación momento-curvatura se suele representar en forma bilineal: elástica - perfectamente plástica, como se indica en la citada figura. La parte inicial elástica de la curva representa la rigidez efectiva a la flexión antes citada como $E_c \times I_{eff}$ (véase el **Art. 5.7.3**).

Para definir la forma bilineal, el valor del momento plástico (M_p) se basa en el balance de áreas sombreadas según se indica en la **Figura II 8-2**. Se obtiene así la curvatura cedente 'idealizada' (ϕ_{yi}) para (M_p). Obsérvese que se obtienen así factores de sobre-resistencia de momentos (λ) menos conservadores que el máximo de la curva.

C8.3. Cálculo de Deflexiones en Miembros de Concreto Armado

El procedimiento que se describe en esta Sección se sustenta en fundamentos del concreto armado. Algunas de las aproximaciones en el cálculo son susceptibles de mejora. Por ejemplo el valor de la Inercia Efectiva (I_{eff}) que incluya las reducciones por fisuración y/o agrietamiento, dependerá entre otros del porcentaje de refuerzo de la sección, el cual no es tomado en cuenta. De modo que la deformación entre el Estado 0 y el Estado 1 para obtener (Δ_e) solo será un valor aproximado para obtener (Δ_{yi}). En general esta será una fracción menor del desplazamiento total (Δ_u), esencialmente condicionada por el valor del desplazamiento no elástico.

Con relación a los Estados Límites que gobiernan la capacidad de rotación, los modernos criterios de diseño reducen considerablemente la probabilidad de que se alcancen los Estados Límites de (d) hasta (h). Típicamente estos cinco Estados pueden ocurrir después de alcanzar el Estado (b) que es la falla por compresión del concreto confinado. El Estado Límite (c) puede controlar en secciones sub-reforzadas. El Estado Límite (d) es propio de áreas no confinadas como el concreto de recubrimiento, el cual no se considera portante. De lo aquí indicado se desprende que normalmente deben controlarse los Estados (b) y (c), pues otros Estados quedan inhibidos o son propios de desplazamientos mayores que los citados Estados (b) y (c). En la **Tabla II 8-1**, se dan los valores de curvatura plástica correspondientes a diferentes Estados Límites en columnas y vigas de concreto armado.

C8.4. Desempeño de Columnas de Puentes de Concreto Armado

Este estimador de vulnerabilidades de columnas de concreto reforzado, es sensible a parámetros que afectan el desempeño de columnas. Efectivamente, mientras mayor sea el denominador del sustraendo de la fórmula, conduce a mayores valores de CVR. Estas columnas resultan ser más vulnerables que otras con menor porcentaje de refuerzo principal (P_s) y menores valores de $B_{máx}$. No contamos con una estadística confiable como para verificar la validez de este criterio

Otro parámetro prominente en la formulación anterior es el cociente ($b_{máx} / L_c$): cocientes grandes aumentan la vulnerabilidad, por estar asociados a fuerzas cortantes máximas más elevadas.

El parámetro (CVR) debe ser sensible a la duración e intensidad del movimiento del terreno. Experimentalmente se ha demostrado que, repetidas demandas de ductilidad, pueden causar una mayor degradación de la resistencia de la columna salvo en sistemas con una elevada resiliencia. Por esa razón, pareciera que a la cuantificación del (CVR) deberían añadirse parámetros relacionados a las acciones sísmicas que gobiernen el diseño.

C8.5. No hay comentarios

C8.5.1. No hay comentarios

C8.5.2. No hay comentarios

CAPÍTULO III 9. REHABILITACIÓN DE PUENTES EN SERVICIO

C9.1. Introducción

En la **Tabla II 9-1**, se establece la Vida de Servicio Remanente (VSR), así como el Nivel del Sismo que debe alcanzar la estructura rehabilitada. El porcentaje indicado se refiere a la acción sísmica establecida para 1000 años de período medio de retorno. Esta es una decisión que debe ser tomada por el Organismo del Estado responsable de Puentes y Comunicaciones. La condición de VSR igual a 0 años, aplica a puentes destruidos por el sismo. En estos casos, conocer la razón de tal desempeño resulta fundamental: inestabilidad de los terrenos de fundación, limitaciones en los criterios empleados en el proyecto, problemas de ejecución y/o mantenimiento, deterioro por cargas de servicio no controladas, etc. Es el fundamento de la Ingeniería Sísmica Forense que ha contribuido al progreso de la Ingeniería Sismo-resistente.

Por ejemplo, en Venezuela el viaducto asociado al Túnel de La Cabrera -tramo que va de Maracay a Valencia de la Autopista Regional del Centro- ha sufrido los efectos de un incremento en el nivel freático de la Laguna de Valencia. Esto ha obligado a incrementar las secciones de los pilotes inicialmente empleados en esa estructura (Capobianco, 2009). Entre las acciones externas, no se puede descartar un incremento en la sismicidad local durante los últimos años. Otro caso de interés es el puente Bio Bio en Chile, el cual ha pasado por dos grandes sismos: el de 1960 y el de 2010 (**CASO 35**).

Tal como se indica en el Articulado, entre los parámetros a tomar en cuenta para definir la VSR es preciso considerar: la edad de la estructura, la condición estructural, el desempeño en sismos pasados y la capacidad para soportar cargas rodantes. En caso de ser rehabilitado, la inversión debe sustentarse en la Vida de Servicio Remanente previsible.

C9.2. Metodología

En los **Art. 5.6**, **Art. 5.7** y **CAPÍTULO II 8** del presente Documento, se describen procedimientos que permiten evaluar la relación Capacidad/Demanda de puentes existentes, así como el agotamiento de la capacidad portante. Se trata de métodos conceptualmente correctos, menos detallados que los recomendados en FHWA (2006).

En casos extremos, pueden evaluarse los Niveles de Desempeño que se comentan en la **Sección C9.3** a continuación.

C9.3. Niveles de Desempeño para la Rehabilitación Sísmica (NDRS)

Con la información necesaria, el Proyectista debe evaluar los niveles de desempeño establecidos en la

Tabla II 9-2. Cuando se disponga de información incierta podrá sustentar sus decisiones en curvas de fragilidad para daños parciales o totales, como se muestra por ejemplo en: Hernández (2009) ó De Gouveia (2015). Incorporada la amenaza sísmica en el sitio, así como sus incertidumbres, con la curva de fragilidad de ruina, puede obtenerse la correspondiente probabilidad anual de alcanzar ese estado último.

C9.4. No hay comentarios

C9.5. No hay comentarios

C9.6. Síntesis de los Métodos de Análisis para Puentes Existentes

En la **Tabla II 9-5** del Articulado, se recoge una síntesis de los Métodos de Análisis, Evaluación de Capacidades y Demandas, así como la Aplicabilidad según el Tipo de Puente.

En la **Figura III 9-1** se describe en una forma muy sintetizada la información que debe considerarse en la priorización de la adecuación, o reparación si se trata de varios puentes afectados por un mismo sismo, sin perder de vista la Categoría Operacional y Objetivos, establecidos en las **Tabla II 1-1** y **Tabla II 1-2** de este Documento. El Nivel de Rehabilitación Sísmica se estableció en la **Tabla II 9-2**.

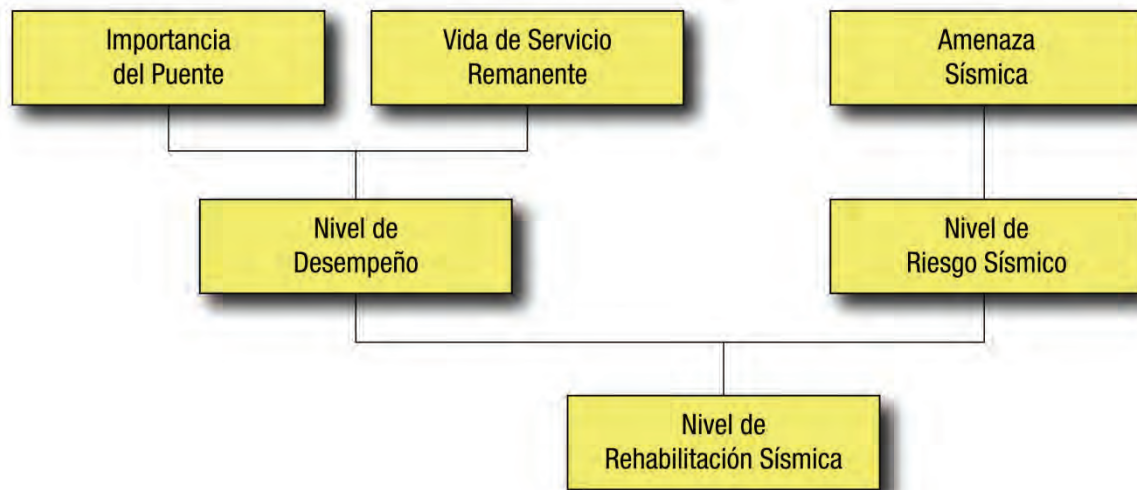


Figura III 9-1: Información a considerar en la priorización de puentes que merecen rehabilitación o reparación por efectos de un sismo intenso. (Elaboración propia).

C9.7. Posibles criterios para la Priorización de Intervenciones

Luego de analizada la casuística de la parte I de este trabajo, si retrocedemos al año 1971 y se analizan las razones por las cuales se han perdido puentes, es posible agrupar entre las enseñanzas de estas últimas décadas, los siguientes grupos; (i) Caracterización no adecuada de la amenaza sísmica del sitio, en función de la peligrosidad sísmica del entorno y de las características geotécnicas del área de fundación; (ii) Efectos de sitio no considerados como son las posibles condiciones licuables del terreno, la cercanía de fallas geológicas activas - incluso el cruce de las mismas- deslizamientos o inestabilidad de taludes, efectos topográficos y otros aspectos del sitio donde se ha fundado el puente; (iii) Limitaciones por disposición inadecuada de armaduras de refuerzo en áreas críticas de estructuras de concreto reforzado, especialmente para asegurar una capacidad adecuada de disipación de energía sin pérdida de la capacidad portante; (iv) Configuraciones inadecuadas en lo referente a esviajes, los cuales requieren análisis más complejos que puentes rectos.

