D 2019

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

LA SOBRERRESISTENCIA EN PUENTES MEXICANOS DE CONCRETO REFORZADO

ALMA ROSA SÁNCHEZ IBARRA

TESE DE DOUTORAMENTO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

LA SOBRERRESISTENCIA EN PUENTES MEXICANOS DE CONCRETO REFORZADO

ALMA ROSA SÁNCHEZ IBARRA

Disertación sometida para satisfacción parcial de los requisitos del grado de

DOCTOR EN INGENIERÍA CIVIL — ESPECIALIDAD EN ESTRUCTURAS

Asesor: António José Coelho Dias Arêde (Profesor Asociado)

Co-asesor: José Manuel Jara Guerrero (Profesor Titular)

Co-asesor: Pedro da Silva Delgado (Profesor Adjunto)

Soporte financiero del programa PRODEP de la Secretaría de Educación Pública-Subsecretaría de Educación Superior en México.

JULIO 2019

PROGRAMA DOCTORAL EN INGENIERÍA CIVIL

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ prodec@fe.up.pt

Editado por

FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD DE OPORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Se autorizarán las reproducciones parciales de este documento siempre que se mencione al Autor y se haga referencia al Programa de Doctorado en Ingeniería Civil - Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería de la Universidad de Oporto, Oporto, Portugal, 2019,

Las opiniones e información contenidas en este documento representan las opiniones del Autor respectivo únicamente, y el Editor no puede aceptar ninguna responsabilidad legal o de otro tipo por cualquier error u omisión que pueda existir.

Este documento fue producido a partir de la versión electrónica provista por el respectivo Autor.

Dedico esta tesis a mi hijo José Manuel y a mi papá,
sin su apoyo, comprensión y paciencia no hubiera
conseguido llegar hasta aquí.

AGRADECIMIENTOS

A mis profesores mi agradecimiento infinito por sus contribuciones, por compartir sus conocimientos, pero sobre todo por su comprensión y paciencia:

En primer lugar quiero agradecer a mi asesor, Profesor António Arêde, por enseñarme que lo más simple es mejor y que transmitir el conocimiento con colores es más fácil de asimilar.

A mi co-asesor Profesor José Manuel Jara por su apoyo, consejos y enseñanzas. Gracias porque a lo largo de 30 años de conocernos te convertiste en mi maestro de la vida.

A mi co-asesor Profesor Pedro Delgado por su tiempo y orientación.

Al Profesor Dr. Humberto Varum gracias por su apoyo y por estar al pendiente del desarrollo de este Proyecto aun cuando no es mi asesor.

Al profesor Nelson Vila Pouca y a la ingeniera Esmeralda Paupério por abrirme las puertas de su cálido hogar.

A mis amigos, Mafalda, Joao y Rakesh por sus atenciones y cuidados. Un reconocimiento especial a los amigos que me ayudaron académicamente: Luís Matos, Rui, Emanuel y Gerardo, gracias por ser tan generosos con su tiempo y por compartir sus conocimientos conmigo.

A Marta Poinhas por estar siempre lista para ayudarme y cuidar de mí.

A todos los ángeles que con el nombre de amigos me han ayudado a salvar los obstáculos a lo largo del camino.

RESUMEN

En este estudio se determina la sobrerresistencia en puentes Mexicanos con superestructura compuesta de losa de rodamiento de concreto reforzado y trabes presforzadas tipo AASHTO que descansan en apoyos elastoméricos. La subestructura se compone de pilares de concreto reforzado de una o cuatro columnas. Se estudian puentes con vanos simplemente apoyados de 30 m y 50 m. Estas tipologías son las que más frecuentemente se encuentran en las carreteras de la República Mexicana y son de uso común en todo el mundo.

Inicialmente, se hace una revisión de las fuentes sísmicas más importantes en el país y se seleccionan registros sísmicos de las dos fuentes sísmicas con mayor potencial de causar daños en los puentes. Estas fuentes sísmicas son: subducción y fallamiento normal. Posteriormente, para obtener la sobrerresistencia se elaboran modelos numéricos de los puentes y se realizan análisis estáticos no lineales y dinámicos no lineales en la historia del tiempo. Los modelos numéricos se construyen considerando que el comportamiento no lineal se presenta en los pilares de los puentes.

En México, los estudios de peligro sísmico muestran que existen sitios con intensidades sísmicas esperadas altas, intermedias y bajas, por lo que es importante determinar los intervalos de sobrerresistencia en las distintas zonas sísmicas. De acuerdo con lo anterior, el estudio considera puentes con vanos simplemente apoyados con dos tipologías: i) puentes con pilares formadas con cuatro columnas y ii) puentes con pilares formados con una columna en los que se variará el vano, la altura de los pilares y los porcentajes de amortiguamiento. De los 48 puentes propuestos 16 están ubicados en zonas de alta sismicidad, 16 en zonas con sismicidad moderada y los otros 16 en zonas con baja sismicidad.

Con los resultados obtenidos en este trabajo se proponen ecuaciones para evaluar la sobrerresistencia de puentes de vanos entre 30 m y 50 m soportados en subestructuras de una o varias columnas de concreto reforzado. Las ecuaciones propuestas resultaron ser independientes de la fuente sísmica y dependientes de la intensidad sísmica. Estas expresiones están en función del periodo fundamental del puente, de la longitud del vano y de la altura de los pilares.

PALABRAS CLAVE: Factor de sobrerresistencia, análisis dinámico no lineal, puentes con pilares de concreto reforzado, análisis estático no lineal, intensidades sísmicas.

ABSTRACT

This study determines overstrength factors in Mexican bridges with a superstructure composed of deck slab of reinforced concrete and prestressed AASHTO-type beams resting on elastomeric bearings. The substructure consists of reinforced concrete piers with one or four columns. Simply supported Bridges with spans of 30 m and 50 m are studied. These typologies are the most frequently found on highways of the Mexican Republic and are commonly used throughout the world.

Initially, a review of the most important seismic sources in the country is conducted and seismic records of the two seismic sources with greater potential to cause damage to the bridges are selected. These seismic sources are: subduction (interplate fault) and normal faulting (intraplate fault). Later, to obtain overstrength factors, numerical models of the bridges are created and static nonlinear analyzes (pushover) and dynamic nonlinear analyzes, assuming nonlinear behavior in piers are carried out.

In Mexico, seismic hazard studies show that there are sites with high, intermediate and low expected seismic intensities. This suggests that overstrength factors should be determined in different seismic zones. According to the above, the study considers two types of simply supported bridges: i) bridges composed of piers with four columns and ii) bridges composed of single column piers. In both cases, the influence of the span length, pier height and damping ratio on the overstrength was studied. Of the 48 proposed bridges 16 are located in areas of high seismicity, 16 in areas with moderate seismicity and 16 in areas with low seismicity.

According to results, equations are proposed to evaluate the overstrength of simply-supported bridges with spans of 30 m and 50 m and substructures composed of one or more reinforced concrete columns. The proposed equations were found to be independent of the seismic source and dependent on the seismic design intensity. These expressions depend on fundamental period of the bridge, span length and the pier height.

KEYWORDS: Overstrength factors, dynamic nonlinear analyzes, bridges with reinforced concrete piers, static nonlinear analyzes, seismic intensities.

RESUMO

Este estudo procura estimar os factores de sobrerresistência de pontes Mexicanas, nas quais apoios elastoméricos suportam um tabuleiro constituido por uma laje em betão armado e por vigas pré-esforçadas do tipo AASHTO. Por sua vez, relativamente à subestrutura, é usual verificar que neste tipo de pontes, o número de pilares pode variar, observando-se a existência de pontes com apenas um pilar e outras em cujo número de pilares pode ser igual a quatro. Neste trabalho, o estudo centrou-se na avaliação numérica de pontes simplesmente apoiadas, com vão compreendido entre os trinta e os cinquenta metros. A tipologia de pontes aqui descrita é a mais comum nas auto-estradas da República Mexicana sendo, adicionalmente, comummente utilizada um pouco por todo o mundo.

Sendo o México um país com uma actividade sísmica relevante, no inicio do trabalho foi necessário conduzir uma revisão bibliográfica acerca dos mais relevantes mecanismos geradores de sismos. Ao longo do estudo, foi verificado que os mecanismos de subdução, associados a sismos interplacas, e os sismos intraplacas, gerados no interior de placas tectónicas seriam aqueles que, potencialmente, poderiam acarretar um maior risco para as pontes Mexicanas. Por fim, e com o objectivo de se estimar os factores de sobrerresistência das pontes, modelos numéricos destas foram criados e sujeitos a análises não lineares estáticas do tipo *pushover* e a análises não lineares dinâmicas. Em ambos os casos, assumiu-se para os pilares um comportamento não linear, empregando-se na análise os registos sismicos dos dois mecanismos sísmicos definidos como potencialmente mais perigosos.

No México, estudos envolvendo a análise do risco sísmico no país, assinalaram a existência de locais em cuja intensidade sísmica poderia variar entre alta, intermédia e baixa. Tal facto, sugeria que os factores de sobrerresistência deveriam ser determinados para as diferentes zonas sísmicas. Em concordância com o exposto, no presente trabalho, foram consideradas dois tipos de pontes com superestrutura simplesmente apoiada, nomeadamente: i) pontes em cuja subestrutura era constituida por quatro pilares e ii) pontes em cuja subestrura era formada apenas por um pilar. Em ambos os casos, a influência do vão, da altura dos pilares e do coeficiente de amortecimento no factor de sobrerresistência foi estudada. Das quarenta e oito pontes estudadas, dezasseis localizavam-se em zonas de elevada intensidade sísmica, dezasseis em zonas de intensidade sísmica moderada e, por fim, dezasseis em zonas de intensidade sísmica baixa.

Com os resultados obtidos neste trabalho, são propostas equações para avaliar a sobrerresistência de pontes de 30 m e 50 m apoiadas em subestruturas de uma ou mais colunas de betão armado. As equações propostas resultaram independentes da fonte sísmica e dependentes da intensidade sísmica. Essas expressões são função do período fundamental da ponte, do comprimento do vão e da altura dos pilares.

PALAVRAS-CHAVE: Factores de sobrerresistência, análises não lineares dinâmicas, pontes com pilares de betão armado, análises não lineares estáticas, intensidades sísmicas.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS III

RESUMEN V

ABSTRACT VII

RESUMO VIII

TABLA DE CONTENIDO IX

LISTA DE FIGURAS XIII

LISTA DE TABLAS XXIII

ABREVIACIONES Y ACRÓNIMOS XXV

LISTA DE SÍMBOLOS XXVII

Introducción 1

1.1 PRESENTACIÓN 1

1.2 MOTIVACIÓN 1

1.2.1 PANORAMA GENERAL 1

1.2.2 PANORAMA LOCAL 2

1.3 OBJETIVO 5

1.4 DESCRIPCIÓN DE LA TESIS 5

Sobrerresistencia 7

2.1 CONCEPTOS Y CONSIDERACIONES GENERALES 7

2.1.1 INTRODUCCIÓN 7

2.1.2 DEFINICIÓN DE SOBRERRESISTENCIA 7

2.1.3 FACTORES QUE CONTRIBUYEN EN LA SOBRERRESISTENCIA 8

2.1.4 SOBRERRESISTENCIA DEBIDA A LAS CARACTERÍSTICAS REALES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES 11

2.1.4.1 Concreto confinado 11

2.1.4.2 Acero de refuerzo 13

2.1.5 EFECTOS ADVERSOS DE LA SOBRERRESISTENCIA 14

2.1.6 RÓTULA PLÁSTICA 14

2.1.7 FILOSOFÍA DE DISEÑO POR CAPACIDAD 15

2.2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LA SOBRERRESISTENCIA 16

2.2.1 SOBRERRESISTENCIA EN EDIFICIOS 16

2.2.2 SOBRERRESISTENCIA EN PUENTES 18

2.2.3 RESUMEN 27

2.3 METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO DE LA SOBRERRESISTENCIA 28

Demandas Sísmicas 31

3.1 INTRODUCCIÓN 31

3.2 SISMICIDAD EN LA REPÚBLICA MEXICANA 31

3.3 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS 33

3.3.1 DEPURACIÓN DE LOS CATÁLOGOS 33

3.3.1.1 Clasificación por mecanismo de falla 35
3.3.1.2 Clasificación por intervalos de aceleración 36
3.3.1.3 Clasificación por distancia epicentral 39
3.3.1.4 Depuración considerando el límite inferior de aceleraciones 44
3.3.1.5 Depuración por casos de interés 48

3.3.2 REGISTROS SELECCIONADOS 51

3.3.2.1 Sismos de subducción en roca 52
3.3.2.2 Sismos de subducción en arcilla 59
3.3.2.3 Sismos de fallamiento normal en roca 62

3.3.3 ESCALAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS 66

3.3.4 COMENTARIOS FINALES 70

Modelos estructurales de puentes 73

4.1 INTRODUCCIÓN 73

4.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES MEXICANOS 73

4.2.1 MATERIALES UTILIZADOS EN LOS PUENTES MEXICANOS 73

4.2.2 AÑO DE CONSTRUCCIÓN 74

4.2.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS 74

4.2.4 ALTURA MÁXIMA DE LA SUBESTRUCTURA 75

4.2.5 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS PILARES 76

4.2.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS APOYOS 77

4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE LOS PUENTES SUJETOS DE ESTUDIO 78

4.3.1 CLASIFICACIÓN DE PUENTES 78

4.3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES 80

4.3.2.1 Superestructura 80
4.3.2.2 Subestructura 80

4.3.3 MODELOS PROPUESTOS 81

4.3.4 COMPONENTES ESTRUCTURALES DE LOS MODELOS PROPUESTOS 82

4.3.4.1 Superestructura 82
4.3.4.2 Apoyos 84
4.3.4.3 Juntas de expansión 87
4.3.4.4 Subestructura 87
4.3.4.5 Características de los materiales 91

4.4 DESCRIPCIÓN DEL MODELADO EN EL SAP2000 91

4.4.1 ELEMENTOS TIPO PLACA SHELL-THIN 91

4.4.2 ELEMENTOS TIPO BARRA 92
4.4.3 ELEMENTOS TIPO LINK 93
4.4.4 CONDICIONES DE FRONTERA 95
4.4.5 COMENTARIOS FINALES 95

Diseño Estructural de los Modelos 97

5.1 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO 97
5.1.1 DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (AASHTO-LRFD) 97
5.2 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO EN LRFD 98
5.2.1 ESTADOS LÍMITE 98
5.2.2 FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA 99
5.2.2.1 Cargas actuantes 99
5.2.2.2 Factor de amplificación dinámico, IM 100
5.2.2.3 Factor de múltiples vías cargadas 100
5.2.2.4 Factores de modificación de las cargas, ηi 101
5.2.3 COMBINACIONES DE CARGA 102
5.3 DISEÑO DE LOS PUENTES EN EL SAP2000 103
5.3.1 CARGAS DE DISEÑO DE LOS PUENTES 103
5.3.2 CARGAS PERMANENTES 103
5.3.3 CARGAS VARIABLES DEBIDO A CARGAS VIVAS VEHICULARES 103
5.3.4 ESPECTROS DE DISEÑO 105
5.4 RESULTADOS DEL DISEÑO 107
5.5 COMENTARIOS FINALES 110

Análisis no lineales 111

6.1 MODELOS DE ANÁLISIS NO LINEAL 111
6.1.1 MODELADO GLOBAL DE LA SECCIÓN 112
6.1.2 MODELACIÓN POR FIBRAS 112
6.2 MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES 113
6.3 DIAGRAMAS MOMENTO-ROTACIÓN DE LAS COLUMNAS 114
6.3.1 LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA 115
6.4 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN AGRIETADA 116
6.5 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NO LINEAL 117
6.5.1 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS PILARES 118
6.5.2 MODELADO DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN EL SAP2000 119
6.6 ANÁLISIS ESTÁTICOS NO-LINEALES 121
6.6.1 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS 121

6.6.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL 122

6.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL 126

6.7.1 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO-LINEALES 126

6.8 COMENTARIOS FINALES 136

Discusión de los resultados 139

7.1 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS 139

7.2 FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA OBTENIDOS 146

7.2.1 FUENTE SÍSMICA DE SUBDUCCIÓN 146

7.2.1.1 Puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m (M30) 146
7.2.1.2 Puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m (C30) 148
7.2.1.3 Puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m (M50) 149
7.2.1.4 Puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m (C50) 151
7.2.1.5 Síntesis parcial (subducción) 152

7.2.2 FUENTE SÍSMICA DE FALLAMIENTO NORMAL 153

7.2.2.1 Puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m (M30) 153
7.2.2.2 Puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m (C30) 155
7.2.2.3 Puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m (M50) 156
7.2.2.4 Puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m (C50) 158
7.2.2.5 Síntesis parcial (fallamiento normal) 160

7.2.3 SÍNTESIS GENERAL DE LOS FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA 160

7.2.4 RELACIÓN DE CORTANTES rVu Y rVd 170

7.2.5 AJUSTE POLINOMIAL DE LOS RESULTADOS 172

7.3 COMENTARIOS FINALES 183

Conclusiones e investigaciones futuras 185

8.1 CONCLUSIONES 185

8.2 INVESTIGACIONES FUTURAS 187

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 189

Anexo 193

A.1 CLASIFICACIÓN POR MECANISMO DE FALLA 193

A.2 CLASIFICACIÓN POR INTERVALOS DE ACELERACIÓN 194

A.3 CLASIFICACIÓN POR DISTANCIA EPICENTRAL 197

A.4 DEPURACIÓN CONSIDERANDO EL LÍMITE INFERIOR DE ACELERACIONES 200

Anexo 205

B.1 CURVAS DE CAPACIDAD 205

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Número de puentes en la red carretera libre de peaje distribuidos por estado en México (adaptada de SCT (2014)). 3
Figura 1.2 – Colapso del puente el Cuajilote en Guerrero, México [tomado de: http://www.jornada.unam.mx/2014/05/09/estados/031n1est] 3
Figura 1.3 – Aceleraciones máximas del terreno (g) producidas por la acción de sismos máximos probabilistas para 6,500 años de periodo de retorno (CFE, 2013). 4
Figura 2.1 – Modelos de Kent y Park (1971, 1982). 12
Figura 2.2 – Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado (tomada de Caltrans, 2004). 12
Figura 2.3 – Incremento teórico en la resistencia a flexión de una columna circular de concreto reforzado (modelo propuesto por Watson et al. (1994)). 13
Figura 2.4 – Modelo de Park representando la curva esfuerzo-deformación del acero. 13
Figura 2.5 – Factores de reducción por sobrerresistencia obtenidos por Jain y Navin (1995). 17
Figura 2.6 – Factores de reducción por sobrerresistencia (Massumi et al., 2004). 18
Figura 2.7 – Factores de sobrerresistencia para columnas de concreto confinado con diferentes valores de carga axial propuesto por Ghee et al. (1989). 19
Figura 2.8 – Diseño por capacidad de puentes utilizando los conceptos de sobrerresistencia, Mander et al. (1998). 20
Figura 2.9 – Principales características de los puentes seleccionados en el estudio de Kappos et al. (2013). 24
Figura 3.1 – Tectónica de placas en México (UNAM; Universidad Nacional Autónoma de México, 2012). 31
Figura 3.2 – Mecanismo de subducción entre placas tectónicas. 32
Figura 3.3 – Sismos ocurridos en México (UNAM; Universidad Nacional Autónoma de México, 2012). 32
Figura 3.4 – Eventos sísmicos y registros acelerométricos con M ≥ 6 de 1960 a 2015. 34
Figura 3.5 – Eventos sísmicos y registros acelerométricos clasificados por tipo de suelo y tipo de falla, con M ≥ 6 de 1960 a 2015. 34
Figura 3.6 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en diferentes tipos de suelo. 35
Figura 3.7 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en diferentes tipos de suelo. 36
Figura 3.8 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal). 37
Figura 3.9 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal). 37
Figura 3.10 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal). 38
Figura 3.11 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal). 38
Figura 3.12 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal). 39
Figura 3.13 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal). 39
Figura 3.14 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 40

Figura 3.15 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 41
Figura 3.16 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 41
Figura 3.17 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 42
Figura 3.18 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 42
Figura 3.19 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo blando y lacustre, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 43
Figura 3.20 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 43
Figura 3.21 – Sismos y acelerogramas depurados de acuerdo con los intervalos de aceleración (gal). 44
Figura 3.22 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 60 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 45
Figura 3.23 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 45
Figura 3.24 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 46
Figura 3.25 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 46
Figura 3.26 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 20 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 47
Figura 3.27 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo blando, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 47
Figura 3.28 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 48
Figura 3.29 – Espectros de respuesta elásticos con acelerogramas registrados en roca en sismos de subducción. 49
Figura 3.30 – Espectros de respuesta elásticos de acelerogramas registrados en arcilla en sismos de subducción. 50
Figura 3.31 – Espectros de respuesta con acelerogramas registrados en roca en sismos de FN. 50
Figura 3.32 – Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en arcilla en sismos de FN. 51
Figura 3.33 – Sismos y acelerogramas de subducción y fallamiento normal en roca o suelo duro y en arcilla o suelo blando. 52
Figura 3.34 – **a)** Epicentros de los sismos seleccionados para zona de subducción, **b)** ubicación de las estaciones colocadas en roca (Google, 2016). 54
Figura 3.35 – Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción con DEP ≤ 50 km. 55
Figura 3.36 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción con DEP ≤ 50 km. 56

Figura 3.37 – **a)** Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción con 50 < DEP ≤ 150 km y **b)** Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados. 57
Figura 3.38 – **a)** Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados en la zona de subducción con DEP > 150 km y **b)** factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados en la zona de subducción con DEP > 150 km. 58
Figura 3.39 – Registros de sismos seleccionados en subducción, en roca, **a)** a **c)** para DEP ≤ 50 km, **d)** a **f)** 50 < DEP ≤ 150 km y **g)** a **i)** para DEP > 150 km. 58
Figura 3.40 – **a)** Epicentros de los sismos seleccionados para la zona de subducción, **b)** ubicación de las estaciones colocadas en suelo arcilloso (Google, 2016). 60
Figura 3.41 – Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en arcilla para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción. 60
Figura 3.42 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en arcilla para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción. 61
Figura 3.43 – Registros de sismos seleccionados en subducción, en arcilla a distancias epicentrales mayores a 150 km. 61
Figura 3.44 – **a)** Epicentros de los sismos seleccionados para el mecanismo de fallamiento normal, **b)** ubicación de las estaciones colocadas en roca (Google, 2016). 63
Figura 3.45 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal con DEP ≤ 50 km. 63
Figura 3.46 – Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal con 50 < DEP ≤ 150 km. 64
Figura 3.47 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal con 50 < DEP ≤ 150 km. 64
Figura 3.48 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal con DEP > 150 km. 65
Figura 3.49 – Registros de sismos seleccionados en fallamiento normal, en roca, a) a c) para DEP ≤ 50 km, d) a f) para 50 < DEP ≤ 150 km y g) a i) para DEP > 150 km. 65
Figura 3.50 – Ejemplo de espectro para la definición del ASI (T_i = 0.1 s; T_f = 0.5 s). 66
Figura 3.51 – Espectro objetivo de peligro uniforme en terreno duro. 67
Figura 3.52 – Espectro objetivo de respuesta elástica de SCT18509.191 N90E en terreno arcilloso. 68
Figura 3.53 – Registros escalados de tres acelerogramas seleccionados, a) subducción en roca, b) subducción en arcilla y c) fallamiento normal en roca. 70
Figura 4.1 – Distribución del sistema carretero en México (Secretaria de Comunicaciones y Transportes, (SCT, 2014)) 73
Figura 4.2 – Distribución de los puentes libres de peaje en México según el tipo de material (Frías, 2013). 74
Figura 4.3 – Distribución de los puentes por su año de construcción (adaptada de: Jara et al. (2009)). 74
Figura 4.4 – Distribución de los puentes de acuerdo con la longitud total (adaptada de: Jara et al. (2009)). 75
Figura 4.5 – Distribución de los puentes de acuerdo con la longitud del vano mayor (adaptada de: Jara et al. (2009)). 75

Figura 4.6 – Distribución de los puentes de acuerdo con la altura máxima de la subestructura (adaptada de: Jara et al. (2009)). 76
Figura 4.7 – Distribución de los puentes de acuerdo con el tipo de pilar (adaptada de: Jara et al. (2009)). 76
Figura 4.8 – Distribución de los puentes de acuerdo con el tipo de apoyo (adaptada de: Jara et al. (2009)). 77
Figura 4.9 – Apoyos de neopreno (Reynoso, M. (2012)). 78
Figura 4.10 – Puente simplemente apoyado **a)** y puente continuo **b)** (Reynoso, M. (2012)). 78
Figura 4.11 – Pilar de un puente tipo marco a) y deformaciones del marco ante cargas laterales b). 79
Figura 4.12 – **a)** pilar de un puente de columna aislada y **b)** deformaciones de la columna ante cargas laterales. 79
Figura 4.13 – Características generales de un puente. 80
Figura 4.14 – Puente tipo, formado por cinco vanos y **a)** con pilares de cuatro columnas y **b)** con pilares de una columna. 81
Figura 4.15 – Trabes AASHTO tipo IV para puentes con vanos de 30 m. 83
Figura 4.16 – Trabes Nebraska o tipo NU para puentes con vanos de 50 m 83
Figura 4.17 – Sección transversal de la superestructura de los modelos de los puentes con trabes AASHTO tipo IV. 83
Figura 4.18 – Sección transversal de la superestructura de los modelos de los puentes con trabes Nebraska tipo 240. 83
Figura 4.19 – Guarnición vehicular propuesta por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT). 84
Figura 4.20 – Distribución transversal de los apoyos. 85
Figura 4.21 – Distribución longitudinal de los apoyos. 85
Figura 4.22 – Apoyos de neopreno laminado para vanos de 30 m, **a)** apoyo 1 y **b)** apoyo 2. 86
Figura 4.23 – Apoyo 1 y 2 de neopreno laminado para vanos de 50 m. 87
Figura 4.24 – Junta de expansión. 87
Figura 4.25 – a) Rigidez efectiva del estribo y b) área efectiva del estribo (tomada del Caltrans (2015)). 88
Figura 4.26 – Sección transversal de las columnas. 89
Figura 4.27 – Separación entre columnas en pilares con altura menor o igual a 10 m. 89
Figura 4.28 – Separación entre columnas en pilares con altura mayor o igual a 15 m. 89
Figura 4.29 – Separación entre columnas para pilares de una sola columna. 90
Figura 4.30 – Longitud mínima de soporte, $N_{n\,mín}$ (AASHTO, 2012)). 90
Figura 4.31 – Puente modelado en SAP2000 con la representación de los elementos placa (CSI, 2017). 92
Figura 4.32 – Puente modelado en SAP2000 con la representación de la carga uniformemente distribuida sobre los elementos placa. 92
Figura 4.33 – Puente modelado en SAP2000 con la representación de los elementos barra (CSI, 2017). 93
Figura 4.34 – Zona rígida entre la columna y el cabezal. 93
Figura 4.35 – Elementos link, apoyos y barras auxiliares (CSI, 2017). 95
Figura 4.36 – Condiciones de frontera (CSI, 2017). 95
Figura 5.1 – a) Vehículos tipo para la obtención de las cargas de diseño de puentes **a)** H-15 y **b)** HS-15. 104
Figura 5.2 – a) Vehículos tipo para la obtención de las cargas de diseño de puentes **a)** HS-20 y **b)** T3-S3. 104
Figura 5.3 – Vehículo tipo para la obtención de las cargas de diseño de puentes T3-S2-R4, W = 72.5 t. 104
Figura 5.4 – Ubicación de los carriles de carga (AASHTO, 2012), las cotas están en metros. 105
Figura 5.5 – Ubicación de las zonas seleccionadas para los espectros de diseño (Google, 2017). 105
Figura 5.6 – Espectros de diseño para estructuras del grupo A. 106

Figura 6.1 – Ejemplo de modelos histeréticos. 112
Figura 6.2 – Discretización transversal de una sección circular de concreto armado. 113
Figura 6.3 – Modelo del comportamiento del concreto de Mander (Computers and Structures, Inc., (CSI, 2017)). 114
Figura 6.4 – Modelo constitutivos de los materiales (Computers and Structures, Inc., (CSI, 2017)). 114
Figura 6.5 – Representación del comportamiento de las columnas para cargas aplicadas en dirección **a)** longitudinal y **b)** transversal. 116
Figura 6.6 – a) Parámetros no lineales para el NL-Link usando el modelo de plasticidad de Wen y b) comportamiento histerético del NL-Link usando el modelo multi-lineal plástico (Aviram et al. (2008)). 118
Figura 6.7 – **a)** Caracterización de los materiales de la sección transversal de la columna para el modelado de la rótula plástica Section Designer (SAP2000, (CSI, 2017)) y **b)** caracterización de la longitud plástica. 120
Figura 6.8 – **a)** Discretización en fibras de la sección transversal en Section Designer (SAP2000), **b)** fibras de una columna externa y **c)** área y momentos de inercia de la sección transversal modelada con fibras y de la sección transversal bruta. 120
Figura 6.9 – Proceso paso a paso del método estático no lineal en el pilar de un puente, **a)** carga lateral igual a cero, **b)** inicia la cedencia, **c)** formación de la articulación plástica, **d)** falla del pilar y **e)** curva de capacidad. 121
Figura 6.10 – Distribución uniforme de cargas adoptado en los análisis estáticos no lineales en la dirección transversal. 122
Figura 6.11 – Distribución uniforme de cargas adoptado en los análisis estáticos no lineales en la dirección longitudinal. 122
Figura 6.12 – Puente M30P10-3 con pilares de cuatro columnas y alturas de pilar de 10 m ubicado en zona altamente sísmica. 123
Figura 6.13 – **a)** Curva de capacidad del puente M30P10-3 con pilares de cuatro columnas y **b)** a **e)** diagramas momento-rotación en dirección longitudinal, **f)** a **i)** diagramas momento-rotación en dirección transversal. 124
Figura 6.14 – Puente C30P10-3 con pilares de una columna y alturas de pilar de 10 m ubicado en zona altamente sísmica. 124
Figura 6.15 – **b)** Curva de capacidad del puente **C30P10-3** con pilares de una columna y **c)** y **d)** diagramas momento-rotación en la dirección longitudinal y **e)** y **f)** diagramas momento-rotación en la dirección transversal. 125
Figura 6.16 – Comportamiento histerético global del puente **M30P10-3** en la dirección longitudinal y transversal, sometido a los acelerogramas CALE8509.191, SJLL1204.0213 y SLU21404.182, **b)**, **d)** 1% y **c)**, **e)** 5% de amortiguamiento. 127
Figura 6.17 – Comportamiento histerético del pilar 2 y 3 del puente **M30P10-3** en la dirección longitudinal, sometido al sismo CALE8509.191, **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)** pilar 3 con 1% y **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)** pilar 2 con 5% de amortiguamiento. 129
Figura 6.18 – Comportamiento histerético del pilar 2 y 3 del puente **M30P10-3** en la dirección transversal, sometido al sismo CALE8509.191, **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)** pilar 3 con 1% y **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)** pilar 2 con 5% de amortiguamiento. 130
Figura 6.19 – Gráficas momento-rotación de **a)** a **h)** y E-D de una fibra en la rótula (columna 9) de **i)** a **j)** que presenta la falla del puente **M30P10-3** sometido al acelerograma **CALE8509.191**, para 1% y 5% de amortiguamiento. 132

Figura 6.20 – Comportamiento histerético global de los pilares del puente **C30P10-3** en la dirección longitudinal y transversal, sometido a los sismos CALE8509.191, SJLL1204.0213 y SLU21404.182, **b)**, **d)** 1% y **c)**, **e)** 5% de amortiguamiento.....133
Figura 6.21 – Comportamiento histerético de los pilares del puente **C30P10-3** en la dirección longitudinal, sometido al sismo SJLL204.0213, **a)**, **c)**, **e)**, **g)** 1% y **b)**, **d)**, **f)**, **h)** 5% de amortiguamiento.....134
Figura 6.22 – Comportamiento histerético de los pilares del puente **C30P10-3** en la dirección transversal, sometido al sismo SJLL204.0213, **a), c), e), g)** 1% y **b), d), f), h)** 5% de amortiguamiento.....135
Figura 6.23 – Gráficas momento-rotación y E-D de una fibra en la rótula que presenta la falla del puente **C30P10-3** sometido al sismo SJLL204.0213, **a), c), e)** con el 1% y **b), d), f)** con el 5% de amortiguamiento. 136
Figura 7.1 – Síntesis de nueve puentes estudiados en la dirección longitudinal, **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)**, **k)**, **m)**, **o)** y **q)** coeficiente basal y **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)**, **l)**, **n)**, **p)** y **r)** drift máximo.....141
Figura 7.2 – Síntesis de nueve puentes estudiados en la dirección transversal, **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)**, **k)**, **m)**, **o)** y **q)** coeficiente basal y **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)**, **l)**, **n)**, **p)** y **r)** drift máximo.....144
Figura 7.3 – Comparación del cortante basal último en la dirección longitudinal y transversal, **a), b)** puente **M30P10-3** y **c), d)** puente **C30P10-3**.....145
Figura 7.4 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección longitudinal. 146
Figura 7.5 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección transversal.....147
Figura 7.6 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección longitudinal. 148
Figura 7.7 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección transversal.....149
Figura 7.8 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección longitudinal. 149
Figura 7.9 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección transversal.....150
Figura 7.10 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección longitudinal. 151
Figura 7.11 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección transversal.....152
Figura 7.12 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección longitudinal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).....153
Figura 7.13 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección transversal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN). 154
Figura 7.14 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección longitudinal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).....155
Figura 7.15 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección transversal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN). 156
Figura 7.16 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección longitudinal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).....157
Figura 7.17 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección transversal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN). 158

Figura 7.18 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección longitudinal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN). 159
Figura 7.19 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección transversal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN). 159
Figura 7.20 – Curvas de capacidad de los puentes con pilares de 4 columnas y alturas de 5 m y 20 m en dirección longitudinal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 161
Figura 7.21 – Curvas de capacidad de los puentes con pilares de 4 columnas y alturas de 5 m y 20 m en dirección transversal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 163
Figura 7.22 – Curvas de capacidad de los puentes con pilares de 1 columna y alturas de 5 m y 20 m en dirección longitudinal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 165
Figura 7.23 – Curvas de capacidad de los puentes con pilares de 1 columna y alturas de 5 m y 20 m en dirección transversal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 166
Figura 7.24 – Curvas de capacidad de los pilares de 4 columnas de los puentes con alturas de alturas de 5 m y 20 m en dirección longitudinal y transversal en términos del drift, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 168
Figura 7.25 – Curvas de capacidad de los pilares de una columna de los puentes con alturas de 5 m y 20 m en dirección longitudinal y transversal en términos del drift, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 169
Figura 7.26 – Variación de cortantes, **a)**, **c)**, **e)** y **g)** dirección longitudinal y **b)**, **d)**, **f)** y **h)** dirección transversal. 171
Figura 7.27 – Ajuste polinomial de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección longitudinal, **a)**, **e)**, **i)** método dinámico con subducción, **b)**, **f)**, **k)** método dinámico con fallamiento normal, **c)** método dinámico con subducción + fallamiento normal y **d)**, **h)**, **l)** método estático. 173
Figura 7.28 – Ajuste polinomial de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección transversal, **a)**, **e)**, **i)** método dinámico con subducción, **b)**, **f)**, **k)** método, dinámico con fallamiento normal, **c)** método dinámico con subducción + fallamiento normal y **d)**, **h)**, **l)** método estático. 175
Figura 7.29 – Ajuste polinomial de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna, en la dirección longitudinal, **a)**, **e)**, **i)** método dinámico con subducción, **b)**, **f)**, **k)** método dinámico con fallamiento normal, **c)** método dinámico con subducción + fallamiento normal y **d)**, **h)**, **l)** método estático. 176
Figura 7.30 – Ajuste polinomial de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna, en la dirección transversal, **a)**, **e)**, **i)** método dinámico con subducción **b)**, **f)**, **k)** método dinámico con fallamiento normal, **c)** método dinámico con subducción + fallamiento normal y **d)**, **h)**, **l)** método estático. 178
Figura 7.31 – Ajustes polinomiales de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección longitudinal, con el método estático, fuente sísmica de subducción, fallamiento normal, juntando subducción y fallamiento normal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 179
Figura 7.32 – Ajustes polinomiales de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección transversal, con el método estático, fuente sísmica de subducción, fallamiento normal, juntando subducción y fallamiento normal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 180
Figura 7.33 – Ajustes polinomiales de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna, en la dirección longitudinal, con el método estático, fuente sísmica de subducción, fallamiento normal, juntando subducción y fallamiento normal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 181
Figura 7.34 – Ajustes polinomiales de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna, en la dirección transversal, con el método estático, fuente sísmica de subducción, fallamiento normal, juntando subducción y fallamiento normal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta. 182

Lista de figuras anexo A

Figura A.1 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en diferentes tipos de suelo.....193
Figura A.2 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en diferentes tipos de suelo. 194
Figura A.3 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal).....194
Figura A.4 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal).....195
Figura A.5 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal).....195
Figura A.6 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal).....196
Figura A.7 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en suelo blando, clasificados por intervalos de aceleración (gal).....196
Figura A.8 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal).....197
Figura A.9 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 197
Figura A.10 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 198
Figura A.11 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 198
Figura A.12 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km). 199
Figura A.13 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en suelo blando, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).....199
Figura A.14 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).....200
Figura A.15 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 60 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).....200
Figura A.16 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).....201
Figura A.17 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 60 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).....201
Figura A.18 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).....202
Figura A.19 – Sismos y acelerogramas de placa del caribe registrados en suelo blando, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 202
Figura A.20 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km). 203

Lista de figuras anexo B

Figura B. 1 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y alturas de 5 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 205
Figura B. 2 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y alturas de 10 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 206
Figura B. 3 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y alturas de 15 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 207
Figura B. 4 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y alturas de 20 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 208
Figura B. 5 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y alturas de 5 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 209
Figura B. 6 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y alturas de 10 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 210
Figura B. 7 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y alturas de 15 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 211
Figura B. 8 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y alturas de 20 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 212
Figura B. 9 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 50 m y alturas de 5 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 213
Figura B. 10 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 50 m y alturas de 10 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 214
Figura B. 11 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 50 m y alturas de 15 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 215
Figura B. 12 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 50 m y alturas de 20 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 216
Figura B. 13 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 50 m y alturas de 5 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 217
Figura B. 14 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 50 m y alturas de 10 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 218

Figura B. 15 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 50 m y alturas de 15 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 219
Figura B. 16 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 50 m y alturas de 20 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal. 220

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 – Sobrerresistencia para sistemas de concreto armado resistentes a fuerzas sísmicas (SFRS). 23
Tabla 2.2 – Factores de sobrerresistencia empleados por El Sebai (2009). 23
Tabla 2.3 – Factor de sobrerresistencia en puentes del estudio de Kappos et al. (2013). 25
Tabla 2.4 – Factor de amplificación por sobrerresistencia, UBC (1997). 26
Tabla 2.5 – Factor de sobrerresistencia, IBC (2003). 26
Tabla 2.6 – Valores del factor de sobrerresistencia en edificios. 27
Tabla 2.7 – Valores del factor de sobrerresistencia en puentes. 28
Tabla 3.1 – Características de los registros seleccionados para la zona de subducción en roca a distancias epicentrales menores o iguales a 50 km. 53
Tabla 3.2 – Características de los registros seleccionados para la zona de subducción en roca a distancias epicentrales mayores a 50 km y menores o iguales a 150 km. 54
Tabla 3.3 – Características de los registros seleccionados para la zona de subducción en roca a distancias mayores a 150 km. 54
Tabla 3.4 – Características de los registros seleccionados para la zona de subducción en arcilla a distancias mayores a 150 km. 59
Tabla 3.5 – Características de los registros seleccionados para la zona de fallamiento normal en roca a distancias menores o iguales a 50 km. 62
Tabla 3.6 – Características de los registros seleccionados para la zona de fallamiento normal en roca a distancias mayores a 50 km y menores o iguales a 150 km. 62
Tabla 3.7 – Características de los registros seleccionados para la zona de fallamiento normal en roca a distancias mayores a 150 km. 63
Tabla 3.8 – Valor del ASI (g*s) en el espectro de peligro uniforme en roca. 67
Tabla 3.9 – Valor del ASI (g*s) y el factor de escala en los espectros de subducción en roca. 68
Tabla 3.10 – Valores del ASI (g*s) y el factor de escala en los espectros de FN en roca. 69
Tabla 3.11 – Valores del ASI (g*s) y el factor de escala en los espectros de subducción en arcilla para distancias epicentrales mayores a 150 km. 69
Tabla 4.1 – Nombre de los puentes con subestructura tipo marco formada por cuatro columnas. 82
Tabla 4.2 – Nombre de los puentes cuya subestructura está compuesta por una sola columna. 82
Table 4.3 – Ubicación de los diafragmas en los puentes. 84
Table 4.4 – Propiedades del estribo. 88
Tabla 4.5 – Propiedades del concreto y del acero de refuerzo. 91
Tabla 4.6 – Propiedades de los elementos Link. 94
Tabla 5.1 – Estados límite en las AASHTO LRFD (AASHTO, 2012). 99
Tabla 5.2 – Combinaciones de carga y factores de carga del LRFD (adaptada de: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012 (AASHTO, 2012)). 100
Tabla 5.3 – Factores de carga del LRFD (adaptada de: Especificaciones AASHTO LRFD (AASHTO, 2012)). 100
Tabla 5.4 – Factores de amplificación dinámica del LRFD (Especificaciones AASHTO LRFD (AASHTO, 2012)). 100
Tabla 5.5 – Factores de múltiples vías cargadas del LRFD (Especificaciones AASHTO LRFD (AASHTO, 2012)). 101
Tabla 5.6 – Resultados del diseño de los puentes con pilares de 5 m de altura. 108

Tabla 5.7 – Resultados del diseño de los puentes con pilares de 10 m de altura. 108
Tabla 5.8 – Resultados del diseño de los puentes con pilares de 15 m de altura. 109
Tabla 5.9 – Resultados del diseño de los puentes con pilares de 20 m de altura. 109
Tabla 5.10 – Periodos de los 48 puentes en dirección longitudinal y transversal. 110
Tabla 6.1 – Modelado de los componentes de los puentes (adaptada de: Aviram et al. (2008)). 117
Tabla 6.2 – Características de los modelos no lineales para las rótulas plástica de columnas de puentes en SAP2000 (Aviram et al., 2008). 118
Tabla 6.3 – Modelos no lineales para las rótulas plástica de columnas de puentes según el tipo de análisis (Aviram et al. (2008)). 119
Tabla 7.1 – Diferencia de desplazamientos del tablero y el pilar de los puentes M30. 167
Tabla 7.2 – Diferencia de desplazamientos del tablero y el pilar de los puentes C30. 167

ABREVIACIONES Y ACRÓNIMOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASCE7SEI	American Society of Civil Engineers, Standards ASCE/SEI 7-16. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (7-16)
LRFD	Load and Resistance Factor Design
ASI	Intensidad espectral de aceleraciones
BSI-EN1998-2	EUROCODE 8 – Design of Structures for Earthquakes Resistance - Part 2: Bridges
BSSC	Building Seismic Safety Council
Caltrans	California Department of Transportation
CHBDC	Canadian Highway Bridges Design Code
CFE	Comisión Federal de Electricidad
CSI	Computer and Structures, Inc.
CFIA	Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica
CSCR-10	Código Sísmico de Costa Rica 2010
3D	Tres dimensiones
IBC	International Building Code
IMT	Instituto Mexicano del Transporte
MDOC	Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE
NBCC	Código Nacional de Construcciones de Canadá
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
NTC-DCEC	Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
NTCDF	Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal
NTC-DS	Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico
OHBDC	Ontario Highway Bridge Design Code
PGA	Aceleración pico del suelo
PGV	Velocidad pico del suelo
PRODISIS	PROgrama de DIseño SÍSmico
SCT	Secretaría de Comunicaciones y Transportes
SD	Section Designers
SDC	Seismic Design Criteria
SIPUMEX	Sistema Integral de Puentes Mexicanos
SMIS	Sociedad Mexicana Ingeniería Sísmica
II-UNAM	Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México

LISTA DE SÍMBOLOS

A	=	área del apoyo del neopreno
A_g	=	área de la sección bruta
$A_{v,eff}$	=	área efectiva por cortante de la columna
$A_{v,g}$	=	área por cortante de la sección transversal bruta de la columna
b, d	=	dimensiones en planta de la capa de neopreno
d	=	es la profundidad de la cubierta
d_b	=	diámetro de la barra más pequeña del refuerzo longitudinal
DC	=	peso propio de los elementos estructurales y de los accesorios no estructurales
DW	=	carga máximo para la carpeta asfáltica
D_1	=	peralte del patín inferior de las trabes principales
E_c	=	módulo de elasticidad del concreto
E_h	=	fuerzas horizontales debidas a sismos
E_m	=	máxima fuerza sísmica
EO	=	espectro objetivo
ERE	=	espectro de respuesta elástico
E_y	=	módulo de elasticidad del acero
Fc, γ_i	=	factores de carga
f'_c	=	resistencia a la compresión del concreto
f'_{co}	=	esfuerzo de compresión máximo en la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado
f_y	=	esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
f'_1	=	esfuerzo confinante lateral efectivo en el núcleo de concreto debido al refuerzo transversal
F_u	=	esfuerzo de tensión mínimo del acero de refuerzo
F_{ye}	=	esfuerzo de fluencia esperado del acero de refuerzo
G	=	módulo de rigidez al corte
$H_{diafragma}$	=	peralte de las vigas diafragma
h	=	altura libre de las pilas
h_n	=	espesor efectivo del neopreno
h_t	=	espesor total del apoyo
H_{viga}	=	peralte de las vigas
I	=	momento de inercia del apoyo de neopreno
I_E	=	factor de importancia sísmico de la estructura
I_{eff}	=	momento de inercia por flexión efectivo de la columna
IM	=	factores de amplificación dinámica
J_{eff}	=	resistencia a la torsión efectiva de la columna
J_g	=	resistencia a la torsión de la sección transversal bruta de la columna
k	=	parámetro que controla la caída del espectro de diseño
K	=	módulo de compresibilidad
k_{lat}	=	rigidez lateral del apoyo de neopreno
k_{ver}	=	rigidez vertical del apoyo de neopreno
k_α	=	rigidez a flexión del apoyo de neopreno
LL	=	carga viva
L	=	es la longitud de la columna
L_c	=	es la longitud de la columna menos la longitud de la zona de la articulación plástica
L_p	=	longitud de la rótula plástica
M_{code}	=	resistencia a flexión de acuerdo con el código
M_d	=	es el momento en el centro de la cubierta el cual se distribuye en la cubierta con base en la rigidez relativa de cada tramo y se resiste proporcionando un pretensado adicional, refuerzo suplementario de acero o ambos
M_i	=	resistencia a la flexión de la columna con base a las ecuaciones de diseño del ACI
M_n	=	resistencia nominal a flexión de la sección
M_{max}	=	resistencia a flexión máxima
M_o^{col}	=	momento por sobrerresistencia de la columna

M_p	=	momento plástico por capacidad
M_{po}	=	momento por capacidad de sobrerresistencia en el centro de la rótula plástica.
M_y	=	momento flexionante debida a la primera fluencia del acero de refuerzo
M_V	=	factor que considera los mayores efectos del cortante basal
Nn_{min}	=	longitud mínima de asiento del cabezal, medida normalmente a la línea central del apoyo (in).
p	=	factor para definir la variación del espectro en la rama descendente
P	=	carga axial en la columna
P_u	=	carga axial última
Q		factor de comportamiento sísmico
Q_i	=	fuerza nominal o solicitación
R_d	=	factor de ductilidad
R_{mech}	=	factor de sobrerresistencia que considera la resistencia adicional que puede desarrollarse antes de que se forme el mecanismo de colapso. Esto es con la intención de reflejar la capacidad de reserva en la estructura antes de que se presente el mecanismo de colapso
R_n	=	resistencia nominal
R_o, R_s, R_Ω, q_s, λ_{mo}, γ_o, Ω_o	=	factor de sobrerresistencia
R_{sh}	=	factor que considera la sobrerresistencia por el desarrollo del endurecimiento por deformación del material
R_{size}	=	factor resultante de opciones restringidas para tamaños de miembros y elementos y redondeo de tamaños y dimensiones
R_{yield}	=	factor que considera la sobrerresistencia por el desarrollo del endurecimiento por deformación del material
$R_\emptyset$	=	factor que representa la diferencia entre la resistencia nominal y la factorizada. Este factor es igual a 1 / ∅, donde ∅ es el factor de resistencia del material
S	=	factor de forma de la capa de neopreno
Sa	=	la Pseudoaceleración
$S(T_a)$	=	espectro de respuesta de diseño sísmico de aceleraciones
T	=	es el periodo del sistema
t_{acero}	=	espesor de las placas de acero en apoyo de neopreno
T_b	=	límite superior de la meseta del espectro de diseño
T_e	=	periodo estructural
T_i	=	es el periodo en el límite inferior del espectro
t_{neopr}	=	espesor de la capa intermedia del neopreno
T_f	=	es el periodo en el límite superior del espectro
t_{recub}	=	espesor de la capa de recubrimiento del apoyo de neopreno
V_b	=	cortante basal de diseño
V_o	=	cortante por sobrerresistencia
V_u	=	cortante basal último
W	=	carga muerta
z_R	=	zona rígida entre la columna y el cabezal
K	=	proporciones de confinamiento
β	=	factor de amortiguamiento
θ	=	rotación
$\emptyset_y$	=	curvatura correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo
φ	=	curvatura
ε_o	=	deformación
ε_s	=	tasa de deformación unitaria
φ	=	factores de reducción de resistencia
α	=	coeficiente de expansión termica
γ	=	Peso volumetrico del material
η_D	=	factor relacionado con la ductilidad
η_i	=	factor modificador de carga relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura
η_I	=	factor relacionado con la importancia operacional

η_R = factor relacionado con la redundancia
ρ = cuantía del refuerzo longitudinal
v = módulo de Poisson
ξ = porcentaje de agortiguamiento

1
INTRODUCCIÓN

1.1 PRESENTACIÓN

En este documento se propone la tesis titulada "La Sobrerresistencia en Puentes Mexicanos con Subestructura de Concreto Reforzado" como parte del plan de estudios de doctorado de Alma Rosa Sánchez Ibarra (No. de estudiante 201500035), estudiante del Programa de Doctorado en Ingeniería Civil (Programa Doutoral em Engenharia Civil, PRODEC) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Oporto (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP).