En el mejor de los casos, el Estado destina fondos con fines de mantenimiento y adecuación de puentes que fueron proyectados bajo criterios ya obsoletos. La optimización de esta inversión requiere evaluar un número elevado de estructuras en servicio, con el fin de

identificar aquellas que, en un primer análisis y por las razones que se exponen en esta Sección, deben ser atendidas con prioridad. De ahí la *Priorización* que se anuncia en el título

Al igual que en otros procedimientos propuestos para la priorización de intervenciones o adecuaciones en stocks de puentes, sea en una ciudad grande o en áreas con peligrosidad sísmica reconocida, en la priorización intervienen varios parámetros asociados al Proyecto original, que han sufrido cambios en el tiempo: (1) La percepción de la amenaza sísmica y, más recientemente, haber uniformado en términos de probabilidades de excedencia aceptadas durante la vida útil de la obra por proyectar. La evaluación de esta amenaza está condicionada, además, por las características geotécnicas locales; (2) La diferenciación entre obras cuyo malfuncionamiento no esté asociado a problemas que afecten severamente la comunidad, de aquellas cuyo funcionamiento debe asegurarse en lo posible para lograr acceso a sitios de emergencia, o la continuidad del servicio, lo cual en las Normas es tratado por medio un Factor de Importancia; (3) Y, como quedó dicho, el empleo de Normativas de diseño actualizadas para asegurar una capacidad de absorción y disipación de energía en las estructuras, fundamental en el proyecto de estructuras en zonas sísmicas; esto incluye aspectos de configuración estructural que, ocasionalmente han resultado ser agravantes de la vulnerabilidad.

C9.7.1. Matrices de Probabilidad de Ruina

En esta Sección del Comentario se trata el tema de la Priorización de Intervenciones, como una propuesta con mayor nivel de detalle que el esquema de la **Figura III 9-1**. En adición a la información accesible sobre el Proyecto y fecha de ejecución de ese puente, los principales pasos a seguir se dan a continuación:

- 1) Categoría Operacional (**Tabla II 1-1**) y Objetivos (**Tabla II 1-2**) que debe cumplir el puente en evaluación. En la primera de las citadas tablas se da el Factor de Importancia (FI) que afectará las acciones sísmicas a considerar en la evaluación. Breve descripción del estado de mantenimiento o de daños visibles en caso de ser una situación de post-sismo.
- 2) Ubicación geográfica de la estructura, con lo cual se define la Zonación Sísmica establecida en la **Tabla II 2-1**. Conjuntamente con otros documentos normativos donde se establezcan acciones sísmicas (en el caso de Venezuela, por ejemplo: COVENIN 1756, COVENIN 3621, documentos de CADAPE, EDELCA, ELECAR y otros), caracterizar la amenaza sísmica del sitio. En casos extremos puede recurrirse a un Estudio de Amenaza Sísmica, pero puede evitarse esa inversión en tiempo y dinero. La caracterización de la amenaza, permite estimar razonablemente la probabilidad anual de que ocurran

- ciertos rangos de aceleraciones (A_i), lo cual se expresa aquí como $P(A_i)$. En cualquier caso debe tenerse presente el factor (FI).
- 3) Evaluación de las condiciones locales del sitio, lo cual debe quedar sintetizado por las siguientes variables: Clasificación del tipo de subsuelo (**Tabla II 3-1** a **Tabla II 4-2**) y valores de F_v según la **Tabla II 4-5**; eventual potencial de licuefacción; estabilidad de taludes en el área de laderas adyacentes, así como estabilidad en los tramos de acceso al puente. Forma espectral a considerar como más desfavorable para el sitio, lo cual es función del tipo de suelo.
 - 4) Evaluación de los posibles mecanismos de deterioro del puente: formas estructurales aceptables o no recomendadas (**Art. 5.4**), sistema estructural empleado (**Tabla II 5-4**), tipificación de Sistemas Resistentes a Sismos (**Art. 5.5**), evaluación preliminar de posibles debilidades bajo la acción sísmica
 - 5) Estimación del peso total de la superestructura y evaluación de conexiones con sistema portante de la subestructura.
 - 6) Estimación del período fundamental por métodos simplificados y cálculo de las sollicitaciones a nivel de subestructura. Identificación de posibles mecanismos en los cuales la capacidad sea superada por la demanda (sea a nivel de fuerzas o de desplazamientos) y asociación a niveles de rangos de (A_i) donde esto pueda ocurrir. Consideración sobre el estado en el cual se encuentra el puente (Punto i).
 - 7) Evaluar estados de desempeño (ED), incluida la situación de ruina o desplome.
 - 8) Elaboración de una matriz que relacione los (ED) con las posibles acciones sísmicas (A_i) transmitidas por el terreno. Un ejemplo de esa matriz se da en la **Tabla II 9-4**.
 - 9) Evaluación cuantitativa de la probabilidad anual o en (t) años de que se alcance el (ED) de un determinado puente $P(ED)$, ubicado en un área caracterizada por una amenaza sísmica en los términos señalados en el (Punto ii). Ésta se puede evaluar en forma aproximada, sumando las contribuciones de los efectos esperados (expresados en la matriz de Estados de Desempeño), condicionados a que ocurran movimientos del terreno en el rango A_i seleccionados. Analíticamente se puede expresar como: $P(ED/t) = \sum [P(ED/A_i) \times P(A_i/t)]$ para todos los valores A_i .

C9.7.1.1. Ejemplo de Aplicación

Como ejemplo se ha supuesto un puente de concreto armado en servicio, ubicado en dos zonas de amenaza sísmica distinta, en un suelo Clase B, proyectado en los años 70, caracterizado por la matriz de probabilidades de la **Tabla III 9-1**.

Tabla III 9-1: Matriz de Probabilidades de que Ocurra el Estado de Desempeño Indicado

Estado de Desempeño (ED)	Probabilidad de que Ocurra el Estado de Desempeño, dado que ocurra A_i						
	[P(ED/ A_i)]						
	$A_i < 0.10g$	$0.10g \leq A_i < 0.20g$	$0.20g \leq A_i < 0.30g$	$0.30g \leq A_i < 0.40g$	$0.40g \leq A_i < 0.45g$	$0.45g \leq A_i < 0.50g$	$0.50g \leq A_i$
Sin daños visibles	0.90	0.40	0.20	0	0	0	0
Agrietamiento visible en columnas de la subestructura	0.10	0.20	0.30	0.05	0	0	0
Agrietamiento reparable	0	0.15	0.20	0.20	0.05	0	0
Inicio de rotulación en zonas críticas	0	0.20	0.15	0.30	0.15	0.10	0
Pronunciada rotulación; disipación de energía	0	0.05	0.15	0.25	0.30	0.15	0
Daños irreparables; riesgo de ruina	0	0	0	0.20	0.50	0.75	1.00

Se han seleccionado dos zonas de amenaza sísmica diferentes, en las mismas condiciones del subsuelo para no introducir más variables en el ejercicio que se presenta. En la **Tabla III 9-2** se indican las probabilidades anuales de que ocurran movimientos en los rangos de aceleraciones indicados.

Tabla III 9-2: Probabilidades Anuales de que Occurra el Nivel de Aceleraciones Indicado

Zona de Amenaza Sísmica	Probabilidad Anual de que ocurra el Nivel de Aceleraciones (A_i) indicado (en unidades $\times 10^{-3}$)						
	$A_i < 0.10g$	$0.10g \leq A_i < 0.20g$	$0.20g \leq A_i < 0.30g$	$0.30g \leq A_i < 0.40g$	$0.40g \leq A_i < 0.45g$	$0.45g \leq A_i < 0.50g$	$0.50g \leq A_i$
Zona de mayor peligrosidad sísmica	1.0	4.5	7.1	4.5	3.2	1.4	0.6
Zona de menor peligrosidad sísmica	1.0	5.7	8.5	3.2	2.5	1.2	0.4

Como resultado de la aplicación de la fórmula indicada en el número (9) de la **Sección C9.7.1**, las probabilidades de alcanzar los Estados de Desempeño anotados en la **Tabla II 9-4** del Articulado, para la zona de mayor peligrosidad sísmica varían entre 2.5×10^{-3} y 4.15×10^{-3} siendo el mayor el de “*Daños Irreparables, riesgo de Ruina*” y el menor el de “*Sin daños visibles*”. En la zona de menor peligrosidad sísmica los resultados varían, respectivamente, entre 4.88×10^{-3} y 3.01×10^{-3} siendo mayor el Estado de Desempeño “*Sin Daños Visibles*” y el menor el de “*Pronunciada Rotulación*”.

Aun cuando el ejemplo no goza del rigor que puede tener un caso real, analizado con las herramientas que se dan en este Documento, se observa que el procedimiento expuesto en esta Sección, puede ser una buena ayuda para priorizar de modo aproximado inversiones en la Rehabilitación de Puentes.

C9.7.2. Empleo de las Curvas de Fragilidad

C9.7.2.1.- Factor de Amenaza

En el **CAPÍTULO II 1** de este Documento se distinguieron los Puentes Críticos o que deben mantener su servicio inmediatamente después de un sismo; éstos están afectados por un Factor de Importancia con un valor mayor que la unidad. De este modo, seleccionada una vida útil de 50 años, para la cual se aceptan sismos cuyas probabilidades de excedencia sean de hasta 10% en estructuras usuales, la mayoración por 1.4, que conduce a ordenadas espectrales un 40% mayores, conduce a probabilidades de excedencia menores. Si el mapa de zonación está debidamente sustentado, la aplicación de tales factores de importancia cambia el riesgo, pues modifica, prácticamente de modo uniforme, la probabilidad de excedencia.

C9.7.2.2.- Razones Geotécnicas

Dado que los espectros de respuesta actuales ya no son normalizados, las condiciones geotécnicas modifican los espectros de diseño. No obstante, el criterio de selección (10% en 50 años) no se ha modificado y, por tanto, no se esperan grandes cambios en el riesgo, con lo cual se suele considerar válida la reducción de probabilidades de excedencia asociadas a la aplicación del mismo factor de importancia. Las razones geotécnicas obviamente influyen, especialmente cuando se trata de fuentes sísmogénicas distantes, pues las altas frecuencias generadas por el sismo se atenúan más rápidamente que las bajas frecuencias, lo cual en caso de depósitos de aluviones recientes distantes, debe ser considerado en el análisis.

C9.7.2.3.- Fecha del Proyecto

Aquí sí procede una penalización consecuencia de los cambios del stock de Normas. Tanto las que han establecido los valores de las acciones sísmicas a considerar, como las Normas para el proyecto de miembros estructurales.

La mejor guía publicada en Venezuela, la constituye el trabajo realizado por el Ingeniero Julio J. Hernández, quien evaluó cuantitativamente las curvas de fragilidad, considerando los cambios en el stock de Normas con vigencia simultánea, en lapsos de tiempo comprendidos entre 1939 y el presente. Una revisión de las tablas 10 y 11, en cierta forma sintetizadas en la Tabla 12 de su trabajo, constituye un valioso resultado para el tema que se desea evaluar (Hernández, J.J., 2009).