1.2 MOTIVACIÓN

Los puentes son estructuras esenciales para el desarrollo económico de un país y ya que es vital que sigan funcionando después de la ocurrencia de eventos sísmicos, es necesario determinar los parámetros adecuados que nos permitan diseñarlos con el nivel de seguridad establecido en los códigos.

En México la generación de normas para el diseño de estas estructuras no ha sido prioritaria a pesar de que, por su ubicación, México tiene regiones altamente sísmicas debido principalmente a los mecanismos de subducción en la costa del pacífico y al fallamiento normal en el interior del territorio mexicano.

La principal motivación de este estudio es evaluar la sobrerresistencia en puentes mexicanos con subestructura de concreto reforzado mediante análisis no lineales tanto estáticos como dinámicos, obteniendo así información esencial con la que no se cuenta actualmente en esta área del conocimiento y contribuir en el desarrollo de la normativa mexicana para el diseño de puentes.

1.2.1 PANORAMA GENERAL

A través de los años, sismos como el de Loma Prieta en 1989, el de Northridge en 1994, el de California en 1994, Kobe en 1995, y más recientemente el de Chile en 2010 han producido grandes pérdidas económicas y humanas, y daños considerables o incluso el colapso de un gran número de puentes. Esto ha motivado la revisión de los conceptos en los que se basa el diseño sísmico de estas estructuras. Hasta la fecha la filosofía de diseño está basada en fuerzas, aplicando la regla de igual desplazamientos, por lo que la respuesta esperada cuando los puentes incursionan en el intervalo de comportamiento no lineal es poco predecible.

Existe evidencia documentada de problemas graves en puentes asociados a comportamientos sísmicos inapropiados, tales como fallas por cortante en los pilares, subestimación de los desplazamientos, detallado inapropiado del armado, pérdida de asiento, etc. Para evitar lo anterior, los códigos de diseño

sísmico alrededor del mundo están en constante actualización y muchos de ellos están proponiendo una nueva filosofía de diseño basada en el control de los desplazamientos en vez de las fuerzas.

Por otro lado, ya se ha demostrado que en el diseño sísmico de estructuras la fuerza excesiva no es necesariamente deseable para un buen desempeño de estas estructuras ante la presencia de grandes terremotos. El énfasis en el diseño sísmico ha cambiado de la resistencia de grandes fuerzas sísmicas al control de deformaciones, Mander et al. (1998).

En la actualidad, la estrategia adoptada para evitar el colapso ante grandes eventos sísmicos es permitir que las estructuras entren en el intervalo inelástico y disipen energía. Es de esperarse que se presenten daños importantes en estas y, por lo tanto, una respuesta no-lineal distinta a la estimada mediante procedimientos lineales en los que se reduce la acción sísmica de entrada, por lo que es conveniente ser cautos al utilizar dichos métodos.

La constante evolución de los reglamentos de diseño incorpora nuevos parámetros que intentan predecir de manera más adecuada el comportamiento esperado de las estructuras. En la actualidad, para diseñar edificios es común utilizar espectros de diseño elásticos que permiten reducirse con el uso de factores relacionados con la ductilidad, redundancia y sobrerresistencia. En los puentes tradicionalmente se reducían los espectros de diseño con factores relativos únicamente a la ductilidad esperada del sistema. No obstante, la sobrerresistencia proviene de varios factores que incluyen los materiales utilizados para construir las estructuras, por lo que se reconoce que los puentes también deberían ser diseñados considerando la sobrerresistencia. En virtud de la gran diferencia de estructuración utilizada en puentes y edificios, es claro que los factores de sobrerresistencia recomendados para edificios no deberían usarse en puentes.

1.2.2 PANORAMA LOCAL

En México según Frías, (2014) , hasta el año 2014 existían 16,656 puentes en la red carretera (8, 493 libres de peaje y 8,163 de cuota) ubicados en zonas altamente sísmicas o sismicidad intermedia. Los 8, 493 puentes ubicados en la red carretera libre de peaje se encuentran distribuidos en los 32 estados de la República Mexicana según informes del Sistema de Puentes de México (SIPUMEX), Figura 1.1.

Debido a la subducción a lo largo de la costa del pacífico de la placa de Cocos y de Rivera debajo de la placa de Norteamérica, de la falla de San Andrés en el Norte del País y al sistema de fallas Polochic-Motagua de la placa del Caribe y la de Norteamérica, México se ve afectado por la liberación de la energía sísmica en estas zonas de la República Mexicana. Varios eventos ocurridos en el pasado y recientemente han generado importantes daños en las estructuras urbanas, industriales y en la red carretera nacional.

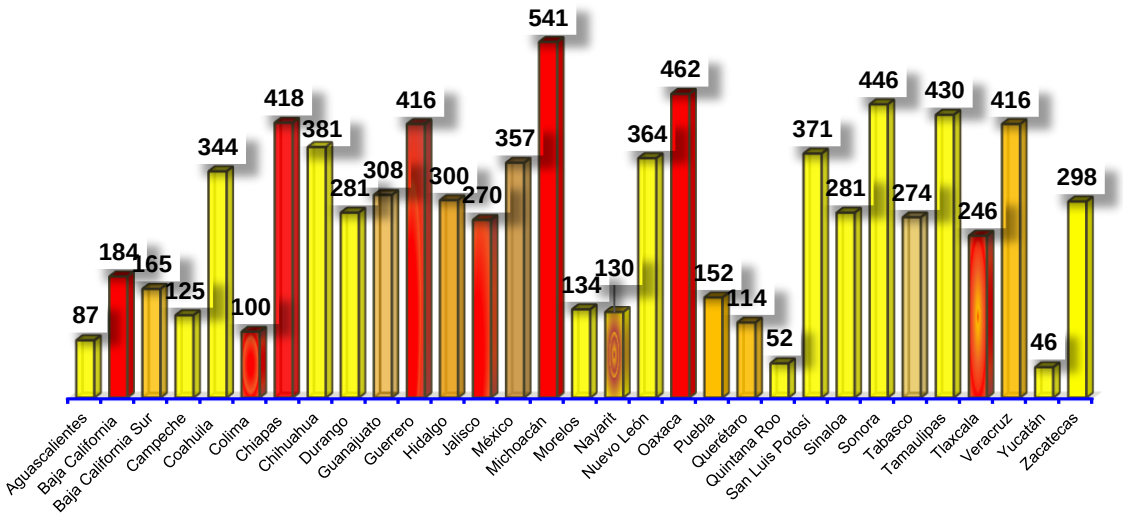


Figura 1.1 – Número de puentes en la red carretera libre de peaje distribuidos por estado en México (adaptada de SCT (2014)).

La mayoría de los grandes sismos en México con magnitudes mayores de 7.0 tienen epicentros en la costa del pacífico a lo largo de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas. Los eventos que ocurren en esta zona son causados por el proceso de subducción de la placa de Cocos y de Rivera debajo de la placa de Norteamérica. También ocurren grandes temblores en el continente con profundidades mayores de 50km, con un mecanismo de fallamiento normal (ocurren por debajo de la zona de contacto entre las placas de Cocos y Norteamérica, y se sugiere que son causados por el esfuerzo gravitacional de la placa de Cocos). Estos sismos son menos frecuentes que los de subducción y suelen tener magnitudes menores a 8. Sin embargo, estos sismos llegan a causar grandes daños ya que ocurren cerca de localidades con altas concentraciones de población.

El 18 de abril del 2014 ocurrió un sismo (M = 7.2) que provocó daños al puente el Cuajilote ubicado en el estado de Guerrero (Figura 1.2), dejándolo desplazado lateralmente alrededor de 50 centímetros. Posteriormente, cuando se realizaban labores de rehabilitación, ocurrió otro sismo, el 8 de mayo del mismo año (M = 6), que causó el colapso de esta estructura.

Figura 1.2 – Colapso del puente el Cuajilote en Guerrero, México [tomado de: http://www.jornada.unam.mx/2014/05/09/estados/031n1est]

La mayor intensidad sísmica en el país está en la costa del pacífico y va disminuyendo hacia el continente (Figura 1.3). Es claro que México presenta en su territorio desde intensidades muy altas hasta intensidades bajas por lo que es importante determinar factores de sobrerresistencia considerando distintas zonas sísmicas.

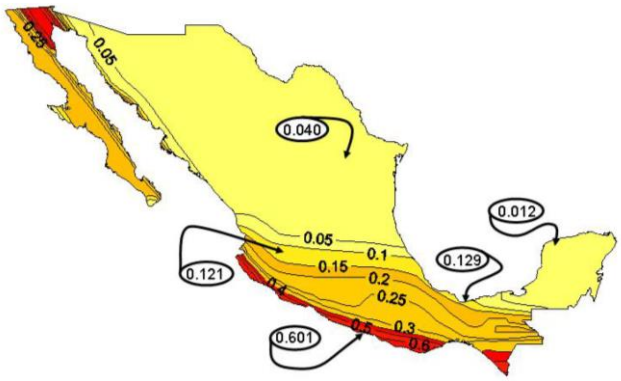


Figura 1.3 – Aceleraciones máximas del terreno (g) producidas por la acción de sismos máximos probabilistas para 6,500 años de periodo de retorno (CFE, 2013).

Construir una estructura para que se comporte elásticamente ante un sismo severo resulta muy costoso puesto que está tendría que ser muy robusta, de tal forma que para motivar la construcción de infraestructura en un país, esta debe ser costeable por lo que se busca que la estructura desarrolle su máxima capacidad aceptando ciertos daños, pero sin llegar al colapso. Al incursionar en el intervalo inelástico se presentan daños que no deben originar el colapso y en otros casos ser reparable después del evento sísmico. El aceptar daños en las estructuras ante el sismo de diseño origina estructuras más económicas que sin embargo deben tener capacidad de desarrollar ductilidad que las mantenga en pie después del evento sísmico.

El método de fuerzas determina las fuerzas sísmicas elásticas y se permite el daño en zonas llamadas articulaciones plásticas. Los espectros elásticos de diseño permiten el uso de factores de reducción para inferir el comportamiento real de la estructura ante un terremoto; en edificios de concreto reforzado estos factores de reducción toman en cuenta la capacidad dúctil, la sobrerresistencia y la redundancia de la estructura. Sin embargo, en el caso de puentes cuyos elementos verticales son de concreto reforzado se han considerado las demandas de ductilidad más no se tienen bases para considerar la sobrerresistencia en este tipo de estructuras.

Ya que el formato de los códigos de diseño sísmico está basado en el método de las fuerzas, a través de análisis elásticos, la forma más adecuada de considerar la resistencia real de estas estructuras es a través del factor de sobrerresistencia.

La gran importancia de la sobrerresistencia en el diseño sísmico ha llevado a la realización de numerosas investigaciones analíticas en edificios con el fin de establecer los factores que más contribuyen [Miranda y Bertero (1989); Osteraas y Krawinkler (1990); Shahrooz y Moehle (1990); Cassis y Bonelli (1992); Uang (1991); Zhu et al. (1992); Jain y Navin (1995); Rahgozar y Humar (1998); Balendra y Huang (2003); Massumi et al. (2004)]. A pesar de todo el trabajo realizado, es importante destacar, que las investigaciones no han arrojado hasta el momento evidencia contundente que permita cuantificar de manera confiable el factor de sobrerresistencia. Se creé que la razón más importante es que las diferentes investigaciones han obtenido valores de sobrerresistencia que son muy diferentes entre sí que podría ser una consecuencia de un manejo poco consistente de los factores que contribuyen en la sobrerresistencia. Adicionalmente, la gran mayoría de los estudios analíticos no consideran varias fuentes que contribuyen

en la estimación de la sobrerresistencia, tales como la contribución de elementos no estructurales, la variación del perfil de fuerzas laterales, la zona sísmica, etc.

En México, no se han realizado estudios enfocados a la determinación de la sobrerresistencia de puentes y en el análisis de los parámetros que más impactan en su determinación. Consecuentemente, no se tienen fundamentos en los códigos de diseño para el uso de este factor de reducción. La única recomendación escrita se encuentra en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015), en su capítulo de Diseño por Sismo, donde se recomienda el uso de un factor de reducción por sobrerresistencia de 1.5. Este factor, no se encuentra justificado dentro de la norma. Por lo anterior, es clara la necesidad de realizar análisis no lineales de puentes para evaluar la sobrerresistencia de estas estructuras sismorresistentes.

Este proyecto plantea determinar factores de sobrerresistencia de puentes con subestructura de concreto reforzado en México. Se considera en este trabajo la zona sísmica para la cual se diseñaron los puentes, de tal forma que se consideran puentes ubicados en zonas de alta sismicidad, en zonas con sismicidad intermedia y otros en zonas de baja sismicidad. Para ello, se toman en cuenta dos mecanismos de fallas sísmicas, subducción y fallamiento normal.

1.3 OBJETIVO

El objetivo principal de este proyecto de investigación es estudiar de manera analítica la sobrerresistencia en puentes mexicanos con subestructura de concreto reforzado, construidos con códigos actuales.

Para cumplir el objetivo, inicialmente se determinan los factores que contribuyen en el valor de la sobrerresistencia y se consideran todos los parámetros que sea posible cuantificar. Se realizan diversos modelos numéricos no lineales que permitan conocer mejor la respuesta de este tipo de puentes ante eventos sísmicos. Se realizan análisis estáticos no lineales y análisis dinámicos no lineales en la historia tiempo, en puentes simplemente apoyados con subestructura de concreto reforzado, considerando dos tipologías: i) puentes con pilares formados con cuatro columnas y ii) puentes con pilares formados con una columna en los que varía el vano y la altura de los pilares. De los 48 puentes propuestos 16 están ubicados en zonas altamente sísmicas, 16 en zonas con sismicidad moderada y 16 en zonas de baja sismicidad. Se examinan los aspectos a seguir referidos.

Se pretende evaluar la relevancia de la zona sísmica, la contribución del endurecimiento por deformación del acero y la redundancia.

1.4 DESCRIPCIÓN DE LA TESIS

Con la finalidad de lograr los objetivos planteados para la determinación de los factores de sobrerresistencia de puentes que actualmente se están construyendo en la República Mexicana se sugiere el desarrollo de los siguientes capítulos:

El **Capítulo 1** presenta los motivos que nos llevó a proponer la realización de este trabajo. El **Capítulo 2** describe algunos conceptos para el desarrollo del trabajo y se detalla el estado del arte sobre el tema. Se contempla una propuesta y discusión de la metodología a utilizar para lograr nuestros fines.

El **Capítulo 3** contiene las demandas sísmicas a las que se someten los puentes tipo, de acuerdo con la sismicidad a la que se encuentra expuesta la República Mexicana.

En el **Capítulo 4** se muestran las tipologías de puentes que se están construyendo actualmente en México y se describen las características de los modelos a estudiar en este trabajo.

El **Capítulo 5** presenta los requisitos de diseño y el diseño de los pilares de los puentes en estudio.

En el **Capítulo 6** se presentan los análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos en la historia del tiempo. En este capítulo se obtienen los resultados para proponer los factores de sobrerresistencia.

El **Capítulo 7** contiene los resultados de los análisis no lineales y la discusión de estos. Finalmente, en el **Capítulo 8** se reportan las conclusiones.

2
SOBRERRESISTENCIA

2.1 CONCEPTOS Y CONSIDERACIONES GENERALES

2.1.1 INTRODUCCIÓN

Los sismos han ocasionado pérdidas humanas y económicas muy importantes alrededor del mundo, sin ser México una excepción. Por lo anterior, en los últimos años, muchos investigadores han estudiado el comportamiento de las estructuras ante distintas intensidades sísmicas al incursionar en el intervalo inelástico. La filosofía de diseño actual busca que las estructuras desarrollen su máximo desempeño sin llegar al colapso.

Para predecir adecuadamente el comportamiento sísmico esperado, los modelos numéricos deben reflejar el estado de conocimiento con base en pruebas experimentales y la observación y análisis de estructuras dañadas por sismos. Diversos autores han mostrado que las estructuras suelen tener sobrerresistencia con respecto a los valores de diseño.

En este capítulo inicialmente se darán algunas definiciones básicas necesarias para el desarrollo de este trabajo y después se realiza una revisión del estado del arte de la sobrerresistencia, con la idea de cubrir desde los primeros estudios hasta llegar a las propuestas más recientes, considerando algunos de los códigos a nivel mundial.

2.1.2 DEFINICIÓN DE SOBRERRESISTENCIA

Al presentarse un evento sísmico importante algunas partes de la estructura pueden incursionar en el intervalo inelástico presentándose en estas zonas una resistencia mayor a la nominal; la resistencia nominal de la estructura es aquella con la cual ninguna sección cede. Esta resistencia adicional que se presenta es uno de los parámetros relacionados con la sobrerresistencia.

Todas las estructuras diseñadas con las normas actuales presentan sobrerresistencia debido a que su resistencia lateral real es mayor que la indicada por las fuerzas laterales de diseño. Consecuentemente para que sea posible considerar la resistencia lateral adecuadamente dentro de los formatos de diseño sísmico basados en el uso de métodos de análisis elásticos, es necesario usar factores de sobrerresistencia.

Al presentarse un sismo severo es deseable que la estructura libere energía y es preferible que dicha liberación de energía se presente en zonas concentradas llamadas rótulas plásticas. En columnas de concreto las rótulas plásticas pueden presentar daños permanentes, desde pérdida de recubrimiento, agrietamiento del concreto que conforma el núcleo, pandeo en el refuerzo longitudinal e incluso puede fracturarse el refuerzo transversal. La sobrerresistencia desarrollada en las articulaciones plásticas indica

que los valores de resistencia están por encima de los nominales especificados por los códigos. Los factores de sobrerresistencia para columnas de concreto tienen en cuenta principalmente las variaciones entre el esfuerzo de cedencia especificado y el real, el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo ante grandes deformaciones, el aumento de resistencia a la compresión por confinamiento del concreto y la redistribución de esfuerzos entre columnas.

De acuerdo con Vielma et al. (2006) el factor de sobrerresistencia, R_s, se obtiene con la ecuación 2.1,

$$R_s = \frac{V_u}{V_d} \qquad (2.1)$$

donde,

R_s: factor de sobrerresistencia;

V_d: cortante basal de diseño;

V_u: cortante basal último.

La sobrerresistencia es muy importante en las estructuras sismorresistentes. Bertero et al. (1991) señalan que, debido a la sobrerresistencia ante cargas laterales, muchos edificios no han sufrido daños excesivos o el colapso durante sismos severos. Por su parte (Park, 1996) menciona que un buen proporcionamiento de la resistencia relativa de los diferentes elementos estructurales de una estructura le permite a esta desarrollar niveles adecuados de comportamiento plástico durante un sismo severo, y resulta en que el nivel de cargas sísmicas de diseño sea consistente con lo esperado en la estructura durante el sismo.

En la actualidad el diseño sísmico emplea un formato basado en el uso de métodos de análisis elásticos que incorporan la sobrerresistencia a través de factores que reducen los espectros de diseño. Para determinar la resistencia lateral de una estructura, es fundamental tener factores de sobrerresistencia bien calibrados.

2.1.3 FACTORES QUE CONTRIBUYEN EN LA SOBRERRESISTENCIA

El modelo numérico de una rótula plástica debe tener en cuenta todos los factores posibles que puedan contribuir a una resistencia que exceda la resistencia nominal proporcionada, por lo que la identificación de estos factores es muy importante en la determinación de la sobrerresistencia.

Basada en la revisión de la literatura se encontró que las principales fuentes de sobrerresistencia en edificios según Paulay (1996) son:

1) Los factores de carga y resistencia empleados en el diseño.
2) La resistencia esperada de los materiales es mayor que su resistencia nominal.
3) Las dimensiones de las secciones transversales y las cuantías de acero de los elementos estructurales suelen ser mayores que las mínimas requeridas por cuestiones de resistencia.
4) El endurecimiento por deformación del acero.
5) Sobrediseño por cargas gravitacionales.
6) La contribución de la losa a la capacidad sismorresistente de las vigas a momento negativo.
7) La no cedencia simultánea de los elementos estructurales que forman parte del mecanismo plástico de la estructura.

8) El uso de enfoques como el de diseño por capacidad, que resulta en requerimientos de resistencia mayores a los indicados por el análisis estructural, con la finalidad de favorecer los mecanismos de falla deseados.

Park (1996) destaca otros factores de sobrerresistencia:

9) Fuerzas axiales de compresión que se inducen en algunos elementos estructurales ante la ocurrencia de grandes desplazamientos.
10) La participación de elementos no estructurales.
11) Sobrestimación de la rigidez en estructuras construidas sobre roca o suelo firme.
12) Muchos de los modelos que se emplean para evaluar la sobrerresistencia tienen simplificaciones del lado de la seguridad.

Otras fuentes de sobrerresistencia según Luaces (1995):

13) Requisitos de capacidades resistentes mínimas.
14) Contribución del refuerzo a compresión en el diseño de elementos a flexión.
15) Incremento de las resistencias de los materiales ante cargas de corta duración.
16) Cargas vivas normativas mayores que las reales.
17) Efectos tridimensionales.

Adicionalmente, otras causas que provocan sobrerresistencia son:

18) La redundancia en las estructuras (Ordaz et al., 2003).
19) El análisis ignora algunos elementos que contribuyen a la resistencia.
20) Uso de métodos de análisis conservadores.

A partir del estudio experimental de marcos dúctiles Shahrooz y Moehle (1990) concluyen que las fuentes más significativas de sobrerresistencia son:

21) Requisito especial de armado.
22) La resistencia esperada de los materiales es mayor que su resistencia nominal.
23) La contribución de la losa a la capacidad sismorresistente de las vigas a momento negativo. En las vigas del marco de Shahrooz y Moehle, el efecto de la losa duplicó la resistencia a momento negativo, y consecuentemente la fuerza cortante actuante en las vigas se incrementó hasta un 50%.

De acuerdo con Mander et al. (1998) las fuentes más significativas de sobrerresistencia en columnas de concreto confinadas son:

24) Fortalecimiento de la fuerza de compresión del concreto debido al confinamiento.
25) Mejora adicional de la resistencia del acero debido al endurecimiento por deformación.
26) Fuerzas en el acero de refuerzo mayores que la resistencia elástica especificada.

Ordaz et al. (2003) indican que la fuente más grande de sobrerresistencia son los procedimientos de diseño utilizados en muchas estructuras propuestos por las normas de diseño.

Por su parte Elnashai y Mwafy (2002) concluyen que las fuentes más importantes que provocan sobrerresistencia son:

27) La resistencia real de los materiales.

28) La utilización del periodo elástico en el cálculo de las demandas sísmicas.

29) La forma como se realiza el diseño de los pilares en la práctica.

Por su parte Varela Rivera et al. (2008) basados en la revisión de la literatura, resumen las principales fuentes de sobrerresistencia por flexión en las estructuras en:

30) La cantidad de acero de refuerzo: MacGregor (1976) indica que la sobrerresistencia asociada al acero de refuerzo por flexión depende de la cantidad de acero proporcionado y su posición en la sección transversal del elemento. La cantidad de acero de un elemento depende de una combinación de barras de diámetros limitados, y en ocasiones, de la cantidad mínima especificada en los reglamentos.

31) El esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo: la sobrerresistencia asociada a la resistencia real del acero de refuerzo por flexión se debe a que los fabricantes producen barras de acero de refuerzo con una resistencia de cedencia superior al mínimo especificado en los reglamentos, y a que para diseño se considera una curva bilineal para el comportamiento esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, en la cual desprecian la zona de endurecimiento por deformación. Rodríguez y Botero (1994) obtienen que el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo es en promedio 10% mayor que el nominal estipulado por el fabricante.

32) La velocidad de aplicación de las cargas: la resistencia a la cedencia del acero de refuerzo varía con respecto a la velocidad de aplicación de la carga; dicha velocidad se relaciona en general con la tasa de deformación unitaria (ε_s), la cual se considera estática para valores menores o iguales a 0.00001/s. MacGregor (1976), basado en pruebas de laboratorio, determina que la resistencia a flexión de elementos sometidos a cargas con tasas de deformación rápidas (1/s y 0.01/s) es hasta 20% mayor que la obtenida con tasas de deformación estáticas. Por su parte, Mander (1984) propone con base en pruebas de laboratorio una relación, D_S, entre la resistencia a la cedencia obtenida con un valor de la tasa de deformación unitaria ε_s dado y la obtenida estáticamente.

$$D_S = 0.953\left(1 + \left|\frac{\varepsilon_S}{700}\right|^{1/6}\right) \qquad (2.2)$$

Mander (1984) concluye que la ecuación anterior puede usarse para modificar tanto las propiedades mecánicas del acero de refuerzo como su curva de comportamiento esfuerzo-deformación.

33) Los factores de carga y resistencia empleados en el diseño: en México, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC) (Gaceta Oficial del D. F., (NTCC, 2004)), se especifican factores de carga (Fc) y factores de reducción de resistencia (φ) para el diseño estructural. Los valores de Fc y φ dependen de la norma utilizada.

34) El método de diseño o las fuerzas de diseño empleadas: en las normas se especifican diferentes métodos para obtener las fuerzas sísmicas de diseño, como son el simplificado, el estático y los dinámicos. Los métodos estáticos son una simplificación de los dinámicos, por tanto, en las NTC-DS (Gaceta Oficial del D. F., (NTCC, 2004)), se especifican en general fuerzas de diseño elásticas conservadoras para este primer método, lo que, consecuentemente puede arrojar que para una misma estructura se tengan diferentes resistencias calculadas dependiendo del método utilizado.

35) La redundancia en las estructuras: la sobrerresistencia asociada a la redundancia depende en general del tipo de sistema estructural seleccionado, el número de articulaciones plásticas que se pueden desarrollar y su distribución en la estructura. Un sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado es en general más redundante que uno a base de muros de concreto reforzado en cantiliver (NEHRP, 2001).

36) La existencia de elementos no estructurales: la sobrerresistencia en edificios asociada a los elementos no estructurales se refiere a la contribución de la resistencia y la rigidez de aquellos elementos no estructurales que se encuentran ligados a la estructura principal; su cuantificación depende de la distribución en elevación y en planta de los elementos no estructurales.

2.1.4 SOBRERRESISTENCIA DEBIDA A LAS CARACTERÍSTICAS REALES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

2.1.4.1 Concreto confinado

En estructuras de concreto armado el confinamiento se consigue colocando refuerzo transversal. Las tres funciones básicas del refuerzo transversal en una columna son evitar el pandeo de las barras longitudinales, confinar el concreto a compresión y soportar fuerzas cortantes. Según la forma de la sección transversal, este refuerzo puede ser circular, rectangular o tomar la forma de la correspondiente sección transversal. El más eficaz de estos refuerzos es el circular en forma de hélices o aros ya que el concreto comprimido tiende a expandirse, y al ser este refuerzo curvo, proporciona una línea continua de confinamiento.

El detallado transversal también permite al elemento de concreto reforzado desarrollar un comportamiento dúctil, al incrementar la deformación última a compresión del concreto mediante arreglos apropiados que muchas veces incluyen la distribución del refuerzo longitudinal. Además de lo anterior, el confinar del concreto resulta en un aumento importante de su resistencia máxima a compresión para niveles de carga axial superiores a la correspondiente falla balanceada, lo que permite que se incremente la resistencia a flexión del elemento y su capacidad de deformación plástica (al hacer posible una redistribución del daño en una zona más amplia del mismo). Por otro lado, la capacidad de deformación de una estructura es mayor al ser más grande la deformación por compresión del concreto en la zona de la rótula plástica. Para lograr mayores deformaciones en el concreto se tiene que confinar adecuadamente.

De acuerdo con lo anterior, si se desean alcanzar altos niveles de compresión y altos niveles de deformación en la rótula plástica se tiene que disponer del armado transversal para confinar esta zona y así evitar la expansión lateral del concreto y consecuentemente la rotura por compresión.

Existen muchos modelos para tomar en cuenta el incremento de resistencia en el concreto confinado. Por ejemplo, el modelo de Kent y Park (1971), el modelo modificado de Kent y Park (1982), el modelo de Mander et al. (1988) y el modelo de Watson et al. (1994).

Con base en evidencia experimental, Kent y Park (1971) proponen una curva esfuerzo-deformación para concreto confinado. En este modelo la parte ascendente de la curva esfuerzo-deformación no es afectada por el confinamiento, los valores del esfuerzo máximo y su deformación están dados por f'_c y ε_o igual 0.002, respectivamente. Mientras que la rama descendente de la curva es una línea recta cuya pendiente está en función de la resistencia especificada de compresión del concreto, la relación entre el ancho del concreto confinado y la separación del refuerzo transversal, la relación entre el ancho del concreto confinado y la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto. La parte descendente de la curva se extiende hasta $0.2f'_c$. A partir de aquí continua como una línea recta

constante. Park y Kent modificaron su modelo en 1982 para que este tomará en cuenta el incremento de la resistencia del concreto debido al confinamiento. La Figura 2.1 muestra los modelos de Kent y Park.

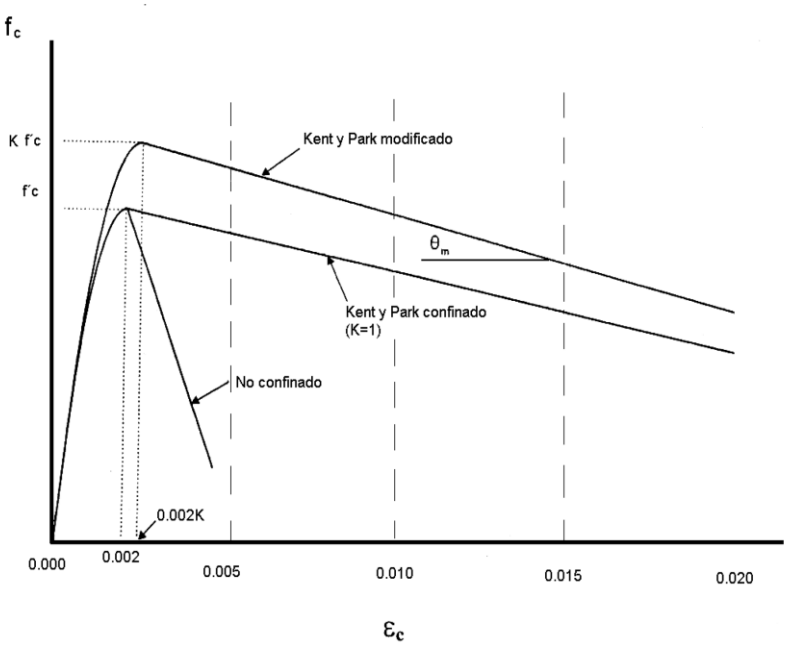


Figura 2.1 – Modelos de Kent y Park (1971, 1982).

En la Figura 2.2 se muestra el modelo de Mander et al. (1988) para concreto confinado y no confinado aplicado a cualquier sección y nivel de confinamiento, en la cual se muestra que los elementos de concreto confinado, adecuadamente, mejoran su resistencia a la compresión y mejoran su ductilidad, por lo que se puede esperar un mejor comportamiento ante acciones sísmicas.

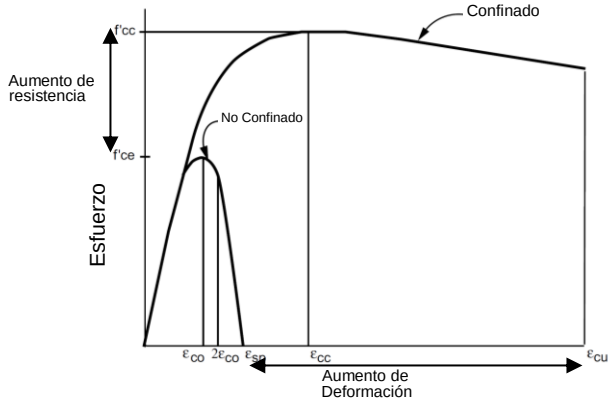


Figura 2.2 – Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado (tomada de Caltrans, 2004).

Watson et al. (1994) muestran el incremento en la resistencia teórica de la capacidad a flexión de una columna circular de concreto reforzado en función del nivel de confinamiento (Figura 2.3). Los incrementos en la resistencia a flexión dependen fuertemente del nivel de carga axial, ya que a mayor carga axial mayor profundidad del eje neutro, lo que implica un mayor porcentaje del concreto de la sección trabajando a compresión.

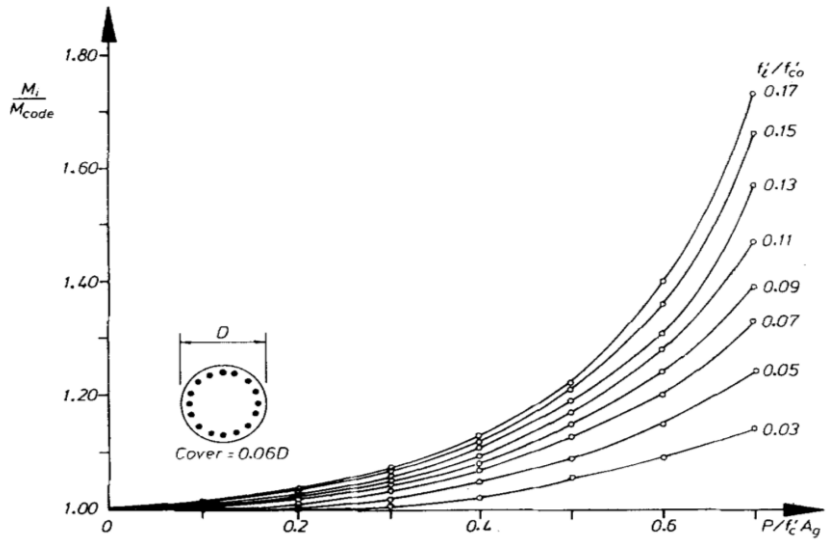


Figura 2.3 – Incremento teórico en la resistencia a flexión de una columna circular de concreto reforzado (modelo propuesto por Watson et al. (1994)).

Relativo a la Figura 2.3,

P: carga axial de compresión;

f'_i: esfuerzo confinante lateral efectivo en el núcleo de concreto debido al refuerzo transversal;

f'_{co} : esfuerzo de compresión máximo en la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado;

M_{code} : resistencia a flexión de acuerdo con el código;

M_i: resistencia a flexión máxima calculada tomando en cuenta el incremento del concreto debido al confinamiento.

De acuerdo con lo anterior es importante tomar en cuenta la sobrerresistencia de los elementos estructurales de concreto reforzado debido al confinamiento de su sección transversal. Lo anterior debe aplicarse especialmente para el diseño de columnas (Watson et al., 1994).

2.1.4.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo es un material dúctil y con bastante tenacidad. En el modelo de Park et al. (1982), se definen los valores más importantes de la curva esfuerzo-deformación del acero, Figura 2.4.

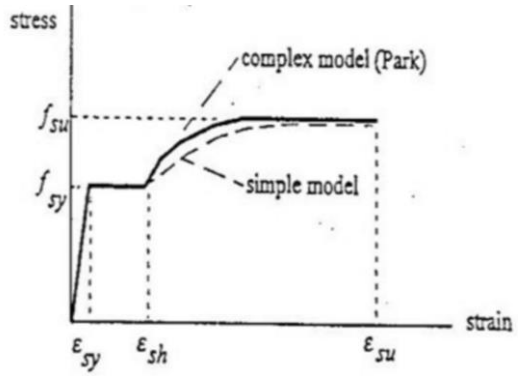


Figura 2.4 – Modelo de Park representando la curva esfuerzo-deformación del acero.

Al presentarse un sismo severo, las zonas en las que se forman las rótulas plásticas pueden desarrollar deformaciones cercanas a veinte veces las correspondientes al refuerzo de primera cedencia en su refuerzo longitudinal por tal motivo es necesario realizar análisis estadísticos de las propiedades esfuerzo-deformación del acero.

Andriono y Park (1986) realizaron estudios estadísticos en una muestra de cinco años de producción de los grados de acero de refuerzo manufacturado en Nueva Zelanda. Los resultados fueron utilizados en análisis momento-curvatura de secciones de vigas de concreto reforzado, lo que les permitió evaluar los factores de sobrerresistencia a flexión en vigas debido a las variaciones del acero y del concreto. Estos autores establecen que la sobrerresistencia a flexión provocada por el acero de refuerzo neozelandés en las rótulas plásticas de vigas de concreto debe tomarse como $1.25M_n$, donde M_n es la resistencia nominal a flexión de la sección calculada utilizando el menor valor característico del esfuerzo de cedencia del acero. Este 25% de incremento en el M_n toma en cuenta la probabilidad de que el esfuerzo de cedencia real del acero sea mayor que el menor valor característico y el incremento debido al endurecimiento por deformación (Park, 1996).

Rodríguez y Botero (1994) estudiaron las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo en México. Estos investigadores con base en pruebas de laboratorio de barras de acero de refuerzo de 12 mm de diámetro y menores plantearon un análisis estadístico de sus propiedades mecánicas, y definieron curvas típicas esfuerzo-deformación. Estos estudios arrojaron diferencias importantes entre las propiedades de aceros de refuerzo de diámetro grande y los correspondientes a diámetros pequeños.

En el estudio de la sobrerresistencia de estructuras de concreto reforzado debe tomarse en cuenta una representación razonable de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

2.1.5 EFECTOS ADVERSOS DE LA SOBRERRESISTENCIA

Los efectos de la sobrerresistencia no son siempre benéficos para una estructura. La sobrerresistencia a flexión de las vigas de un marco dúctil puede provocar la formación de un piso suave. También puede ocasionar que el momento de volteo de una estructura aumente a tal grado que el efecto sobre la cimentación conduzca al colapso de la estructura. Es importante tomar en cuenta que la sobrerresistencia a flexión de los elementos estructurales incrementa en gran medida las fuerzas cortantes que actúan en ellos, de tal forma que, en ocasiones, el comportamiento dominante podría ser por cortante y consecuentemente podría producirse una falla frágil.