Para ello y dado que no se contó con Normas específicas para el proyecto sísmorresistente de puentes, se ha considerado que éstos pueden quedar representados como edificios bajos de concreto armado. Se logra así una muy útil guía preliminar de obras proyectadas en los últimos 75 años en Venezuela cuyas prioridades de intervención fueron evaluadas por el Ingeniero Hernández. Para su aplicación a estructuras de puentes, se ha dividido ese lapso en los 5 grandes grupos que se dan en la **Tabla III 9-3**.

Tabla III 9-3: Recomendaciones sobre Prioridades de Intervención. (Fuente: Tabla 12 en el trabajo de Hernández, p. 96)

Lapso	Depósitos Someros	Depósitos profundos
1939-55	Obligatoria	Prioritaria
1955-67	Conveniente	
1967-82	Conveniente	
1982-85	Conveniente	
1985 en adelante	Innecesaria	

Tomando en consideración que los Factores de Importancia se comenzaron a emplear en 1982 y que el detallado fue más exigente desde 1985, la Tabla anterior habría que dividirla en la forma que se propone en la **Tabla III 9-4**.

Tabla III 9-4: Factores de Vulnerabilidad y de Importancia

Lapso	Factor de Vulnerabilidad		Factor de Importancia
	Depósitos Someros	Depósitos Profundos	
1939-55	10	10	1.0
1955-67	8	10	1.0
1967-82	5	6	1.0
1982-85	3	4	0.7
1985 en adelante	2	2	0.7

Con relación al Factor de Amenaza resulta conveniente diferenciar sitios donde se hayan hecho estudios de Amenaza Sísmica, de aquellos establecidos en las Normas empleando los Espectros Normalizados, hoy reconocidos como obsoletos. En la **Tabla III 9-5** se dan los valores propuestos.

Tabla III 9-5: Factor de Amenaza

Lapso	Aplicación de Normas	Estudios de Sitio
1939-55	10	10
1955-67	10	10
1967-82	8	8
1982-85	6	4
1985-2001	6	3
2001 en adelante	3	2

Con los valores anteriores se obtienen los Factores o Índices de priorización que se dan en la **Tabla III 9-6**.

De la **Tabla III 9-6** se desprende que con anterioridad al cambio de Normas de 1982 la vulnerabilidad se puede considerar algo menor pues se iniciaron los Estudios de Sitio. La comparación de los valores encontrados con los empleados por De Gouveia (2015), quien evaluó el problema de forma más detallada, revela que los índices entre 0 y 100 se pueden dividir en tres grupos: "baja" de 0 a 40; "media" de 40 a 60; "alta" de 60 a 100. Aplicados sus criterios a puentes de Caracas, encontró que de una muestra de 10 puentes evaluados (esencialmente autopistas) el índice variaba entre 30 y 80 aproximadamente. También señala en su trabajo, que aplicando los criterios propuestos, puentes derrumbados por sismos en otros países, alcanzaron Índices de Vulnerabilidad comprendidos entre 56 y 76 aproximadamente.

Tabla III 9-6: Factores o Índices de Priorización

Lapso	Aplicación de Normas	Estudios de Sitio
1939-55	100	(1)
1955-67	80	(2)
1967-82	50	40
1982-85	25	20
1985-2001	10	5
2001 en adelante	5	3

- (1) No se conocen estudios de sitio en estos períodos, incluida la autopista Caracas-La Guaira.
- (2) En el caso del Puente sobre el Lago, el tema sismo no fue objeto de algún estudio esencialmente por ausencia de información adecuada

C9.7.2.4.- Demanda vs Capacidad

Se trata aquí el análisis estático no lineal (**Art. 5.6** y **CAPÍTULO II 8** del Articulado) luego de seleccionar una de las direcciones principales del puente, asumiendo que en esa dirección el sistema puede modelarse como de un grado de libertad. Para simplificar esta descripción, se admite que el sistema puede ser modelado como de un grado de libertad. Se supondrá que la masa puede concentrarse en el centro geométrico del tablero como punto para generar las Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura. En la dirección longitudinal resulta fundamental verificar las longitudes de apoyo de los tableros sobre las pilas extremas.

La evaluación estructural se limita aquí a la capacidad a flexo-compresión de una columna tipo. Una verificación más exhaustiva requiere verificar la vulnerabilidad de otras áreas y elementos tales como: las vigas del tablero, longitud de apoyo o continuidad del tablero, fundaciones, corte en las columnas, pandeo y anclaje de las barras de refuerzo y otros.

C9.7.2.5.- Carga Gravitatoria y Sismo

Además del peso propio, en puentes con mucho tránsito se suele añadir una fracción de la carga de servicio; en este caso se ha añadido el 50% del tráfico previsto que significa 250 kgf/m². En función de la altura de las columnas el Proyectista puede incorporar el efecto P- Δ .

De acuerdo con Normas más modernas, la acción sísmica para puentes de autopistas en zonas urbanas, se recomienda emplear acciones sísmicas con períodos de retorno iguales a 1000 años; si se trata de conexiones entre grandes autopistas o puentes que permiten el acceso a Centros de Emergencia, Bomberos u otros por el estilo, el período medio de retorno empleado es de 2500 años.

C9.7.2.6.- Caracterización de la Capacidad de Desplazamiento Estructural del Puente

Evaluada la configuración del puente, en este caso se trata de un puente sobre pórticos de dos columnas de sección circular, cuyas áreas críticas son los extremos de las columnas. Por tanto resulta importante determinar las sollicitaciones que conduzcan a la máxima rotación en alguna de las rótulas plásticas que puedan formarse.

De este modo se conoce el desplazamiento del tablero (Δ_{cu}) donde una, o más de una de las columnas, alcanzan su rotación máxima por flexo-compresión. Este es el valor de referencia a partir del cual puede iniciarse la inestabilidad del sistema, salvo que fuese altamente hiperestático.

Si se acepta que (Δ_{cu}) (resultado del empuje progresivo del puente) es conocido, resulta inmediato conocer el desplazamiento previo, asociado a la cedencia de los refuerzos de la columna (Δ_{cy}). De este modo se pueden definir, por ejemplo, cuatro *Estados de Daño* en términos del desplazamiento Δ del puente, denominados (Δ_i):

- $\Delta_1 = (\Delta_{cy}) / 2$ (daño leve)
- $\Delta_2 = (\Delta_{cy})$ (daño moderado)
- $\Delta_3 = (\Delta_{cy}) + K (\Delta_{cu} - \Delta_{cy})$ (daño reparable)
- $\Delta_4 = (\Delta_{cu})$ (daño cercano a la inestabilidad)

Obsérvese que el valor de K puede variar entre 0 (daño moderado) y 1.0 (daño cercano a la inestabilidad). Un valor empleado es del orden de 1/3 a 1/4 dependiendo de la diferencia entre el desplazamiento cedente (Δ_{cy}) y el último (Δ_{cu}).

C9.7.2.7.- Caracterización de la Demanda de Desplazamiento consecuencia de la Acción Sísmica

Con las hipótesis hechas y dado que se consideró válido evaluar el puente como un sistema de un grado de libertad, la demanda de desplazamiento por sismo se puede inferir de la ordenada espectral (S_{a1}) para el amortiguamiento asignado al sistema y el período fundamental (T_1) calculado con la masa total del puente y la rigidez efectiva (K_{eff}) tratada en

la **Tabla II 5-7, Art. Art. 5.7.3** del Articulado. Así, bastaría calcular el valor (Δ_{d1}) por medio de la expresión siguiente:

$$(\Delta_{d1}) = (S_{a1}) \times g \times (T_1)^2 / (2 \pi)^2 \quad \text{III 9-1}$$

C9.7.2.8.- Condición de Falla

La condición de falla (F) es aquella en la cual la se cumple la condición: $F = (\text{Capacidad} - \text{Demanda por sismo})$ arroje un resultado negativo ($F < 0$). Resulta evidente la conveniencia de incorporar algunas de las incertidumbres que condicionan este resultado: tanto de aquellas que condicionan la capacidad, como de las que condicionan la demanda. Para esto se logra construyendo las curvas de fragilidad para los cuatro Estados de Daño que se dan en la **Sección C9.7.2.6**. En este caso, las curvas de fragilidad ya mencionadas expresan la probabilidad de alcanzar alguno de los Estados de Daño señalados, en la medida que se incrementa el valor de la aceleración máxima del terreno.

C9.7.2.9.- Curvas de Fragilidad

(a) Reconocimiento de Incertidumbres

Tabla III 9-7: Valores Adoptados para las Variables Indicadas (Fuente: De Gouveia, 2015)

Variable	Valor Medio	Media - 1σ	Media + 1σ
f'_c	375	250	500
f_y	3500	2800	4200
C	Medianamente confinado	No confinado	Confinado
K_b	K_b	0.5 K_b	2 K_b
β	2.35	1.88	2.82
L_a	31	23	40

En un trabajo reciente sobre riesgo sísmico en puentes y tramos elevados de concreto reforzado (De Gouveia, 2015, Capítulo 6), aborda el cálculo del riesgo sísmico considerando las siguientes variables como aleatorias, las cuales asume con distribuciones normales, con los valores de la μ y σ . La autoreferencia al marcador no es válida.: (a) Resistencia a la

compresión del concreto f_c' ; (b) Resistencia cedente del acero de refuerzo f_y ; (c) Condición de confinamiento de columna de sección circular (C); (d) Módulo de balasto del suelo de fundación (Kb); (e) Factor de amplificación espectral (β); (f) Longitud de apoyo del tablero (L_a).

(b) La Aceleración Máxima del terreno en Roca (A_o) se Considera como Variable Independiente

Empleando el método de los estimadores puntuales, para cada valor de (A_o) se emplearon todas las combinaciones de las variables de la **En un trabajo** reciente sobre riesgo sísmico en puentes y tramos elevados de concreto reforzado (De Gouveia, 2015, Capítulo 6), aborda el cálculo del riesgo sísmico considerando las siguientes variables como aleatorias, las cuales asume con distribuciones normales, con los valores de la **¡Error! La autoreferencia al marcador no es válida.**: (a) Resistencia a la compresión del concreto f_c' ; (b) Resistencia cedente del acero de refuerzo f_y ; (c) Condición de confinamiento de columna de sección circular (C); (d) Módulo de balasto del suelo de fundación (Kb); (e) Factor de amplificación espectral (β); (f) Longitud de apoyo del tablero (L_a).