Debido a los efectos adversos de la sobrerresistencia, esta debe ser considerada durante el diseño local de los elementos estructurales y sus conexiones, así como durante el diseño global de la resistencia de la estructura. De esta manera será posible propiciar mecanismos deseables de comportamiento a través de jerarquizar los modos de comportamiento y falla en la estructura (Park, 1996), y racionalizar el diseño de su resistencia lateral.

2.1.6 RÓTULA PLÁSTICA

Una rótula plástica es la zona donde se desarrolla la respuesta inelástica en forma concentrada, es una articulación con capacidad para transmitir momentos y fuerzas cortantes. Una vez que se alcanza el momento plástico en la sección, se considera que se ha formado una rótula plástica y a partir de ese momento, si el elemento es dúctil, continúa presentando giros con la capacidad para transmitir el momento plástico, lo que no implica que se presente un mecanismo de falla.

En las zonas de rótulas plásticas de columnas de concreto, el refuerzo longitudinal en conjunto con el refuerzo transversal estrechamente espaciado, trabajan para restringir la expansión lateral del concreto, lo que permite que se desarrollen esfuerzos de compresión mayores a la resistencia nominal antes de que se presente la falla. Al proporcionar mayor resistencia nominal que la requerida por las fuerzas sísmicas en la zona de rótula plástica, y al diseñar las columnas para que desarrollen altas ductilidades, confinando la sección de rótula plástica, se cumplen los objetivos del diseño por capacidad que son alta ductilidad y resistencia requerida.

2.1.7 FILOSOFÍA DE DISEÑO POR CAPACIDAD

El diseño por capacidad es una filosofía de diseño que tiene sus orígenes en Nueva Zelanda y que se busca introducir en las especificaciones de diseño para la mayoría de los sistemas estructurales alrededor del mundo. Esta filosofía de diseño es la que primero tomó en cuenta la determinación explícita de la sobrerresistencia de los elementos de concreto reforzado.

El diseño por capacidad es un método de diseño para estructuras sometidas a la acción sísmica (Park y Paulay, 1978). En el diseño de estructuras por capacidad, se busca obtener una aproximación de los movimientos que experimentará la estructura durante la excitación sísmica y se diseñan los elementos para garantizar que desarrollen esos movimientos a través de detalles dúctiles. En la fase inicial del diseño se decide la configuración estructural que resistirá las fuerzas gravitacionales y las originadas por la acción sísmica, esta configuración es cuidadosamente seleccionada y apropiadamente diseñada y detallada para ser capaz de disipar energía por deformaciones inelásticas en las zonas de rótulas plásticas. Los demás elementos deben tener suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación de energía desarrollan toda su capacidad. Debe evitarse que la deformación inelástica se presente en una localización indeseable o en un modo estructural indeseable por lo que se debe cuidar la configuración estructural más adecuada. En puentes lo anterior significa que primero es necesario evaluar la capacidad de sobrerresistencia de las columnas antes de proceder al diseño de la superestructura y de la cimentación.

En el diseño por capacidad de los puentes de concreto armado se considera que los pilares son los principales componentes estructurales que disiparan energía sísmica mientras que los componentes restantes (elementos protegidos por capacidad) se comportan elásticos.

De acuerdo con Mander et al. (1998) el diseño por capacidad requiere de los siguientes pasos:

1) Seleccionar adecuadamente la configuración estructural para la respuesta inelástica.
2) Seleccionar adecuadamente la ubicación de las rótulas plásticas y diseñarlas adecuadamente para que se presenten deformaciones inelásticas concentradas.
3) Cuidar que, la deformación inelástica no ocurra en una localización indeseable o en un modo estructural indeseable.

En puentes se admite que se presenten rótulas plásticas en los pilares, permitiendo que desarrollen su máxima capacidad. Con un detallado adecuado de estas zonas, el material puede incursionar en la zona de endurecimiento por deformación y por lo tanto presentar sobrerresistencia.

Uno de los fundamentos principales de esta filosofía de diseño es la definición de los elementos de la estructura en los que se desea evitar cualquier tipo de daño durante el sismo de diseño. Estos elementos son los que se consideran protegidos por capacidad y en su diseño se utilizan elementos mecánicos mayores que los que se presentan en elementos adyacentes, en los que se asume se formarán las rótulas plásticas.

El objetivo primordial del diseño por capacidad es evitar las fallas frágiles. Lo anterior se consigue asegurando que el cortante resistente de la rótula plástica sea superior al cortante asociado con el momento máximo resistente y proporcionando capacidad dúctil al elemento.

2.2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LA SOBRERRESISTENCIA

La gran importancia de la sobrerresistencia en el diseño sísmico ha llevado a la realización de numerosas investigaciones analíticas en edificios con el fin de establecer que factores juegan un papel relevante en su valor. Sin embargo, es importante destacar, que las investigaciones no han arrojado hasta el momento evidencia contundente que permita cuantificar de manera confiable el factor de sobrerresistencia. Se creé que la razón más importante es que las diferentes investigaciones han obtenido valores de sobrerresistencia que son muy diferentes entre sí. Esto es una consecuencia de un manejo poco consistente de los factores que contribuyen en la sobrerresistencia. Adicionalmente, la gran mayoría de los estudios analíticos no consideran varias fuentes que contribuyen en la estimación de la sobrerresistencia, tales como la contribución de elementos no estructurales, la variación del perfil de fuerzas laterales, la zona sísmica, etc.

2.2.1 SOBRERRESISTENCIA EN EDIFICIOS

A continuación, se comentan algunas investigaciones relacionadas con el tema.

Miranda y Bertero (1989) encontraron que para edificios de baja altura construidos en la Ciudad de México la sobrerresistencia ante carga lateral varía de 2 a 5, y que el valor de la sobrerresistencia depende en forma importante de la contribución de los muros de mampostería y de la losa.

Osteraas y Krawinkler (1990) investigaron la sobrerresistencia en sistemas estructurados con marcos de acero. Para ello consideraron marcos distribuidos dominados por flexión, marcos perimetrales dominados por flexión y marcos con contraventeos concéntricos, todos ellos diseñados conforme al UBC (UBC, 1997). Reportan valores de sobrerresistencia en un intervalo de 1.8 a 6.5, y mencionan que el valor de sobrerresistencia depende del sistema estructural.

Shahrooz y Moehle (1990) encontraron, a partir del estudio experimental de un modelo a escala 1:4 de una estructura de seis niveles estructurada con marcos de concreto reforzado, una sobrerresistencia de 7.65.

Uang (1991) reporta resultados obtenidos por Assaf en 1989. En su estudio, Assaf consideró edificios localizados en regiones de alto riesgo sísmico, y estructurados con marcos de acero de 1, 3 y 5 vanos, y de 4, 8 y 12 niveles. Los valores de sobrerresistencia (considerando las propiedades nominales de los materiales), que fueron obtenidos a partir de análisis estáticos inelásticos, oscila entre 2 y 3. Assaf encontró que la sobrerresistencia disminuye conforme se incrementa el número de niveles en los edificios, y que el número de vanos no parece tener una influencia considerable.

Cassis y Bonelli (1992) encontraron valores de sobrerresistencia entre 3 y 5. Su estudio, que incluyó sistemas estructurados a base de muros, marcos, y mixtos, concluye que la sobrerresistencia en los marcos tiende a ser mayor que en los otros dos sistemas estructurales.

Zhu et al. (1992) observan que la sobrerresistencia tiende a ser mayor en estructuras de baja altura, y que edificios diseñados con fuerzas sísmicas pequeñas tienden a exhibir mayor sobrerresistencia que aquellos diseñados con fuerzas sísmicas mayores.

Jain y Navin (1995) reportan la sobrerresistencia de marcos de concreto reforzado de 4 vanos, y de 3, 6 y 9 niveles (todos con la misma geometría y estructuración en planta). Se diseñaron versiones de los edificios para cinco zonas sísmicas de la India, denotadas como I a V. La fuerza sísmica de diseño para estas zonas varía con relaciones 1:2:4:5:8, lo cual significa que el cortante basal correspondiente a la zona sísmica V vale 8 veces el correspondiente a la zona I. Para cada estructura se encontraron las fuerzas sísmicas laterales relacionadas con el primer modo de vibración de la estructura. Se estableció un perfil de fuerzas laterales proporcional a dichas fuerzas, y se llevó a cabo un análisis estático no lineal (pushover) de cada versión de cada edificio. Se encontró que la sobrerresistencia varía con la zona sísmica, el número de niveles y con la carga de gravedad, y que la primera es la causa que arroja una mayor variación de sobrerresistencia. El promedio de la sobrerresistencia en las zonas V y I fue de 2.84 y 12.7, respectivamente. La sobrerresistencia se incrementa conforme el número de pisos disminuye (la sobrerresistencia del marco del edificio de tres niveles es 36% mayor que el de 9 niveles para la zona V y 49% mayor para la zona I), Figura 2.5.

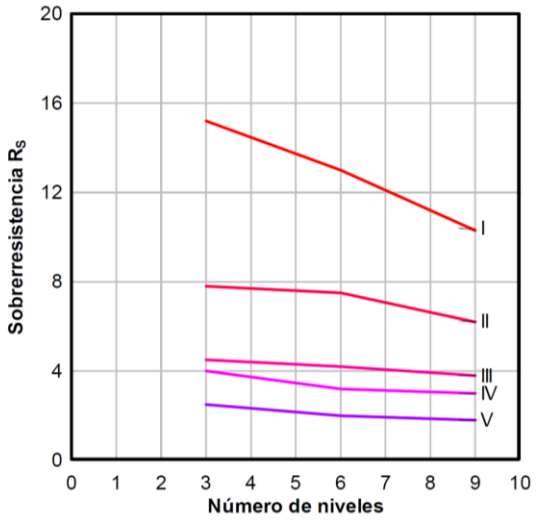


Figura 2.5 – Factores de reducción por sobrerresistencia obtenidos por Jain y Navin (1995).

Jain y Navin (1995) enfatizan la incongruencia entre lo encontrado por ellos en su estudio y lo prescrito en varios reglamentos del mundo (incluidas las NTC-DS (NTCC, 2004)). En particular, mientras que el valor de la sobrerresistencia puede variar hasta 500% para diferentes zonas sísmicas, y hasta 40% para diferente número de niveles, los reglamentos consideran variaciones sustancialmente menores a estas e incluso, llegan a considerar la sobrerresistencia como independiente de la zona sísmica y del número de niveles del edificio. Vale la pena destacar que, Jain y Navin despreciaron el efecto de varias variables que pueden llegar a ser relevantes. Por ejemplo, no consideraron el incremento en la resistencia del concreto debido al confinamiento, los efectos P-Δ, ni los efectos derivados del comportamiento tridimensional de las estructuras.

Rahgozar y Humar (1998) obtuvieron factores de sobrerresistencia que varían de 1.5 a 3.5 para diferentes tipos de marcos contraventeados de 10 niveles. Estos investigadores consideran que lo que más contribuye en los valores de sobrerresistencia es la redistribución de las fuerzas en el intervalo inelástico.

Balendra y Huang (2003) reportan la sobrerresistencia de marcos de acero de 3 vanos y de 3, 6 y 10 niveles. Se consideraron 3 tipos diferentes de marcos: marcos dominados por flexión, marcos con contravientos concéntricos, y marcos semi-rígidos. El diseño de los edificios solo contempló el efecto de las cargas gravitacionales conforme al reglamento BS 5950 (1990), el cual no contiene normativas sísmicas. Estos investigadores reportan que para los marcos dominados por flexión el factor de

sobrerresistencia disminuye de 8 a 3.5 a medida que el número de niveles se incrementa de 3 a 10. Al ser remplazadas las conexiones rígidas por conexiones semirrígidas el factor de sobrerresistencia en los tres tipos de marcos disminuye alrededor de un 50%. En los marcos con contravientos concéntricos los factores de sobrerresistencia son 5.5, 3 y 2.5 para marcos de 3, 6 y 10 niveles, respectivamente. En marcos semi-rígidos los factores de sobrerresistencia para 3, 6 y 10 niveles son 6, 3 y 1.5, respectivamente.

Massumi et al. (2004) realizaron análisis estáticos y dinámicos no lineales a edificaciones en las que consideran nuevamente el número de niveles, pero incluyeron el número de vanos para la determinación de la sobrerresistencia. De los resultados obtenidos observaron que la sobrerresistencia variaba muy poco con respecto al método de análisis no lineal aplicado, esto se aprecia en la Figura 2.6.

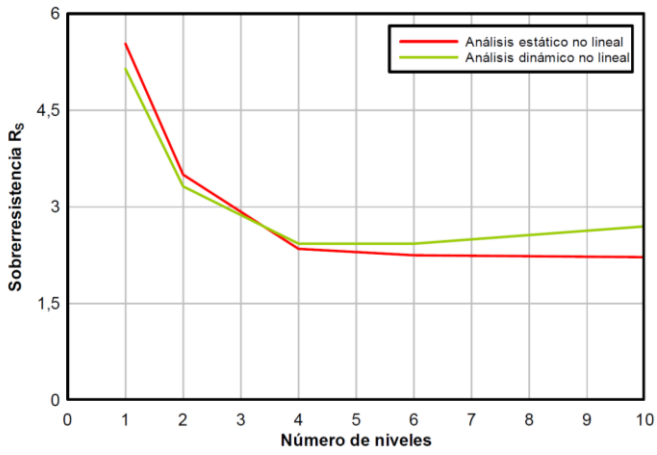


Figura 2.6 – Factores de reducción por sobrerresistencia (Massumi et al., 2004).

2.2.2 SOBRERRESISTENCIA EN PUENTES

En el caso particular de puentes no se encontraron trabajos realizados en México encaminados a obtener los factores de sobrerresistencia. Sin embargo, algunos investigadores de otros países han estudiado y propuesto expresiones para establecer los valores de la sobrerresistencia en este tipo de estructuras.

En esta sección trataremos de hacer una revisión profunda del estado del arte de la sobrerresistencia en puentes, iniciando con expresiones empíricas hasta las propuestas por los códigos más relevantes en el mundo.

Propuesta de Ghee et al. (1989)

Ghee et al. (1989) presentaron una ecuación empírica para determinar los factores de sobrerresistencia en columnas de concreto armado basada en resultados experimentales en los que investigaron la influencia de la carga axial, el refuerzo transversal y la ductilidad a la flexión en la resistencia al corte de columnas circulares en puentes. El estudio experimental fue realizado a 25 columnas de concreto reforzado, probadas como elementos verticales en cantiléver con diferentes proporciones de confinamiento (k) y con diversas propiedades del material y de la sección transversal.

En Ghee et al. (1989) discuten los principios del diseño por capacidad necesarios para establecer un nivel realista de la fuerza cortante de diseño en columnas circulares y a partir de los resultados experimentales obtenidos establecieron el máximo momento por capacidad para cada espécimen. Cada punto de datos experimental de la relación de momento por sobrerresistencia máximo (M_{max}/M_i) fue graficado con respecto a la relación de carga axial ($P/f_c'A_g$) , Figura 2.7.

donde,

A_g: área de la sección bruta;

f'_c: resistencia a la compresión del concreto;

M_i: resistencia a la flexión de la columna con base a las ecuaciones de diseño del ACI;

M_{max}: resistencia a la flexión máxima;

P: carga axial en la columna;

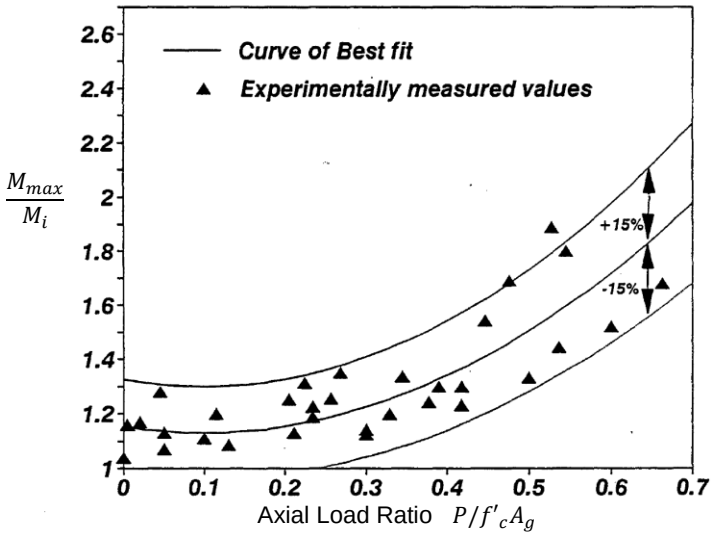


Figura 2.7 – Factores de sobrerresistencia para columnas de concreto confinado con diferentes valores de carga axial propuesto por Ghee et al. (1989).

Los datos experimentales están dentro de ±15% de la ecuación 2.4.

A partir de la gráfica anterior se desarrolló la ecuación empírica que representa el mejor ajuste de la curva para el factor de momento por sobrerresistencia:

$$\frac{P}{f'_c A_g} \leq 0.1 \qquad \frac{M_{max}}{M_i} = 1.13 \qquad (2.3)$$

$$\frac{P}{f'_c A_g} > 0.1 \qquad \lambda_{mo} = \frac{M_{max}}{M_i} = 1.13 + 2.35\left[\frac{P}{f'_c A_g} - 0.1\right]^2 \qquad (2.4)$$

Con base en estos resultados, los investigadores concluyeron que la resistencia al corte dependía del nivel de carga axial, de la relación de aspecto de la columna, de la cantidad de refuerzo transversal en espiral, y del factor de ductilidad de desplazamientos a la flexión. Sin embargo, esta investigación carece de un estudio a profundidad sobre los efectos de varios materiales y parámetros seccionales que afectan significativamente a la sobrerresistencia.

Propuesta de Andriono y Park (1986)

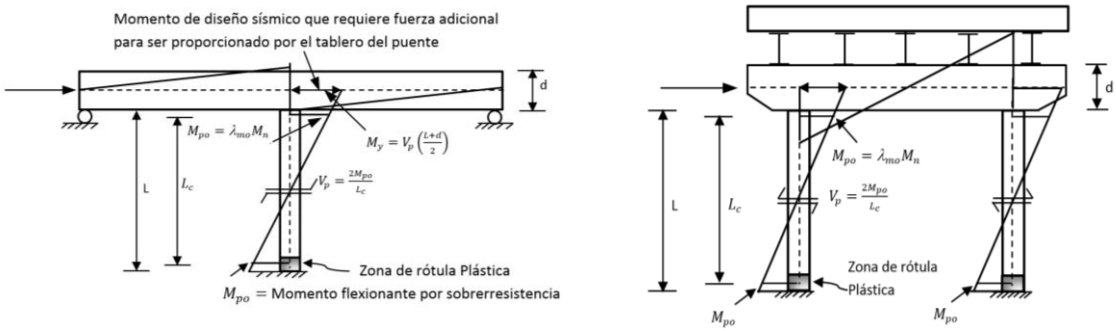
Andriono y Park (1986) utilizaron los resultados estadísticos de las propiedades de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo para determinar los factores de momento por sobrerresistencia de las secciones de vigas de concreto armado. Debido a que este estudio se limitó solo a elementos tipo viga no se consideraron las cargas axiales, las cuales tienen un efecto muy importante sobre los valores de la sobrerresistencia.

Propuesta de Mander et al. (1998)

Mander et al. (1998) determinan la sobrerresistencia en pilares de puentes mediante la gráfica momento curvatura, desarrollando un estudio paramétrico para determinar los factores que contribuyen en la sobrerresistencia, y proponiendo un método simplificado para determinar dicha sobrerresistencia mediante el análisis de la curva de capacidad de momento.

De acuerdo con estos investigadores, los factores de sobrerresistencia para columnas de concreto armado tienen en cuenta principalmente las variaciones entre el esfuerzo de cedencia especificada y el real, el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo ante grandes deformaciones y el aumento de resistencia a la compresión por confinamiento del concreto.

En la Figura 2.8 se muestra la sección transversal de un puente de concreto armado con una articulación plástica en la parte inferior de la columna. La resistencia requerida por el tablero del puente debe ser evaluada suponiendo que la propia cubierta es una sección frágil sin capacidad para deformarse inelásticamente.



a) Respuesta longitudinal b) Respuesta transversal

Figura 2.8 – Diseño por capacidad de puentes utilizando los conceptos de sobrerresistencia, Mander et al. (1998).

La capacidad por sobrerresistencia se define con:

$$\lambda_{mo} = \frac{M_{po}}{M_n} \qquad (2.5)$$

donde,

λ_{mo}: factor de sobrerresistencia por flexión;

M_{po}: momento por capacidad de sobrerresistencia en el centro de la rótula plástica;

M_n : momento por capacidad nominal en la zona de la rótula plástica que se definió de acuerdo con las AASHTO (1996) y el American Concrete Institute (ACI, 1995).

El momento en el centro de la cubierta para una construcción integral está dado por,

$$M_d = \lambda_{mo} M_n \left(\frac{L+d}{L_c}\right) \qquad (2.6)$$

donde,

M_d : momento en el centro de la cubierta el cual se distribuye en la cubierta con base en la rigidez relativa de cada tramo y se resiste proporcionando un pretensado adicional, refuerzo suplementario de acero o ambos;

L: longitud de la columna;

d: profundidad de la cubierta;

L_c : longitud de la columna menos la longitud de la zona de la articulación plástica.

En este trabajo realizaron estudios para determinar el efecto de los distintos parámetros sobre el factor de sobrerresistencia, tales parámetros son:

a) Relaciones de confinamiento: $K = f'_{cc}/f_c$ = 1.0, 1.2, 1.5, 2.0;

b) Porcentaje de acero: $\rho =$ 0.5, 1.0, 1.5, 2.0;

c) Resistencias de acero: f_y = 300, 450, 550, 870 MPa;

d) Resistencia máxima a la compresión del concreto: f'_c = 30, 45, 60 MPa;

e) Colocación del acero longitudinal.

Los parámetros anteriores fueron reportados en gráficas en cuyas ordenadas se reflejó la sobrerresistencia (M_{po}/M_n) y en las abscisas la relación de carga axial $(P_u/f'_c A_g)$.

En estas gráficas los investigadores observaron lo siguiente:

a) Una sobrerresistencia significativa tanto en niveles altos como en niveles bajos de carga axial al comparar las columnas no confinadas con las columnas de concreto confinado.

b) Al aumentarse el volumen de acero en niveles bajos de carga axial, el factor de sobrerresistencia por flexión se incrementó. Para los niveles más altos de carga axial, la sobrerresistencia no es gobernada por la cantidad del acero sino por la contribución del concreto confinado.

c) A niveles bajos de carga axial, la sobrerresistencia aumenta al incrementarse la resistencia del acero longitudinal. De igual forma a niveles altos de carga axial, la sobrerresistencia también aumenta al incrementarse la resistencia del acero longitudinal.

d) A medida que se incrementa la resistencia a la compresión del concreto confinado, la sobrerresistencia tiende a aumentar, independientemente de la forma de la sección.

e) La sobrerresistencia decrece al aumentar la distancia entre la fibra de compresión extrema y el refuerzo de compresión y se observa que el nivel de carga axial no tiene ningún efecto sobre el comportamiento de los factores de sobrerresistencia.

Las conclusiones más relevantes de este estudio son:

- La sobrerresistencia a bajos niveles de carga axial es proporcionada por el endurecimiento por deformación del acero longitudinal. Por lo anterior, el acero de refuerzo que tenga una meseta de endurecimiento por deformación significativamente larga puede dar lugar a la mejora de la ductilidad global de la sección de concreto reforzado mediante la prolongación de la curvatura máxima a la que se produce el momento por sobrerresistencia.
- A altos niveles de carga axial, el concreto es el que más contribuye en la sobrerresistencia. Lo anterior es debido a que las secciones de concreto reforzado confinadas proporcionan altos valores de sobrerresistencia.

Propuesta de Mitchell et al. (2003)

Mitchell et al. (2003) propusieron cambios al Código Nacional de Construcciones de Canadá 2005 (NBCC, 2005) específicamente a los factores de modificación de las fuerzas.

Proponen un cambio muy significativo en la determinación del cortante basal sísmico, el cual está dado por:

$$V = \frac{S(T_a) M_V I_E W}{R_d R_o} \tag{2.7}$$

donde,

$S(T_a)$: espectro de respuesta de diseño sísmico de aceleraciones;

M_V : factor que considera los mayores efectos del cortante basal;

I_E : factor de importancia sísmico de la estructura;

W : carga muerta;

R_d : factor de ductilidad;

R_o : factor de sobrerresistencia.

El factor de sobrerresistencia toma en cuenta la reserva de resistencia que particularmente presentan las estructuras más dúctiles de acuerdo con Fajfar y Fischinger 1990; Paulay y Priestley 1992; Mitchell y Paultre 1994.

Mitchell et al. (2003) proponen en la revisión de las NBCC (2005) como obtener el factor de sobrerresistencia, el cual determinan con la siguiente expresión:

$$R_o = R_{size} R_{\emptyset} R_{yield} R_{sh} R_{mech} \tag{2.8}$$

donde,

R_{size}: factor resultante de opciones restringidas para tamaños de miembros y elementos y redondeo de tamaños y dimensiones.

$R_{\emptyset}$: factor que representa la diferencia entre la resistencia nominal y la factorizada. Este factor es igual a 1 / ∅, donde ∅ es el factor de resistencia del material.

R_{yield}: factor basado en la diferencia entre el esfuerzo de cedencia real del material y el especificado.

R_{sh} : factor que considera la sobrerresistencia por el desarrollo del endurecimiento por deformación del material.

R_{mech}: factor de sobrerresistencia que considera la resistencia adicional que puede desarrollarse antes de que se forme el mecanismo de colapso. Esto es con la intención de reflejar la capacidad de reserva en la estructura antes de que se presente el mecanismo de colapso.

Mitchell et al. (2003), proponen valores del factor de sobrerresistencia para sistemas estructurales con diferentes materiales. La Tabla 2.1 presenta los factores de sobrerresistencia para sistemas estructurales de concreto armado. Se aprecia en la Tabla 2.1 que los valores del factor de sobrerresistencia varían de 1.3 a 1.7.

Tabla 2.1 – Sobrerresistencia para sistemas de concreto armado resistentes a fuerzas sísmicas (SFRS).

Sistemas resistentes a fuerza sísmica	Ductilidad	R_{size}	$R_{\emptyset}$	R_{yield}	R_{sh}	R_{mech}	R_o	NBCC R_o
Marcos resistentes a momentos	Dúctiles	1.05	1.18	1.05	1.25	1.05	1.71	1.7
Marcos resistentes a momentos	Moderadamente dúctiles	1.05	1.18	1.05	1.10	1.00	1.43	1.4
Muros acoplados	Dúctiles	1.05	1.18	1.05	1.25	1.05	1.71	1.7
Muros acoplados	Parcialmente dúctiles	1.05	1.18	1.05	1.25	1.05	1.71	1.7
Muros a cortante	Dúctiles	1.05	1.18	1.05	1.25	1.00	1.63	1.6
Muros a cortante	Moderadamente dúctiles	1.05	1.18	1.05	1.10	1.00	1.43	1.4
Muros a cortante construidos convencionalmente		1.05	1.18	1.05	1.00	1.00	1.30	1.3

El Sebai (2009)

El propósito de la tesis "Comparisons of International Seismic Code Provisions for Bridges" de El Sebai (2009) fue comparar las disposiciones de diseño sísmico de puentes de autopista de la CSA S6-06 del código canadiense de diseño de puentes de autopista (CSA, 2006) con las (AASHTO, 2004), NBCC (2005), las AASHTO LRFD de diseño sísmico (2007) y la norma británica Eurocodigo-8 (Eurocódigo-8, 2005). Fue empleado un puente regular de dos vanos de 90 m de longitud para determinar las cargas sísmicas de diseño de los códigos en estudio. La superestructura está apoyada sobre una columna y dos estribos. La altura de la columna es de 12 m y la sección circular tiene un diámetro de 2.4 m. El puente se diseñó considerando tres zonas sísmicas, Montreal, Toronto y Vancouver.

En esta investigación compararon los efectos de los espectros de diseño sísmico y los factores de sobrerresistencia en las cargas de diseño sísmico, momentos, cortantes y demandas de ductilidad del puente. También dieron recomendaciones para la actualización del código de diseño sísmico CHBDC (Canadian Highway Bridge Design Code (CSA, 2006)).

Los factores de sobrerresistencia que fueron empleados en este proyecto se presentan en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 – Factores de sobrerresistencia empleados por El Sebai (2009).

Código de Diseño	CHBDC (2006)	AASHTO (2004)	CHBDC MODIFICADO (2005)	EUROCODIGO 8 (2005)	AASHTO (2007)
Factor de Sobrerresistencia γ_o	1.30	1.30	1.25	1.35	1.40

La gran cantidad de factores que contribuyen en la sobrerresistencia provocan que esta sea difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural. Por lo anterior, es difícil incorporar la sobrerresistencia en forma directa en los códigos de diseño sismorresistente a pesar de que se le considera muy importante en la mejora de la respuesta estructural.

Propuesta de Kappos et al. (2013)

Kappos et al. (2013) realizan un estudio a siete puentes de concreto típicos ubicados en el sur de Europa, zona altamente sísmica. En este estudio consideraron el tipo de superestructura, tipo de pilares, y el tipo de conexión entre la cubierta y los pilares. Separaron los puentes en dos categorías según el mecanismo

de disipación de energía sísmica: cuatro puentes con pilares que incursionan en el intervalo inelástico, dos puentes con pilares que responden elásticamente con cubiertas soportadas por apoyos elastoméricos y un puente que es una estructura del tipo mixto, combina las características de ambas categorías. Este estudio fue realizado empleando el software SAP2000 (Computers and Structures, Inc. (CSI, 2017)).

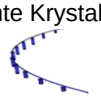
Nombre del puente y configuración estructural	No. de vanos	Longitudes de vanos	Longitud total	Conexión entre pilares y superestructura	Puente en curva	Cimentación
Puente Pedini	3	19.0+32.0+ 19.0	70.0	Monolítico	En elevación	Grupo de pilares
Puente T7	3	27.0+45.0+ 27.0	99.0	Monolítico	No	Zapatas
Puente G11	3	64.3+118.6+ 64.3	247.2	Monolítico	En planta	Tipo cajón
Puente Krystallopigin 	12	44.17+10x 54.98+ 44.17	638.2	Monolítico	En planta	Grupo de pilares
Puente Lissos River	11	1x29.56+3x 37.05+6x44. 35+1x26.50	433.3	Monolítica/ Apoyos elastoméricos	No	Grupo de pilares
Puente Kossynthos river	5	35.0+3+36.0 +35.0	178.0	Apoyos elastoméricos	No	Grupo de pilares
Puente G2	3	30.7+31.7+ 30.7	93.1	Apoyos elastoméricos	No	Grupo de pilares

Figura 2.9 – Principales características de los puentes seleccionados en el estudio de Kappos et al. (2013).

En este estudio emplearon el análisis pushover de los puentes completos en dirección longitudinal y transversal. Para los puentes con pilares que incursionan en el intervalo inelástico las curvas de capacidad son idealizadas como bilineales y para los puentes con pilares que responden elásticamente su comportamiento es lineal. Para puentes con pilares que presentan cedencia el factor de sobrerresistencia máximo, q_s, está definido como la relación entre el cortante de cedencia último, V_u, y el cortante de diseño en la base de la estructura, V_d, es decir,

$$q_s = \frac{V_u}{V_d} \qquad (2.9)$$

En la Tabla 2.3 se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos para los puentes con comportamiento inelástico. En el caso de los puentes que responden elásticamente no fue posible obtener el factor de sobrerresistencia en forma separada por lo que no se incluyen en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 – Factor de sobrerresistencia en puentes del estudio de Kappos et al. (2013).

Nombre del Puente	Dirección Longitudinal q_{sx}	Dirección Transversal q_{sy}
Pedini	2.1	5.8
T7	2.7	2.8
G11	2.9	1.5
G2	3.4	1.6
Krystallopigi	1.3	1.2

Los autores encontraron que en todos los casos el factor de reducción fue más alto que el propuesto por el Eurocódigo 8 o las AASHTO.

Propuesta por NBCC (2005)

Este código propone factores de sobrerresistencia para estructuras de concreto armado con base en la investigación de Mitchell et al. (2003).

Propuesta del Eurocódigo-8 (2005)

En este código el factor de sobrerresistencia, γo, toma en cuenta la variabilidad en las propiedades del material y resistencia. Este factor toma valores de 1.35 para elementos de concreto y 1.25 para elementos de acero, y es empleado para multiplicar el momento de diseño por flexión con lo que se obtiene el momento por sobrerresistencia. Estos momentos de diseño se utilizan para obtener el cortante de diseño y la resistencia por capacidad de los elementos protegidos.

Propuesta de las AASHTO-LRFD (2005)

Estas disposiciones proponen que el momento en la rótula plástica para elementos de concreto armado se obtenga con la expresión 2.10:

$$M_{po} = \lambda_{mo} M_p \tag{2.10}$$

donde,

λ_{mo}: factor por sobrerresistencia tomado como 1.2 y 1.4 para miembros con refuerzo ASTM A706 y ASTM A615 Grado 60, respectivamente;

M_{po}: momento por capacidad de sobrerresistencia en el centro de la articulación plástica;

M_p: momento por capacidad nominal en la zona de la rótula plástica que se definió de acuerdo con las AASHTO/ACI (ACI, 1995).

Propuesta de Caltrans (2015)

El capítulo 21, "Seismic Design of Concrete Bridges", del Caltrans (2015), recomienda que la superestructura y la cimentación se diseñen para que se mantengan en el intervalo elástico cuando las columnas están desarrollando su capacidad a sobrerresistencia para asegurar que no se formarán rótulas plásticas en la superestructura y la cimentación.

Con el fin de determinar las demandas de fuerza sobre miembros esencialmente elásticos, se aplicará un factor de sobrerresistencia del 20% al momento plástico por capacidad de una columna para tener en cuenta:

- Variaciones de la resistencia del material entre la columna y los miembros adyacentes (por ejemplo, superestructura, cabezal, zapatas, pilotes de gran tamaño).

- Momento por capacidad de la columna mayor que el momento plástico por capacidad idealizado.

$$\mathrm{M_o^{col}} = 1.2\mathrm{M_p} \tag{2.11}$$

Las demandas sísmicas por cortante estarán basadas en el cortante por sobrerresistencia V_o el cual está asociado al momento por sobrerresistencia de la columna M_o^{col}. Debido a que la falla por cortante es una falla frágil, la capacidad de cortante en miembros dúctiles debe determinarse con las propiedades nominales del material.

Propuesta del UBC (1997)

En el Uniform Building Code (UBC, 1997) presenta valores para el factor de sobrerresistencia estructural, Ω_o, que asigna de acuerdo con el tipo de estructura y que debe aplicarse a elementos específicos. Este valor se presenta en la Tabla 2.4 y amplifica las fuerzas horizontales debidas a sismos, E_h, el cual se determina de acuerdo con el cortante en la base. La máxima fuerza sísmica que puede desarrollar la estructura, E_m, se obtiene empleando la expresión siguiente:

$$E_m = \Omega_o E_h \tag{2.12}$$

Tabla 2.4 – Factor de amplificación por sobrerresistencia, UBC (1997).

Tipo de Estructura	Factor, Ω_o
Pórticos especiales de acero resistentes a momento	2.8
Pórticos especiales de concreto resistentes a momento	2.8
Pórticos de mampostería resistentes a momentos	2.8
Pórticos ordinarios de acero resistentes a momento	2.8
Pórticos ordinarios de concreto resistentes a momento	2.8
Pórticos de celosías de acero especiales resistentes a momento	2.8

Propuesta del IBC (2003)

La propuesta en el Internacional Building Code (IBC, 2003) es similar a lo propuesto en el UBC-97. En la Tabla 2.5 se muestran los valores de los factores de sobrerresistencia propuestos correspondientes a los diferentes sistemas estructurales y al tipo de material.

Tabla 2.5 – Factor de sobrerresistencia, IBC (2003).

Tipo de Estructura	Factor, Ω_o
Pórticos especiales de acero resistentes a momentos	3
Pórticos de celosía de acero especiales resistentes a momentos	3
Pórticos intermedios de acero resistentes a momentos	3
Pórticos especiales de concreto resistentes a momentos	3
Pórticos intermedios de concreto resistentes a momentos	3
Pórticos especiales de compuestos resistentes a momentos	8
Pórticos intermedios de compuestos resistentes a momentos	5
Pórticos de compuestos parcialmente restringidos resistentes a momentos	6
Pórticos ordinarios de compuestos resistentes a momentos	3
Pórticos de muros de mampostería	5.5

Se observa en la Tabla 2.5 que los valores más altos corresponden a las estructuras con posibilidad de desarrollar una mayor ductilidad.

Propuesta del NZ Bridge (2018)

El manual de puentes de Nueva Zelanda, "Bridge manual SP/M/022", **NZ Bridge (2018)** propone en su sección 5.6, que el momento en la rótula plástica para pilares tipo pared o columna simple la sobrerresistencia sea igual a 1.5 veces la resistencia de diseño para aceros de refuerzo de grado 500E y 1.7 veces la resistencia de diseño para acero de refuerzo de grado 300E.

2.2.3 RESUMEN

En las dos secciones anteriores se hizo una revisión cuidadosa del estado del conocimiento de la sobrerresistencia. En base a lo encontrado en la literatura se presenta la Tabla 2.6 y Tabla 2.7, donde se resumen los factores de sobrerresistencia encontrados para edificios y para puentes respectivamente.

Para edificios, los factores de sobrerresistencia reportados por Vielma et al. (2006) y lo presentado en este estudio se resumen en la Tabla 2.6.

En la Tabla 2.6 se observa que los factores de sobrerresistencia, R_Ω, reportados por los investigadores presentan gran variabilidad, de tal forma que se tienen valores que van desde 1.23 hasta 8.

Tabla 2.6 – Valores del factor de sobrerresistencia en edificios.

Autor	Casos estudiados	R_Ω
Miranda y Bertero (1989)	Edificios de baja altura en México	2.0 - 5.0
Osteraas y Krawinkler (1990)	Pórticos distribuidos resistentes a momento en zona 4 UBC, suelo S2	2.1 - 6.5
	Pórticos perimetrales	1.8 - 3.5
	Pórticos con diagonales concéntricas	2.2 - 2.8
Shahrooz y Moehle (1990)	Estudio experimental de un modelo a escala 1:4 de una estructura de 6 niveles con marcos de concreto reforzado	7.65
Cassis y Bonelli (1992)	Edificios con muros y marcos en Chile	3.0-5.0
Zhu et al. (1992)	Edificios de 4 pisos en 3 zonas sísmicas de Canadá	1.23-1.71
Uang y Maarouf (1993)	Edificios de acero de 13 pisos	4
	Edificio de concreto de 6 pisos	1.9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de concreto de 4 pisos	2.2
Fischinger, Fajfar y Vidic (1994)	Edificios de concreto armado de mediana y baja altura	1.6 - 4.6
Jain y Navin (1995)	Marcos de concreto reforzado de 4 vanos y de 3, 6 y 9 niveles, en 5 zonas sísmicas de la India	2.0 - 3.0
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de concreto armado	2.0 - 2.5
Rahgozar and Humar (1998)	Marcos contraventeados de 10 niveles	1.5 - 3.5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de concreto armado de mediana altura e irregularidad vertical	2.0 - 3.0
Balendra y Huang (2003)	Marcos de acero resistentes a momento de 3 vanos y de 3, 6, y 10 niveles	8 - 3.5
	Marcos de acero semi-rígidos de 3 vanos y de 3, 6, y 10 niveles	6, 3 y 1.5
	Marcos de acero con contravientos concéntricos de 3 vanos y de 3, 6, y 10 niveles	5.5, 3 y 2.5
Massumi et al. (2004)	Edificios de 1 a 10 niveles	5.25 - 2.25

En puentes, los factores de sobrerresistencia reportados en este estudio se resumen en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 – Valores del factor de sobrerresistencia en puentes.

Autor o código	Casos estudiados	Factor de sobrerresistencia
Ghee et al. (1989)	Estudio experimental de 25 columnas circulares de concreto reforzado, probadas como elementos verticales en cantiléver	$\lambda_{mo} = \frac{M_{max}}{M_i} = 1.13 + 2.35\left[\frac{P}{f'_c A_g} - 0.1\right]^2$ λ_{mo} = 1 λ_{mo} = 2.3
UBC (1997)	Amplifica las fuerzas horizontales por sismo	$E_m = \Omega_o E_h$; Ω_o= 2.8
Mander et al. (1998)	Pilares de puentes de concreto reforzado, variando la carga axial, f'c, fy, ρ y K = f'cc/fc	$\lambda_{mo} = \frac{M_{po}}{M_n}$; λ_{mo} = 1 λ_{mo} = 2.3
Mitchell et al. (2003)	Cambios en las NBCC (2005), los R_o dependen del tipo de estructura	$R_o = R_{size} R_{\emptyset} R_{yield} R_{sh} R_{mech}$ R_o = 1.3, 1.4, 1.6 y 1.7
IBC (2003)	Propone valores dependiendo del sistema estructural y del tipo de material	$\Omega_o = 3$; $\Omega_o = 5.5$; $\Omega_o = 6$; $\Omega_o = 8$
Eurocódigo-8 (2005)	El factor de sobrerresistencia toma en cuenta la variabilidad en las propiedades del material y resistencias	Elementos de concreto γ_o= 1.35 Elementos de acero γ_o= 1.25
AASHTO-LRFD (2005)	En elementos de concreto armado	$M_{po} = \lambda_{mo} M_p$ λ_{mo}= 1.2 con refuerzo ASTM A706 λ_{mo}= 1.4 ASTM A615 Grado 60
Kappos et al. (2013)	Estudiaron 7 puentes de concreto ubicados en el sur de Europa, considerando el tipo de superestructura, pilares y conexiones entre el tablero y los pilares (Pedini, T7, G11, G2, Krystallopigin)	$q_s = \frac{V_u}{V_d}$ $q_{s,\ LONGITUDINAL}$ = 2.1, 2.7, 2.9, 3.4 y 1.3 $q_{s,\ TRANSVERSAL}$ = 5.8, 2.8, 1.5, 1.6 y 1.2
Caltrans (2015)	En columnas de concreto reforzado	$M_o^{col} = 1.2 M_p$

En puentes, los factores de sobrerresistencia encontrados en la literatura (Tabla 2.7) presentan valores que van desde 1 hasta 3.4 en la dirección longitudinal y en la transversal toman valores de 1 hasta 6.

Puede concluirse a través de los estudios reportados en este capítulo, que el valor de la sobrerresistencia depende de muchos factores, entre los cuales pueden mencionarse el sistema estructural, las características de los materiales que componen los elementos estructurales y la zona sísmica donde se desplanta la estructura.

2.3 METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO DE LA SOBRERRESISTENCIA

En este trabajo, se investiga la sobrerresistencia en puentes mexicanos de concreto reforzado cuyas características corresponden a los puentes que se están construyendo en la actualidad, sometidos a movimientos del terreno de las fuentes sísmicas que mayor contribución tienen al peligro sísmico de la República Mexicana. Lo anterior se realiza empleando análisis estáticos no lineales y análisis dinámicos no lineales en la historia tiempo. Se hace también una comparación de los resultados obtenidos entre los métodos empleados. Se proponen los pasos siguientes para el logro de los objetivos planteados:

1. Características de los puentes en México y tendencias actuales.
2. Propuesta de las características de los puentes tipo para la realización de esta investigación.
3. Obtención de las demandas sísmicas de los catálogos de La Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes elaborada por SMIS (1992) y la red acelerográfica del II-UNAM, de acuerdo con: la magnitud del evento, el mecanismo de falla, el tipo de suelo, intervalos de aceleración y distancia epicentral.

4. Localización geográfica de los puentes en la república mexicana, seleccionando tres zonas: i) zonas de baja sismicidad, ii) zonas con sismicidad intermedia y iii). zonas altamente sísmicas.
5. Modelado de los puentes tipo usando SAP2000 en régimen lineal elástico.
6. Diseño de los puentes tipo seleccionados según su ubicación geográfica.
7. Generación de las características de las rótulas plásticas y modelado de la no linealidad del material.
8. Ejecución de los análisis estáticos no lineales.
9. Ejecución de los análisis dinámicos no lineales en la historia tiempo empleando las demandas sísmicas seleccionadas en el paso tres para los puentes en estudio llevándolos hasta la falla.
10. Obtención de los cortantes últimos y los cortantes de diseño para determinar la sobrerresistencia.
11. Cálculo de la sobrerresistencia con la relación del cortante último entre el cortante de diseño, de acuerdo con Kappos et al. (2013).
12. Análisis de resultados.
13. Conclusiones.

3
DEMANDAS SÍSMICAS

3.1 INTRODUCCIÓN

La corteza terrestre está sujeta a esfuerzos que son variables con el transcurso del tiempo. En aquellos lugares donde se producen levantamientos, hundimientos, o distorsiones diferenciales, se acumula energía de deformación hasta que en algún punto se sobrepasa la resistencia de la roca, produciéndose una falla que se propaga, un deslizamiento y la liberación súbita de grandes cantidades de energía. Es frecuente que la primera falla precipite una rápida sucesión de otras fallas en el mismo plano o en planos distintos, dando origen a un temblor.

Estos sismos se clasifican en dos grupos: los interplaca, ocasionados por una fricción en las zonas de contacto entre las placas, y los intraplaca que se presentan lejos de los límites de placas conocidas. Este tipo de sismos son el resultado de la deformación continental por el choque entre placas, son menos frecuentes que los interplaca y generalmente de menor magnitud. Un tipo de sismos intraplaca son los llamados "locales", que son producto de deformaciones de los materiales terrestres debido a la concentración de fuerzas en una región limitada.

En México los sismos originados por el movimiento de fallas son los de mayor interés desde el punto de vista de la ingeniería sísmica por la gran cantidad de energía que liberan y por la extensión de las áreas que pueden sacudir violentamente.

3.2 SISMICIDAD EN LA REPÚBLICA MEXICANA

En México, la actividad sísmica en algunas regiones es muy notable, esta actividad libera alrededor del 3% de la energía sísmica mundial. Esta energía es liberada debido al movimiento relativo entre las placas tectónicas de Norteamérica, la placa del Pacifico, la placa de Rivera y Cocos localizadas en el litoral del Pacifico al sur del país y la placa del Caribe, esto es apreciable en la Figura 3.1.

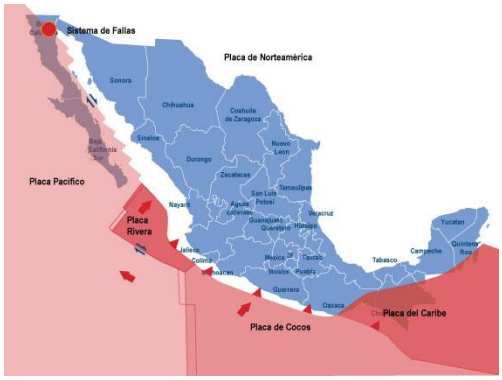


Figura 3.1 – Tectónica de placas en México (UNAM; Universidad Nacional Autónoma de México, 2012).

La mayoría de los grandes sismos con magnitudes mayores de 7.0 tienen epicentros localizados a lo largo de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca; esta porción corresponde a la costa del Pacífico. Los eventos que ocurren en esta zona son causados por el proceso de subducción de la placa de Cocos y de Rivera debajo de la placa de Norteamérica (Figura 3.2). Los grandes sismos que ocurren en la costa mexicana del Pacífico se caracterizan por la poca profundidad de sus focos, resultando ser aún más destructivos, pues liberan su energía más cerca de la superficie terrestre.

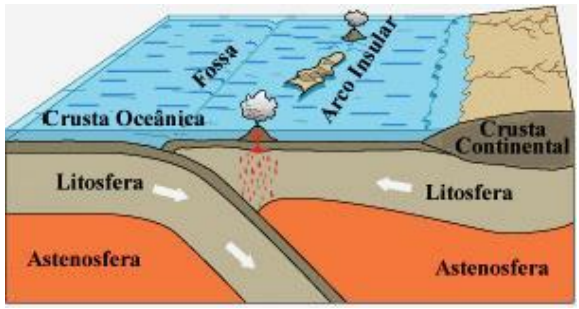


Figura 3.2 – Mecanismo de subducción entre placas tectónicas.

Se presentan máximas aceleraciones cerca del epicentro y van disminuyendo a medida que se incrementa la distancia; debido a los efectos de sitio pueden presentarse amplificaciones de la aceleración dependiendo del tipo de suelo. Un ejemplo representativo de lo anterior es el caso de la ciudad de México ya que está asentada sobre suelo lacustre, lo que amplifica las aceleraciones a niveles tan altos como las que se presentan cerca del epicentro a pesar de estar a cientos de kilómetros de distancia de la fuente sísmica.

También ocurren grandes temblores en el continente con profundidades mayores de 50 km. Son temblores que muestran un mecanismo de fallamiento normal (ocurren por debajo de la zona de contacto entre las placas de Cocos y Norteamérica, y se sugiere que son causados por el esfuerzo gravitacional de la placa de Cocos). Estos sismos son menos frecuentes que los de subducción y suelen tener magnitudes menores a 8. Sin embargo, estos sismos llegan a causar grandes daños ya que ocurren cerca de localidades con altas concentraciones de población.

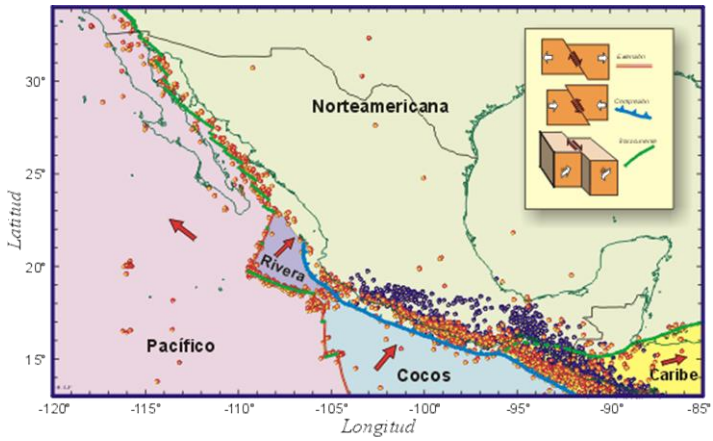


Figura 3.3 – Sismos ocurridos en México (UNAM; Universidad Nacional Autónoma de México, 2012).

Así como ocurren grandes sismos en la costa mexicana del Pacífico, Figura 3.3, también han ocurrido grandes sismos en el centro y sur de Veracruz y Puebla, parte norte y centro de Oaxaca, Chiapas y en el Estado de México.

En la península de Baja California, ocurren sismos en la zona fronteriza con los Estados Unidos, estos movimientos son de tipo transcurrente lateral derecho a lo largo de las fallas (sismos de transformación). La velocidad promedio del movimiento entre las placas de Norteamérica y del Pacífico a lo largo de la

falla de San Andrés y San Jacinto es de 2.5 a 10 cm/año; el potencial sísmico en esta área se debe a la extensión de este sistema de fallas hacia el Sur.

En los Estados de Sinaloa, Zacatecas, Durango y Sonora la sismicidad es escasa, aunque en este último ocurrió un sismo de magnitud 7.3. En los demás estados no se han generados movimientos sísmicos importantes aun cuando algunos han sido afectados por sismos que tienen su origen en otras regiones; este es el caso de Nayarit, Guanajuato, Querétaro, Hidalgo, Tlaxcala y Tabasco.

Uno de los lugares más afectados por los efectos de los temblores en nuestro país es la ciudad de México, esto fue notable el 28 julio 1957, muchos edificios y templos de la ciudad se vieron afectados por este sismo. Los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 causaron grandes daños a la capital del país; esta ciudad vio destruidos muchos de sus modernos edificios en pocos minutos. Aun cuando el temblor de 1957 y otros sismos que han ocurrido a través del tiempo causaron grandes daños a la capital, nunca se habían visto las destrucciones causadas por los sismos de 1985. Esto se debió probablemente a la gran magnitud del sismo, por la explosión demográfica, configuraciones estructurales inadecuadas y por los efectos de resonancia producidos en las arcillas del valle de México, siendo este factor quizás el más significativo.

Muchas poblaciones mexicanas han sufrido daños importantes de origen sísmico. El temblor de Sta. Juliana ocurrido en 1858 causó daños en Morelia, Pátzcuaro, Charo, Indaparapeo y otros lugares del estado de Michoacán. Se tiene, por ejemplo, el famoso temblor Madero que el 7 de junio de 1911 ocasionó gran destrucción en Ciudad Guzmán, Jalisco, y la ciudad de México. El temblor de El Ángel del 28 de julio de 1957 que causó grandes pérdidas en la ciudad de México y en Acapulco, Guerrero. Más recientemente el temblor de Colima de 2003 que daño varias poblaciones de este estado.

3.3 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

3.3.1 DEPURACIÓN DE LOS CATÁLOGOS

Con la finalidad de representar las demandas sísmicas que se presentan en la república mexicana, se hizo una exhaustiva revisión de los catálogos producidos por La Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes elaborada por SMIS (1992) y la red acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM, 2016). Los registros sísmicos contienen la fuente de los datos, la institución responsable, la fecha, el tiempo de ocurrencia, el origen del evento, la latitud y la longitud geográfica, la profundidad focal, la magnitud, el tipo de suelo en el que están ubicadas las estaciones y su ubicación geográfica, las aceleraciones registradas y otros datos de interés. El catálogo elaborado por la SMIS consta de 13,835 registros acelerográficos cuyas magnitudes son desde 1.6 a 8.1 correspondientes a 2,062 temblores, estos eventos son los ocurridos desde 1960 hasta 1999, mientras que el II-UNAM consta de 6,400 registros correspondientes a 420 temblores ocurridos desde 1964 hasta 2015, cuyas magnitudes van desde 5 hasta 8.1.

En la primera etapa se revisaron los 13,835 registros de la Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes y los 6,400 registros de la Base II-UNAM, se desecharon los que no tenían registrada ninguna escala de magnitud o bien aquellos cuyas magnitudes eran menores a 6 y se cuidó que no se duplicaran los registros al emplear ambas bases de datos. Considerando lo anterior, el número de registros se redujo a 3,240 acelerogramas correspondientes a 94 eventos sísmicos; 48 eventos son de subducción con 2,157 acelerogramas, 13 son de fallamiento normal con 557 registros, 26 se presentaron en la interacción entre la placa del Caribe y la placa de Norteamérica con 500 acelerogramas y 7 son de transformación con 26 registros, esta información se aprecia en la Figura 3.4.

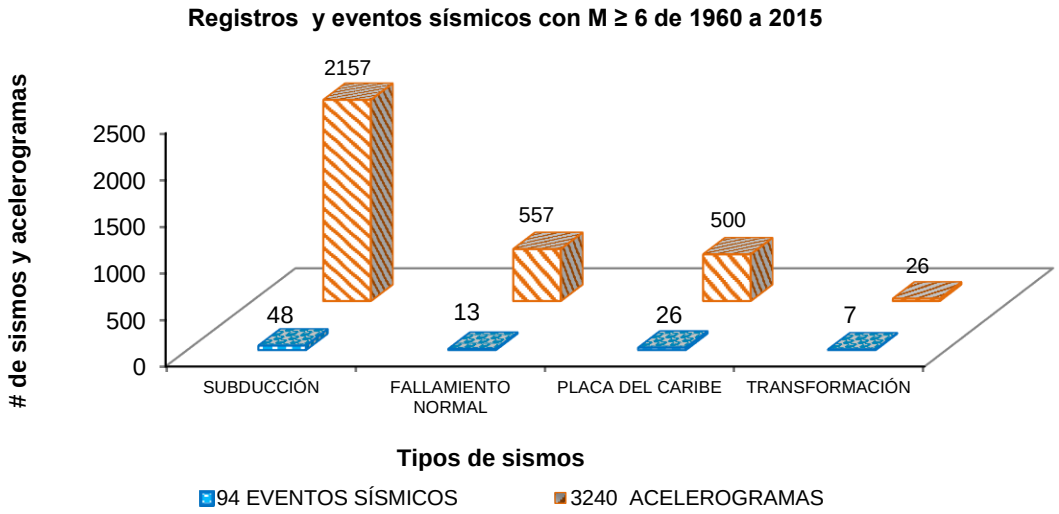


Figura 3.4 – Eventos sísmicos y registros acelerométricos con M ≥ 6 de 1960 a 2015.

En la Figura 3.4, se observa que más del 66% de los registros corresponden al mecanismo de falla por subducción, el 17% a los de fallamiento normal, más del 15% debido a la placa del caribe y menos del 1% a los de transformación.

La Figura 3.5 muestra los eventos sísmicos y registros acelerométricos clasificados por tipo de suelo y tipo de falla, con M ≥ 6 de 1960 a 2015. Lo más notable en esta figura es que alrededor del 68%, de los 3,240 registros, están en roca y arcilla, más del 9% fueron hechos por estaciones ubicadas dentro de edificios o bien estos no tienen tipo de suelo, el resto está distribuido en los otros tipos de suelo.

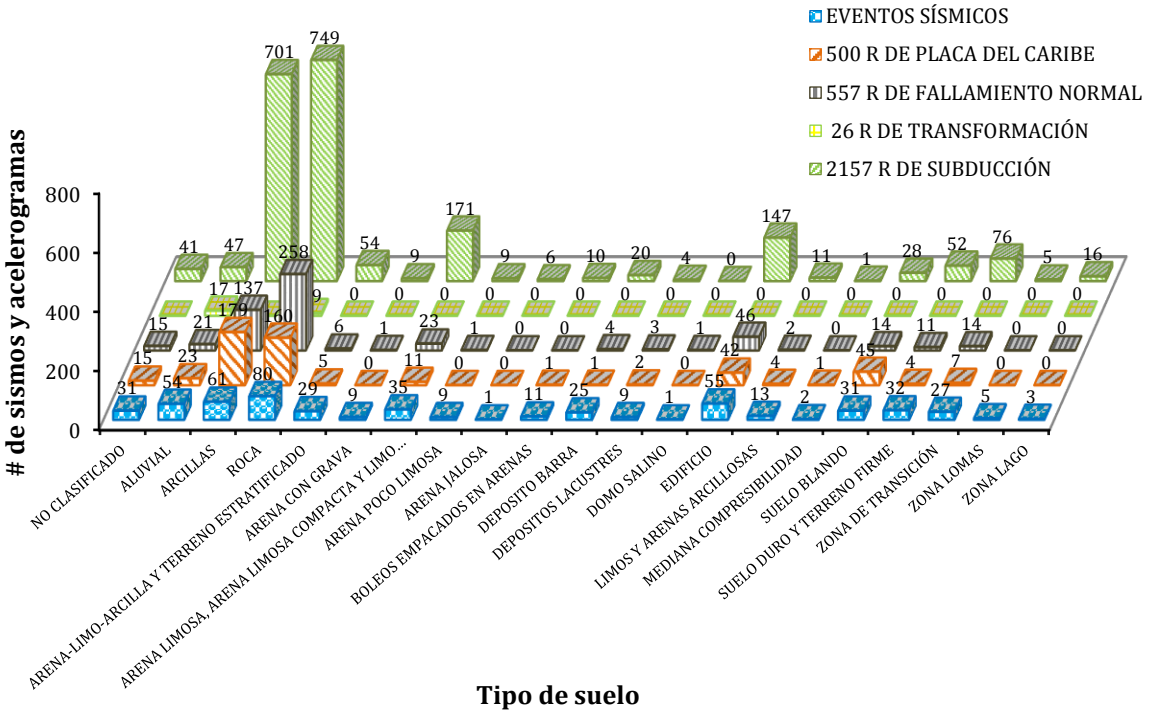


Figura 3.5 – Eventos sísmicos y registros acelerométricos clasificados por tipo de suelo y tipo de falla, con M ≥ 6 de 1960 a 2015.

3.3.1.1 Clasificación por mecanismo de falla

En la segunda etapa se parte del catálogo reducido a 3,240 registros acelerométricos correspondientes a 94 eventos sísmicos separados de acuerdo con el mecanismo de falla.

La Figura 3.6 muestra los 2,157 acelerogramas con los que se cuenta para sismos de subducción; 749 registros son de estaciones colocadas sobre roca, 701 acelerogramas fueron registrados en estaciones colocadas sobre arcillas, 171 registros en arenas limosas, 147 son de estaciones ubicadas dentro de construcciones, 76 fueron registrados en zona de transición, 54 corresponden a los registrados en arena-limo-arcilla, 52 registros en terreno firme, 47 acelerogramas fueron registrados por estaciones colocadas sobre suelo aluvial y los acelerogramas sin el dato de tipo de suelo son 41 registros. El resto de los registros están repartidos en los otros tipos de suelos.

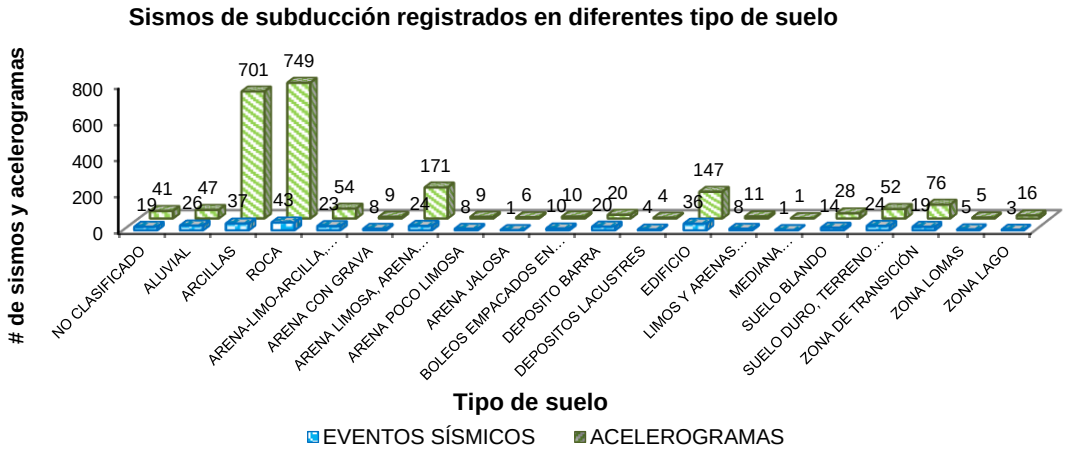


Figura 3.6 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en diferentes tipos de suelo.

En la Figura 3.6 es evidente que más del 60% de los registros de sismos de subducción se obtuvieron de estaciones colocadas en arcilla y roca, alrededor del 8% corresponde a registros cuyas estaciones están ubicadas dentro de estructuras o bien no se proporcionaba el tipo de suelo. Los registros de estaciones colocadas en arenas son de alrededor del 12%, en suelos de transición les corresponde más del 3%, en suelo aluvial, así como para el suelo duro son más del 2% y al resto le corresponde menos del 1%.

La Figura 3.7 muestra los resultados de los sismos de fallamiento normal. Se cuenta con 557 registros, de los cuales 258 registros acelerométricos fueron registrados en estaciones colocadas sobre roca, 137 están sobre arcilla, 46 son de estaciones ubicadas dentro de construcciones, 23 en arenas limosas, 21 registros de estaciones colocadas sobre suelo aluvial, 17 registros correspondientes a depósitos lacustres, 14 son de estaciones colocadas en zona de transición y en suelo duro se tienen 11 registros. El resto de los registros están distribuidos en los otros tipos de suelos.

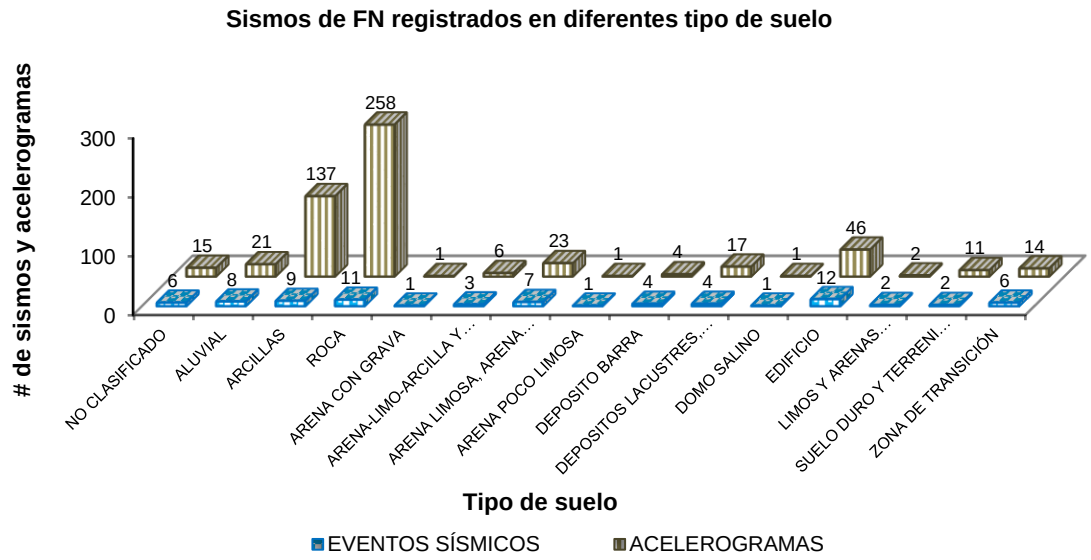


Figura 3.7 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en diferentes tipos de suelo.

Lo que más destaca en la Figura 3.7 es que los registros de estaciones colocadas sobre roca cubren el 46% del total de los de fallamiento normal, más del 24% son de estaciones colocadas en arcilla, alrededor del 11% son registros de estaciones colocadas en estructuras o que no proporcionan el tipo de suelo, el 4% de los registros están en suelo aluvial y arenas limosas. El porcentaje en depósitos lacustres es de 3%, el 2% son registros en suelo duro y zona de transición, y menos del 1% son de otros tipos de suelos.

Para el mecanismo de falla de transformación y para los registros de los sismos de la placa del caribe se llevó a cabo un procedimiento similar al descrito en este trabajo, el cual puede consultarse en el anexo A.

3.3.1.2 Clasificación por intervalos de aceleración

Para llevar a cabo la selección de las demandas sísmicas, se agrupan los registros por intervalos de aceleración máxima del terreno, separándolos de acuerdo con el mecanismo de falla y el tipo de suelo donde está colocada la estación. La Figura 3.8 muestra los sismos y acelerogramas de subducción registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración.

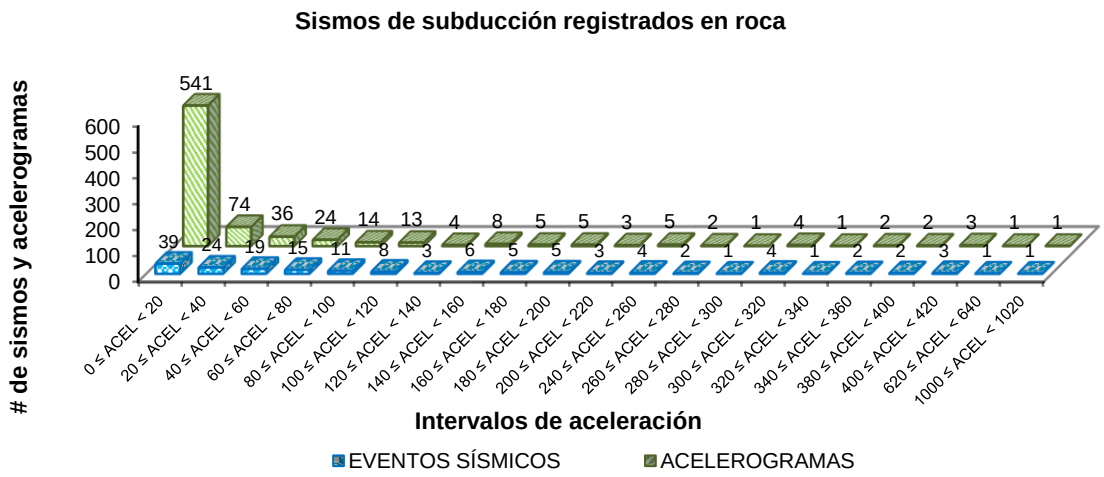


Figura 3.8 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

El 72% de los sismos de subducción registrados en roca tienen un intervalo de aceleración menor a 20 gal, el 10% está entre 20 y 40 gal, alrededor del 5% entre 40 y 60 gal, más del 3% entre 60 y 80 gal, alrededor del 2% entre 80 y 100 gal, menos del 2% entre 100 y 120 gal, el 1% está entre 140 y 160 gal y el restante se encuentran en intervalos de aceleración mayores a 160 gal.

En la Figura 3.9 se grafican los sismos y acelerogramas de subducción registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración. Se observa que el 71% de los sismos de subducción registrados en arcilla tienen un intervalo de aceleración menor a 20 gal, el 21% está entre 20 y 40 gal y solo el 6% está entre 40 y 60 gal. Al rededor del 2% restante se encuentran en intervalos de aceleración mayores a 60 gal.

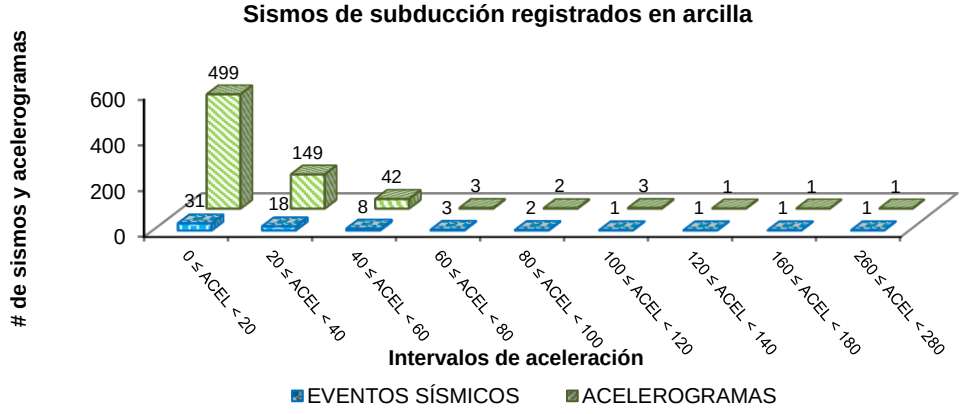


Figura 3.9 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

La Figura 3.10 describe los sismos y acelerogramas de subducción registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración. Más del 40% de estos sismos tienen un intervalo de aceleración menor a 20 gal, más del 23% están entre 20 y 40 gal, alrededor del 13% están entre 40 y 60 gal, más del 8% presentan aceleraciones entre 60 y 80 gal, alrededor del 4% están entre 100 y 120 gal, y de 2% en 2% van el resto de los intervalos de aceleración.

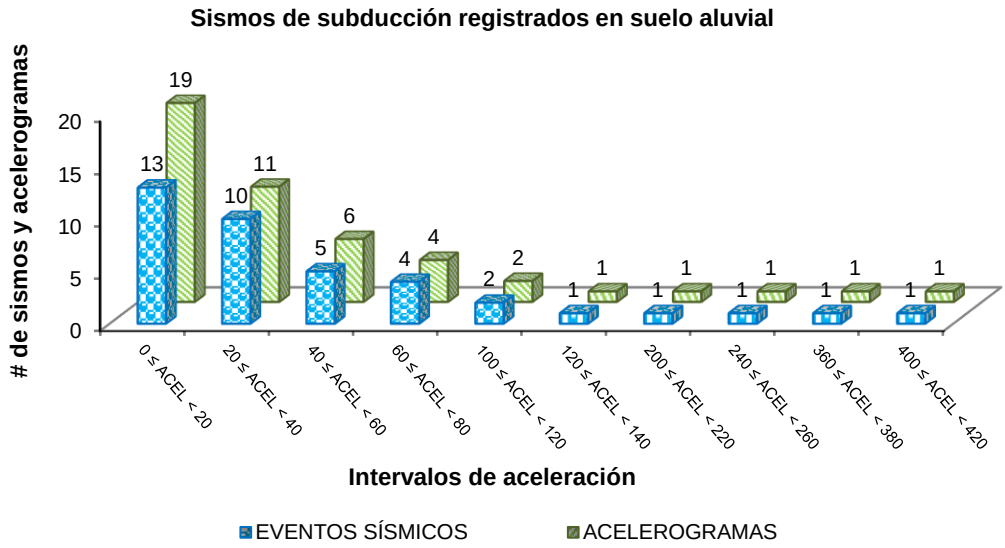


Figura 3.10 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

La Figura 3.11 muestra sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración. Más del 76% tienen aceleraciones menores a 20 gal, con aceleraciones entre 20 y 40 gal tenemos el 13%, el 5% corresponde a registros cuyas aceleraciones están entre 40 y 60 gal, alrededor del 2% presentan aceleraciones entre 60 y 80 gal y el resto de los registros con aceleraciones mayores a 80 gal corresponden al 1% respectivamente.

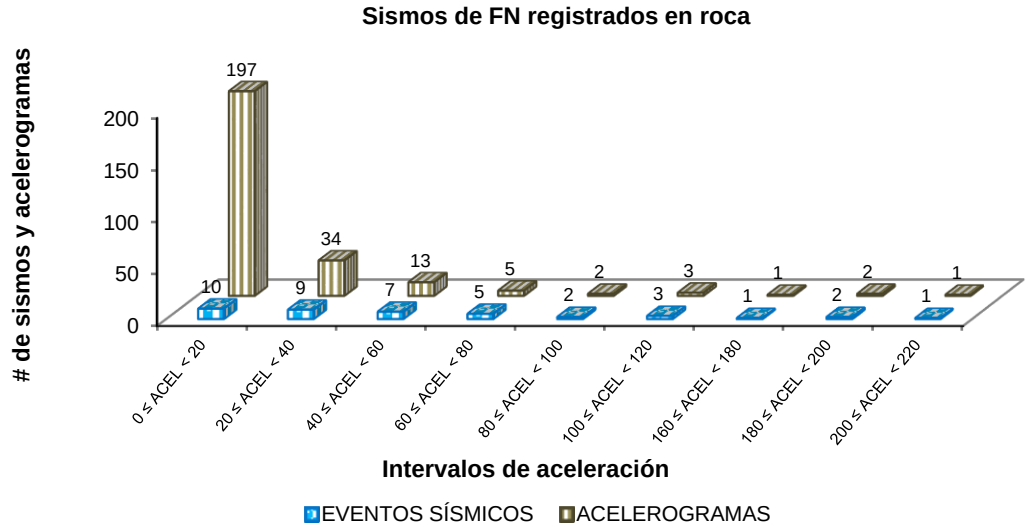


Figura 3.11 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

En la Figura 3.12 es evidente que los registros de fallamiento normal en arcilla cubren alrededor del 82% y tienen aceleraciones menores de 20 gal, los que tienen aceleraciones entre 20 y 40 gal son el 13%, más del 3% presentan aceleraciones entre 40 y 60 gal y menos del 1% corresponden al resto.

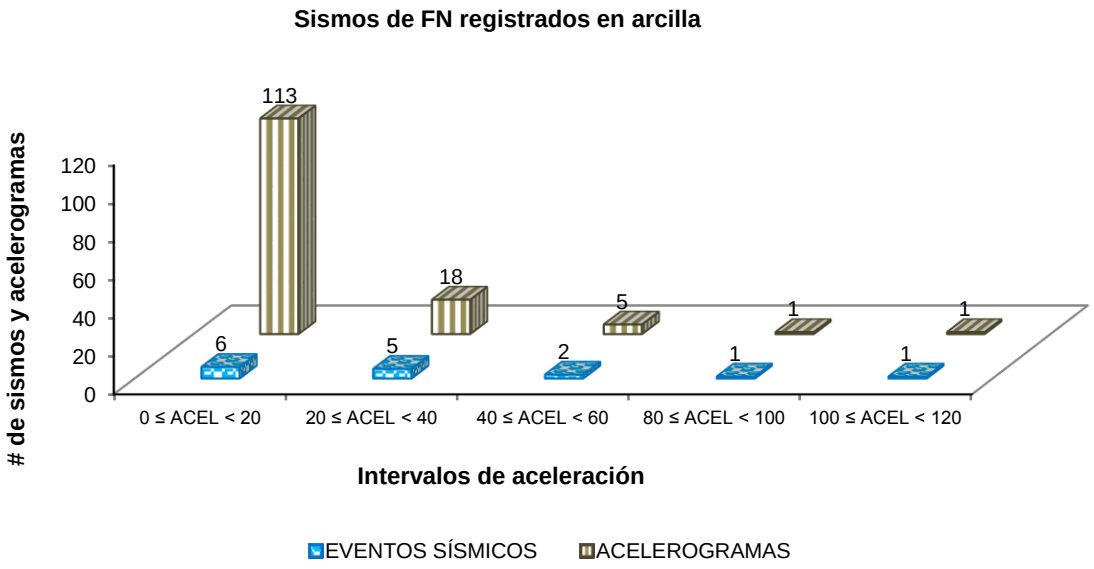


Figura 3.12 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

La Figura 3.13 muestra los sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración. El 43% de los sismos de fallamiento normal registrados en suelo aluvial tienen aceleraciones menores a 20 gal, el 24% presentan aceleraciones entre 20 y 40 gal, más del 9% tienen aceleraciones entre 40 y 60 gal y entre 80 y 100 gal respectivamente. Alrededor del 5% están ubicados en el resto de los intervalos de aceleración respectivamente.

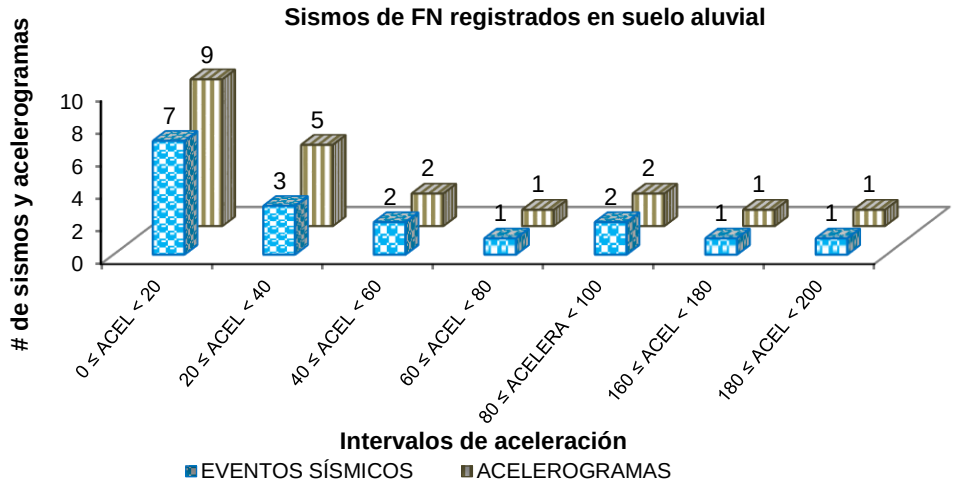


Figura 3.13 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

3.3.1.3 Clasificación por distancia epicentral

Otro parámetro importante en la selección de acelerogramas es la distancia epicentral. En las siguientes figuras se agrupan los registros de acuerdo con el intervalo de aceleración y distancia epicentral, también separados de acuerdo con el mecanismo de falla y el tipo de suelo. Nuevamente el agrupamiento considerando estas variables para los sismos de transformación y de la placa del Caribe pueden consultarse en el anexo A.

Es notable en la Figura 3.14 que la mayor concentración de los registros tiene aceleraciones menores de 40 gal y que la mayoría presentan distancias epicentrales mayores a 150 km.

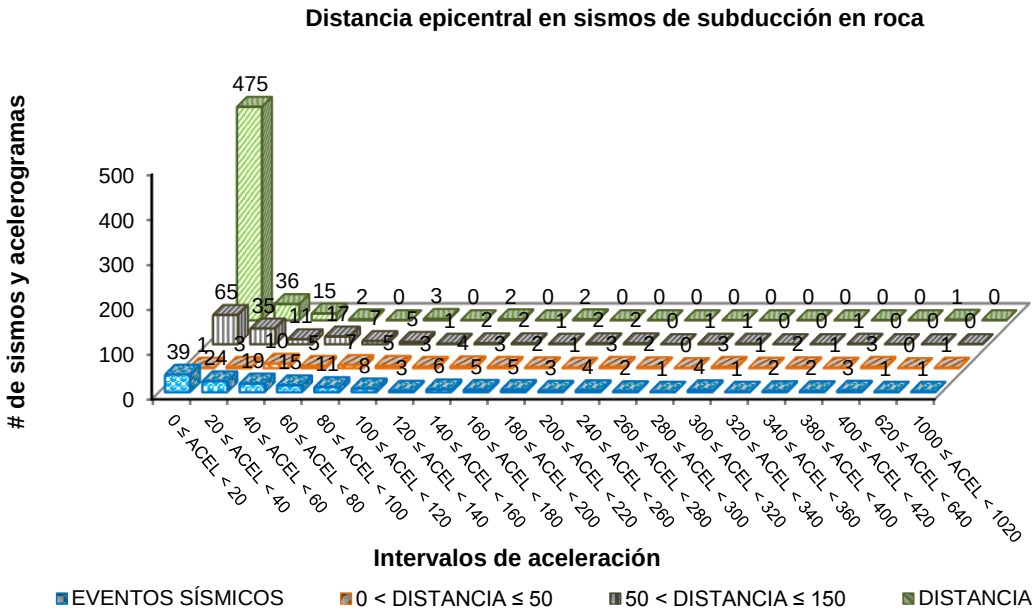


Figura 3.14 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura 3.14 se observa que más del 63% de los sismos de subducción registrados en roca cuyas aceleraciones son menores a 20 gal tienen una distancia epicentral mayor a 150 km. Alrededor del 9% su distancia epicentral está entre 50 y 150 km, menos del 1% presentan distancias epicentrales menores a 50 km. Sin embargo, los acelerogramas cuyo intervalo de aceleraciones esta entre 20 y 40 gal presentan muy pocos registros para cada intervalo de distancia; por ejemplo, alrededor del 5% corresponde a distancias epicentrales mayores a 150 km y a distancias epicentrales entre 50 y 150 km, respectivamente, y nuevamente menos del 1% a distancias epicentrales menores a 50 km. A partir de los intervalos de 40 a 60 gal el 2% es para distancias epicentrales mayores a 150 km y entre 50 y 150 km respectivamente y el 1% para distancias menores a 50 km. En aceleraciones de 60 a 80 gal el 2% corresponde a distancias epicentrales entre 50 y 150 km. Finalmente, al resto de los intervalos de aceleración les corresponde menos del 1%.

En la Figura 3.15 están los acelerogramas de los sismos de subducción registrados en arcilla cuyas aceleraciones son menores a 20 gal. Más del 71% tienen una distancia epicentral mayor a 150 km y no se tienen registros para las otras distancias epicentrales en este intervalo de aceleraciones. Lo mismo sucede para los registros cuyo intervalo de aceleraciones están entre 20 y 40 gal presentando alrededor del 21% para distancias epicentrales mayores a 150 km y ningún registro en los otros intervalos de distancia. Más del 5% es para distancias epicentrales mayores a 150 km en intervalos de aceleración entre 40 y 60 gal. El resto de los casos tiene menos del 0.5% de los registros.

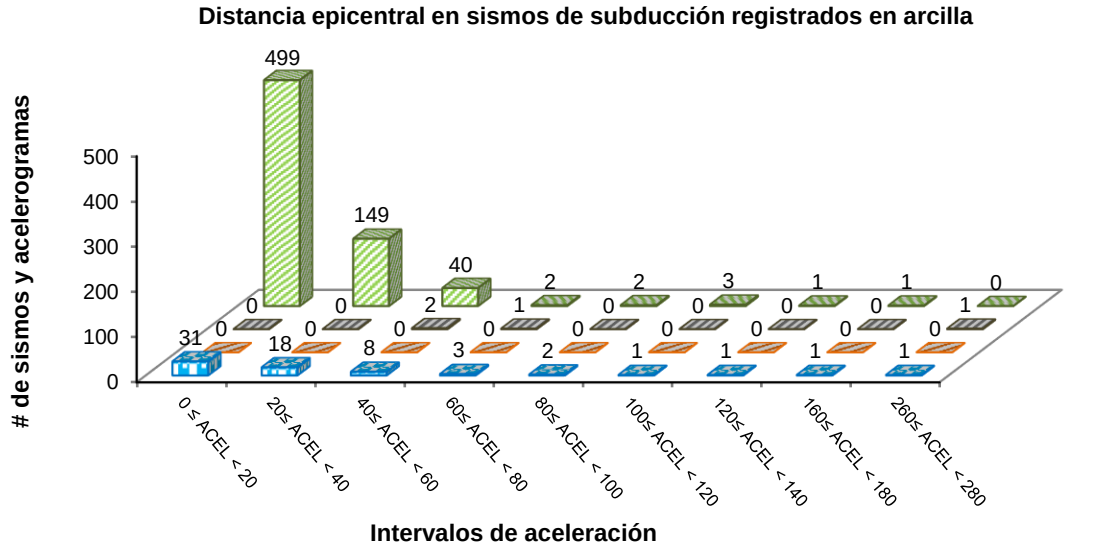


Figura 3.15 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura 3.16 se aprecian los sismos de subducción registrados en suelo aluvial. Para aceleraciones menores a 20 gal más del 38% tienen una distancia epicentral mayor a 150 km, alrededor del 2% tiene distancias epicentrales entre 50 y 150 km, y no presentan registros para distancias epicentrales menores a 50 km. Por otro lado, para los registros cuyo intervalo de aceleraciones están entre 20 y 40 gal el 19% corresponde a distancias epicentrales mayores a 150 km, poco más del 4% a distancias epicentrales entre 50 y 150 km, y sin registros en distancias epicentrales menores a 50 km. Para el intervalo de aceleraciones entre 40 y 60 gal se tiene un 4% para distancias mayores a 150 km y más del 8% es para distancias epicentrales entre 50 y 150 km. Para aceleraciones entre 60 y 80 gal el 2% tienen distancias epicentrales mayores a 150 km y más del 6% están entre 50 y 150 km. Solo el 4% de las aceleraciones entre 100 y 120 gal tienen distancias epicentrales entre 50 y 150 km. En aceleraciones de 120 a 140 gal, de 200 a 220 gal y de 360 a 380 gal solo el 2% tiene distancias entre 50 y 150 km. Para aceleraciones entre 260 a 280 gal y 400 a 420 gal el 2% tienen distancias epicentrales menores a 50 km.

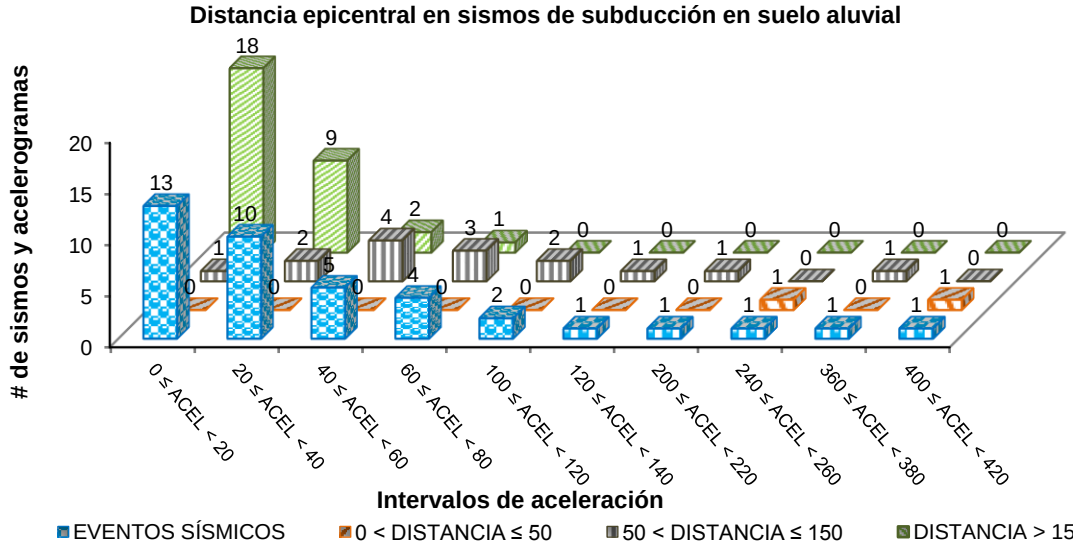


Figura 3.16 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura 3.17 se presentan los intervalos de aceleración y distancia epicentral para los sismos de fallamiento normal registrados en roca, con aceleraciones menores a 20 gal, más del 67% se registran con distancia epicentral mayor a 150 km y alrededor del 9% con distancias epicentrales entre 50 y 150 km y no se tienen registros para distancias epicentral menores a 50 km. En el caso de los registros cuyo intervalo de aceleraciones están entre 20 y 40 gal, más del 6% corresponden a distancias epicentrales mayores a 150 km y entre 50 y 150 km respectivamente. El 1% es para distancias epicentrales mayores a 150 km en intervalos de aceleración entre 40 y 60 gal y más del 3% para distancias epicentrales entre 50 y 150 km. Para aceleraciones entre 60 y 80 gal se tiene 1% en distancias epicentrales entre 5 y 150 km. El resto de los casos tiene menos del 0.5% de los registros.