, con lo cual se obtiene la media y la desviación estándar de la función de falla (F) indicada en la **Sección C9.7.2.8**. Los incrementos de A_o fueron iguales a ($\Delta A_o = 0.025g$), con lo cual las curvas de fragilidad entre 0 y 1.0 g, se obtuvieron para 40 puntos. Así, en la dirección longitudinal (X) de un determinado puente estudiado, los resultados de De Gouveia son los que se reproducen como **Figura III 9-2**.

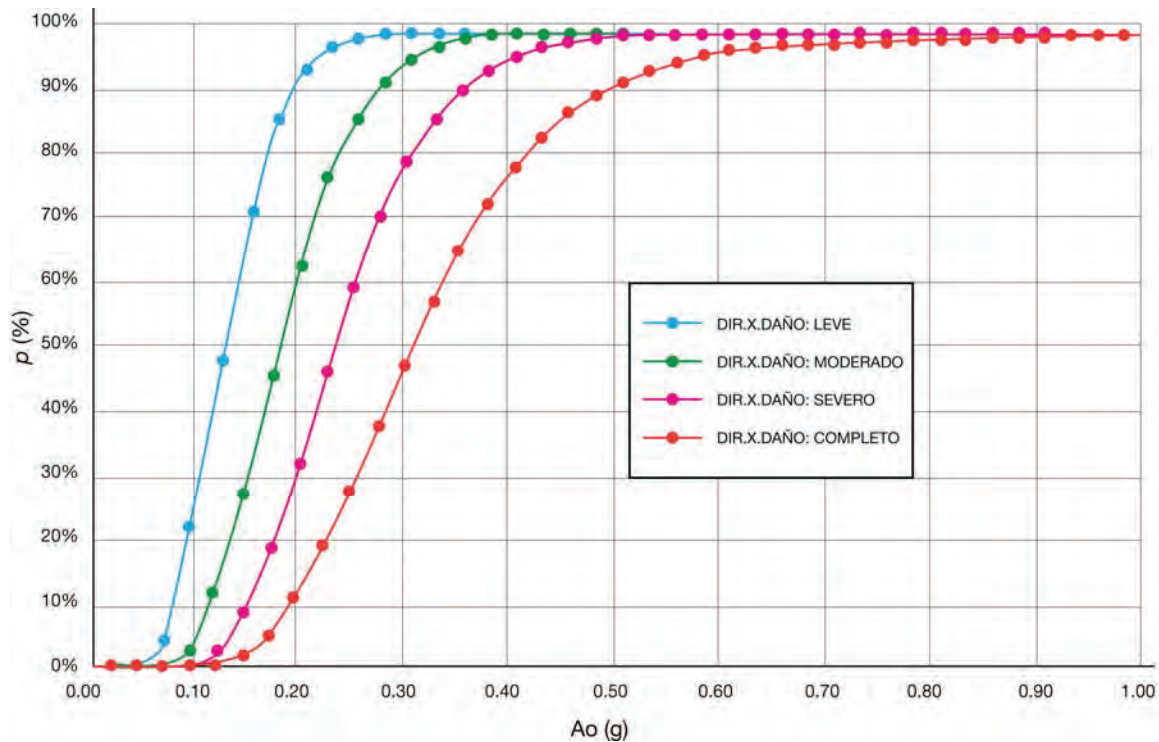


Figura III 9-2: Curvas de Fragilidad para los cuatro Estados de Daño indicados. (Fuente: De Gouveia, 2015, p. 183)

Dado que los resultados reproducidos en la **Figura III 9-2** corresponden a un puente elevado ubicado en Caracas, en el estudio de microzonación de FUNVISIS (s. f.) esa zona de la capital aparece con $A_0 = 0.28$ g. Por tanto, para ese valor de A_0 con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, la curva de *Daño Completo* (Estado 4) arroja una probabilidad cercana al 40%. Y la probabilidad de que el daño esté comprendido entre Daño Severo y Daño Completo, es del orden de 33%. Estos valores cambian sustancialmente si se aplica un factor de importancia de 1.4; o sea, para aceleraciones iguales a 0.39 g la probabilidad de daño completo se acerca al 77% y la probabilidad de que ocurra algún daño (severo o completo) es del orden del 95%

The image features a dark brown background with a horizontal bar at the bottom. On the left side, there are two overlapping circles of different shades of brown. Two thin white lines curve across the upper portion of the page. The word "Referencias" is written in white, bold, sans-serif font in the bottom right corner of the dark brown bar.

Referencias

REFERENCIAS PARTE I

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2010). LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd edition.
- ACOSTA, L. (1999). Esquema de la ubicación aproximada de las fallas de Tacagua y El Ávila. *Informe Interno*, Coral 83, Caracas.
- ALDERMAN, J. et al. EQE (1995). The January 17, 1995 Kobe Earthquake. An EQE Summary Report. April. San Francisco, Cal., 94 p.
- AKI, K. (1979). Characteristic of barriers on an earthquake fault. *J. Geophys. Res.*, 84, 6140-6148
- ALEXANDER, D. (1982). The earthquake of 23rd November 1980 in Campania and Basilicata, southern Italy. International Disaster Institute, London.
- ALVA J. et al. (1990). El Terremoto de Loma Prieta (San Francisco) del 17 de Octubre de 1989. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Lima, 63 p.
- AMBRASEYS, N. (1972). Field report of the Ghir, Iran, earthquake. UNESCO, Paris.
- AMBRASEYS, N. and ZÁTOPEK, A. (1968). The Varto Üstükran (Anatolia) earthquake of August, 1966. *Bull. Seism. Socie. of America.* , Vol 58, Nº 1, pp 47-102, February, 1968.
- ANDREWS, A. (1963). Earthquake. Angus & Robertson, Ltd. London, 208 p.
- ARNAL M., E. (1948). *Lecciones de Puentes*. Caracas. / Segunda edición en 1962, Facultad de Ingeniería, UCV, noviembre. Caracas, 240 p. Reimpreso en 1977 en versión: Folleto de Estructuras Nº 8, Departamento de Ingeniería Estructural de la misma Facultad. Nueva edición ampliada en 2000, con la colaboración de los ingenieros: Cecilia Arnal M. y Luis Alfredo Rivero. Altolitho C.A., ISBN 980-07-6910-2. Caracas, 301 p./.
- ARNAL M., E. (1962). *Lecciones de Puentes*. Facultad de Ingeniería, UCV, edición de 500 ejemplares, noviembre. Caracas, 240 p. /Segunda edición en 1977 Folleto de Estructuras Nº 8/.
- ATWATER, B. (2012). Japan, 11-03-2011, Wikipedia.usgs.gov/10/outreach3

- BENFER, N. A., COFFMAN, J. L. and DEES, L. T. (1973) San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971. NOAA, Three Volumes. Volume II (Utilities, Transportation, etc.). Washington, 325 p.
- BENNET, J. H. and SHERBURNE, R. W., editors (1984). The 1984 Morgan Hill, California Earthquake. Special Publication 68. Cal. Dep. of Conserv. Div. of Mines and Geology. Sacramento, 271 p.
- BERG, G. V. (1964). Te Skopje Yugoslavia Earthquake. American Iron and Steel Institute. New York, 78p. Workshop on Earthquake resistance of Highway Bridges, ATC, California.
- BERG, G. V. and SRATTA, J. L. (1964). Anchorage and the Alaska Earthquake of March 27, 1964. American Iron and Steel Institute, New York, 63 p.
- BERTERO V. and SHAH, H. (1983). El-Asnam, Algeria earthquake, October 10, 1980. NRC, EERI. Berkeley, ca., s.p.
- BRANDO, M. (2010-2011) Seismic performances of bridges during Canterbury earthquakes. Trabajo Especial de Grado, "Politecnico di Milano, Facoltà di Ingegneria Edile-Architettura". Profesores guía: A. Franchi, A. Palermo
- BRUN, J. A. (1894). Relación circunstanciada de la situación de los edificios, de la línea, puentes, material rodante y máquinas del Ferrocarril de Santa Bárbara a El Vigía después del temblor de tierra del día 28 de Abril de 1894. Ministerio de Obras Públicas (MOP), Documentos N° 332, Caracas.
- BULLETIN OF THE SEISMOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA (BSSA) (2001). Dedicated Issue. Chi-Chi. Taiwan Earthquake of 20 September 1999. Guest editors: Teng, T., Tsai, Y-B and Lee, H. K.. Los Álamos, 1395 p.
- CAF. (2015). IDEAL 2014. La infraestructura en el desarrollo de América Latina. Resumen ejecutivo. Caracas: CAF. Retrieved from <http://scioteca.caf.com/handle/123456789/697>
- CALTRANS, California Department of Transportation, <http://www.dot.ca.gov/hq/paffairs/about/retrofit.htm>
- CAMACHO, E., LUQUE, V. y DE LEÓN, I. (1991). Aspectos sismológicos y Efectos Geológicos del Terremoto del 22 de Abril de 1991, en Bocas del Toro, Panamá. Septiembre. Panamá, 66p. + Tablas.
- CAMARGO MORA, R. (2006). Reforzamiento del Viaducto N°1 autopista Caracas-La Guaira. Ingeniería Forense y Estudios de Sitio, vol. 1, cap. XIV, p 251-272, CONSULIBRIS, ISBN 980-12-2289-1, Caracas.

- CASTANO, J. C. y ZAMARBIDE, J. L. (1976). Informe sobre aspectos Sismológicos y Estructurales del Terremoto de Guatemala, 4 de Febrero 1976. INPRES, Publicación Técnica N° 3. San Juan, 62 p.
- CENTENO GRAÜ, M. (1900). El terremoto de 1900. La Linterna Mágica, 15 de noviembre, p 1-2, Caracas.
- CENTENO GRAÜ, M. (1940) Estudios sismológicos. Litografía del Comercio, Caracas. /Segunda edición en 1969, aumentada y corregida, Vol VIII Acad. de Cienc. Físic., Matem. y Nat., Talleres Cartografía Nacional, Caracas/.
- CITECI-CONSULIBRIS (2009). Ingeniería Forense y Estudios de Sitio, Vol. II, Ediciones CITECI- Consulibris, ISBN 978-980-7081-05-4, Caracas.
- COLEGIO FEDERADO DE INGENIEROS Y DE ARQUITECTOS DE COSTA RICA (2013). Comisión permanente de Estudio y revisión del Código Sísmico de Costa Rica. Lineamientos para el Diseño Sísmorresistente de Puentes. Marzo. San José, 70 p. + Anexos
- COMARTIN, C. D. (1995). Guam earthquake of August 8, 1993. Reconnaissance Report. Earthquake Spectra, 95-02. Oakland, 175 p.
- CORRALES, W. (2015). *Vulnerabilidad ante los fenómenos naturales y limitaciones al Desarrollo Humano Sostenible*. www.acading.org.ve/info/.../FORO.../foro_vulnerabilidad_WC.pdf
- CRUZ Z., et al. (1988). Lecciones del Sismo del 3 de Marzo de 1985. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón. Santiago de Chile, 126 p.
- CSMIP, California Strong Motion Instrumentation Program, (1985). *Processed Data from the Strong-Motion Records of the Morgan Hill Earthquake of 24 April 1984*, Part I, P. 125, OSMS 85-04.
- DAMES & MOORE (1989). The October 17, 1989, Loma Prieta Earthquake. Los Ángeles, Cal., 29 p.
- DEGENKOLB, H. J. (1987). The Whittier Narrows Earthquake, October 1, 1987. Degenkolb Associates, Engineers. San Francisco, 65 p.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, Stratta et al. (1977). Reconnaissance Report Mindanao, Philipines Eartquake, August 17, 1976. Berkeley, 106 p.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (1983). *El-Asnam, Algeria earthquake of October 10, 1980. A Reconnaissance and Engineering Report*. Coordinators: Vitelmo Bertero and Haresh Shah, pp. 317-319. Berkeley.

- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (1986). *Reducing earthquake hazards: Lessons Learned from Earthquakes*. Publication N° 86-02, ISBN 0-943198-27-5, November. El Cerrito, Cal.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (1987). *The San Salvador Earthquake of October 10, 1986*. Earthquake Spectra, Volume 3, N° 3, Transportation pp.591-594. Oakland.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (1988). *The Whittier Narrows Earthquake of October 1, 1987*. Earthquake Spectra, Volume 4, N° 2, Section 7 and Section 8, pp. 377-405. Oakland. /En particular interesa las razones de los daños estructurales analizados en la Sección 8 de M.J. Priestley, pp. 389-405/.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, Meehan et al. (1989). Loma Prieta earthquake, October 17, 1989. Preliminary Reconnaissance Report, 89-03. Oakland, 51 p.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (1991). *Costa Rica earthquake of april 22, 1991. Reconnaissance report*. Earthquake Spectra, supplement B to Volume 7, Section 6: Bridges, pp.59-91. Oakland.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (1993). *Erzincan, Turkey earthquake Reconnaissance report*. Earthquake Spectra, Supplement to Volume 9, Communications, pp.120-124, July. Oakland.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, Comartin, C. D., Greene, M. and Tubbesing, S. K. (1995a). The Hyogo-Ken Nanbu earthquake. Great Hanshin Earthquake Disaster, January 17, 1995. EERI, 95-04. Berkeley, 116 p.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, Comartin, C. D., editor (1995b). Guam Earthquake of August 8, 1993. EERI, 95-02. Berkeley, 175 p.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, Hall, technical editor (1995c). Northridge Earthquake, Reconnaissance Report, vol.1, Supl. to Vol. 11, April, Berkeley, 523 p.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (2000). Kocaeli earthquake. (Véase: Youd T. L., Bardet, J. P. and Bray, J. D., 2000).
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (2010) Special Earthquake Report — June.
https://www.eeri.org/site/images/eeri_newsletter/2010_pdf/Chile10_insert.pdf

- EERI/PEER/FHWA (2010) *Bridge Team. Report Performance of Highway and Railway Structures during the February 27, 2010 Maule Chile Earthquake.*
http://peer.berkeley.edu/publications/chile_2010/documents/bppr4.pdf
- EIBY, G. A. (1957). *Earthquakes.* Cox & Wyman Ltd, London, 257 p.
- EIBY, G. (1969). *Earthquake Engineering Lessons.* New Zealand, 245 p.
- EIBY, G. A. (1980). *Earthquakes.* Van Nostrand R., Comp., ISBN 0442-25191-2. New York, 209 p.
- ELMS, D.G. and MARTIN, G. R. (1979). *Factors involved in the seismic design of Bridge Abutments.* Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, ATC, California
- EQE (1987). *Summary of the 1987 Bay of Plenty (Edgecumbe), New Zealand Earthquake.* Elec. Pow. Resea. Inst.- EERI, 29 p.
- EQE Engineering (1989). *The October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake.* San Francisco, 40 p.
- EQE International (1991). *The April 22, 1991, Valle de la Estrella Costa Rica Earthquake. A quick look Report.* San Francisco. Cal., 38 p.
- EQE International (1995). *The January 17, 1995 Kobe Earthquake an EQE Summary Report.* San Francisco, Cal., 94 p.
- ESPINOSA, A. F. (1976). *The Guatemalan earthquake of February 2, 1976, a Preliminary Report.* Geological Survey Professional Paper 1002. U. S. Government Printing Office, 1976. pp. 69-76. Washington, 90 p.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA), (2006). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures. Part 1 - Bridges.* Publication N° FHWA-HRT-06-032. Washington. /Updated, 2011/
- FIEDLER, G. (1961). *Áreas afectadas por terremotos en Venezuela.* Memorias III Congreso Geológico Venezolano, Tomo IV, pp. 1791-1810. Caracas.
- FIEDLER, G. (1988). *Preliminary evaluation of the large Caracas Earthquake of October 29, 1900, by means of historical seismograms.* In: *Historical Seismograms and Earthquakes of the World*, edited by: W.H.K. Lee, Academic Press, pp. 201-206.
- FIEDLER, G., MOLINA, Y., CASTANO, J. C. y ZAMARBIDE, J. L. (1980). *El terremoto de Guatemala del 4 de Febrero de 1976.* CERESIS/UNESCO. Lima, s.p.

- FRANCESCHI, L. y SANABRIA, J. I. (2006). Fallas de puentes por incapacidad o socavación. En: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, vol. 1, cap. IV, p 75-87, CONSULIBRIS, ISBN 980-12-2289-1, Imp. Minipres. Caracas, 389 p.
- FREYSSINET, E. (1953). Largest concrete spans of the Americas. Three monumental bridges built in Venezuela. *Civil Engineering*, March, 41-44.
- FUNVISIS (1997). Evaluación preliminar del Sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997, Estado Sucre, Venezuela. J. A. Rodríguez, edit. Caracas, ed. Mimeografiada, versión revisada.
- GALLEGOS V., H. y RÍOS J., R. (1990). *El terremoto de Loma Prieta, 17 de octubre de 1989*. Ceresis, Informe Técnico. ima, 67 p.
- GARCÍA, R. J. y LÓPEZ S., J. L. (2005). Debris flows of December 1999 in Venezuela. *Debris Flows hazards and related phenomena*. Springer-Praxis. Mathis Jakob and Oldrich Hungr (Editors).
- GATES, J. H., MELLON, S. and KLEIN, G. (1988). The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987-Damage to State Highway Bridges. *Earthquake Spectra*, Vol. 4, N° 2, May. El Cerrito, pp. 377-388.
- GENATIOS, C. (2010). *Vargas: desastre, proyecto y realidad*. Presentado como trabajo de incorporación, ante la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat. Caracas, 169 p.
- GENATIOS, C. y LAFUENTE, M. (2003). Lluvias torrenciales en Vargas, Venezuela, en diciembre de 1999. *Boletín Técnico IMME*, vol. 41:2-3, 49-62, Caracas.
- GEOLOGICAL SURVEY PROFESSIONAL PAPER 1002, A. F. Espinosa, editor (1976), The Guatemala Earthquake of February 4, 1976, a Preliminary Report. Washington, 90 p.
- GEOLOGICAL SURVEY PROFESSIONAL PAPER 733 (1971), The San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971. Washington, 254 p.
- GOBERNA, J. R., s.j. (2001). El Re. P. Jesús Emilio Ramirez, s.j. (1904-1981). En: 60 Años del Instituto Geofísico. Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería, Bogotá.
- GONZÁLEZ, A. (2003). Compilación de información fotográfica de ensayos hechos en el IMME (antes Laboratorio de Ensayo de Materiales). Facultad de Ingeniería, UCV. Caracas
- GRASES, J. (2002). Introducción a la Evaluación de la Amenaza Sísmica en Venezuela. Acciones de Mitigación. Ediciones Fundación Pedro Grases, ISBN 980-07-8393-8. Caracas, 249 p.

- GUTIÉRREZ, A. (2001) Propuesta de Norma Venezolana COVENIN para Puentes. Memorias del Seminario Técnico *Los Puentes en Venezuela*, SIDETUR, Caracas, Noviembre 2001, pp. 1-22.
- GUTIÉRREZ, A. (2005). Propuesta de Normas Venezolanas COVENIN para Puentes. En: *Los Puentes en Venezuela*, Seminario Técnico SIDETUR, UCAB. / Ampliación y actualización de: Gutiérrez R., Arnaldo, 2001. *Propuesta de Normas venezolanas COVENIN para Puentes*. Memorias 2do. Seminario Técnico Los Puentes en Venezuela, SIDETUR, Mérida, Junio, 33 p. /
- HENNEBERG, H. G. (2009). Destrucción y reconstrucción del puente “Rafael Urdaneta” sobre el Lago de Maracaibo. En: *Entre Siglo y Siglo*, p 1-13, Décimo Aniversario de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat, ISBN 978-980-7106-04-7. Caracas.
- HIROYUKI GOTO and HITOSHI MORIKAWAB (2012). *Ground motion characteristics during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake*, The Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations, 52 (5), pp. 769–779
- HOOSE, S. N. (1984). The Morgan Hill, California. Earthquake of April 24, 1984. U. S. Geol. Surv. Bulletin 1639. Denver, 256 p. + maps.
- HOUSNER, G. W. and P. C. JENNINGS (1973). *Reconstituted earthquake ground motion at Anchorage, in The Great Alaska earthquake of 1964: Engineering*, National Academy of Science, Washington D.C., 43-48.
- HUMPF, K. and SCHIELE, I. (2006). *Puente Mercosur. Truss girder Bridge across the Orinoco*. Separata, 8 p. s/n. /Tercer puente sobre el Orinoco/.
- IBARRA CERESO, J. M. y TORO MANRIQUE, C. (1911). Cálculo de la resistencia del puente de Hierro (Caracas, calle sur 5) para el uso del tranvía eléctrico. *Revista Técnica del MOP*, Tomo I. Caracas, p 368-370. /El cálculo demostró que el tranvía no debía pasar por ese puente/.
- IIEES (1990). The Manjil-Roudbar Earthquake of 21, 1990. Preliminary Brief. Report August 26, 1990. Tehran, 39p.
- INGENIERÍA FORENSE Y ESTUDIOS DE SITIO (2009). Vol. II, Citeci-Consulibris, ISBN: 978-980-7081-05-4, Caracas.
- INSTITUTO AGRARIO NACIONAL (1969). Especificaciones para la Construcción de Puentes. División de Ingeniería Rural. Caracas, Agosto, 50 p.
- IPCC, <http://www.ipcc.ch/>