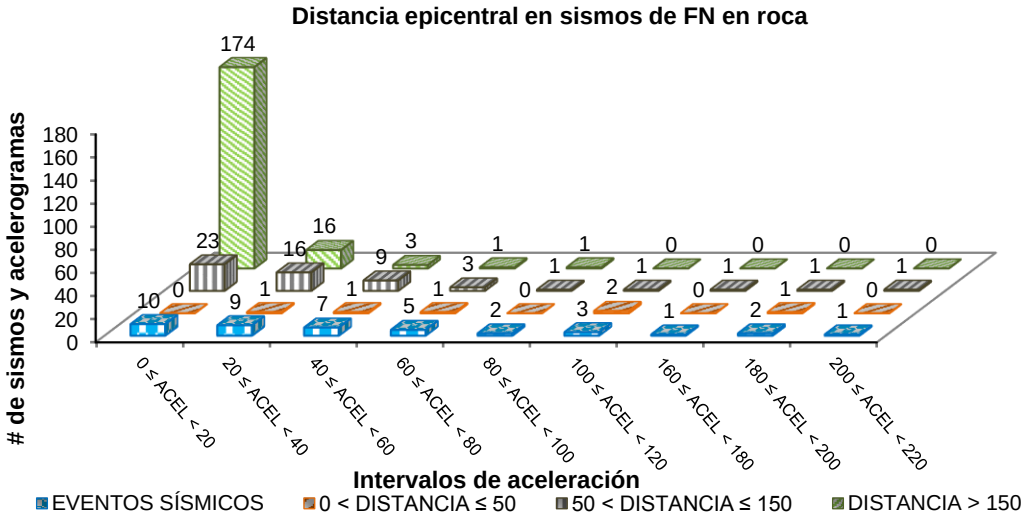


Figura 3.17 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura 3.18 están representados los sismos de fallamiento normal registrados en arcilla cuyas aceleraciones son menores a 20 gal más del 77% tienen una distancia epicentral mayor a 150 km, poco más del 4% es para distancias entre 50 y 150 km y no se tienen registros para distancias epicentral menores de 50 km, los registros cuyo intervalo de aceleraciones están entre 20 y 40 gal presentan alrededor del 12% en distancias epicentrales mayores a 150 km y más de 1% para distancias entre 50 y 150 km y ningún registro para distancias menores a 50 km. En el intervalo de aceleración entre 40 y 60 gal tenemos más del 3% con distancias epicentrales mayores a 150 km y ningún registro en los otros intervalos. El resto de los casos tiene menos del 0.7% de los registros.

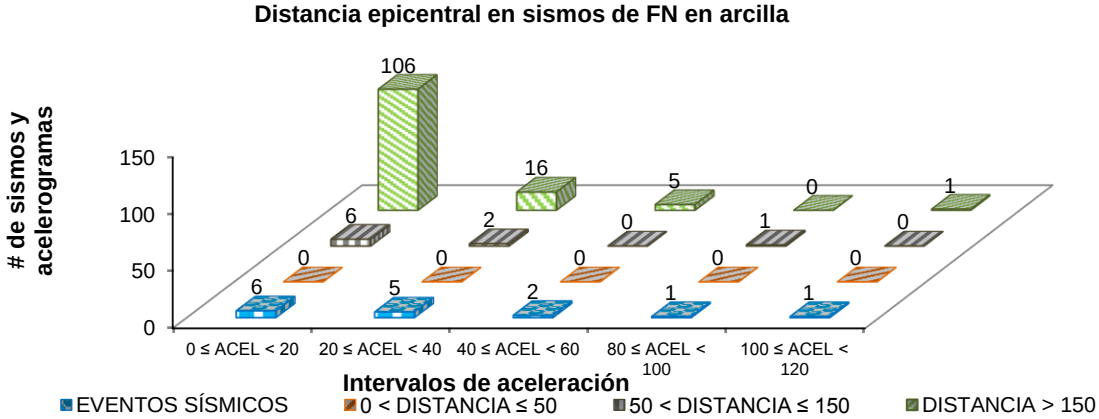


Figura 3.18 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

La Figura 3.19 representa los sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo blando y lacustre, clasificados por intervalos de aceleración y distancia epicentral. De los cuales, 41% tienen aceleraciones menores a 20 gal a distancias epicentrales mayores a 150 km y alrededor del 6% para distancias entre 50 y 150 km. Para aceleraciones entre 20 y 40 gal más del 29% tienen distancias epicentrales mayores a 150 km y el 6% presenta distancias entre 50 y 150 km. Entre 40 y 60 gal se tiene más del 11% para distancias epicentrales entre 50 y 150 km y finalmente alrededor del 6% con aceleraciones entre 60 y 80 gal tienen distancias mayores a 150 km.

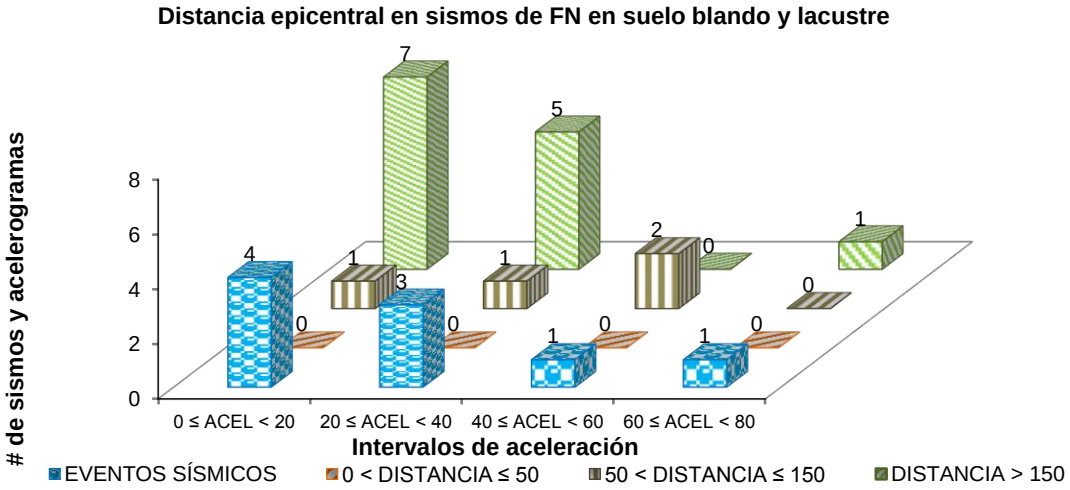


Figura 3.19 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo blando y lacustre, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura 3.20 el 43% corresponde a registros con aceleraciones menores a 20 gal y con distancias epicentrales mayores a 150 km. Más del 23% con aceleraciones entre 20 y 40 gal también con distancias mayores a 150 km. Alrededor del 5% para aceleraciones entre 40 y 60 gal para distancias entre 50 y 150 y mayores a 150 km respectivamente. El 5% es para los registros con aceleraciones entre 60 y 80 gal en distancias entre 50 y 150 km. Para aceleraciones entre 80 y 100 tenemos alrededor del 10% con distancias epicentrales entre 50 y 150 km. También se tiene un 5% para aceleraciones entre 160 y 180 gal con distancias mayores a 150 km y por último para aceleraciones entre 180 y 200 gal tenemos un 5% para distancias entre 50 y 150 km.

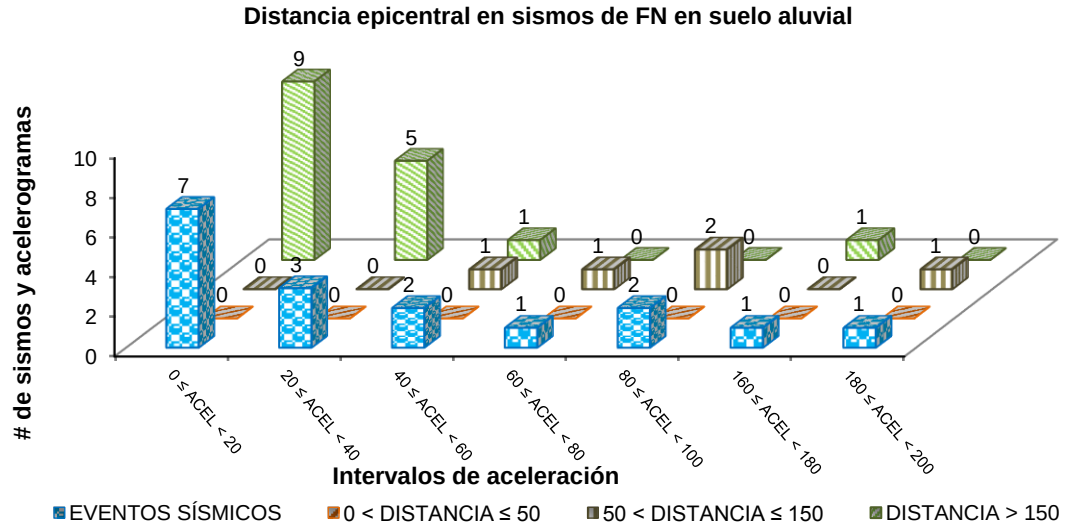


Figura 3.20 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

3.3.1.4 Depuración considerando el límite inferior de aceleraciones

Para reducir el número de registros, se eliminaron todos aquellos cuyas aceleraciones son menores a 40 gal correspondientes a suelos arcillosos o blandos y para los registrados en suelo duro o roca se eliminaron los menores a 60 gal. Este procedimiento se hizo para todos los registros correspondientes al mecanismo de falla de subducción, transformación y placa del caribe. En el caso de los de fallamiento normal se eliminaron los menores a 20 gal para suelos arcillosos o blandos y en acelerogramas registrados en suelos duros o roca se eliminaron los menores a 40 gal. La Figura 3.21 muestra el resultado de aplicar este nuevo filtro en los registros sísmicos.

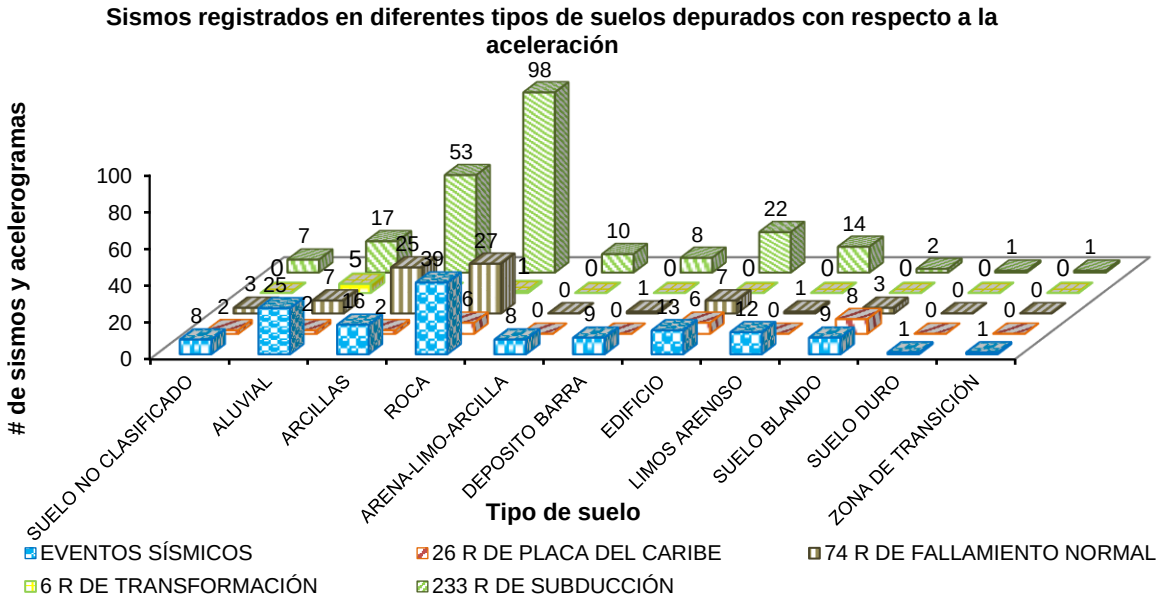


Figura 3.21 – Sismos y acelerogramas depurados de acuerdo con los intervalos de aceleración (gal).

Al comparar la Figura 3.5 con la Figura 3.21, es notable la reducción del número de registros de 3,240 a 339 una vez hecho el proceso de eliminación. Adicionalmente, se eliminan los registros que carecen del tipo de suelo y aquellos asociados con estaciones dentro de edificaciones, así como el registro en zona de transición. Por ello, los 339 se reducen a 291 registros.

La Figura 3.22 muestra los sismos y acelerogramas de subducción registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 60 gal y distancia epicentral. Al eliminar todos los menores a 60 gal, de los 749 registros originales se redujo a 98 de los cuales la mayoría están concentrados entre los intervalos de aceleración de 60 a 140 gal y a distancias epicentrales entre 50 y 150 km.

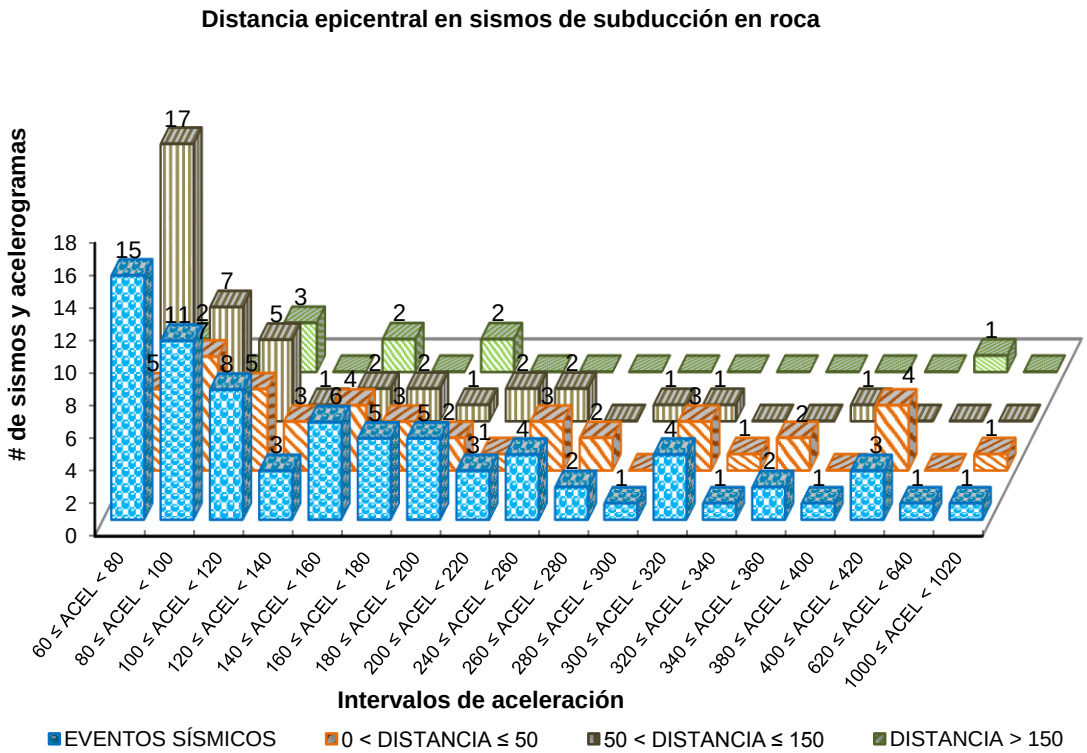


Figura 3.22 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 60 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura 3.23 se aprecia el proceso de eliminación en sismos de subducción registrados en arcilla con aceleraciones menores a 40 gal de los 701 registros originales se redujo a 53 registros de los cuales la mayoría están concentrados entre los intervalos de aceleración de 40 a 60 gal y a distancias epicentrales mayores a 150 km.

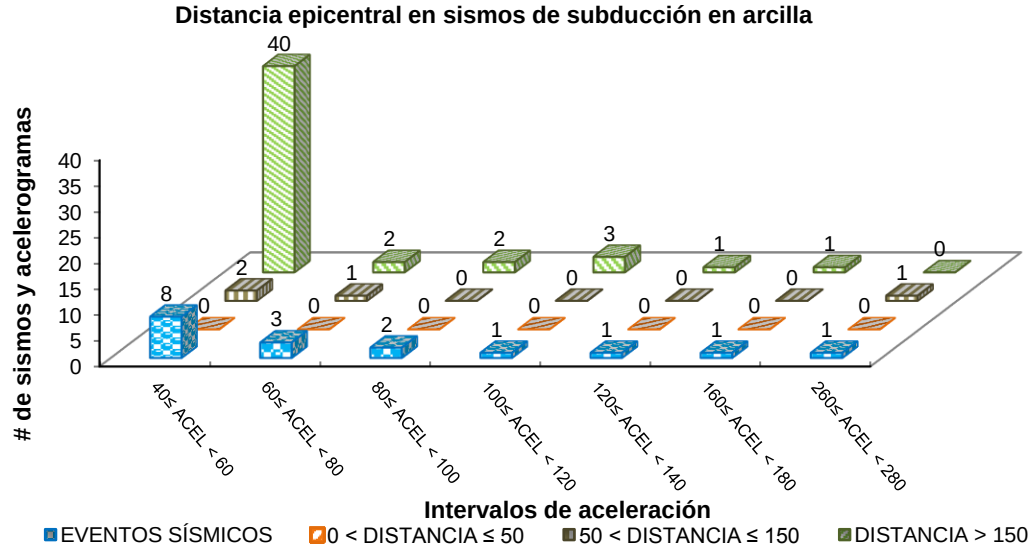


Figura 3.23 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En el caso de los registros para sismos de subducción en suelo aluvial fueron eliminados los de aceleraciones menores a 40 gal de los 47 registros originales se redujo a 17 registros de los cuales la

mayoría están concentrados entre los intervalos de aceleración de 40 a 80 gal y a distancias epicentrales entre 50 y 150 km, Figura 3.24.

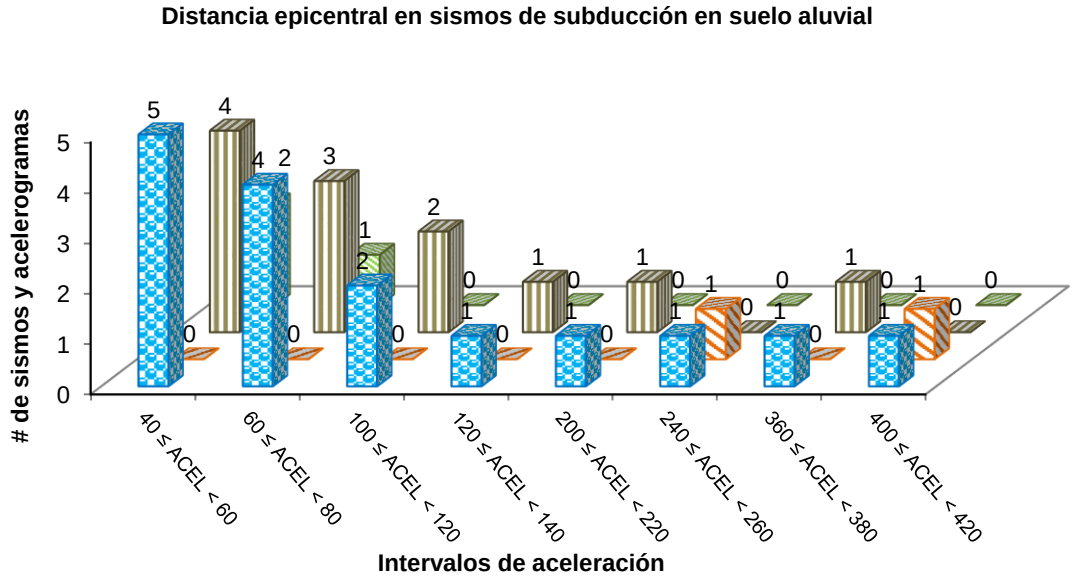


Figura 3.24 – Sismos y acelerogramas de subducción registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

Eliminando los registros con aceleraciones menores a 40 gal en los sismos de fallamiento normal en roca, Figura 3.25, de los 258 registros originales se redujo a 27 de los cuales la mayoría están concentrados entre los intervalos de aceleración de 40 a 120 gal y repartidos en los tres intervalos de distancia epicentral.

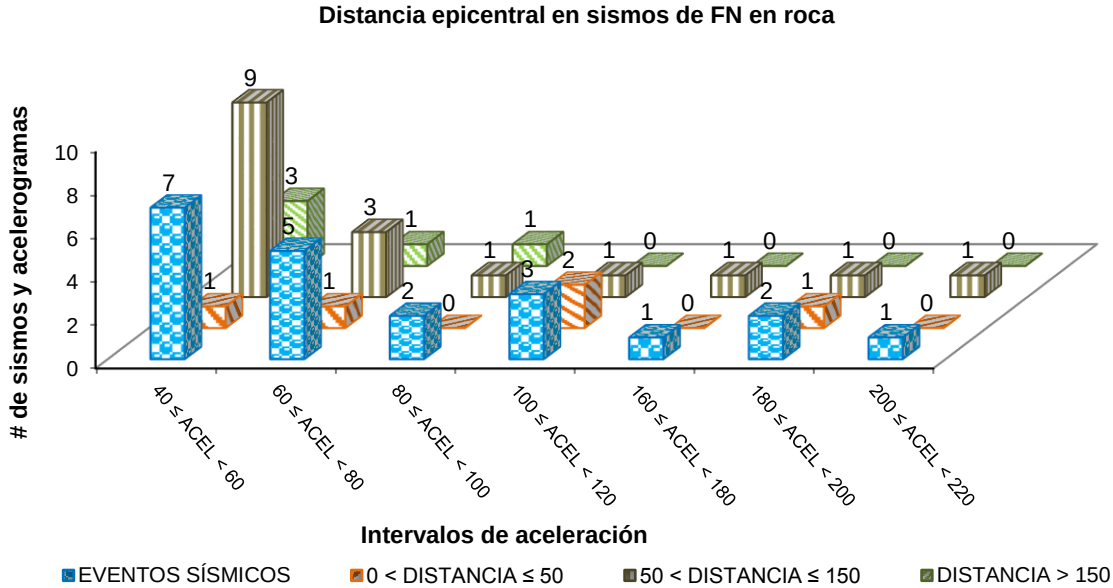


Figura 3.25 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

La Figura 3.26 es para sismos de fallamiento normal registrados en arcilla con aceleraciones mayores a 20 gal, de los 137 registros iniciales se redujo a 25 de los cuales la mayoría están concentrados entre los intervalos de aceleración de 20 a 60 gal y a distancias epicentrales mayores a 150 km.

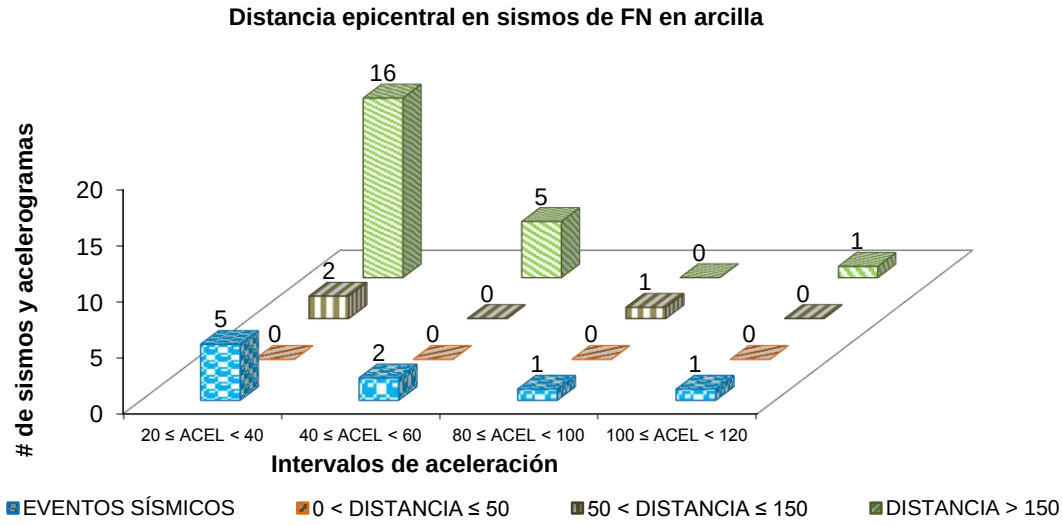


Figura 3.26 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 20 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura 3.27 se observa que al quitar los acelerogramas cuyas aceleraciones son menores de 20 gal en sismos de fallamiento normal registrados en suelo blando de un total de 17 registros inicialmente solo nos quedan 9; 6 de estos registros con aceleraciones entre 20 y 40 gal, dos con aceleraciones entre 40 y 60 gal y con distancias epicentrales entre 50 y 150 km y 1 con aceleración entre 60 y 80 gal a más de 150 km de distancia epicentral.

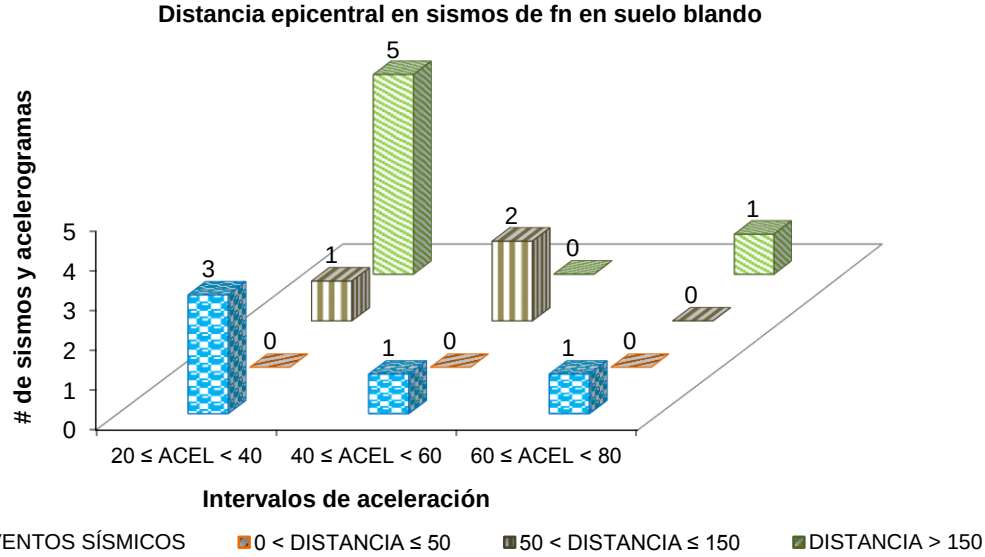


Figura 3.27 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo blando, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En los registros para sismos de fallamiento normal en suelo aluvial, Figura 3.28, fueron eliminados los de aceleraciones menores a 20 gal. De los 21 registros iniciales se redujo a 12, los cuales están distribuidos en los distintos intervalos de aceleración para distancias epicentrales entre 50 y 150 km y mayores a 150 km.

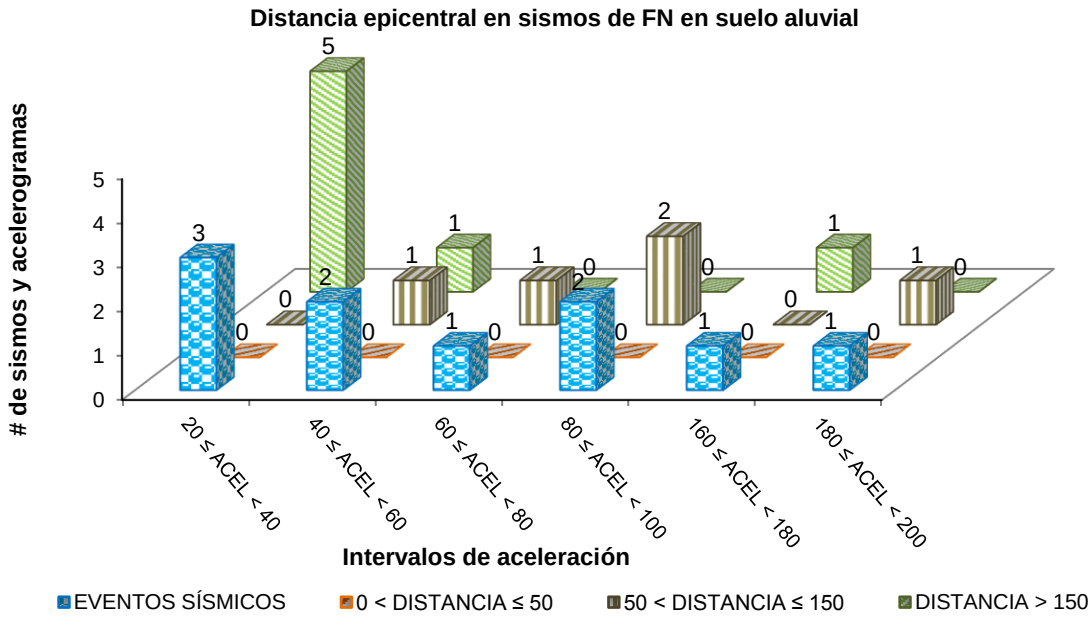


Figura 3.28 – Sismos y acelerogramas de fallamiento normal registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

3.3.1.5 Depuración por casos de interés

En la última etapa de la depuración se trabajó con los acelerogramas registrados en roca o suelo duro y en arcilla o suelo blando, pues son las demandas con mayor número de acelerogramas.

Al obtener los espectros de respuesta elásticos de los 98 acelerogramas de subducción registrados en roca, Figura 3.29, se aprecia que los periodos fundamentales son menores a 0.4 s y que el acelerograma SJLL1203.202 presenta una aceleración de más de 1000 gal. En conclusión, para estos registros seleccionaremos los de mayor aceleración considerando los tres intervalos de distancias epicentrales.

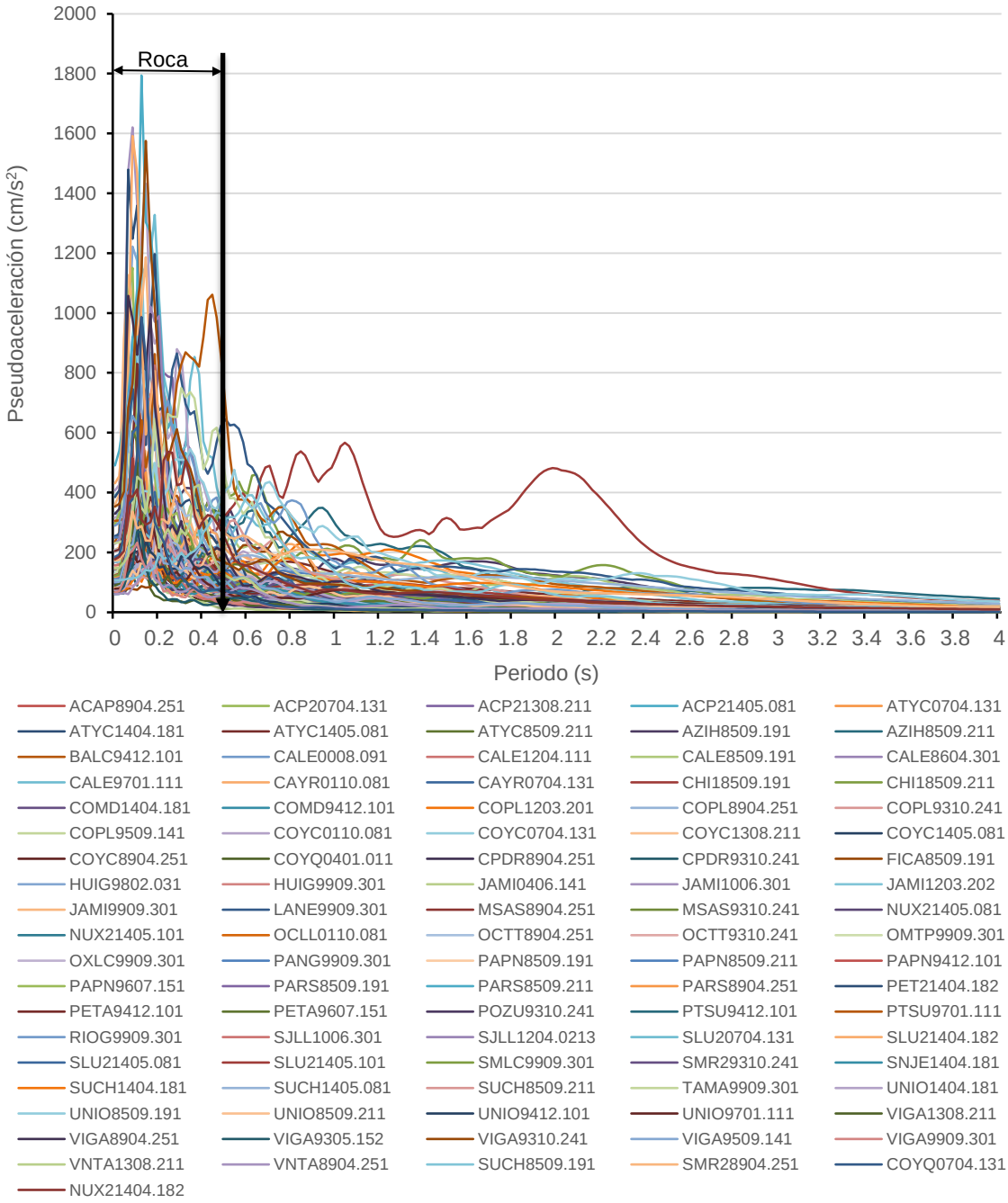


Figura 3.29 – Espectros de respuesta elásticos con acelerogramas registrados en roca en sismos de subducción.

En el caso de los 53 espectros de respuesta de los eventos de subducción en arcilla, estos se agruparon de acuerdo con las distintas variaciones de arcillas. En la Figura 3.30 se aprecian los espectros para arcilla compacta; lo más remarcable es que estos registros presentan periodos menores a 0.4 s, mientras que los registrados en arcilla, pero en la zona del lago y los de terreno blando (material compresible) el periodo varía entre 2 y 3 s; para los registrados como solo arcilla, los periodos varían entre 1 y 2 s en promedio.

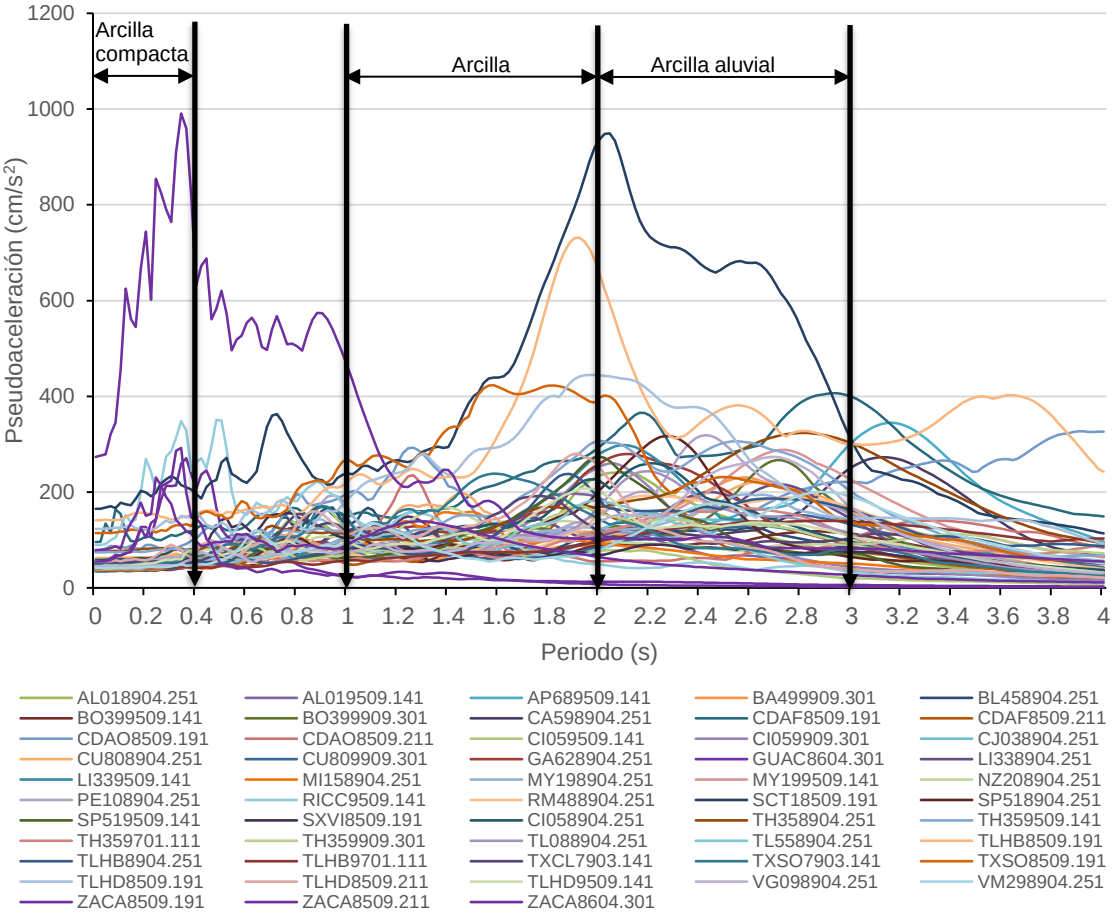


Figura 3.30 – Espectros de respuesta elásticos de acelerogramas registrados en arcilla en sismos de subducción.

Para los 27 registros de fallamiento normal en roca, los periodos fundamentales de los espectros de respuesta son menores que 0.5 s, es apreciable que la respuesta mayor es para los registros CSER9906.151 y TNLP1112.111; esto es evidente en la Figura 3.31

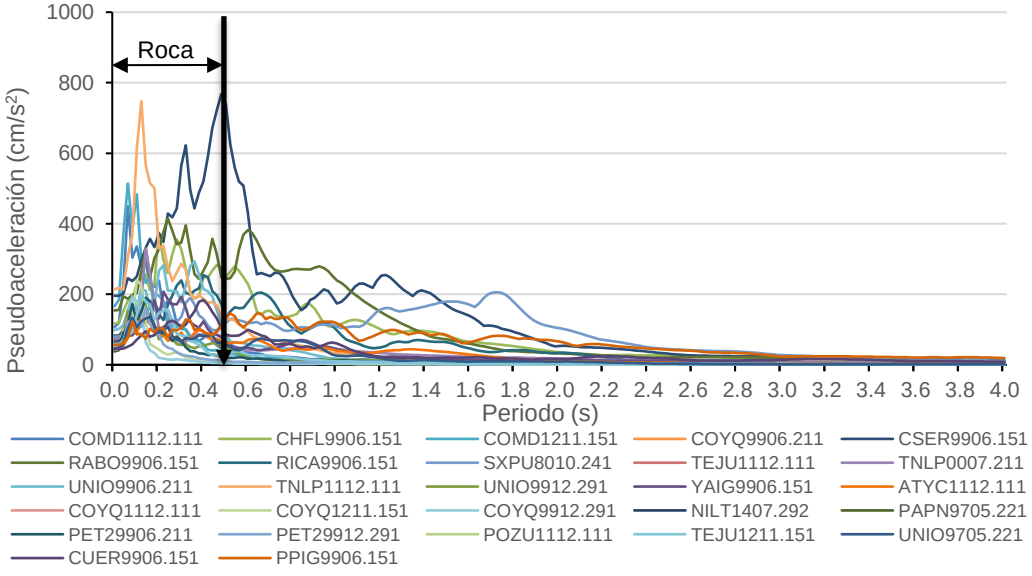


Figura 3.31 – Espectros de respuesta con acelerogramas registrados en roca en sismos de FN.

En la Figura 3.32 se muestran los espectros de los eventos sísmicos registrados en arcilla para el mecanismo de fallamiento normal. Los periodos de los espectros de respuesta elásticos son muy variados: de los 25 espectros, 9 tienen periodos mayores de 1 s, 7 entre 0.5 y 1 s y el resto son menores a 0.5 s, es evidente que la respuesta mayor es para los registros RICC9906.151 Y OXCU1407.291.

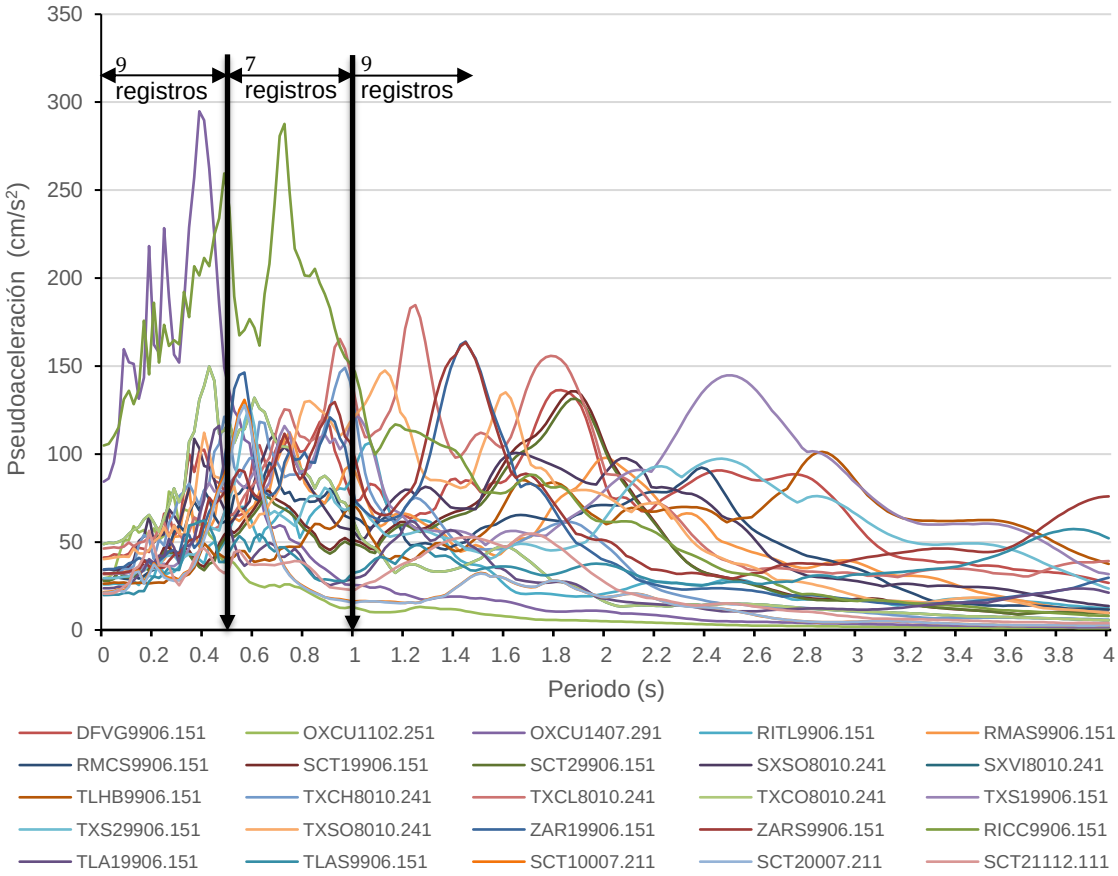


Figura 3.32 – Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en arcilla en sismos de FN.