- JOHANNSON, J. (1960). Puente de concreto pretensado para el Helicoide de la Roca Tarpeya. *Revista del CIV*, N° 286, 13-23, enero-marzo. Caracas.
- JOHANNSON, J. (1974). Introducción de Momentos Internos de Torsión mediante Pretensión. *Boletín Técnico IMME*, N° 46, abril-junio, 3-26. Caracas. (Véase: Johannson, 1960).
- JORDAN, T. H. (1975). The present-day motions of the Caribbean plate. *Jour. Geophys. Research*, vol. 80, N° 32, pp 4433-4459.
- LAFUENTE M, GRASES J, GENATIOS C. (2015) *Revisión de la normativa sísmica en América Latina*, Serie Geópolis, Ingeniería Sísmica, CAF, Caracas
- LAFUENTE, M., GENATIOS, C., CASTILLA, E., GARCÉS F., MARINILLI, A., ANTELIZ, E. y MAGGI, G. (2000). *Seminario 2000. Desastres sísmicos: escenarios, seguridad y prevención en ciudades de países en desarrollo*. Centro de Ingeniería Sísmica, IMME, UCV, ISBN 980-00-1637-6. Caracas.
- LANG, D. and SCHWARTZ, J. (1998). Cariaco, north Venezuela earthquake of July 09, 1997. Engineering analysis of earthquake damage in catalogue-like form. Report 98-1. EDAC-Earthquake Damage Analysis Center at Bauhaus-University, Weimar.
- LEE, G. C. et al. (2008). The 512 Wenchuan Earthquake of China. A preliminary Report. *University of Buffalo*. June 16, 2008, 112 p.
<https://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/China5-12-08/ChinaEQ6-15-08.pdf>.
- LEEDS, A. editor (1980). Reconnaissance Report. Montenegro, Yugoslavia Earthquake, April 15, 1979. R. B. Matthiessen, Coordinator. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), January. Berkeley, s.p.
- LEEDS, A. editor (1983). Al Asnam, Algeria earthquake of October 10, 1980. A Reconnaissance and Engineering Report. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), January. Berkeley, s.p.
- LEW, H. S., LEYENDECKER, E. V. and DIKKERS, R. D. (1971). Engineering aspects of the 1971 San Fernando Earthquake. Building Science Series 40, Dep. of Commerce. Washington, 412 p. /Chapter 7, pp. 315-363, deals with Damage to Bridges and Highways/.
- LINARES E., R. A. (1987). El terremoto de San Salvador del 10 de Octubre de 1986. Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA 84). Contiene otros trabajos sobre el mismo sismo. Enero. San Salvador, 58 p.

- LOBO QUINTERO, W. (1986). Norma venezolana para el diseño sismorresistente de puentes. Propuesta para la Dirección de Estudios y Proyectos del Ministerio de Transporte y Comunicaciones, articulado y comentarios. Mérida, Julio., 438 p./Los diez primeros capítulos de esta propuesta se reprodujeron como Anexo E en: Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales (1997)/.
- LOBO QUINTERO, W. (1986). *Norma venezolana para el diseño sismorresistente de puentes*. Propuesta para la Dirección de Estudios y Proyectos del Ministerio de Transporte y Comunicaciones, articulado y comentarios. Mérida, Julio., 438 p./Los diez primeros capítulos de esta propuesta se reprodujeron como *Anexo E* en: Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales (1997)/.
- LOBO QUINTERO, W. (1990). Sismo-resistencia de Puentes. Normalización, Aplicaciones y Experiencias. *Memorias Segundas Jornadas de Ingeniería Sísmica*, SOCVIS-UNIMET-AVPC-SIDETUR, Caracas, Junio, 56 p.
- LOBO QUINTERO, W. (1997). Puentes y Tramos Elevados: Zonas Críticas y Medidas Preventivas. En: (ACFIMAN, 1997), Tema 11, pp. 179-196.
- LOBO QUINTERO, W. (2000). Diseño Sísmico de Puentes: Estado del Arte, *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*. N°. 1-34, p 55-71, México, Julio-Diciembre.
- LOBO QUINTERO, W. (2009). Rehabilitación y reforzamiento estructural del Puente Tazón II. Autopista Regional del Centro. *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, Vol. II, Cap. XII, pp. 189-204, Ediciones CITECI- Consulibris, ISBN 978-980-7081-05-4, Caracas.
- LÓPEZ S., J. L. (2010). Lecciones Aprendidas del Desastre de Vargas. Aportes Científico-tecnológicos y Experiencias Nacionales en el Campo de la Prevención y Mitigación de Riesgos. Ediciones Empresas Polar y Vicerrectorado Académico de la UCV, ISBN 978-980-12-4490-5. Caracas, 808 pp.
- LÓPEZ S., J. L. y GARCÍA M., R. (2006) *Los aludes torrenciales de diciembre 1999 en Venezuela*. Memorias del Seminario Internacional, celebrado en Caracas del 27-11 al 2-12 de 2000. ISBN 980-07-7715-6, editorial Gráficas Lauki. Caracas, 1055 p.
- LÓPEZ S., O. A. et al. (1992). El terremoto de Costa Rica, 22 de Abril de 1991. CERESIS/UNESCO, Lima, 117 p.
- LUGO, M. (1994). Relación circunstanciada de la situación de los edificios, de la línea, puentes, material rodante y máquinas del Ferrocarril de Santa Bárbara a El Vigía después del temblor de tierra del día 28 de Abril de 1894. (véase Brun, 1894). Foro: *A Cien Años del Gran Terrem. de Los Andes Venezol.*, CORPOANDES, Mérida. /El informe de Brun fue consultado por el Profesor Miguel Lugo/.

- LUSTGARTEN, P. (1971). Puente de Angostura sobre el río Orinoco. Proyecto de la superestructura colgante. *Boletín de la Asociación Venezolana de Ingeniería Estructural*, N° 11, 1-20, CIV. Caracas.
- MARTIN, G. R. et al. (1979). Seismic design considerations for bridge foundations and site Liquefaction Potential. Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, ATC, California.
- MARTÍNEZ, A. R. (2009). El Viaducto N°1 de la Autopista de Caracas al Litoral Central. Relaciones Históricas. Boletín N° 19, Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat. ISBN: 1317-6781. Caracas, pp. 155-178.
- MILNE, J. (véase: HERBERT-GUSTAR, A. and NOTT, P. (1980). John Milne: father of modern seismology. Paul Norbury Publ., Kent).
- MOINFAR, A. A. (1972). Preliminary study of Ghir (Fars_Irán) Earthquake of April 10th, 1972. Technical Research & Standard Bureau. Plan Organization. Iran
- MONGE E., J. (1986). *El sismo del 3 de marzo de 1985-Chile*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Prólogo de Rodolfo Saragoni. Acero Comercial S.A., Santiago de Chile, 264 p. /Véase la Sección: Daños en estructuras de puentes, pp. 218-227/.
- MONTES, L. (1989). Avalanchas y aludes torrenciales en la cuenca del río Limón: estudio de vulnerabilidad. *Memorias del VII Congreso Geológico Venezolano*, Tomo III, Barquisimeto.
- MORALES, S., GENATIOS C. y OROPEZA, H. (1991). Ensayo de vibración libre para la determinación de las propiedades dinámicas de dos puentes gemelos. *Boletín Técnico IMME*, N° 79, 61-89, Caracas.
- MORGAN, J. R. and SWAN, S. W. (1987). Performance of lifelines. In: *Earthquake Spectra*, Vol.3, N° 3, August. El Cerrito, cal., pp. 585-608
- MORTGAT, C. P. and SHAH, H. (1978). Seismic hazard analysis of Algeria. Technical report, John A.Blume Earthquake Engineer Center, Stanford University, Junw. Stanford, Ca.
- MÜNCHENER RÜCK (1979). Earthquake Research in China. 40 p.
- MUNICH RE, <https://www.munichre.com/touch/naturalhazards/en/natcatservice/annual-statistics/index.html>.
- NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES (1973). The Great Alaskan Earthquake of 1964. Engineering. Washington.

- NEW ZEALAND TRANSPORT AGENCY (2012). Performance of Highway Structures during the Darfield and Christchurch Earthquakes of 4 September and 22 February 2011. Report prepared by: J.H. Wood, H.E. Chapman and P. Brabhakaran.
- NGDC Tsunami-Travel-Time Maps.
http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/events/1960_05_22_tsunami.php
- NOAA (1973). *San Fernando, California, earthquake of February 9, 1971*. Three Volumes. Washington, D.C. /Véase las páginas del volumen II: 202-244.
- OCOLA, L. (1980) Análisis de la predicción sísmica China. Instituto Geofísico del Perú, Setiembre. Lima. 140 p.
- OKAMOTO, S. (1973). *Introduction to Earthquake Engineering*. John Wiley & Sons. New York, 571 p.
- OLIVARES, A. E., GOA, C., MEISER, M. y SANABRIA, J. (1963). Experimental analysis of a grillage girder bridge. *IABSE Publications*, vol. 21, 237-243, Zürich.
- OTAOLA B., JUAN (1980). Análisis y solución del cambio de tirantes de suspensión en los tramos de 235 m de luz en el puente General Rafael Urdaneta sobre el Lago de Maracaibo. Trabajo Especial de Grado, Universidad Metropolitana. Profesor guía, Juan Otaola P., 213 p. + anexos.
- PACHECO TROCONIS, G. (2002). Las iras de la serranía. Lluvias torrenciales, avenidas y deslaves en la Cordillera de la Costa, Venezuela: un enfoque histórico. Fondo Editorial Tropykos, ISBN: 980-325-260-7, Enero. Caracas, 169 p + 1 mapa.
- PALERMO, A. et al. (2011) Lessons learnt from 2011 Christchurch earthquakes: analysis and assessment of bridges. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol 44, No. 4, December 2011.
- PARIS, H. (1993). *Puentes*. Fundación Juan José Aguerrevere del Colegio de Ingenieros de Venezuela, versión CD, Caracas.
- PARK, et al. (1995). The Hyogo-Ken Nanbu earthquake (The Great Hanshin Earthquake) of 17 January 1995. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 28, N°1, March. Christchurch, 1-98 pp.
- PENDER, M. S. and ROBERTSON, T. W. (1987). Edgecumbe earthquake. Reconnaissance Report. *Earthquake Spectra*. Vol 3, N° 4, November, pp. 659-747. El Cerrito, Cal.

- PÉREZ BARRIOS, P. B. (1934). *Establecimiento de Puentes en Nuestras Carreteras. Contribución a Estudios de Obras para Vías de Comunicación*. Tip. Americana, Caracas, 178 p. /Se ha consultado la segunda edición, año 1950/.
- PÉREZ HERNÁNDEZ, R. J., NIETO J. J. y SOLORZANO E. (2001) Criterios de diseño del sistema de disipación sísmica en los viaductos del ferrocarril Caracas-Tuy Medio. *TEKHNE Revista de Ingeniería*, N° 5, UCAB, p 115-116, Caracas.
- PÉREZ HERNÁNDEZ, R. J. (†), NIETO, J. J. y SOLORZANO, E. (2009). Estrategia de diseño de los Viaductos del tren ferroviario Caracas-Tuy Medio. Capítulo XV de: Ingeniería Forense y Estudios de Sitio, Ediciones CITECI-CONSULIBRIS, ISBN: 978-980-7081-05-4, Caracas.
- PLAFKER, G. and GALLOWAY, J. P. (1989). Lessons learned from the Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989. U. S. Geological Survey Circular, 1045. Denver, 48 p.
- PREVENCA (1982). *Manual de Diseño. Puentes y Edificios*. Sexta edición. Caracas, 164 p.
- PRIESTLEY, M. J. N. (1988). The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987-Damage to the I-5/I-605 Separator. *Earthquake Spectra*, Vol. 4, N° 2, May. El Cerrito, pp. 389-405.
- RAMIREZ, J. E. s. j. (1975). *Historia de los Terremotos en Colombia* (segunda edición, aumentada y corregida de la primera de 1969). Inst. Geog. Agustín Codazzi, Santafé de Bogotá, 250p.
- RAVARA, A., TEIXEIRA DUARTE, R. y CANSADO C., E. (1984). Engenharia Sísmica de Pontes. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. ICT, S318. Lisboa, 122 p.
- RECONNAISSANCE TEAM, Bull. of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Christchurch, 98 p.
- RIECHTER, C. (1958). *Elementary Seismology*. Freeman and Co. London, 768 p.
- ROLLINS, K.M., FRANKE, K., LUNA, R., ROCCO, N., AVILA, D. and CLIMENT M., A. (2013). Geotechnical Aspects of Sept. 5, 2012 M7.6 Samara, Costa Rica Earthquake. Version 1.0, January 30. *PDF, Costa Rica Earthquake*.
- SAATCIOGLU, M. and BRUNEAU, M. (1994). The 1992 Erzincan Earthquake. *Concrete International*, September 1994, pp. 51-56.

- SAITAMA UNIVERSITY, Graduate School of Science and Engineering (2011). Short Report: Evaluation of Acceleration Response Spectra Using Observed Earthquake Records in the Seismic Event of 2011 Tohoku-Pacific Earthquake, Japan Masato Saitoh http://www.saitama-u.ac.jp/saity/items/tohoku_earthquake/report20110324_e.pdf
- SALCEDO, D. (2000). Los flujos torrenciales catastróficos de diciembre de 1999, en el estado Vargas y en el área metropolitana de Caracas. Características y lecciones aprendidas. *Mem. XVI Sem. Venez. de Geotec.*, Caracas, pp125-176.
- SALCEDO, D. (2006). El deslizamiento de la Ladera Sur del Viaducto N° 1, Autopista Caracas-La Guaira. *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, Vol. I, Cap. XIII, pp227-250, Consulibris, ISBN 980-12-2289-1, Caracas.
- SANABRIA, J. (1938). Breve Reseña de los Puentes en Venezuela. Texto de la Lección Inaugural cátedra ‘Puentes y Viaductos’, Universidad Central de Venezuela, José Sanabria, Reproducido en la Introducción de: Arnal, E., 1962, p. 1.
- SANABRIA, J. (1944). *Puentes y Viaductos. Apuntes de las clases del Dr. José Sanabria*. Federación de estudiantes de Venezuela, Cooperativa del Libro, editorial F. E. V., 100 p. Caracas.
- SARCOS A. y GARCÍA L., H. (1999). Verificación teórico-experimental, del desempeño estructural de los tensores en las ménsulas de las pilas 30 y 33 del Puente sobre el Lago de Maracaibo en Venezuela. *Boletín Técnico IMME*. Vol. 37, N° 3, 26-34, Caracas.
- SARDI SOCORRO, V. y MARTÍNEZ DE LA PLAZA, C. (1972). *Manual de procedimientos para el Cálculo Hidráulico-Fluvial de Puentes*. Ministerio de Obras Públicas, Capítulos I, II, III y IV. Caracas.
- SATO, J. (1995). Terremoto en Japón. *El Ingeniero Civil*. N° 95, Marzo-Abril, pp42-44. San Isidro, Perú.
- SAUTER, F. (1989). *Fundamentos de Ingeniería Sísmica I. Introducción a la Sismología*. San José de Costa Rica, 271 p.
- SAUTER, F. (1991). The Limón, Costa Rica, earthquake of April 22, 1991, and its aftershocks. A post-earthquake field study. Alvaro Espinosa, editor, US Geological Survey. Denver, s.p.
- SHAKAL, A. et al., CALIFORNIA DEPARTMENT OF CONSERVATION (1989). CSMIP Strong-motion Records from the Santa Cruz Mountains (Loma Prieta), California Earthquake of 17 October 1989. Report OSMS 89-06, November, Sacramento, 196 p.

- SHEA, G. H. Editor (1991). Costa Rica earthquake of April 22, 1991. Reconnaissance Report. Earthquake Spectra, EERI, Supplement B to Vol. 7, October. Oakland, 127 p.
- SHEA, G. H. Editor (1991). Erzincan, Turkey Earthquake of March 13, 1992. Reconnaissance Report. Earthquake Spectra, EERI. Supplement B to Vol. 9, July. Oakland, 209 p.
- SIDETUR (2001b). *Los Puentes en Venezuela. Seminario Técnico*. Memorias. Noviembre, Caracas, 112 p. /Contiene bibliografía sobre puentes disponible en el Centro de Información (CID), SIDETUR.
- SIEVERS, W. (1905). Das Erdbeben in Venezuela von 29 Oktober 1900. Festschrift zur Feier des 70 Geburtstages von J.J. Rein, Jahrb. Veroffnet. Geog. Verein. zu Bonn, p 35-50 /Mapa de isosistas/.
- SIEVERS, W. und FRIEDERICHSEN, L. (1895). Das Erdbeben in Venezuela am 28 April 1894. Mitteil. der Geogra. Gesell. in Hamburg, vol X, p 237-244.
- SILVA C., M. (2004). Puentes metálicos sobre el río Guaire: El carácter de la tradición académica y la imagen del diseño estructural. *Tecnología y Construcción*, Vol. 20, II, Caracas.
- SINGER, A. y AUDEMARD, F. (1997). Aportes de FUNVISIS al desarrollo de la geología de fallas activas y de la paleosismología para los estudios de amenaza y riesgo sísmico en: Diseño Sismo-resistente Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela. Grases ed, 1997, Tema 2, pp. 25-38.
- STEINBRUGGE, K. V. (1982). *Earthquakes, Volcanoes and Tsunamies. An Anatomy of Hazards*. Skandia America Group, New York. 392 p.
- STOP DISASTERS (DIRDN) (1995). El violento terremoto de Hanshin-Awaji; daños y respuestas. Versión española, N° 23, ISSN: 1019-6889. Ginebra, pp 10-17.
- STRATA, J. L., ESCALANTE, L. E., KRINITZSKY, E. L. and MORELLI U. (1981). *Earthquake in Campania-Basilicata, Italy, November 23, 1980*. EERI, National Academy Press, 100 p. Washington, D.C.
- STROHMANN, C. H. (1995). Hanshing earthquake. Habitat Debate, UNCHS, Vol. 1, N° 2, August. Nairobi, Kenya.
- THIEL, R. E. Editor (1987). The San Salvador Earthquake of October 10, 1986. Earthquake Spectra, EERI, Vol. 3, N° 3, August. El Cerrito, 415-637 p.p.

- THIEL, R. E. Editor (1988). The Whittier Narrows Earthquake of October 1, 1987. Earthquake Spectra, EERI, Vol. 4, N°13, February. El Cerrito, 1-213 p. p.
- TOMBLIN, J. F. and ASPINALL, W. P. (1975). Reconnaissance report of the Antigua, West Indies, earthquake of October 8, 1974. Bull. Seis. Soc. of Ame. , Vol. 65, N° 6, pp. 1553-1573, December 1975.
- TORRES, R. (2006). Afectación de puentes por condiciones de servicio y/o accidentes. In: Capítulo XV de: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, vol. I, pp. 273-288. Consulibris 83, ISBN: 980-12-2289-1, Caracas.
- TORRES B., P., MARTÍN F., A. y ENGLERT, C. (2009). Proyecto y construcción del nuevo viaducto Caracas-La Guaira. En: Cap. XIV de *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, Vol. II., Caracas.
- TRIFUNAC M. and BRADY (1975). Study on the duration of strong ground motion. Bull. of the Seism. Soc. of Amer., 65 (3), 584-626
- TROCONIS DE RINCÓN, O. y Colaboradores (2009). Evaluación/rehabilitación del Puente sobre el Lago de Maracaibo. En: Cap. XX de *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, Vol. II., 341-362, Ediciones CITECI-CONSULIBRIS, Caracas.
- U. S. GEOLOGICAL SURVEY CIRCULAR 1045 (1989). *Lessons learned from the Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989*. Plafker G. and Galloway, J.P., editors. Denver, 48 p.
- U. S. GEOLOGICAL SURVEY, Professional Paper 733 (1971). The San Fernando, California. Earthquake of February 9, 1971. U. S. Govern. Prin. Office. Washington, 254 p.
- U.S. NAVY photo by Photographer's Mate 2nd Class Philip A. McDaniel.
https://commons.wikimedia.org/wiki/File:US_Navy_050102-N-9593M-040_A_village_near_the_coast_of_Sumatra_lays_in_ruin_after_the_Tsunami_that_struck_South_East_Asia.jpg
- UGAS, C. T. y GRASES, J. (1979). Entrevistas a testigos presenciales y/o descendientes sobre fenómenos de licuefacción asociados, en el área de Barlovento. /Notas no publicadas/.
- VINCENTELLI, A. (1999). *Mis Anécdotas*. ISBN 980-07-6023-7, Publicidad Gráfica León SRL. Caracas, 277 p.
- WOOD, F. J. (1967). *The Prince William Sound, Alaska, Earthquake of 1964 and Aftershocks*. Publication 10-3, U. S. Department of Commerce, vol. II. Washington, 392 p. /Volúmenes I y III no han sido consultados.