3.3.2 REGISTROS SELECCIONADOS

El principal problema en el análisis estructural de respuesta en el tiempo es la definición de la acción sísmica a emplear, debido a que la respuesta de la estructura es muy sensible a los registros seleccionados como entrada. Por lo anterior, varios códigos proponen procedimientos y procesamiento de las señales sísmicas.

El CSCR-10 (CFIA 2011), especifica que se deben usar al menos tres acelerogramas correspondientes a tres sismos diferentes. Estos acelerogramas pueden ser de registros reales o generados artificialmente. Plantean que el espectro de respuesta elástico debe aproximarse a los valores del coeficiente sísmico correspondiente a la zona en estudio.

El ASCE7SEI 7-10, también establece que deben usarse al menos tres acelerogramas para realizar análisis en tres dimensiones. En este caso indica que los registros de aceleración horizontal deben ser consistentes con el sismo máximo, es decir, la magnitud, distancia a la falla y mecanismo de la fuente deben ser similares al sismo máximo. También especifica que cada componente del registro debe ser escalada con el mismo factor. Adicionalmente, indica que los espectros de respuesta elástica deben tener la forma del espectro objetivo.

El NEHRP (2015), en las recomendaciones generadas por el Building Seismic Safety Council (BSSC, 2015), solicita un mínimo de 11 registros sísmicos, cada uno con las dos componentes ortogonales sobre el plano horizontal e introduce la coincidencia espectral (Spectral-Matching), la cual reduce la dispersión de los espectros seleccionados respecto al espectro objetivo. Una vez aplicada la coincidencia espectral, debe verificarse que las señales obtenidas con este procedimiento conserven la forma y las propiedades del sismo original, de tal forma que lo único que se modifique sea la amplitud de algunas frecuencias. Especifica que cada sismo debe ser escalado con el mismo factor de escala aplicado a las dos componentes horizontales, de tal manera que los espectros de dirección máxima se ajusten al espectro de respuesta objetivo para el intervalo de periodos establecido, esto es, el periodo máximo que sea al menos el doble del periodo del primer modo fundamental y el límite inferior está condicionado a un valor del 20% del periodo del primer modo.

En la selección de los acelerogramas, tal como se mencionó anteriormente, solo se considerarán los mecanismos de falla en subducción y fallamiento normal, registrados tanto en roca como en arcilla. De acuerdo con lo anterior, se muestra en la Figura 3.21 que al eliminar los registros correspondientes a la placa del caribe y los de transformación estos se reducen de 291 a 259. Adicionalmente, como nuestro interés es para suelo duro o roca, así como en suelo blando o arcilla, al eliminar los otros tipos de suelos trabajaremos solo con 209 registros, Figura 3.33.

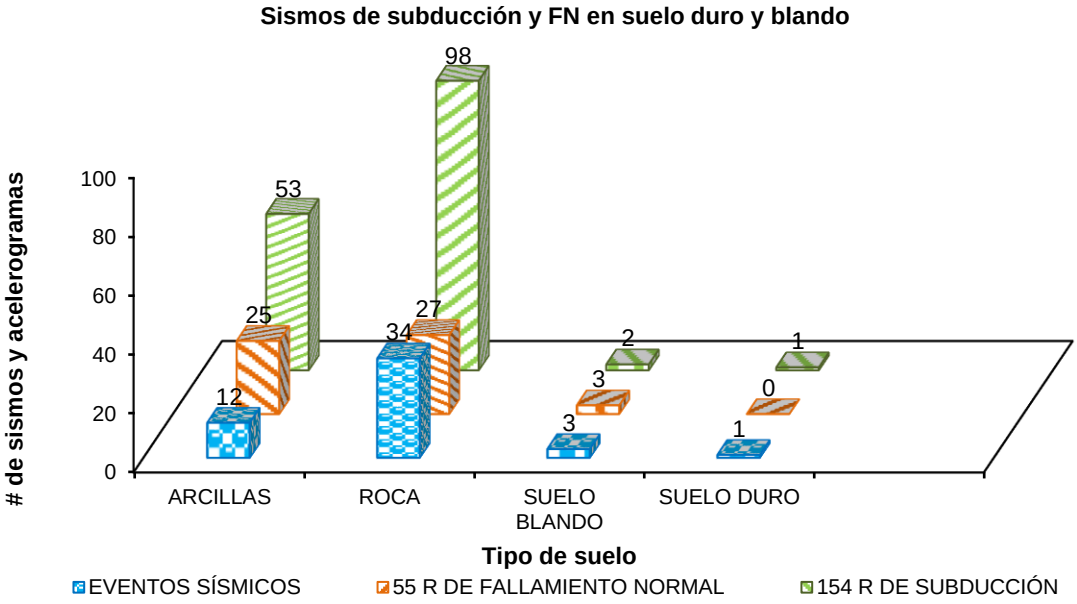


Figura 3.33 – Sismos y acelerogramas de subducción y fallamiento normal en roca o suelo duro y en arcilla o suelo blando.

Los registros con valores de aceleración grande representan la demanda que puede presentarse en los puentes ante grandes terremotos. Por la razón anterior, la selección se hará tomando en cuenta esta consideración.

3.3.2.1 Sismos de subducción en roca

La Figura 3.21 muestra 98 acelerogramas de sismos de subducción en roca; de estos, en la Figura 3.22 se observa que 46 fueron registrados a distancias epicentrales (DEP) menores o iguales a 50 km cuyas aceleraciones máximas varían desde 70 gal hasta más de 1000 gal. De estos, 19 registros tienen aceleraciones máximas mayores a 140 gal, de los cuales se seleccionaron 17; como ejemplo solo se describirán los 3 registros de mayor aceleración: JAMI1006.301 del 30 de junio de 2010 de magnitud

M = 6, con epicentro en las costas de Oaxaca; CALE9701.111 del 11 de enero del 1997 de magnitud Me = 7.3, con epicentro ubicado en las costas de Michoacán y SLU21404.182 del 18 de abril del 2014 de magnitud M = 7.2, también con epicentro en las costas de Guerrero, cuyas aceleraciones máximas son 409.55, 396.21 y 418.64 gal respectivamente, las características de los 17 registros seleccionados en esta categoría están en la Tabla 3.1.

De los 42 acelerogramas que fueron registrados a distancias epicentrales entre 50 y 150 km con aceleraciones máximas que varían desde 60 hasta más de 300 gal, 18 tienen aceleraciones mayores a 100 gal, de estos se seleccionaron 11, de los cuales solo se describen tres a manera de ejemplo (el resto de la información está en la Tabla 3.2): PTSU9701.111 del 11 de enero del 1997 de magnitud Mb = 6.5, cuyo epicentro está ubicado en las costas de Michoacán; JAMI9909.301 del 30 de septiembre de 1999 de magnitud Me = 7.6, con epicentro cercano a las costas de Oaxaca y JAMI1203.202 del 20 de marzo de 2012 de M = 7.4, con epicentro también en las costas de Oaxaca.

Los 10 acelerogramas restantes corresponden a registros hechos por estaciones ubicadas a más de 150 km cuyas aceleraciones varían desde 60 hasta más de 600 gal. Para este caso se seleccionaron 5 acelerogramas, cuyas características se aprecian en la Tabla 3.3, aquí solo se describirán 3: PAPN8509.191 del 19 de septiembre de 1985 de magnitud Ms = 8.1, con epicentro en las costas de Michoacán, este es el sismo que causó grandes daños a la ciudad de México; PARS8509.211 del 21 de septiembre del 1985 de magnitud Ms = 7.6, este fue una réplica del sismo del 19 de septiembre de 1985, con epicentro en Guerrero y OMTP9909.301 del 30 de septiembre de 1999 de magnitud Ms=7.5, con epicentro en las costas de Oaxaca.

Tabla 3.1 – Características de los registros seleccionados para la zona de subducción en roca a distancias epicentrales menores o iguales a 50 km.

REGISTROS SELECCIONADOS (17) PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN EN ROCA A DEP ≤ 50 KM								
# de Evento	Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (km)	Coordenadas del epicentro latitud y longitud		Distancia epicentral (km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8	CALE8509.191	15	18.081	102.942	19	140.68
21	21/09/1985	Ms= 7.6, Mc= 7.5, Mb= 6.3	AZIH8509.211	15	18.021	101.479	45	158.23
25	25/04/1989	Ms= 6.9, Mc= 6.5, Mb= 6.3	VIGA8904.251	19	16.603	99.400	24	345.94
31	24/10/1993	Ms= 6.6, Mc= 6.5, Mb= 6.2	COPL9310.241	19	16.540	98.980	7	274.03
31	24/10/1993	Ms= 6.6, Mc= 6.5, Mb= 6.2	VIGA9310.241	19	16.540	98.980	36	347.64
34	10/12/1994	Mc= 6.3	BALC9412.101	20	18.020	101.56	36	266.98
41	15/07/1996	Ms= 6.5, Mc= 6.0, Ma= 6.5	PAPN9607.151	20	17.45	101.16	18	319.64
42	**11/01/1997**	**Ms= 6.9, Mb= 6.5, Me= 7.3**	**CALE9701.111**	**16**	**17.910**	**103.040**	**35**	**396,21**
48	03/02/1998	Mb= 6.0, Ms= 6.2, Mc= 6.4	HUIG9802.031	33	15,69	96,37	29	330.84
52	30/09/1999	Ms= 7.5, Mb= 6.5, Me= 7.6	RIOG9909.301	16	15.95	97.03	44	307.47
59	08/10/2001	Me= 6.1	COYC0110.081	4	16.94	100.14	8	319.25
72	**30/06/2010**	**M= 6.0**	**JAMI1006.301**	**8**	**16.22**	**98.03**	**23**	**409.55**
77	20/03/2012	M= 7.4	SJLL1203.202	16	16.251	98.521	45	1,073.51
78	02/04/2012	M= 6.0	SJLL1204.0213	10	16.27	98.47	43	255.26
85	21/08/2013	M= 6	ACP21308.211	20	16.79	99.56	36	250.65
87	**18/04/2014**	**M= 7.2**	**SLU21404.182**	**10**	**17.18**	**101.19**	**29**	**418.64**
87	18/04/2014	M= 7.2	PET21404.182	10	17.18	101.19	40	407.11

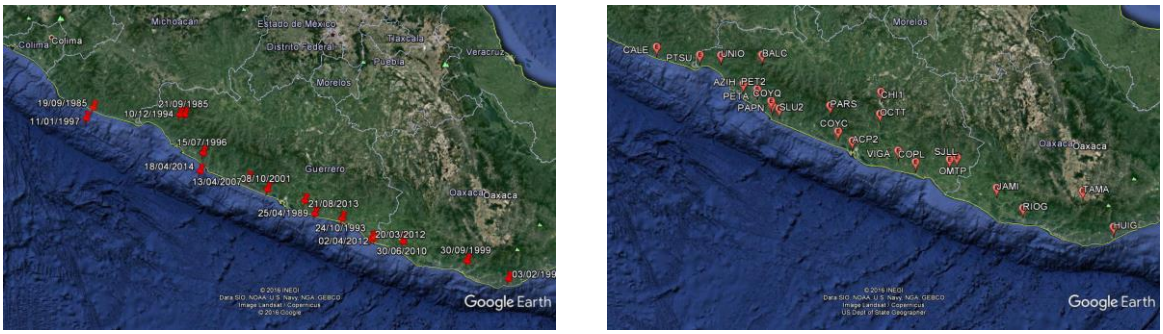
Tabla 3.2 – Características de los registros seleccionados para la zona de subducción en roca a distancias epicentrales mayores a 50 km y menores o iguales a 150 km.

REGISTROS SELECCIONADOS (11) PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN EN ROCA PARA 50 < DEP ≤ 150 KM								
# de Evento	Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (km)	Coordenadas del epicentro latitud y longitud		Distancia epicentral (km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8	UNIO8509.191	15	18.081	102.942	120	165.29
21	21/09/1985	Ms= 7.6, Mc= 7.5, Mb= 6.3	PAPN8509.211	15	18.021	101.479	89	242.69
25	25/04/1989	Ms= 6.9, Mc= 6.5, Mb= 6.3	OCTT8904.251	19	16.603	99.400	72	201.16
34	10/12/1994	Mc= 6.3	PETA9412.101	20	18.020	101.560	61	204.80
42	**11/01/1997**	**Mb = 6.5**	**PTSU9701.111**	**16**	**17,91**	**103,04**	**98**	**311.04**
52	**30/09/1999**	**Ms= 7.5, Mb= 6.5, Me= 7.6**	**JAMI9909.301**	**16**	**15.95**	**97.03**	**92**	**398.56**
52	30/09/1999	Ms= 7.5, Mb= 6.5, Me= 7.6	TAMA9909.301	16	15.95	97.03	59	243.20
66	13/04/2007	M= 6.3	COYQ0704.131	41	17.09	100.44	73	176.87
72	30/06/2010	M= 6.0	SJLL1006.301	8	16.22	98.03	69	159.28
77	**20/03/2012**	**M= 7.4**	**JAMI1203.202**	**16**	**16.251**	**98.521**	**74**	**293.51**
85	21/08/2013	M= 6.0	COYC1308.211	20	16.79	99.56	60	196.90

Tabla 3.3 – Características de los registros seleccionados para la zona de subducción en roca a distancias mayores a 150 km.

REGISTROS SELECCIONADOS (5) PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN EN ROCA PARA DEP > 150 KM								
# de Evento	Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (km)	Coordenadas del epicentro latitud y longitud		Distancia epicentral (km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
20	**19/09/1985**	**Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8**	**PAPN8509.191**	**15**	**18.081**	**102.942**	**218**	**154.95**
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8	AZIH8509.191	15	18.081	102.942	165	153.93
21	**21/09/1985**	**Ms= 7.6, Mc= 7.5, Mb= 6.3**	**PARS8509.211**	**15**	**18.021**	**101.479**	**153**	**625.78**
52	**30/09/1999**	**Ms= 7.5, Mb= 6.5, Ma= 7.1, Me= 7.6**	**OMTP9909.301**	**16**	**15.95**	**97.03**	**167**	**184.07**
52	30/09/1999	Ms= 7.5, Mc= 5.2, Mb= 6.5, Ma= 7.1, Me= 7.6	VIGA9909.301	16	15.95	97.03	251	68.28

En la Figura 3.34, a) se muestra los epicentros de los sismos de esta categoría y en el b) la ubicación de las estaciones que registraron estos eventos.



a) **b)**

Figura 3.34 – **a)** Epicentros de los sismos seleccionados para zona de subducción, **b)** ubicación de las estaciones colocadas en roca (Google, 2016).

En la Figura 3.35 y Figura 3.36 se presentan los espectros de los 17 acelerogramas seleccionados registrados por estaciones sobre terreno rocoso, cuyos epicentros están ubicados en la zona de

subducción para distancias epicentrales (DEP) menores a 50 km. Note que, en todos los casos el periodo dominante es menor a 0.5 s.

En la Figura 3.37 se presentan los espectros de los 11 acelerogramas seleccionados registrados por estaciones sobre terreno rocoso, cuyos epicentros están ubicados en la zona de subducción para distancias epicentrales mayores a 50 km y menores o iguales a 150 km, en esta figura también se representa el factor de amplificación de la respuesta. Nuevamente es muy notable que los periodos dominantes son menores a 0.5 s.

En la Figura 3.38 se presentan los espectros de los 5 acelerogramas seleccionados registrados por estaciones sobre terreno rocoso, cuyos epicentros están ubicados en la zona de subducción para distancias epicentrales mayores a 150 km, nuevamente está representándose el factor de amplificación de la respuesta. Los periodos dominantes son menores a 0.6 s.

Se anexa a estas figuras el espectro de diseño elástico y el espectro de diseño reducido correspondiente, de acuerdo con la distancia epicentral, también se anexa el espectro medio, el espectro medio + una desviación estándar y el espectro medio + dos desviaciones estándar. A la Figura 3.35 se anexa el espectro de diseño "Lázaro Cárdenas", en la Figura 3.37 se anexa el espectro de diseño de Apatzingán y en la Figura 3.38 se anexa el de Tlanepantla.

En la Figura 3.39 se muestra la representación gráfica de la componente en la dirección donde se presenta la máxima aceleración de los registros hechos por estaciones ubicadas sobre roca de los sismos seleccionados cuyos epicentros están ubicados en la zona de subducción considerando las tres distancias epicentrales, aquí solo se muestran los que se colocaron como ejemplo. En los registros que se colocaron como ejemplo se les recorto la parte inicial y final con la finalidad de observar mejor la fase intensa de la señal en la dirección seleccionada.

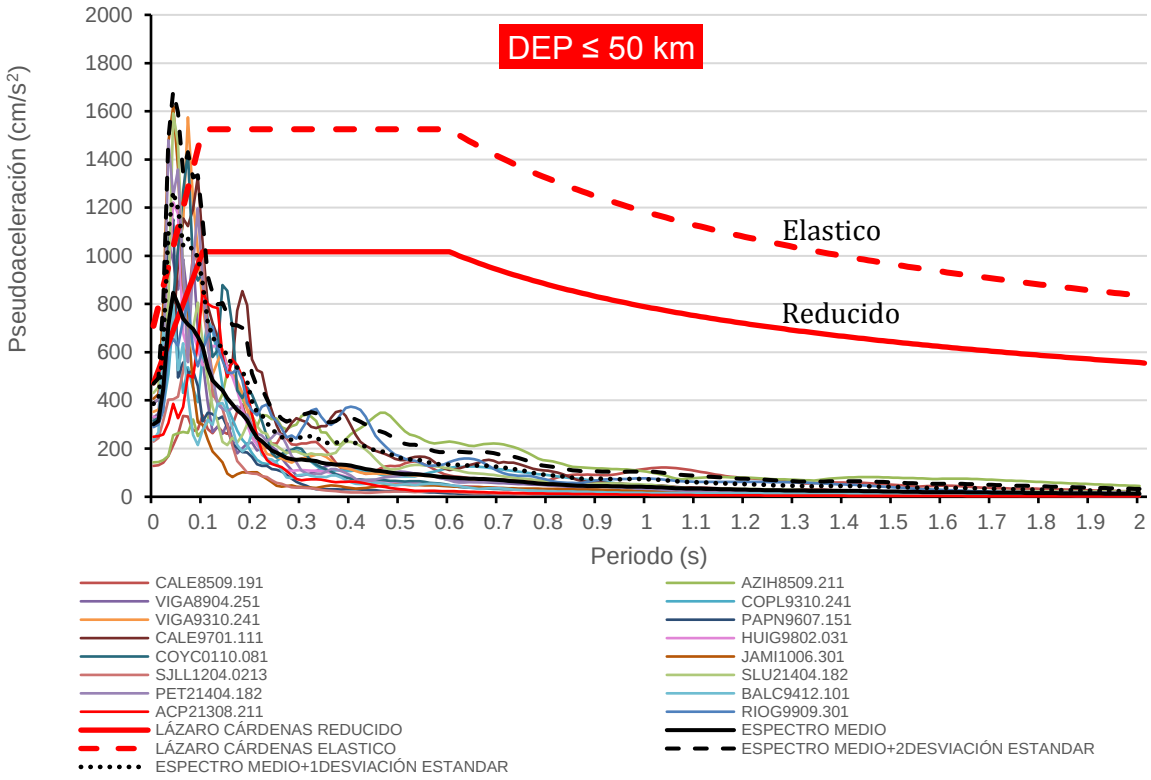


Figura 3.35 – Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción con DEP ≤ 50 km.

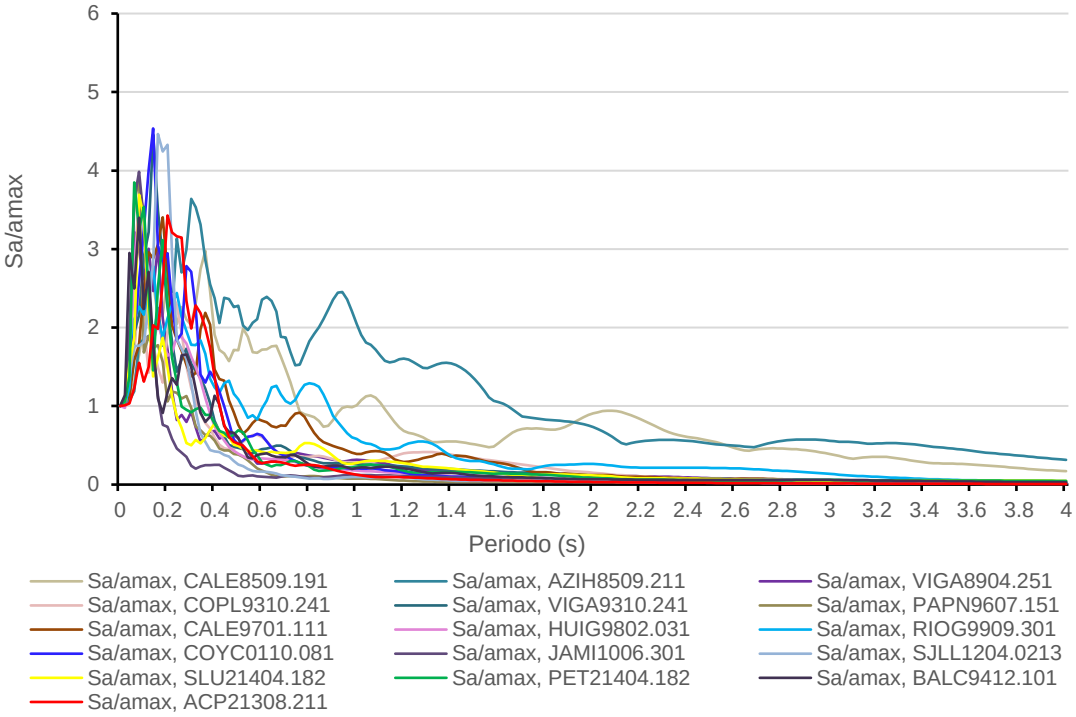
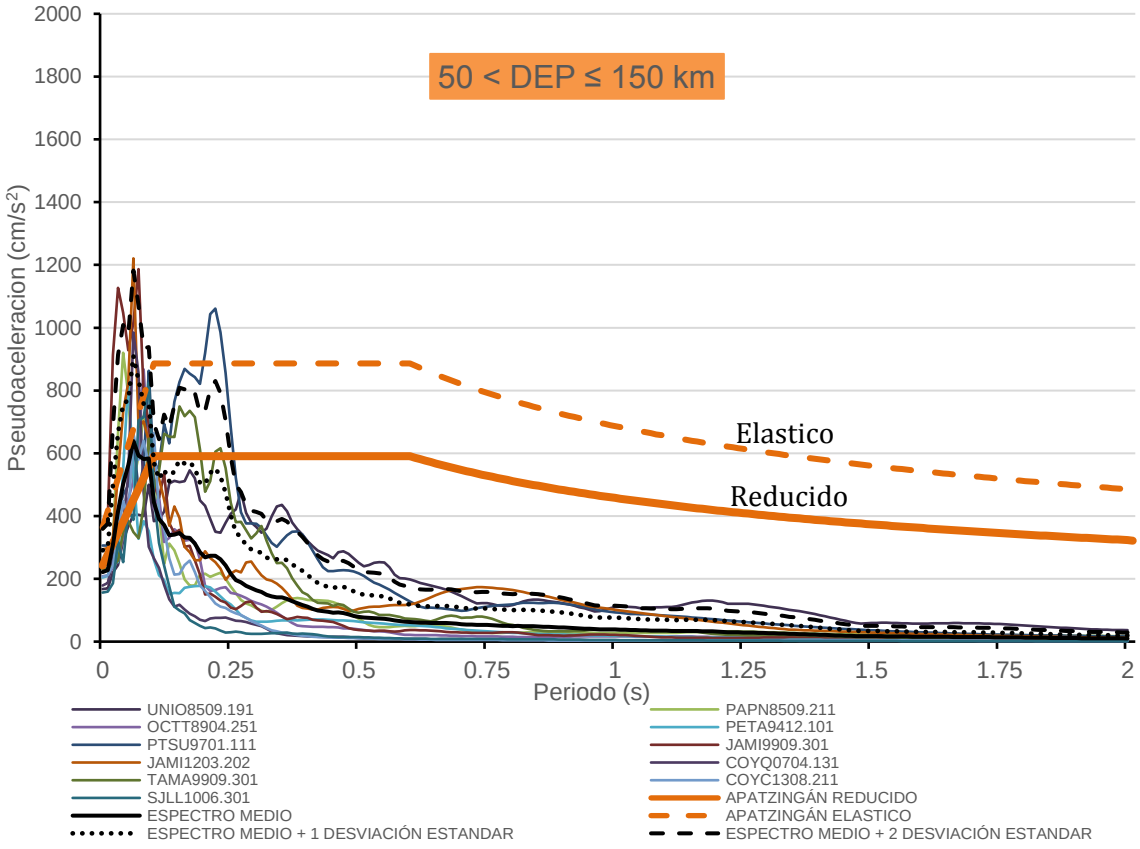
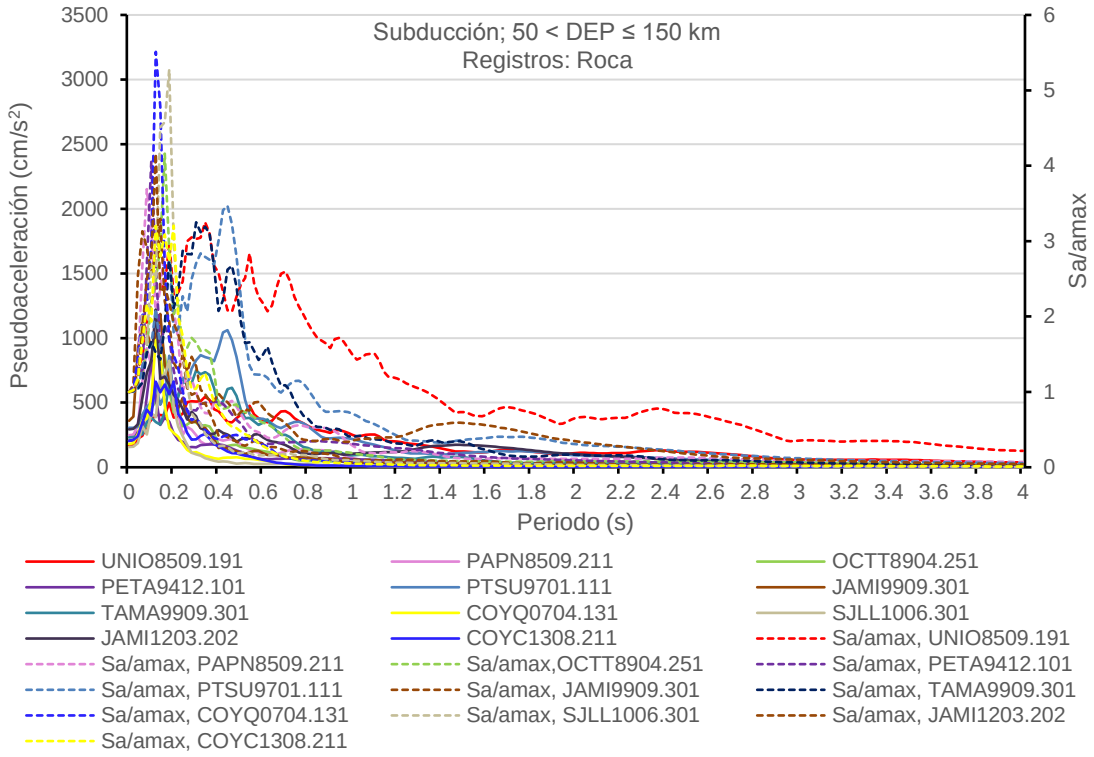


Figura 3.36 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción con DEP ≤ 50 km.

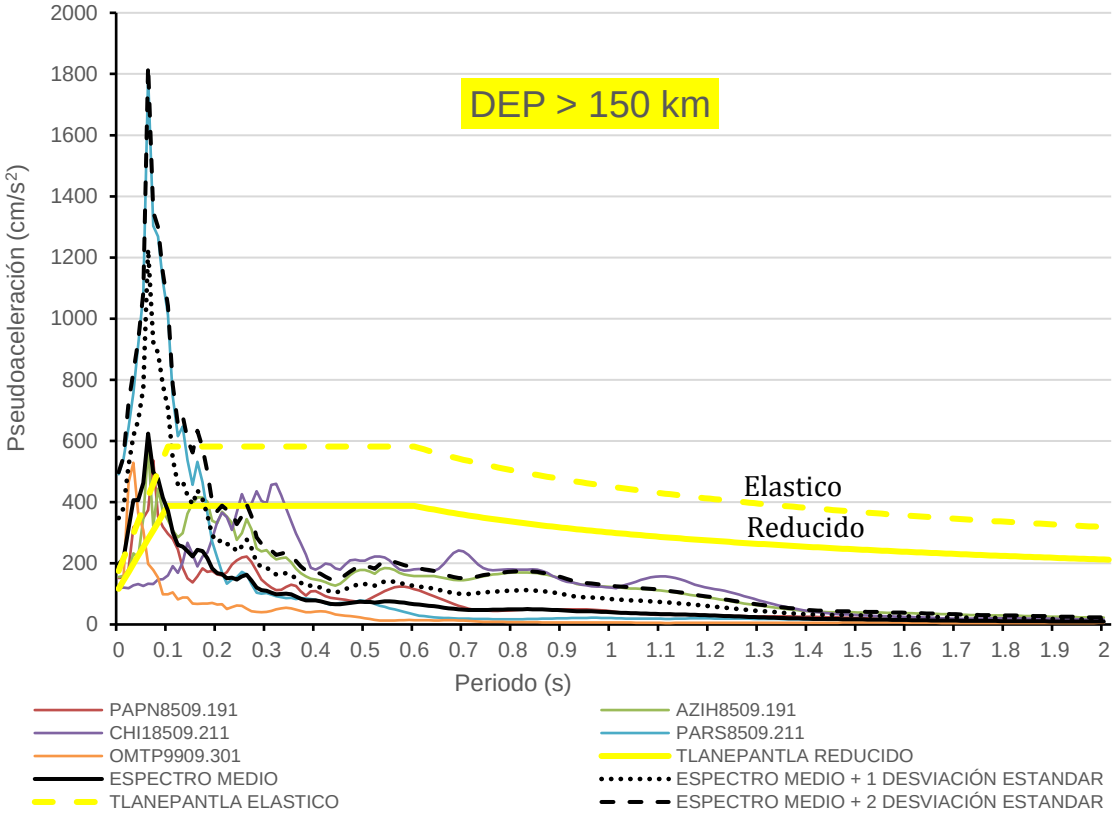


a)

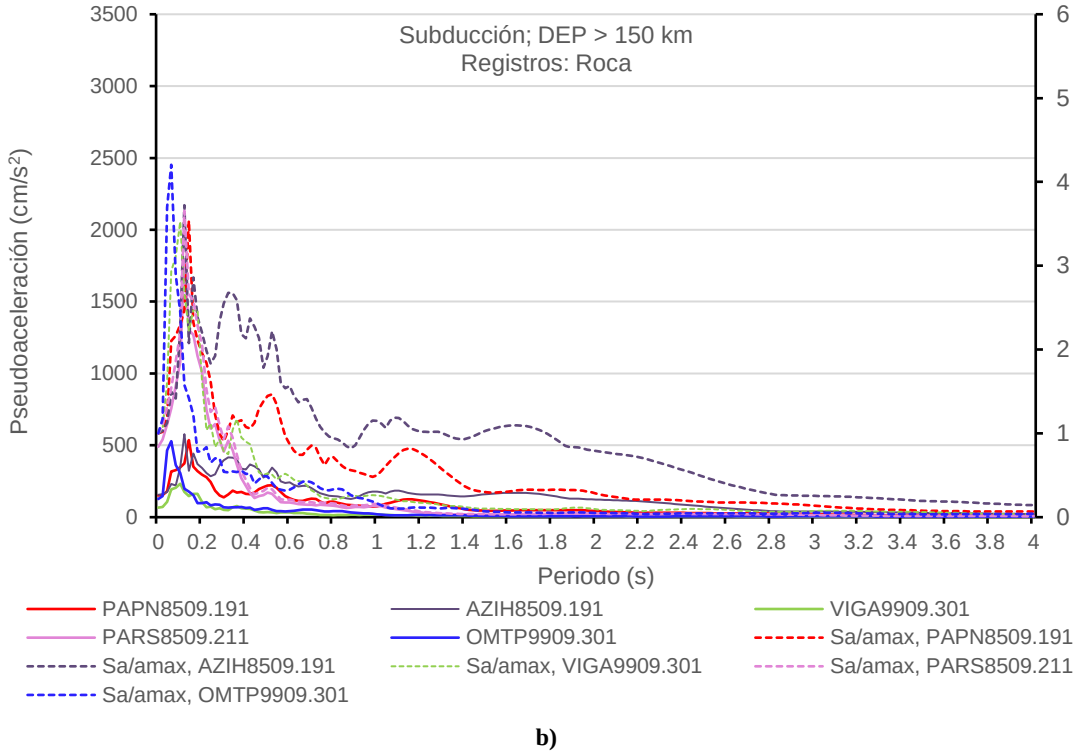


b)

Figura 3.37 – **a)** Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción con 50 < DEP ≤ 150 km y **b)** Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados.

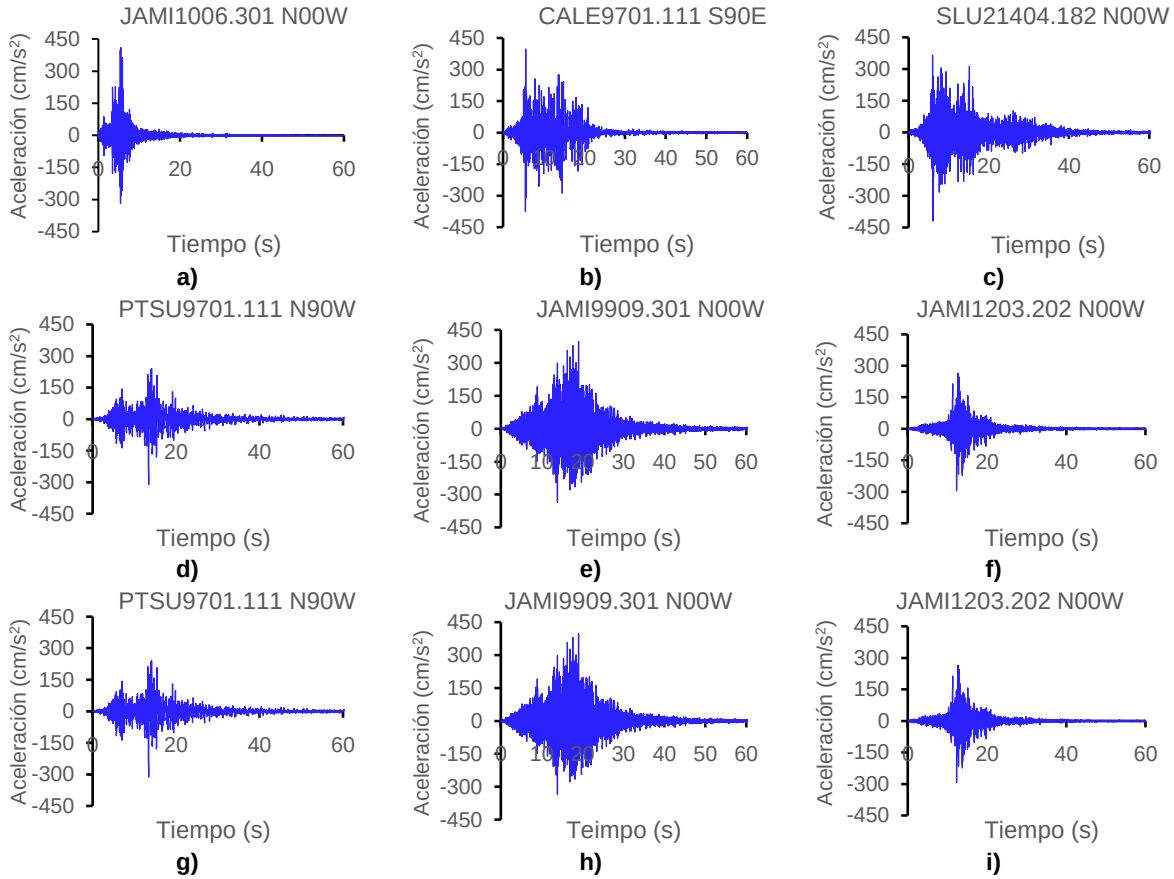


a)



b)

Figura 3.38 – **a)** Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados en la zona de subducción con DEP > 150 km y **b)** factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados en la zona de subducción con DEP > 150 km.



a) **b)** **c)** **d)** **e)** **f)** **g)** **h)** **i)**

Figura 3.39 – Registros de sismos seleccionados en subducción, en roca, **a)** a **c)** para DEP ≤ 50 km, **d)** a **f)** 50 < DEP ≤ 150 km y **g)** a **i)** para DEP > 150 km.

3.3.2.2 Sismos de subducción en arcilla

En la Figura 3.21 se aprecia que para los sismos de subducción en arcilla se tienen 53 acelerogramas. De los cuales, Figura 3.23, cuatro fueron registrados a distancias epicentrales entre 50 y 150 km, cuyas aceleraciones máximas varían desde 50 gal hasta más de 200 gal; en este caso ninguno de los cuatro fue seleccionado pues corresponde a arcilla compacta cuyo comportamiento es el de terreno duro. En la Figura 3.30 se pueden ver estos cuatro registros que son: ZACA8509.191, ZACA8509.211, ZACA8604.301 y GUAC8604.301.

De los 49 acelerogramas que fueron registrados a distancias epicentrales mayores a 150 km, todos tienen aceleraciones máximas mayores a 40 gal, de los cuales se seleccionaron 30 acelerogramas cuyas características están en la Tabla 3.4, como ejemplo se describirán 3: el acelerograma **SCT18509.191** del 19 de septiembre de 1985 de magnitud Ms = 8.1, con epicentro en las costas de Michoacán; el registro **TH358904.251** del 25 de abril de 1989 de magnitud Ms = 6.9, con epicentro en las costas de Guerrero y el **TH359509.141** del sismo ocurrido el 14 de septiembre de 1995 de magnitud Me = 7.3, con epicentro en las costas de Guerrero. Para distancias epicentrales menores a 50 km no se tiene ningún registro.

Tabla 3.4 – Características de los registros seleccionados para la zona de subducción en arcilla a distancias mayores a 150 km.

REGISTROS SELECCIONADOS PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN EN ARCILLA PARA DEP > 150 KM								
# de Evento	Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (km)	Coordenadas del epicentro latitud y longitud		Distancia epicentral (km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
11	14/03/1979	Mb = 7	TXCL7903.141	28	17.49	101.26	325	48.19
11	14/03/1979	Mb = 7	TXSO7903.141	28	17.49	101.26	330	54.88
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mb= 6.8	TLHB8509.191	15	18.081	102.94	435	135.88
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mb= 6.8	TLHD8509.191	15	18.081	102.94	433	117.67
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mb= 6.8	TXSO8509.191	15	18.081	102.94	445	103.04
20	**19/09/1985**	**Ms= 8.1, Mb= 6.8**	**SCT18509.191**	**15**	**18.081**	**102.94**	**425**	**161.63**
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mb= 6.8	CDAO8509.191	15	18.081	102.94	430	84.61
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mb= 6.8	CDAF8509.191	15	18.081	102.94	430	117.49
21	21/09/1985	Ms= 7.6, Mb= 6.3	TLHD8509.211	15	18.021	101.48	293	51.58
25	25/04/1989	Ms= 6.9, Mb= 6.3	TLHB8904.251	19	16.603	99.4	299	48.33
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	CI058904.251	19	16.603	99.4	314	54.34
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	CU808904.251	19	16.603	99.4	301	53.65
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	GA628904.251	19	16.603	99.4	317	52.6
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	LI338904.251	19	16.603	99.4	304	49.47
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	MY198904.251	19	16.603	99.4	308	54.55
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	PE108904.251	19	16.603	99.4	311	53.04
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	RM488904.251	19	16.603	99.4	317	47.96
25	**25/04/1989**	**Mb = 6.3, Ms=6.9**	**TH358904.251**	**19**	**16.603**	**99.4**	**301**	**72.08**
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	TL088904.251	19	16,603	99.4	318	47.55
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	VG098904.251	19	16,603	99.4	319	47.41
25	25/04/1989	Mb = 6.3, Ms=6.9	SP518904.251	19	16.603	99.4	309	47.31
35	14/09/1995	Ms= 7.2, Mb= 6.4	TLHD9509.141	22	16.31	98.88	330	54.55
35	14/09/1995	Mb = 7.2, ME=7.3	AP689509.141	22	16.31	98.88	343	51.73
35	14/09/1995	Mb = 7.2, Me=7.3	LI339509.141	22	16.31	98.88	334	51.53
35	14/09/1995	Mb = 7.2, ME=7.3	MY199509.141	22	16.31	98.88	338	51.29
35	**14/09/1995**	**Mb = 7.2, ME=7.3**	**TH359509.141**	**22**	**16.31**	**98.88**	**331**	**72.72**
42	11/01/1997	Ms= 6.9, Me= 7.3	TLHB9701.111	16	17.91	103.04	451	43.73
42	11/01/1997	Mb = 6.5, Ms=6.9	TH359701.111	16	17.91	103.04	453	44.55
52	30/09/1999	Ms = 7.5, Me=7.6	BO399909.301	16	15.95	97.03	449	43.32
52	30/09/1999	Ms = 7.5, Me=7.6	TH359909.301	16	15.95	97.03	425.38	44.46

Lo más relevante de los registros con epicentros en la zona de subducción es que sus epicentros se encuentran en la costa del pacífico y tienen profundidades focales menores a 25 km, con magnitudes que varían desde 6 hasta 8.1. En la Figura 3.40, a) se muestran los epicentros de los sismos de esta categoría y en el b) la ubicación de las estaciones que registraron estos eventos.

a) **b)**

Figura 3.40 – **a)** Epicentros de los sismos seleccionados para la zona de subducción, **b)** ubicación de las estaciones colocadas en suelo arcilloso (Google, 2016).

En la Figura 3.41 y Figura 3.42 se presentan los espectros de respuesta elásticos de los 30 acelerogramas seleccionados registrados por estaciones sobre terreno arcilloso, cuyos epicentros están ubicados en la zona de subducción. Note que, en todos los casos el periodo es mayor de 1.5 s y menor de 3.2 s.

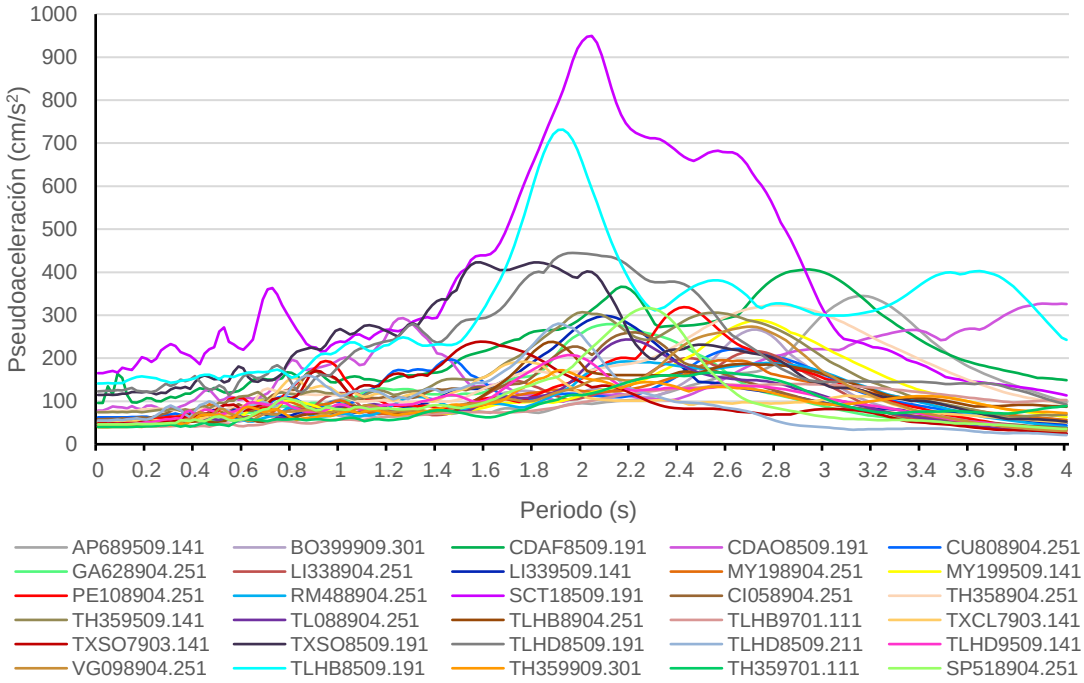


Figura 3.41 – Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en arcilla para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción.

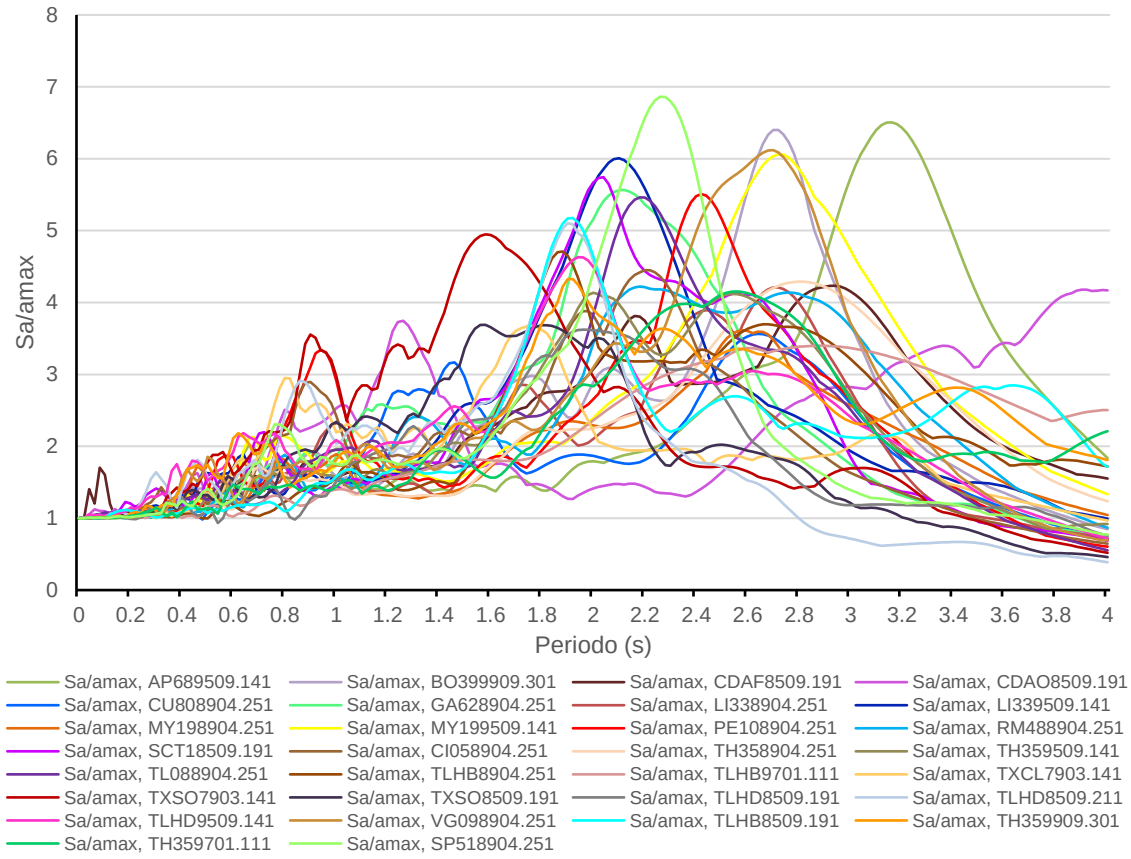


Figura 3.42 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en arcilla para sismos seleccionados con epicentro en la zona de subducción.

En la Figura 3.43 se muestra la representación gráfica de los acelerogramas registrados por estaciones ubicadas sobre arcilla de los sismos seleccionados cuyos epicentros están ubicados en la zona de subducción considerando las tres distancias epicentrales. Aquí solo se colocaron los que se describieron como ejemplo.

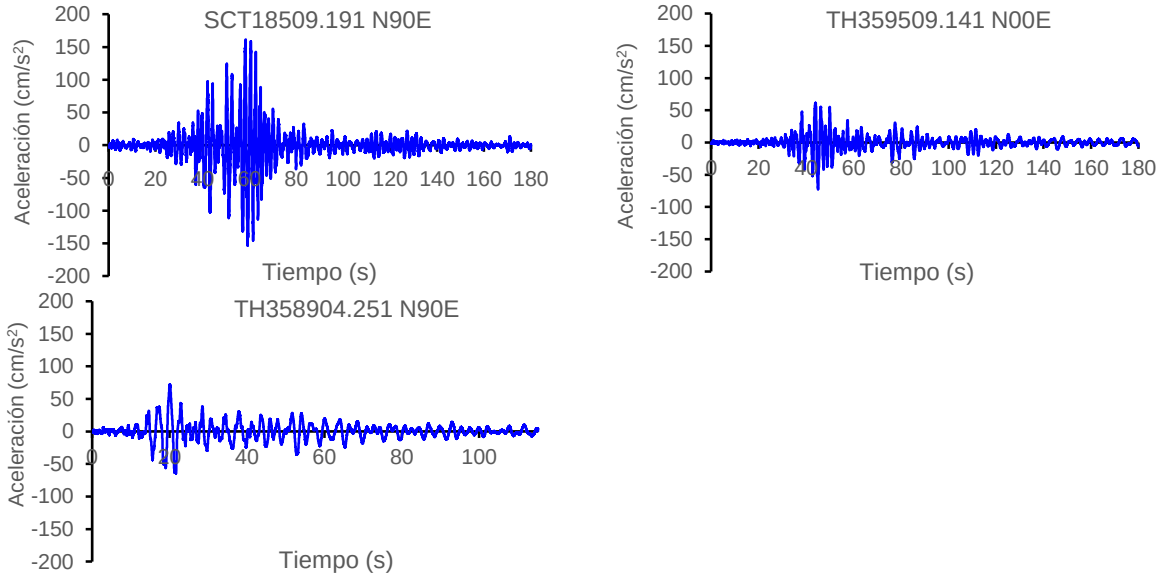


Figura 3.43 – Registros de sismos seleccionados en subducción, en arcilla a distancias epicentrales mayores a 150 km.

3.3.2.3 Sismos de fallamiento normal en roca

Analizando nuevamente la Figura 3.21 se aprecia que de los 27 acelerogramas registrados en roca para sismos de fallamiento normal solo 5 fueron registrados a distancias epicentrales menores a 50 km, Tabla 3.5; se seleccionaron los 5 y solo se describen los 3 de mayor aceleración: CHFL9906.151 del 15 de junio de 1999 de magnitud Me = 7 con epicentro en el estado de Puebla; UNIO9906.211 del 21 de junio del 1999 de magnitud Me = 6.2, con epicentro en Guerrero y COMD1211.151 del 15 de noviembre del 2012 de M = 6.1, con epicentro en el estado de Guerrero, cuyas aceleraciones son 110.4, 101.04 y 180.73 gal respectivamente.

Entre 50 y 150 km se tienen 17 registros y 15 de estos fueron seleccionados, Tabla 3.6. A continuación, se describen 3: RABO9906.151 del 15 de junio de 1999 de magnitud Me = 7, con epicentro en Puebla; CSER9906.151 del 15 de junio de 1999 de magnitud Me = 7, con epicentro en Puebla y TNLP1112.111 del 11 de diciembre de 2011 de magnitud M = 6.5, con epicentro en Guerrero, estos tres registros tienen aceleraciones máximas iguales a 162.58, 199.13 y 219.42 gal respectivamente.

Los 5 acelerogramas restantes corresponden a registros hechos por estaciones ubicadas a más de 150 km y también fueron seleccionados los 5, de los cuales se mencionan las características de 3: RICA9906.151 del 15 de junio de 1999 de magnitud Me = 7, YAIG9906.151 del 15 de junio de 1999 de magnitud Me = 7, ambos con epicentro en Puebla y PPIG9906.151 del 15 de junio de 1999 con magnitud Me = 7 y con epicentro también en Puebla, las aceleraciones de estos registros son 84.48, 69.29 y 56.5 gal respectivamente, el resto de la información está en la Tabla 3.7.

Tabla 3.5 – Características de los registros seleccionados para la zona de fallamiento normal en roca a distancias menores o iguales a 50 km.

REGISTROS SELECCIONADOS PARA LA ZONA DE FN EN ROCA A DEP ≤ 50 KM								
# de Evento	Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (km)	Coordenadas del epicentro latitud y longitud		Distancia epicentral (km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
44	22/05/1997	Ms= 6	UNIO9705.221	59	18.410	101.81	46	47.10
50	**15/06/1999**	**Ms= 6.5, Me= 7**	**CHFL9906.151**	**69**	**18.18**	**97.51**	**44**	**110.40**
51	**21/06/1999**	**Mb= 6, Me= 6.2**	**UNIO9906.211**	**54**	**17.99**	**101.72**	**9**	**101.04**
54	29/12/1999	Mb= 6.1	UNIO9912.291	82	18.02	101.68	14	62.70
83	**15/11/2012**	**M= 6.1**	**COMD1211.151**	**40**	**18.17**	**100.52**	**5**	**180.73**

Tabla 3.6 – Características de los registros seleccionados para la zona de fallamiento normal en roca a distancias mayores a 50 km y menores o iguales a 150 km.

REGISTROS SELECCIONADOS PARA LA ZONA DE FN EN ROCA PARA 50 < DEP ≤ 150 KM								
# de Evento	Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (km)	Coordenadas del epicentro latitud y longitud		Distancia epicentral (km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
15	24/10/1980	Mc= 7, Mb= 6.4	SXPU8010.241	70	18.03	98.29	112	81.55
50	**15/06/1999**	**Ms=6.5, Mb= 6.4, Me= 7**	**CSER9906.151**	**69**	**18.18**	**97.51**	**90**	**199.13**
50	**15/06/1999**	**Ms=6.5, Mb= 6.4, Me= 7**	**RABO9906.151**	**69**	**18.18**	**97.51**	**107**	**162.58**
51	21/06/1999	Mb= 6, Me= 6.2	PET29906.211	54	17.99	101.72	69	57.32
51	21/06/1999	Mb= 6, Me= 6.2	COYQ9906.211	54	17.99	101.72	97	77.78
54	29/12/1999	Mb= 6.1	PET29912.291	82	18.02	101.68	69	44.37
55	21/07/2000	Me= 6.0	TNLP0007.211	48	18.09	98.97	62	73.55
75	11/12/2011	M= 6.5	COYQ1112.111	58	17.84	99.98	125	52.93
75	11/12/2011	M= 6.5	COMD1112.111	58	17.84	99.98	65	116.91
75	11/12/2011	M= 6.5	ATYC1112.111	58	17.84	99.98	84	44.41
75	11/12/2011	M= 6.5	POZU1112.111	58	17.84	99.98	92	59.46
75	11/12/2011	M= 6.5	TEJU1112.111	58	17.84	99.98	119	60.58
75	**11/12/2011**	**M= 6.5**	**TNLP1112.111**	**58**	**17.84**	**99.98**	**52**	**219.42**
83	15/11/2012	M= 6.1	TEJU1211.151	40	18.17	100.52	89	57.59
83	15/11/2012	M= 6.1	COYQ1211.151	40	18.17	100.52	104	52.50

Tabla 3.7 – Características de los registros seleccionados para la zona de fallamiento normal en roca a distancias mayores a 150 km.

REGISTROS SELECCIONADOS PARA LA ZONA DE FN EN ROCA PARA DEP > 150 KM								
# de Evento	Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (km)	Coordenadas del epicentro latitud y longitud		Distancia epicentral (Km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
50	15/06/1999	Mb= 6.4, Ms= 6.5, Me= 7	CUER9906.151	69	18.18	97.51	203	44.69
50	**15/06/1999**	**Mb= 6.4, Ms= 6.5, Me= 7**	**PPIG9906.151**	**69**	**18.18**	**97.51**	**154**	**56.5**
50	**15/06/1999**	**Mb= 6.4, Ms= 6.5, Me= 7**	**RICA9906.151**	**69**	**18.18**	**97.51**	**224**	**84.48**
50	**15/06/1999**	**Mb= 6.4, Ms= 6.5, Me= 7**	**YAIG9906.151**	**69**	**18.18**	**97.51**	**181**	**69.29**
92	29/07/2014	M= 6.4	NILT1407.292	117	17.70	95.63	165	42.64

Lo más relevante en los registros con mecanismo de fallamiento normal es que sus epicentros se encuentran dentro de la placa continental y que tienen profundidades focales mayores a 40 km, con magnitudes que varían desde 6 hasta 7. En la Figura 3.44 se muestra los epicentros de los sismos de esta categoría a) y en el b) la ubicación de las estaciones que registraron estos eventos.

a) **b)**

Figura 3.44 – **a)** Epicentros de los sismos seleccionados para el mecanismo de fallamiento normal, **b)** ubicación de las estaciones colocadas en roca (Google, 2016).

En la Figura 3.45 se presentan los espectros de respuesta de los 5 acelerogramas seleccionados registrados por estaciones sobre terreno rocoso, con mecanismo de fallamiento normal, para distancias epicentrales menores a 50 km. En todos los casos el periodo es menor a 0.5 s.

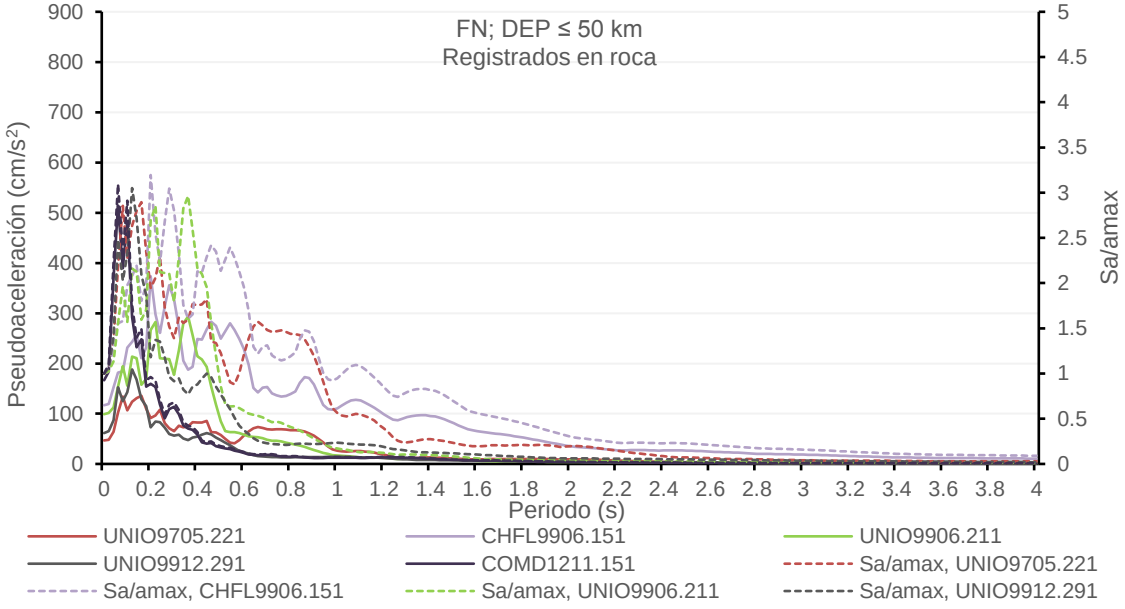


Figura 3.45 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal con DEP ≤ 50 km.

En la Figura 3.46 y Figura 3.47 se presentan los espectros de respuesta de los 15 acelerogramas seleccionados registrados por estaciones sobre terreno rocoso, con mecanismo de fallamiento normal, para distancias epicentrales mayores a 50 km y menores a 150 km. En todos los casos el periodo es menor a 0.5 s.

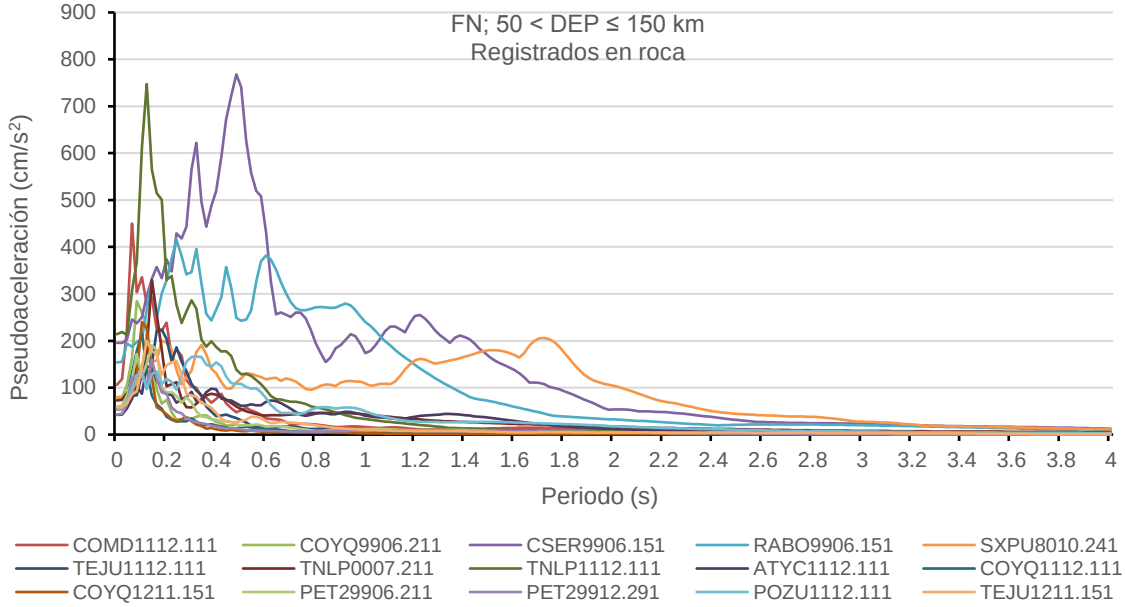


Figura 3.46 – Espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal con 50 < DEP ≤ 150 km.

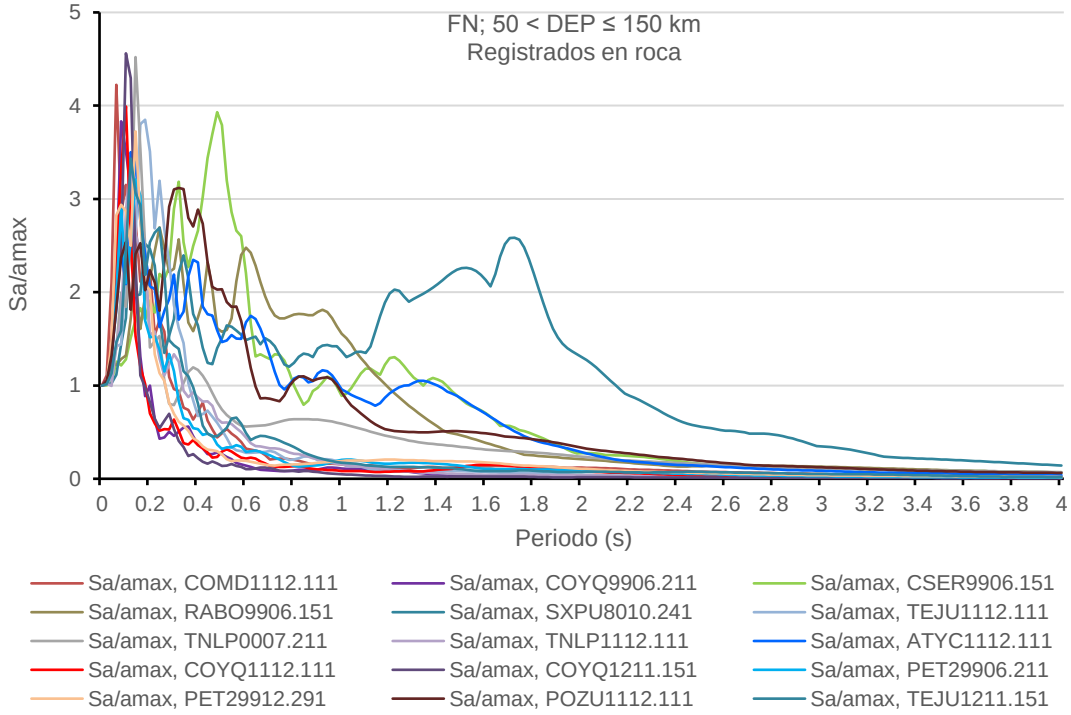


Figura 3.47 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal con 50 < DEP ≤ 150 km.

En la Figura 3.48 se presentan los espectros de respuesta de los 5 acelerogramas seleccionados registrados por estaciones sobre terreno rocoso, con mecanismo de fallamiento normal, para distancias epicentrales mayores a 150 km. Note que, en todos los casos el periodo es menor a 0.5 s.

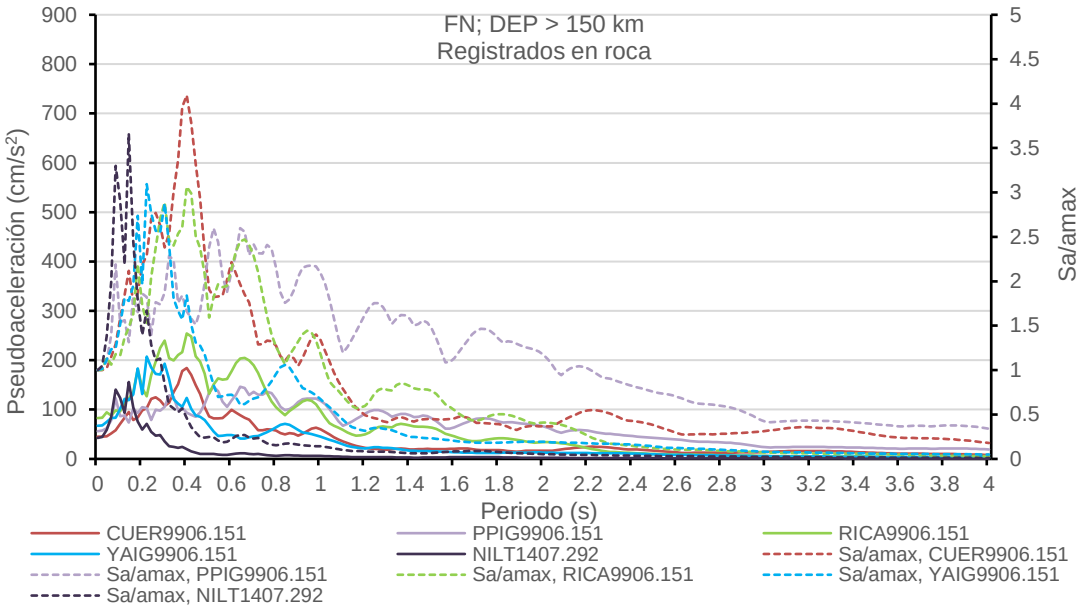


Figura 3.48 – Factor de amplificación de la respuesta de los espectros de respuesta de acelerogramas registrados en roca para sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal con DEP > 150 km.

En la Figura 3.49 se muestra la representación gráfica de la componente horizontal en la dirección donde se presentó la aceleración máxima de los registros hechos por estaciones ubicadas sobre roca, de los sismos seleccionados con mecanismo de fallamiento normal considerando las tres distancias epicentrales.

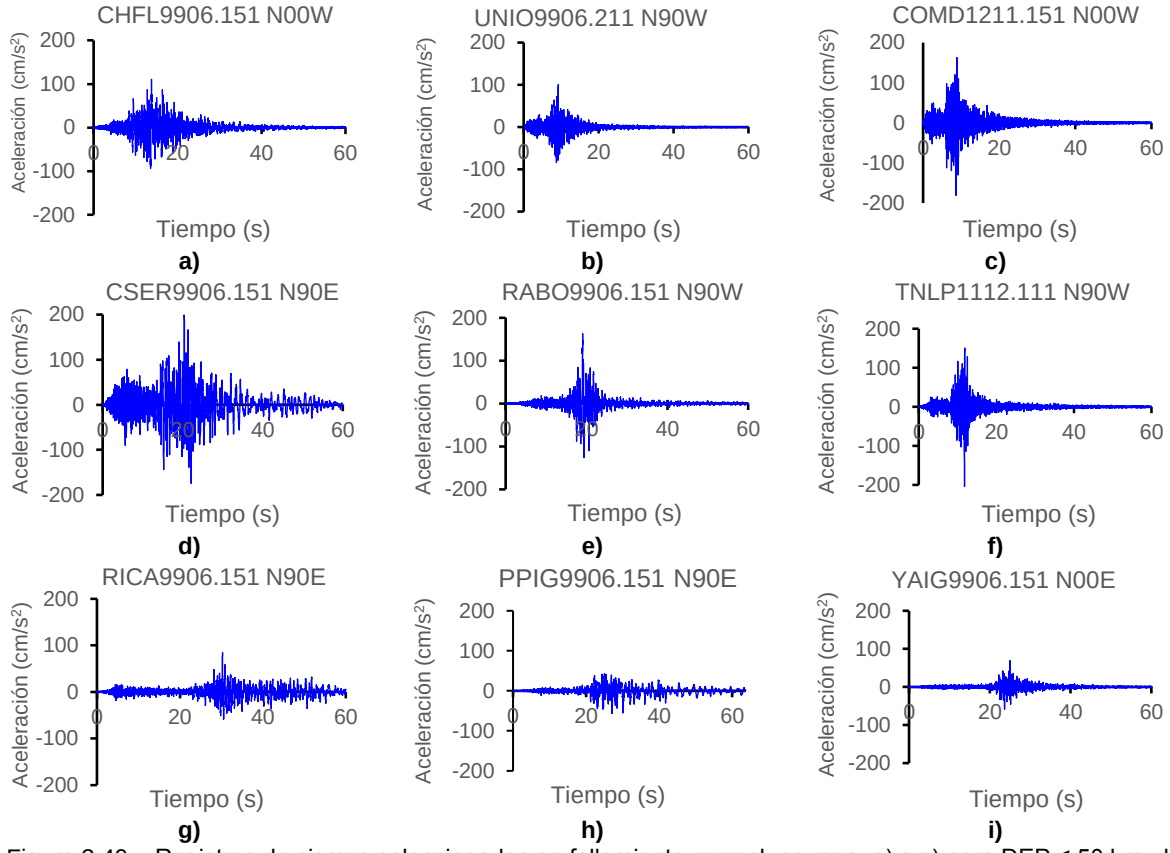


Figura 3.49 – Registros de sismos seleccionados en fallamiento normal, en roca, a) a c) para DEP ≤ 50 km, d) a f) para 50 < DEP ≤ 150 km y g) a i) para DEP > 150 km.

De igual forma para los sismos de fallamiento normal en arcilla se tienen 25 acelerogramas; de estos 3 fueron registrados a distancias epicentrales entre 50 y 150 km cuyas aceleraciones máximas varían desde 20 gal hasta más de 80 gal. Los otros 22 registros presentan distancias epicentrales mayores a 150 km y sus aceleraciones máximas varían desde 20 hasta más de 100 gal, de este grupo no fue seleccionado ningún registro por presentar un comportamiento anormal.

3.3.3 ESCALAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS

Existen una gran variedad de métodos para escalar los acelerogramas. Entre las medidas de intensidad se encuentra la intensidad espectral de aceleraciones (ASI), la velocidad pico del suelo (PGV), la aceleración pico del suelo (PGA), etc. Las que presentan mejor correlación con los daños sísmicos de los puentes según Avşar et al. (2011), son la ASI y la PGA.

Según Von Thun et al. (1988), la intensidad del espectro de aceleraciones (ASI), es el área bajo el espectro de respuesta elástico entre los periodos T_i y T_f construido considerando un 5% de amortiguamiento, aunque estos autores definieron el intervalo de periodos entre 0.1 y 0.5 s, Figura 3.50. La ASI se puede determinar con la ecuación 3.1.

$$ASI = \int_{T_i}^{T_f} Sa(T, \xi) dT \qquad (3.1)$$

donde,

Sa: es la Pseudoaceleración;

ξ: es el porcentaje de agortiguamiento;

T: es el periodo del sistema;

T_i: es el periodo en el límite inferior de integración del espectro;

T_f: es el periodo en el límite superior de integración del espectro.

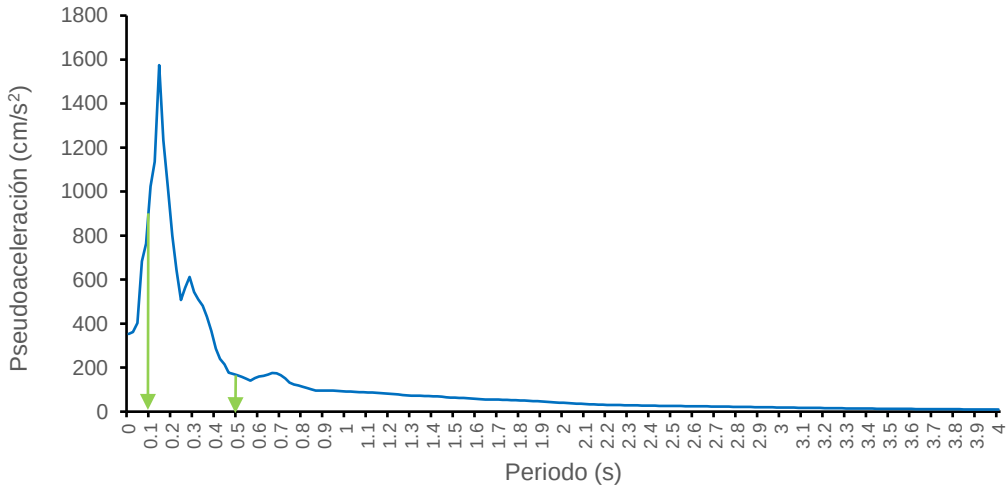


Figura 3.50 – Ejemplo de espectro para la definición del ASI (T_i = 0.1 s; T_f = 0.5 s).

De acuerdo con Avsar y Yakut (2010), la mejor correlación en el daño sísmico de los puentes es para periodos cuyo límite inferior es T_i = 0.4 s y T_f = 1.10 s. Estos autores indican que la selección del intervalo de periodos tiene mucha influencia en los resultados del ASI.

En este trabajo empleamos la intensidad espectral de aceleraciones (ASI) para escalar los registros seleccionados considerando como límite inferior T_i = 0.1 s y T_f = 0.5 s, para los registrados en terreno duro y T_i = 0.5 s y T_f = 3.2 s para los registrados en arcilla.

A través de los estudios de peligro sísmico se pueden determinar los espectros de peligro uniforme. El peligro sísmico proporciona información probabilística de las intensidades que se pueden presentar asociadas a un intervalo de tiempo determinado.

Normalmente esta información se presenta como tasas de excedencia para diferentes intensidades sísmicas, cuyo valor inverso es el periodo de retorno de la intensidad. Los estudios de peligro sísmico consideran el tipo y la cercanía de las fuentes sísmicas, las posibles ubicaciones de los epicentros de temblores que se produzcan por cierto mecanismo generador de terremotos, la magnitud de las aceleraciones esperadas por las fuentes sísmicas, leyes de atenuación, etc.

En este trabajo, los registros sísmicos en suelo duro serán escalados empleando el ASI del espectro objetivo correspondiente al espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 500 años, Figura 3.51; este espectro se obtiene con el programa PRODISIS (CFE, 2015).

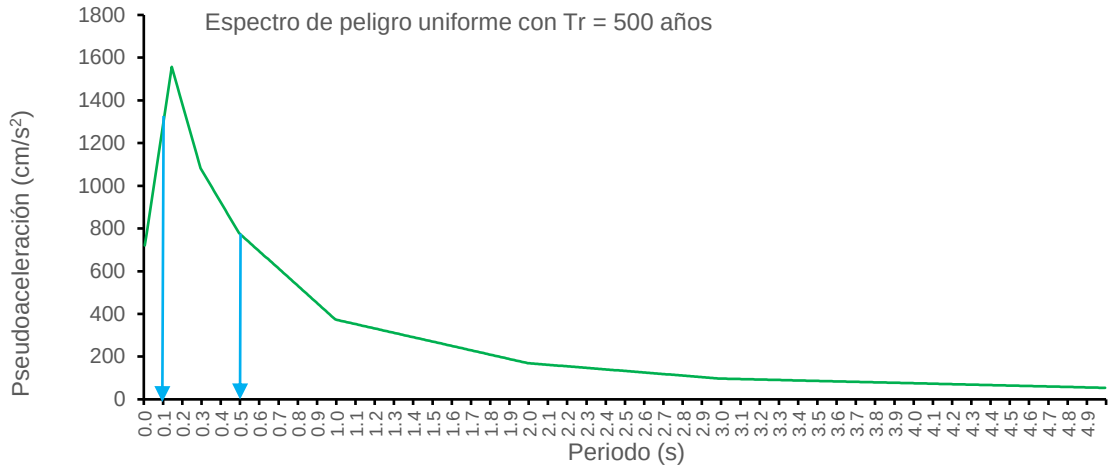


Figura 3.51 – Espectro objetivo de peligro uniforme en terreno duro.

Tabla 3.8 – Valor del ASI (g*s) en el espectro de peligro uniforme en roca.

Nombre	Periodo de retorno (Años)	ASI (g*s)
Espectro de peligro uniforme	500	409.2

En el caso de los registros sísmicos en terreno blando no es posible emplear como espectro objetivo el de peligro uniforme por no contar con esta información. Por lo anterior, se eligió, como espectro objetivo el del sismo del 19 de septiembre de 1985, registro SCT18509.191 N90E; los acelerogramas seleccionados serán escalados con su ASI.

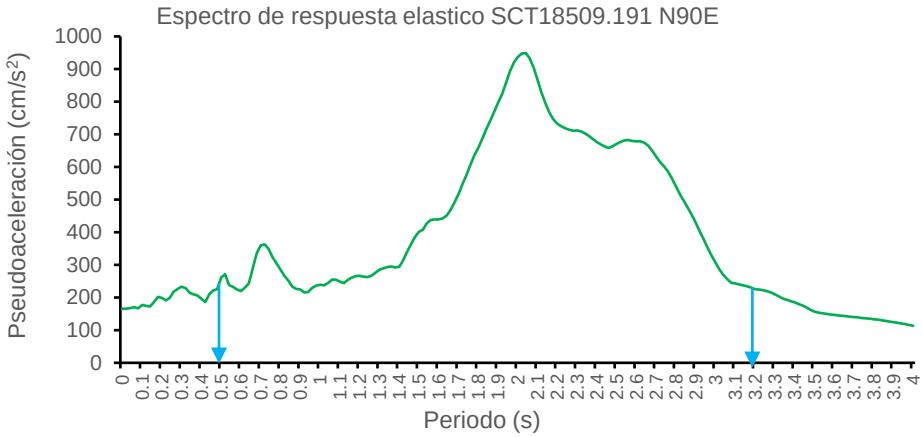


Figura 3.52 – Espectro objetivo de respuesta elástica de SCT18509.191 N90E en terreno arcilloso.

De acuerdo con lo anterior los factores de escala son:

$$F = \frac{ASI_{EO}}{ASI_{ERE}} \qquad (3.2)$$

donde,

ASI_{EO}: intensidad espectral de aceleraciones en g*s, del espectro objetivo;

ASI_{ERE}: intensidad espectral de aceleraciones en g*s, del espectro de respuesta elástico.

Todas las ordenadas de aceleración del registro original deberán ser multiplicadas por su respectivo factor de escala para obtener el registro escalado. De la Tabla 3.9 a la

Tabla 3.11 se presentan los registros y como ejemplo se presenta una de sus componentes escalada. Para este proyecto las tres componentes de los registros fueron escaladas empleando el mismo factor.

Tabla 3.9 – Valor del ASI (g*s) y el factor de escala en los espectros de subducción en roca.

Tipo de sismo, suelo y distancia epicentral	Clave del acelerograma	Dirección	ASI (g*s)	Factor de escala
Subducción, Roca DEP ≤ 50 km	CALE8509.191	S90E	112.5	3.6
	AZIH8509.211	N00E	142.8	2.9
	VIGA8904.251	S00E	159.6	2.6
	COPL9310.241	N90E	148.6	2.8
	VIGA9310.241	S00E	242.2	1.7
	BALC9412.101	S00E	115.3	3.5
	PAPN9607.151	N90W	115.4	3.5
	CALE9701.111	S90E	303.1	1.3
	HUIG9802.031	N00E	185.6	2.2
	RIOG9909.301	NOOW	211.2	1.9
	COYC0110.081	NOOW	265.6	1.5
	JAMI1006.301	NOOW	100.3	4.1
	SJLL1203.202	N90W	808.4	0.5
	SJLL1204.0213	N00W	151.1	2.7
	ACP21308.211	N90W	193.3	2.1
	SLU21404.182	N00W	170.7	2.4
	PET21404.182	N90W	206.0	2.0
Subducción, Roca y 50 < DEP ≤ 150 km	UNIO8509.191	S00E	174.6	2.3
	PAPN8509.211	S00W	137.2	3.0
	OCTT8904.251	N90E	144.2	2.8
	PETA9412.101	SOOE	93.7	4.4
	PTSU9701.111	N90W	308.2	1.3
	JAMI9909.301	N00W	171.3	2.4
	TAMA9909.301	N90W	229.2	1.8
	COYQ0704.131	N90W	93.4	4.4
	SJLL1006.301	N00W	94.6	4.3
	JAMI1203.202	N00W	176.7	2.3
	COYC1308.211	N90W	127.5	3.2
Subducción, Roca y DEP > 150 km	PAPN8509.191	S00W	95.0	4.3
	AZIH8509.191	N90E	145.2	2.8
	PARS8509.211	S00E	251.7	1.6
	OMTP9909.301	N90W	38.3	10.7
	VIGA9909.301	N00W	33.8	12.1

Tabla 3.10 – Valores del ASI (g*s) y el factor de escala en los espectros de FN en roca.

Tipo de sismo, suelo y distancia epicentral	Clave del acelerograma	Dirección	ASI (g*s)	Factor de escala
FN, Roca DEP ≤ 50 km	CHFL9906.151	N00W	105.8	3,9
	UNIO9906.211	N90W	35.6	11.5
	COMD1211.151	N00W	49.2	8.3
	UNIO9705.221	N00W	35.6	11.5
	UNIO9912.291	N00W	32.4	12.6
FN, Roca y 50 < DEP ≤ 150 km	CSER9906.151	N90E	194.3	2.1
	TNLP1112.111	N90W	122.7	3.3
	SXPU8010.241	N00E	59.3	6.9
	RABO9906.151	N90W	125.0	3.3
	COMD1112.111	N00W	56.9	7.2
	COYQ9906.211	N00W	24.2	16.9
	TEJU1112.111	N00W	45.7	8.9
	TNLP0007.211	N90W	44.7	9.1
	ATYC1112.111	N00W	35.7	11.5
	COYQ1112.111	N00W	16.3	25.1
	COYQ1211.151	N90W	18.0	22.8
	PET29906.211	N90W	29.3	14.0
	PET29912.291	N90W	20.2	20.2
	P0ZU1112.111	N00W	52.6	7.8
	TEJU1211.151	N00W	39.0	10.5
FN, Roca y DEP > 150 km	NILT1407.292	N00W	19.5	20.9
	CUER9906.151	N90E	48.3	8.5
	PPIG9906.151	N90E	39.7	10.3
	RICA9906.151	N90E	73.6	5.6
	YAIG9906.151	N00E	53.5	7.6

Tabla 3.11 – Valores del ASI (g*s) y el factor de escala en los espectros de subducción en arcilla para distancias epicentrales mayores a 150 km.

Clave del acelerograma	Dirección	ASI (g*s)	Factor de escala
AP689509.141	N00E	344.0	3.8
BO399909.301	N90E	322.5	4.0
CDAF8509.191	N90E	681.7	1.9
CDAO8509.191	N90E	444.8	2.9
CU808904.251	N90W	379.2	3.4
GA628904.251	N00E	391.7	3.3
LI338904.251	N90E	340.2	3.8
LI339509.141	N00E	372.8	3.5
MY198904.251	N00E	315.6	4.1
MY199509.141	N00E	378.8	3.4
PE108904.251	N00E	423.6	3.0
RM488904.251	N90W	339.7	3.8
SCT18509.191	N90E	1290.4	1.0
CI058904.251	N00E	397.0	3.2
TH358904.251	N90E	493.0	2.6
TH359509.141	N00E	535.4	2.4
TL088904.251	N90W	325.4	4.0
TLHB8904.251	N90E	357.5	3.6
TLHB9701.111	N00E	252.7	5.1
TXCL7903.141	N90W	315.5	4.1
TXSO7903.141	N00E	347.9	3.7
TXSO8509.191	N00E	703.1	1.8
TLHD8509.191	S00E	715.0	1.8
TLHD8509.211	N90E	326.8	3.9
TLHD9509.141	N00E	322.4	4.0
VG098904.251	N90E	368.8	3.5
TLHB8509.191	S00E	893.0	1.4
TH359909.301	N00E	286.0	4.5
TH359701.111	N90E	267.7	4.8
SP518904.251	N00E	346.0	3.7

En la Figura 3.53 se ilustran tres registros escalados como ejemplo.

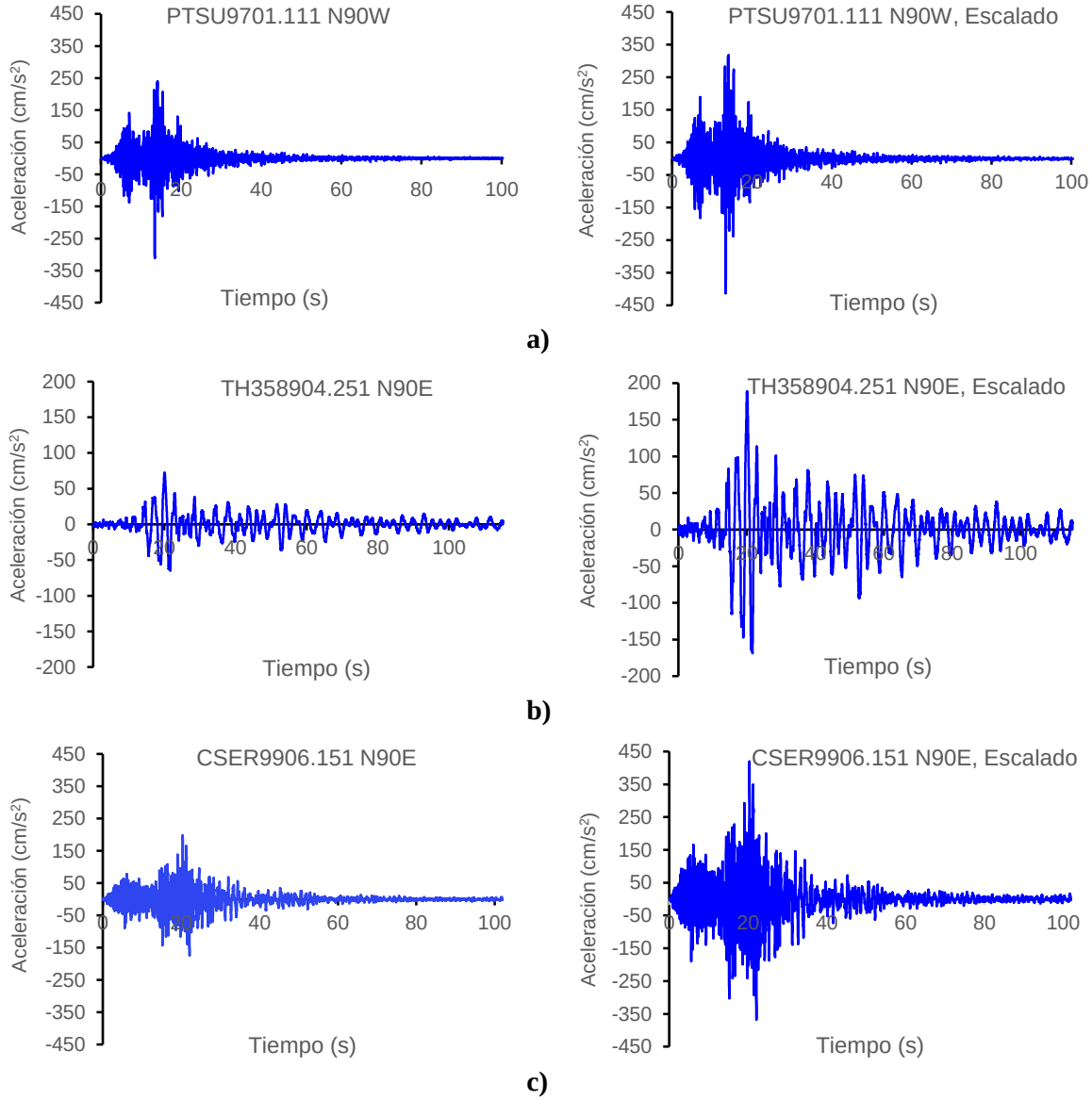


Figura 3.53 – Registros escalados de tres acelerogramas seleccionados, a) subducción en roca, b) subducción en arcilla y c) fallamiento normal en roca.