- WYLLIE et al. (1986). The Chile earthquake of March 1985- Performance of Lifelines. *Earthquake Spectra*, Vol. 2, N° 2, pp 429-482
- YOUD T. L., BARDET J-P and BRAY, J. D. (2000). Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999. reconnaissance Report. *Earthquake Spectra*, supplement A to Volume 16. Publication Number 2000-03. Oakland, 461 p.
- YOUD, T.L., ROLLINS, K.M., SALAZAR, A.F., AND WALLACE, R.M. (1992). Bridge Damage Caused by Liquefaction During the 22 April 1991 Costa Rica Earthquake. *Procs. 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 19-25 July, Vol. 1, pp. 153-158.

REFERENCIAS PARTES II Y III

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2009). *Guide specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. AASHTO, Washington, D.C.
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2010). *LRFD Bridge Construction Specifications*, 3rd edition.
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2011). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 2nd edition. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2013). *LRFD, Bridge Design Specifications*, sixth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ABRAHAMSON, N. A., SILVA, W. J. and KAMAI, R. (2013). *Update of the AS08 Ground-motion prediction Equations Based on the NGA-West2 Data Set*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2013/04, May. Berkeley, 143 p.
- AMUNDARAY, J. I. (2006). Suelos potencialmente licuables y medidas de remediación. En: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, Vol. I, Capítulo VIII, pp.143-161. Banesco Seguros, Impresos Minipres C.A., ISBN 980-12-2002-3. Caracas.
- AREMA, (2012). *Seismic Design for Railway Structures*. American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association.
- ASCE-SEI 7- 10 (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. American Society of Civil Engineers, ISBN 978-07844-1085-1. Reston, Virginia, 608 p.

- BULLETIN OF THE SEISMOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA (BSSA) (2001). *Dedicated Issue. Chi-Chi. Taiwan Earthquake of 20 September 1999*. Guest editors: Teng, T., Tsai, Y-B and Lee, H. K., Los Álamos, 1395 p.
- CALTRANS (1999). Seismic Design Criteria, versión 1.1, *Office of Earthquake Engineering*, California, Department of transportation, Sacramento, CA.
- CALTRANS (2013). Seismic Design Criteria, versión 1.7, *Office of Earthquake Engineering*, California, Department of transportation, Sacramento, CA.
- CAPOBIANCO, J. (2009). Viaducto La Cabrera, Autopista Regional del Centro. Estado Carabobo. En: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, Vol. II, Capítulo XIII, pp.205-220. Citeci-Consulibris, Gráficas Acea, C.A. ISBN 978-980-7081-05-4. Caracas.
- COLEGIO FEDERADO DE INGENIEROS Y DE ARQUITECTOS DE COSTA RICA (2013). Comisión permanente de Estudio y revisión del Código Sísmico de Costa Rica. (2013). *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*. Marzo. San José, 70 p. + Anexos.
- COMISIÓN VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES (COVENIN) (2001). *Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Requisitos y Parte 2: Comentarios*. Covenin 1756, Fondonorma, Marzo. Caracas, 71 p. + Índice, Referencias y Anexos.
- CONTRERAS, M. (2006). Diques de la Costa Oriental del Lago de Maracaibo (COLM). Cap. IX de: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, Vol. I, Cap. IX, pp. 163-176. Banesco Seguros, Impresos Minipress C. A., ISBN: 980-12-2002-3, Caracas.
- CORREAL, J., SAIIDI, S. and SANDERS, D. (2004). Seismic performance of RC Bridge Columns Reinforced with two Interlocking Spirals. *California Department of Transportation (CALTRANS)*, University of Nevada. Reno, NV.
- DE GOUVEIA D., G. (2015). *Evaluación del Riesgo Sísmico en Puentes y Tramos Elevados*. Trabajo de Grado, UCV, para optar al Título de Magister Scientiarum en Ingeniería Estructural. Caracas, 207 p. + Anexos
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, Comartin, C. D., Greene, M. and Tubbesing, S. K. (1995a). *The Hyogo-Ken Nanbu earthquake. Great Hanshin Earthquake Disaster (Kobe), January 17, 1995*. EERI, 95-04. Berkeley, 116 p.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, Comartin C. D., editor (1995b). *Guam Earthquake of August 8, 1993*. EERI, 25-02. Berkeley, 175 p.

- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, Hall, technical editor (1995c). *Northridge Earthquake, Reconnaissance Report, vol. I*, EERI, supl. to Vol. 11, April, Berkeley, 523 p.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA), (2006). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures. Part 1 - Bridges*. Publication N° FHWA-HRT-06-032. Washington. /Updated, 2011/.
- FIEDLER, G., MOLINA, Y., CASTANO, J. C. y ZAMARBIDE, J. L. (1980). *El terremoto de Guatemala del 4 de Febrero de 1976*. CERESIS/UNESCO. Lima, s.p.
- FUIS, G. S.; WALD, L. A. (2003). Fact Sheet 014-03: *Rupture in South-Central Alaska—The Denali Fault Earthquake of 2002*. U.S. Geological Survey.
- FUNVISIS (s. f.). *Microzonificación sísmica de Caracas: Espectros*. Datos disponibles en: <http://www.funvisis.gob.ve/microzonas/>.
- HAROUN, M. A., PARDOEN, G.C. and SHEPHERD, R. (1993). *Cyclic behavior of Bridge Pier Walls for Retrofit*. Final Report to the California Department of Transportation, RTA N° 59N974, University of California. Irvine, CA.
- HERNÁNDEZ, J. J. (2009). Confiabilidad sísmica-estructural de edificaciones existentes en Caracas. *Proyecto Pensar en Venezuela, CIV, Capítulo DMC*. Jornadas 18-19 septiembre 2009. Caracas, 107 p.
- HOUSNER, G. W. et al. (1990). *Competing against time. Report to Governor G. Deukmejian*. Informe del Comité de Investigación del Gobernador, sobre el Terremoto de Loma Prieta de 1989. North Highlands, Cal., 263 p.
- HUANG, Y. N., WHITTAKER, A. S. and LUCO, N. (2008). Maximum spectral demands in the near-field region. *Earthquake Spectra*, February 2008, 24 (1), pp. 319-341.
- IMBSEN & ASSOCIATES (2006). Task 6 Report for Updating *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*, NCHRP20-07/Task 193, Sacramento, CA.
- KEEVER, M. (2008). *Impact of Research in Seismic Design. Seismic performance of Bridge Systems with Conventional and Innovative Designs*. NEES Webinar, National Science Foundation, Washington, DC.
- MCLEAN, D. L. and BUCKINGHAM, G. C. (1994). *Seismic performance of bridge columns with interlocking spiral reinforcement*. Rep. WA-RD357.1, Washington State Dept. of Transportation, Olympia, WA

- NADA, H., SAANDERS, D., and SAIIDI, M. S. (2003). Seismic performance of R. C. Bridge frames with Architectural-flared Columns. *Report N° CCEER 03-01*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Nevada, Reno, NV.
- NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE (NHI) (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges. Reference Manual. NHI Course N° 130093 and 130093A*. 10 Capítulos + Referencias, 610 p. At <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/seismic/nhi130093.pdf>
- PAULAY, T. and PRIESTLEY, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, NY.
- PRIESTLEY, M. J. N., SEIBLE, F. and CALVI, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, NY.
- SEED, H. B. et al. (2003). Recent advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework. *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*. Long Beach, California, USA.
- SEED, H. B., IDRIS, L. M. and ARANGO, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 109, N° 3, p. 458-482.
- U. S. GEOLOGICAL SURVEY PROFESSIONAL PAPER, 1360, ZIONY, J. I. editor (1985). *Evaluating Earthquake Hazards in the Los Angeles Region. An Earth-Science Perspective*. Evaluating liquefaction potential, Tinsley et al., pp 263-316. Washington, D.C.
- STEWART, J. P., ARCHULETA, R. J. and POWER, M. S. Technical edit. (2008). Special issue on the Next Generation Attenuation Project. PEERC, Caltrans. *Earthquake Spectra*, vol. 24, N° 1, February, Oakland, 341 p.
- WALLACE, R. E. (1974). USGS Professional Paper 733
- WIEGEL, R. L. editor (1970). *Earthquake Engineering*. Prentice-Hall International, Inc. London, 518 p.
- Wikipedia: 2011, Tohoku earthquake and tsunami.
https://en.wikipedia.org/wiki/2011_T%C5%8Dhoku_earthquake_and_tsunami
- WSDOT, 2014
- YOUNG, T. L. (1978). Mapping liquefaction-induced ground failure potential. *Proc. of the ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering division*, vol. 104, N° GT4, p. 433-446.

CURRICULUM VITAE DEL AUTOR

José Grases Galofre (Venezuela)

Ingeniero Civil de la Universidad Central de Venezuela (UCV) en 1959, incorporado al Laboratorio de Ensayo de Materiales, pasantías en la *Tecnishe Hochschule, München* y *Cement and Concrete Association, London*. Dr. Ciencias, Universidad Central de Venezuela, Jefe de División del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), Director del IMME 1965-67, fundador del Curso Multinacional de Ingeniería Sísmica, iniciado en 1973. Miembro de varias comisiones de Normas en Venezuela, entre 1980 y 1999. Jubilado de la UCV en 1988, entra en la Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, y miembro fundador de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat. Vicepresidente de la *International Association for Earthquake Engineering* 1992. Director de una empresa de consultoría desde 1988.

GeóPOLIS, es un programa de CAF –Banco de desarrollo de América Latina– que desarrolla una visión integral y multidisciplinaria para el fortalecimiento de capacidades en América Latina y el Caribe sobre prevención y gestión de riesgos de desastres. Articula una red de ingenieros y especialistas con alto nivel académico y comprobada experiencia en las líneas de investigación del programa: (i) ingeniería sísmica, (ii) planificación y fortalecimiento institucional para la reducción de riesgos de desastres, y (iii) cambio climático y disponibilidad de recursos hídricos. La serie GeóPOLIS consiste en un conjunto de documentos orientados a difundir las experiencias, estudios de casos y mejores prácticas de la región con el objetivo de mejorar la calidad de vida de nuestras sociedades.