3.3.4 COMENTARIOS FINALES

En este trabajo se hizo una exhaustiva revisión de los catálogos producidos por La Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes elaborada por SMIS (1992) y la red acelerográfica del II-UNAM. Se revisaron los 13,835 acelerogramas de la Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes y los 6,400 registros de la Base (II-UNAM, 2016), inicialmente se desecharon los que no tenían registrada ninguna escala de magnitud o bien aquellos cuyas magnitudes eran menores a 6, quedando 3240 acelerogramas correspondientes a 94 eventos sísmicos; se clasificaron estos de acuerdo con el tipo de falla, el tipo de suelo, los intervalos de aceleración, los intervalos de distancia epicentral y los casos de interés. De tal forma que se redujo este catálogo a 209 acelerogramas.

De los 209 acelerogramas, se seleccionaron 88 de acuerdo con el intervalo de aceleraciones, de estos fueron registrados en terreno rocoso 33 y 30 en terreno arcilloso, cuyos epicentros están ubicados en la zona de subducción y los 25 restantes corresponden a acelerogramas registrados por estaciones ubicadas en terreno rocoso para el mecanismo de fallamiento normal. Todos estos acelerogramas tienen registrada la aceleración en las 3 direcciones ortogonales, dos componentes horizontales y una vertical.

Los registros seleccionados fueron escalados. De la gran variedad de intensidades para escalar las señales sísmicas se eligió la intensidad espectral de aceleraciones (ASI) El espectro objetivo seleccionado para los acelerogramas registrados en roca es el espectro de peligro uniforme con periodo de retorno de 500 años y para los registrados en arcilla el espectro correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCT18509.191 N90E).

Los puentes en estudio para este proyecto serán sometidos a las demandas sísmicas registradas en terreno rocoso. Por lo que, se tendrán 33 acelerogramas con epicentros en la zona de subducción y 25 acelerogramas correspondientes al mecanismo de fallamiento normal.

4
MODELOS ESTRUCTURALES DE PUENTES

4.1 INTRODUCCIÓN

De acuerdo con la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2014)), México cuenta con más de 389 mil kilómetros de caminos y carreteras. De los cuales más de 155 mil kilómetros corresponden a carreteras pavimentadas que representan aproximadamente el 40% de los caminos en el país. Por ello, los puentes son una parte importante del sistema carretero. Hasta 2014, existían 16,656 puentes en la red carretera (8, 493 libres de peaje y 8,163 de cuota), todos ellos alineados sumarían en total 550 kilómetros de longitud, lo cual arroja un promedio de longitud por puente de alrededor de 33 m (Frías, 2014), Figura 4.1.

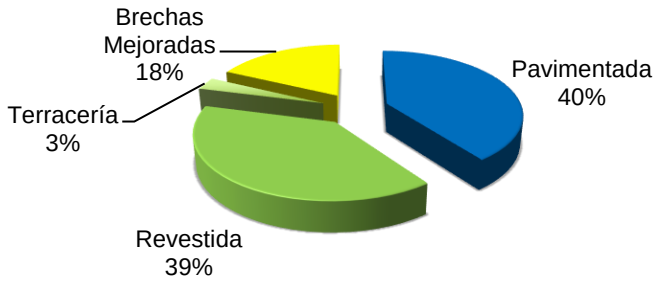


Figura 4.1 – Distribución del sistema carretero en México (Secretaria de Comunicaciones y Transportes, (SCT, 2014))

En 1993 La Secretaría de Comunicaciones y Transportes creó el programa de Sistema Integral de Puentes Mexicanos (SIPUMEX) con el fin de tener mejor control de los puentes existentes y dar mantenimiento. El SIPUMEX es una base de datos de puentes que contiene el estado físico de las estructuras, la ubicación, características geométricas, material de construcción, características estructurales básicas y las cargas vivas de diseño.

4.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES MEXICANOS

4.2.1 MATERIALES UTILIZADOS EN LOS PUENTES MEXICANOS

La mayoría de los tableros de los puentes mexicanos son de concreto reforzado. Según Frías (2013), el 57% de los 8,265 puentes mexicanos libres de peaje son de concreto reforzado, el 29% son de concreto presforzado, el 7% es una combinación de acero y concreto, el 5% son de acero, el 1% son tridilosa (armadura tridimensional) y solo el 1% son de mampostería, Figura 4.2.

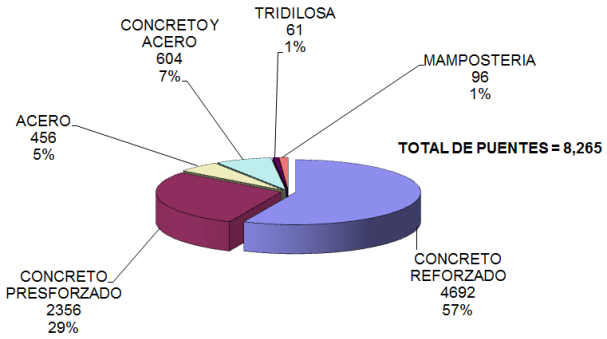


Figura 4.2 – Distribución de los puentes libres de peaje en México según el tipo de material (Frías, 2013).

4.2.2 AÑO DE CONSTRUCCIÓN

Alrededor del 80% de los puentes en México fueron construidos antes de 1980 de los cuales cerca de la mitad fueron construidos antes de 1960.

La mayor cantidad, alrededor del 18% del total, fue construida en la década de los cuarenta y cincuenta. En la última década se han construido el doble de puentes comparado con la década de los ochenta y noventa.

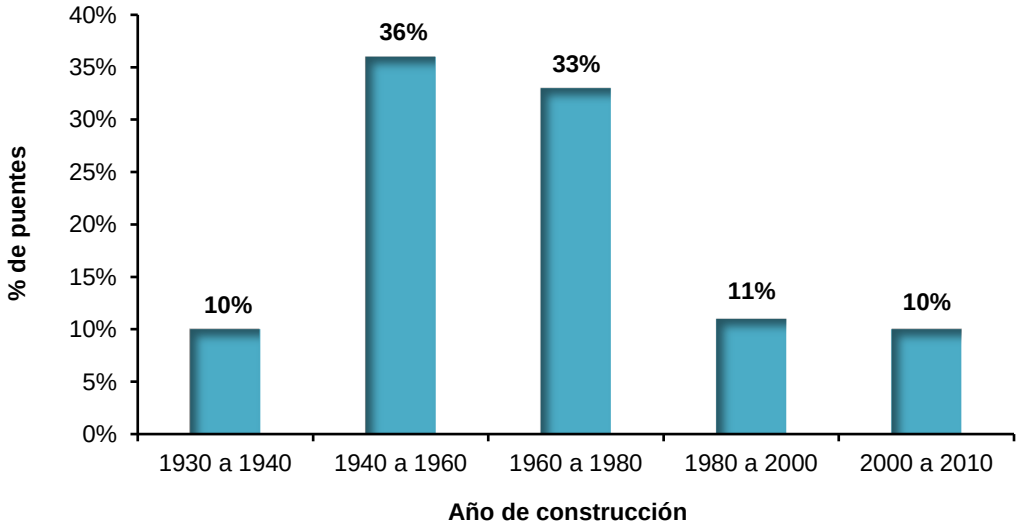


Figura 4.3 – Distribución de los puentes por su año de construcción (adaptada de: Jara et al. (2009)).

4.2.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

La longitud total de un puente es una característica muy importante porque esto tiene una influencia directa en la respuesta dinámica del puente.

Aproximadamente el 65% de los puentes tienen una longitud menor de 45 m. Menos del 11% de estos tienen una longitud mayor a 90 m y menos del 3% mayor de 200 m, Figura 4.4.

La longitud del vano mayor es otra característica relevante en los puentes debido a que el tipo de estructuración depende de esta longitud, y a que la longitud de los vanos individuales influye directamente en los periodos de vibrar por flexión del puente, Figura 4.5.

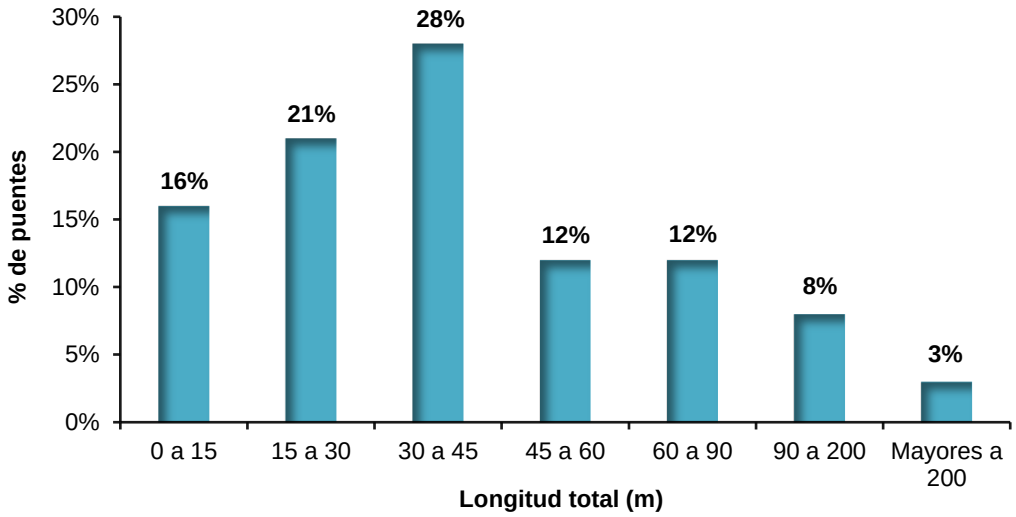


Figura 4.4 – Distribución de los puentes de acuerdo con la longitud total (adaptada de: Jara et al. (2009)).

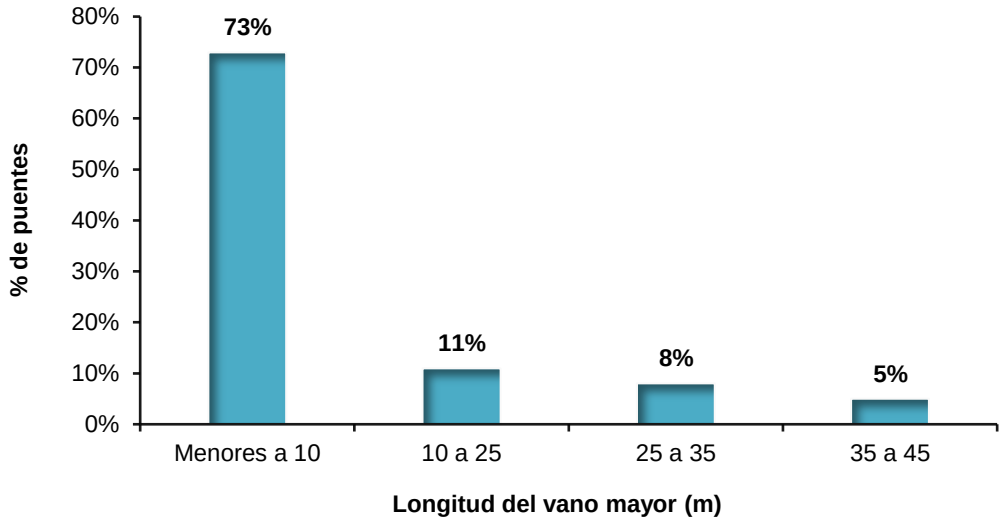


Figura 4.5 – Distribución de los puentes de acuerdo con la longitud del vano mayor (adaptada de: Jara et al. (2009)).

De acuerdo con la longitud del vano mayor se tiene que el 73% de los puentes tienen vanos menores a 10 m. El 11% tiene vanos entre 10 m y 25 m. Los puentes con vanos entre 25 m y 35 m son el 8% y el 5% de los puentes tienen vanos más grandes de 45 m.

4.2.4 ALTURA MÁXIMA DE LA SUBESTRUCTURA

De acuerdo con la altura máxima de la subestructura, Figura 4.6, más de la mitad de los puentes existentes en México tienen una altura máxima de la subestructura menor de 5 m y alrededor del 30% de estos tienen una altura máxima menor de 10 m. Alturas entre 10 y 15 m son alrededor del 12% y mayores a 15 m son menos frecuentes.

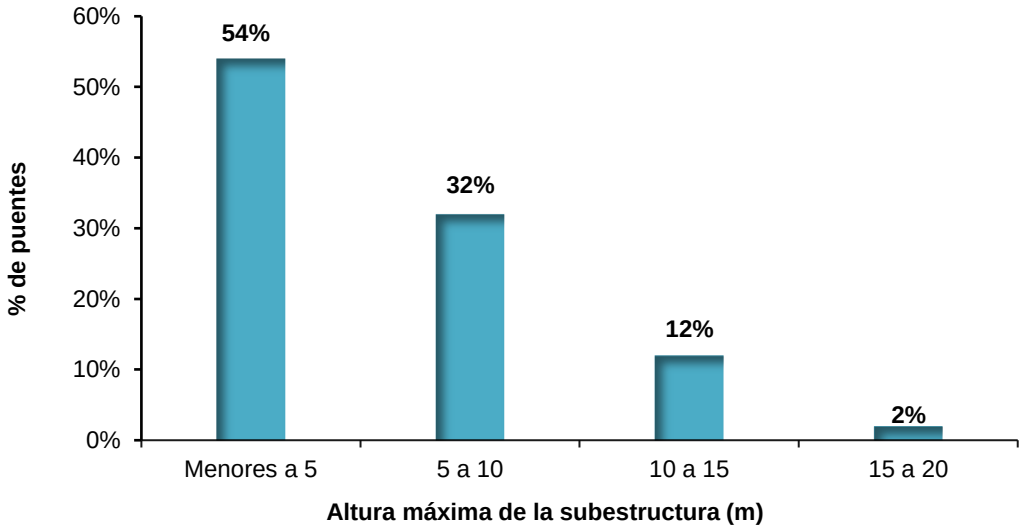


Figura 4.6 – Distribución de los puentes de acuerdo con la altura máxima de la subestructura (adaptada de: Jara et al. (2009)).

4.2.5 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS PILARES

Los pilares están sometidos principalmente a esfuerzos axiales y de flexión. La flexión es debida al paso de vehículos en el tablero, por la acción sísmica, viento o alguna otra condición de carga que actúe de manera horizontal en el pilar.

El tipo de pilares utilizados en los puentes mexicanos se muestran en la Figura 4.7. Se observa que más del 70% de los pilares fueron construidos con base en muros de mampostería, el 11% es de muros de concreto reforzado, el 8% es a base de una columna aislada. Son menos frecuentes, en los puentes antiguos, los pilares a base de marcos de concreto reforzado y muros de concreto ciclópeo. Debe señalarse, sin embargo, que en la actualidad las subestructuras que más comúnmente se construyen son de pilares tipo marco.

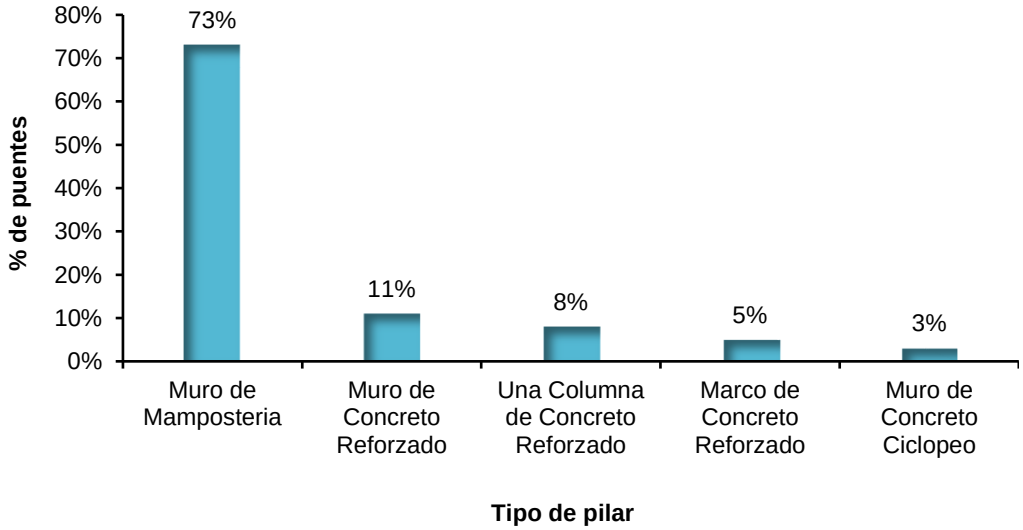


Figura 4.7 – Distribución de los puentes de acuerdo con el tipo de pilar (adaptada de: Jara et al. (2009)).

4.2.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS APOYOS

Los apoyos de los puentes tienen la función de transmitir las cargas de los tableros a los cabezales o los pilares de los puentes. Los apoyos son elementos estructurales de suma importancia porque dependiendo del tipo de apoyo y sus características, estos pueden llegar a modificar de manera importante el comportamiento dinámico de los puentes.

En México el apoyo más común era el de cartón asfaltico, Figura 4.8, el cual se utilizó comúnmente en puentes antiguos. Este tipo de apoyo ya no se utiliza en la actualidad y ha sido sustituido por neopreno. Más del 40% de los puentes mexicanos tienen este tipo de apoyo.

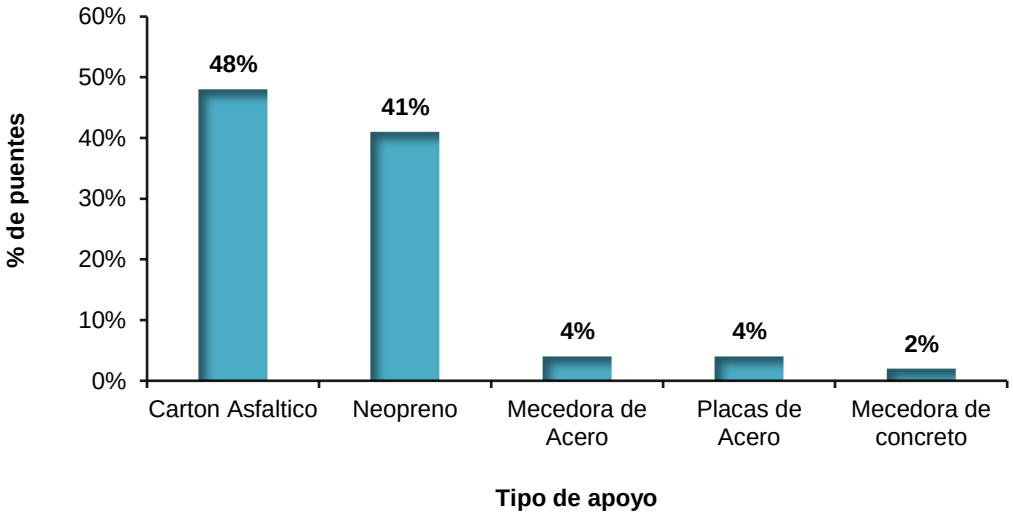


Figura 4.8 – Distribución de los puentes de acuerdo con el tipo de apoyo (adaptada de: Jara et al. (2009)).

A continuación, se numeran las razones por las que se ha incrementado notablemente el uso de apoyos de neopreno:

1) son económicos,
2) no requieren mantenimiento o muy poco,
3) presentan deformaciones pequeñas ante altos niveles de carga debido a su alta rigidez axial,
4) reduce las demandas de cortante en los pilares bajo las acciones sísmicas en comparación de los puentes continuos, esto se debe a que tienen menor rigidez al corte que el sistema pilar-cabezal,
5) debido a su alta flexibilidad lateral son capaces de admitir grandes desplazamientos horizontales provocados por las cargas laterales, expansión térmica o cargas de frenado sobre los tableros,
6) el neopreno con respecto al caucho natural presenta menor deterioro debido al intemperismo y presenta mayor resistencia a bajas temperaturas.

Los apoyos de neopreno, Figura 4.9, pueden ser simples o laminados. Los apoyos simples son fabricados totalmente de neopreno mientras que los laminados son fabricados en capas de neopreno vulcanizadas con placas de acero estructural. Las placas de acero incrementan la rigidez vertical de los apoyos.

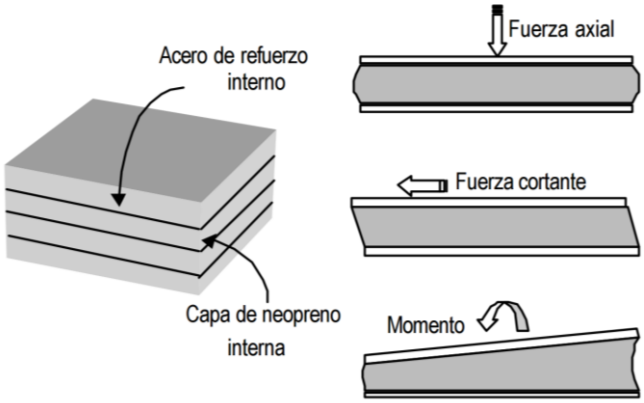


Figura 4.9 – Apoyos de neopreno (Reynoso, M. (2012)).

4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE LOS PUENTES SUJETOS DE ESTUDIO

4.3.1 CLASIFICACIÓN DE PUENTES

Existe una gran variedad de criterios para realizar la clasificación de un puente, los que a continuación se describe son algunos de estos criterios.

a) Por la longitud del vano mayor

Con base en la longitud del vano mayor los puentes se clasifican en alcantarillas, cuya longitud es menor a 6 m, puentes de longitud media con longitudes entre 6 m y 60 m y puentes de grandes vanos con longitudes mayores a 60 m. En la Figura 4.4 se aprecia la distribución de acuerdo con la longitud total y en la Figura 4.5 la distribución de acuerdo con la longitud del vano mayor de los puentes mexicanos.

b) Por el tipo de estructuración

Por el tipo de estructuración pueden ser puentes simplemente apoyados o puentes continuos. Los puentes simplemente apoyados requieren dos apoyos, pilares anchos y juntas de expansión, a diferencia de los puentes continuos, que solo necesitan un apoyo, no son necesarias las juntas de dilatación y los pilares pueden ser más esbeltos (Figura 4.10).

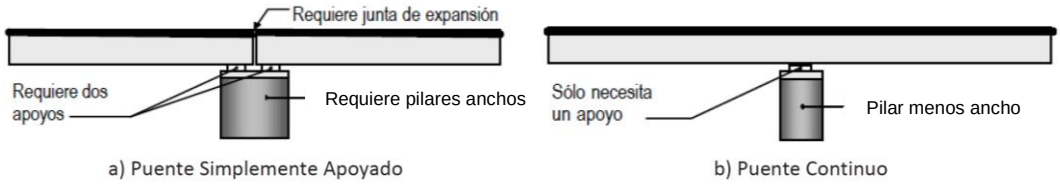


Figura 4.10 – Puente simplemente apoyado **a)** y puente continuo **b)** (Reynoso, M. (2012)).

c) Por el material de construcción

De acuerdo con este criterio los puentes pueden construirse de: madera, mampostería, acero, concreto reforzado y concreto pretensado. De acuerdo con la Figura 4.2, el 57% de los tableros de los puentes mexicanos son de concreto reforzado.

d) Por su resistencia ante cargas laterales

La capacidad para resistir cargas laterales de una estructura depende de las características de esta, desde sus propiedades geométricas, tipo de estructuración, acciones a las que esté sometida, tipo de material, hasta la forma en que se aplica la carga. Los pilares de los puentes según Jara et al. 2009, Figura 4.7, pueden variar según su tipo en:

1) Pilares tipo marco

La subestructura tipo marco está compuesta por dos o más columnas paralelas entre si unidas rígidamente de tal forma que el cabezal transmite momento flexionante a estas. La rigidez lateral para cargas aplicadas en el plano del marco es mayor que para cargas aplicadas fuera de este. La resistencia de esta estructuración comparada con una columna aislada es mayor, Figura 4.11.

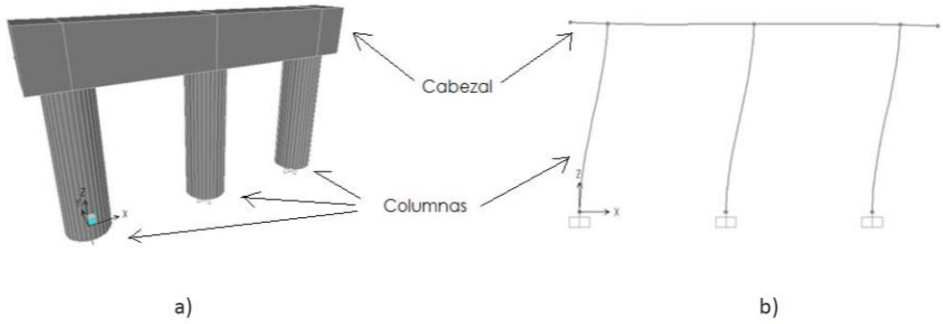


Figura 4.11 – Pilar de un puente tipo marco a) y deformaciones del marco ante cargas laterales b).

2) Pilares tipo muro, muro de concreto reforzado, ciclópeo o mampostería.

Los pilares tipo muro en los puentes se caracterizan por tener una relación de altura entre ancho menor de tres, además presentan resistencia elevada ante cargas laterales y son muy rígidas en su plano.

3) Columna aislada.

Una subestructura de columna aislada, Figura 4.12, es un elemento trabajando en cantiléver a flexocompresión ante cargas laterales.

Figura 4.12 – **a)** pilar de un puente de columna aislada y **b)** deformaciones de la columna ante cargas laterales.

4.3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Desde el punto de vista de la ingeniería un puente está formado por la superestructura y la subestructura. La superestructura está formada por el tablero que a su vez está formado por la losa de concreto o de algún otro material dependiendo de la elección del diseñador, esta a su vez descansa sobre las vigas principales, bóvedas, arcos, etc., siendo estos los que reciben las cargas y las transmiten a la subestructura.

La subestructura la componen los pilares, que son los apoyos centrales y los estribos, que son los apoyos extremos; estos elementos en conjunto transmiten las cargas a la cimentación, en la Figura 4.13 se aprecia esta descripción.

4.3.2.1 Superestructura

La superestructura está compuesta por el tablero y todos los elementos de soporte.

- Tablero, es el elemento formado por una losa generalmente de concreto reforzado sobre la cual se coloca la capa de rodamiento y son las que reciben las cargas directamente para las que fue concebida la estructura. Este a su vez, le transmite estas cargas a los estribos y a los pilares a través de vigas, bóvedas, arcos, etc.
- Vigas longitudinales y transversales, son los elementos que permiten salvar los vanos y estas tienen una gran variedad de formas y tamaños.

Generalmente, el tablero tiene algunos accesorios que sirven para darle seguridad al usuario de este, como son los parapetos, guarniciones, pasamanos, etc.

4.3.2.2 Subestructura

La subestructura está formada con todos los elementos necesarios para transmitir las cargas de la superestructura a la cimentación y estos son:

- Los estribos, ubicados en los extremos del puente, trabajan como elementos de contención resistiendo el empuje de tierras y al mismo tiempo recibiendo los elementos mecánicos de los tableros del puente.
- Los pilares, son los elementos que soportan la superestructura en los puntos intermedios de esta y los hay de distintas formas y tamaños.
- Los apoyos, son los sistemas que transmiten las acciones de la superestructura a la subestructura. Además de amortiguar la vibración de los puentes vehiculares soportan la carga muerta y la carga viva. El más común, para puentes de media longitud, es el de neopreno.

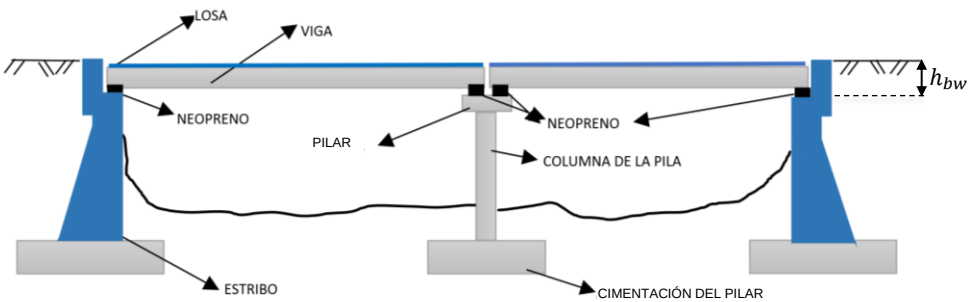


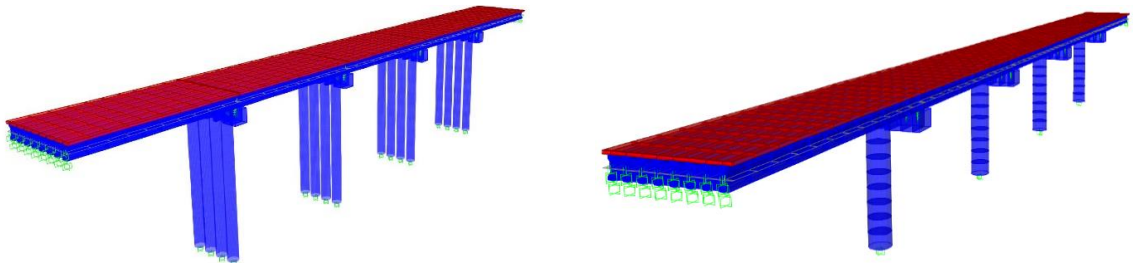
Figura 4.13 – Características generales de un puente.

4.3.3 MODELOS PROPUESTOS

Para la determinación de los factores de sobrerresistencia en puentes se consideraron estructuras simplemente apoyadas de concreto reforzado de acuerdo con la descripción de la sección 4.3.1, por lo que se modelaron puentes con las características que a continuación se describen. Las características de los modelos propuestos en este trabajo corresponden a lo encontrado en los levantamientos de campo realizados por el equipo del departamento de estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH. Se proponen puentes simplemente apoyados formados por cinco vanos frecuentemente encontrados en los puentes construidos en las últimas décadas. Cada trabe, descansa en dos apoyos elastoméricos y entre estos apoyos se coloca una junta de expansión.

Se trabajó con puentes con losa de concreto reforzado apoyada en trabes AASHTO o trabes Nebraska, dependiendo de la longitud del vano mayor. Se colocaron diafragmas para dar rigidez lateral a la superestructura y su separación también dependerá de la longitud de los vanos. Los apoyos son de neopreno y se propone emplear dos tipos de subestructura, a) puentes con subestructura tipo marco formada por cuatro columnas y b) puentes estructurados con pilares formados por una sola columna trabajando en cantiléver. En ambos casos la sección transversal de las columnas es circular. La Figura 4.14 muestra los dos grupos de tipologías propuestas.

Con respecto a la longitud del vano mayor se proponen puentes de longitud media, por lo que se clasifican en 1) longitud de vano de 30 m con trabes AASHTO tipo IV (Figura 4.15) y 2) longitud de vano de 50 m con trabes Nebraska tipo 240 (Figura 4.16). Se consideraron también alturas de pilares de 5 m, 10 m, 15 m y 20 m.



a) **b)**

Figura 4.14 – Puente tipo, formado por cinco vanos y **a)** con pilares de cuatro columnas y **b)** con pilares de una columna.

Con la finalidad de considerar la acción sísmica en toda la República Mexicana se diseñaron los puentes considerando tres espectros de diseño. Para los puentes ubicados en zonas de baja sismicidad fue empleado el espectro de Tlanepantla (espectro 1)), en zonas con sismicidad intermedia el espectro de diseño es el de Apatzingán (espectro 2) y para zonas altamente sísmicas su diseño se realizó con el espectro de Lázaro Cárdenas (espectro 3).

De acuerdo con lo anterior se tendrá un total de 48 puentes, de los cuales, el primer grupo de 24 corresponde a los puentes con la primera tipología propuesta, (Figura 4.14 **a)**), y los otros 24 corresponden a los puentes con la segunda tipología propuesta, (Figura 4.14 **b)**). En la Tabla 4.1 y Tabla 4.2 se presentan los nombres de los modelos propuestos. La nomenclatura utilizada es la siguiente:

Para pilares de cuatro columnas,

M30P05 - #
- M: pilar tipo marco (30 m o 50 m);
- P: altura del pilar (05 m, 10 m, 15 m o 20 m);
- #: espectro de diseño (1, 2 o 3).

Para pilares de una columna,

C30P05 - #
- C: columna aislada (30 m o 50 m);
- P: altura del pilar (05 m, 10 m, 15 m o 20 m);
- #: espectro de diseño (1, 2 o 3).

Tabla 4.1 – Nombre de los puentes con subestructura tipo marco formada por cuatro columnas.

Longitud del vano (m)	Altura de los pilares (m)	Espectro de diseño	Nombre del modelo
30	5	Tlanepantla	M30P05-1
		Apatzingán	M30P05-2
		Lázaro Cárdenas	M30P05-3
	10	Tlanepantla	M30P10-1
		Apatzingán	M30P10-2
		Lázaro Cárdenas	M30P10-3
	15	Tlanepantla	M30P15-1
		Apatzingán	M30P15-2
		Lázaro Cárdenas	M30P15-3
	20	Tlanepantla	M30P20-1
		Apatzingán	M30P20-2
		Lázaro Cárdenas	M30P20-3
50	5	Tlanepantla	M50P05-1
		Apatzingán	M50P05-2
		Lázaro Cárdenas	M50P05-3
	10	Tlanepantla	M50P10-1
		Apatzingán	M50P10-2
		Lázaro Cárdenas	M50P10-3
	15	Tlanepantla	M50P15-1
		Apatzingán	M50P15-2
		Lázaro Cárdenas	M50P15-3
	20	Tlanepantla	M50P20-1
		Apatzingán	M50P20-2
		Lázaro Cárdenas	M50P20-3

Tabla 4.2 – Nombre de los puentes cuya subestructura está compuesta por una sola columna.

Longitud del vano (m)	Altura de los pilares (m)	Espectro de diseño	Nombre del modelo
30	5	Tlanepantla	C30P05-1
		Apatzingán	C30P05-2
		Lázaro Cárdenas	C30P05-3
	10	Tlanepantla	C30P10-1
		Apatzingán	C30P10-2
		Lázaro Cárdenas	C30P10-3
	15	Tlanepantla	C30P15-1
		Apatzingán	C30P15-2
		Lázaro Cárdenas	C30P15-3
	20	Tlanepantla	C30P20-1
		Apatzingán	C30P20-2
		Lázaro Cárdenas	C30P20-3
50	5	Tlanepantla	C50P05-1
		Apatzingán	C50P05-2
		Lázaro Cárdenas	C50P05-3
	10	Tlanepantla	C50P10-1
		Apatzingán	C50P10-2
		Lázaro Cárdenas	C50P10-3
	15	Tlanepantla	C50P15-1
		Apatzingán	C50P15-2
		Lázaro Cárdenas	C50P15-3
	20	Tlanepantla	C50P20-1
		Apatzingán	C50P20-2
		Lázaro Cárdenas	C50P20-3

4.3.4 COMPONENTES ESTRUCTURALES DE LOS MODELOS PROPUESTOS

A continuación se presentan los componentes estructurales de los modelos propuestos. A pesar de estar en la etapa de predimensionamiento, se optó por describirlos en este capítulo por requerirse para crear los modelos en el SAP2000 y posteriormente diseñar los puentes.

4.3.4.1 Superestructura

Para todos los casos el tablero es de concreto reforzado con una losa de 0.20 m de espesor y una carpeta asfáltica de 0.10 m de espesor. Se colocarán guarniciones de concreto. El ancho total del puente es de 10.60 m y el ancho de calzada es de 9.60 m, la losa de concreto tendrá un voladizo el cual está indicado en la Figura 4.17 y Figura 4.18.

La losa es recibida por ocho trabes principales AASHTO tipo IV para vanos de 30 m y por seis trabes Nebraska tipo 240 para vanos de 50 m. Estas son trabes prefabricadas con características predeterminadas, los detalles de las secciones transversales de estas trabes se muestran en la Figura 4.15 y Figura 4.16. La separación entre trabes AASHTO tipo IV es de 1.30 m y de 1.60 m para las trabes Nebraska tipo 240 ya que recibirán un tablero cuyo ancho total es de 10.60 m, Figura 4.17 y Figura 4.18.

Tipo	D (m)	B1 (m)	B2 (m)	Vano (m)	A(m^2)
IV	1.3716	0.6604	0.508	21 a 30	0.509

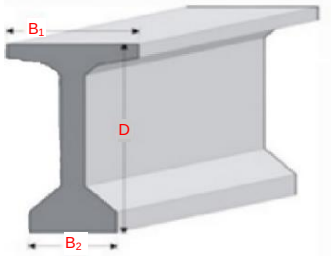


Figura 4.15 – Trabes AASHTO tipo IV para puentes con vanos de 30 m.

Tipo	D (m)	B1 (m)	B2 (m)	Vano (m)	A(m^2)
240	2.40	1.005	1.250	42 a 52	0.7247

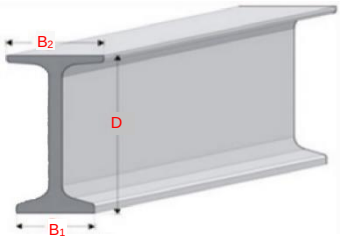


Figura 4.16 – Trabes Nebraska o tipo NU para puentes con vanos de 50 m

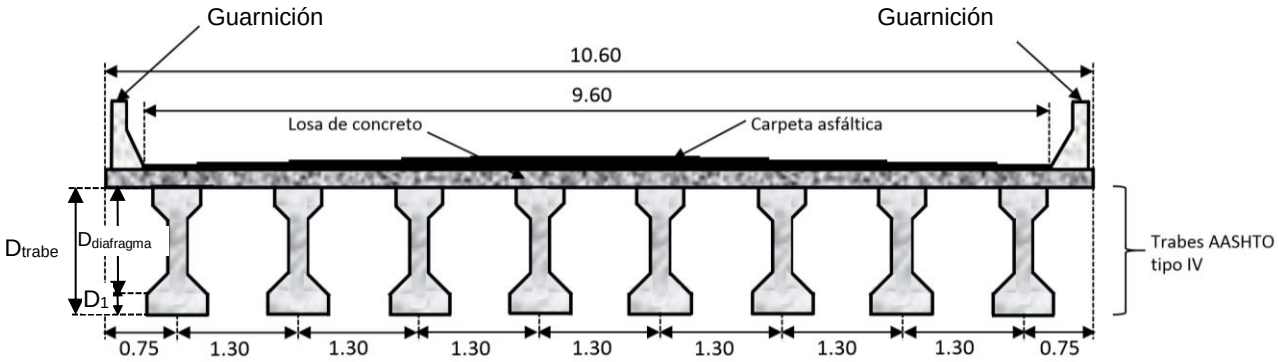


Figura 4.17 – Sección transversal de la superestructura de los modelos de los puentes con trabes AASHTO tipo IV.

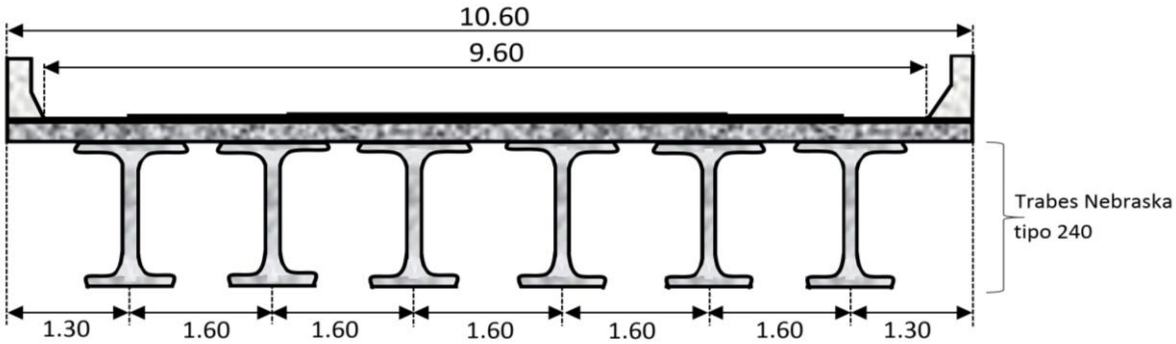


Figura 4.18 – Sección transversal de la superestructura de los modelos de los puentes con trabes Nebraska tipo 240.

Para dar rigidez lateral a las trabes principales y consecuentemente dar rigidez a la superestructura en esa dirección, se colocaron vigas diafragma ubicadas perpendicularmente a las trabes principales. La viga diafragma es de concreto reforzado con sección transversal rectangular sólida, cuyo peralte (altura) depende del peralte de la viga principal y su ancho es igual a 0.30 m. La separación de estas depende de la longitud del vano, esto se muestra en la Table 4.3. El peralte de las vigas diafragma es,

$$D_{diafragma} = D_{trabe} - D_1 \tag{4.1}$$

donde D_1 es el peralte del patín inferior de las trabes principales

El peralte, de las vigas diafragma, para las trabes AASHTO tipo IV es,

$$D_{diafragma} = 1.37 - 0.20 = 1.17 \text{ m}$$

y para las trabes Nebraska es,

$$D_{diafragma} = 2.40 - 0.25 = 2.15 \text{ m}$$

Table 4.3 – Ubicación de los diafragmas en los puentes.

Longitud de vano (m)	Viga principal	Viga diafragma (m)	Separación de la viga diafragma
30	AASHTO tipo IV	Sección rectangular de 1.17 x 0.30	En los extremos y a 1/6 L
50	Nebraska tipo 240	Sección rectangular de 2.15 x 0.30	En los extremos y a 1/10 L

La guarnición es también de concreto reforzado y sus características se ilustran en la Figura 4.19.

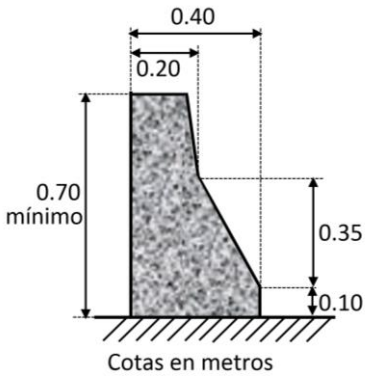


Figura 4.19 – Guarnición vehicular propuesta por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT).

4.3.4.2 Apoyos

Como la superestructura es simplemente apoyada se colocaron apoyos de neopreno laminado. En la sección 4.2.6 se describieron estos, colocados entre el cabezal del pilar y el extremo de cada trabe principal. La Figura 4.20 muestra una sección transversal del tablero con los apoyos de neopreno. Las trabes descansan sobre el apoyo tipo 1 en el lado izquierdo y sobre el apoyo tipo 2 en el lado derecho de cada vano (Figura 4.21). El apoyo tipo 1 es más rígido que el apoyo tipo 2 y se supuso que se comportan elásticamente. La finalidad de estos apoyos es transmitir las reacciones de la superestructura a la subestructura adecuadamente adaptándose a las deformaciones elásticas, térmicas y de otra índole inducidas por la superestructura sin producir fuerzas restrictivas apreciables.

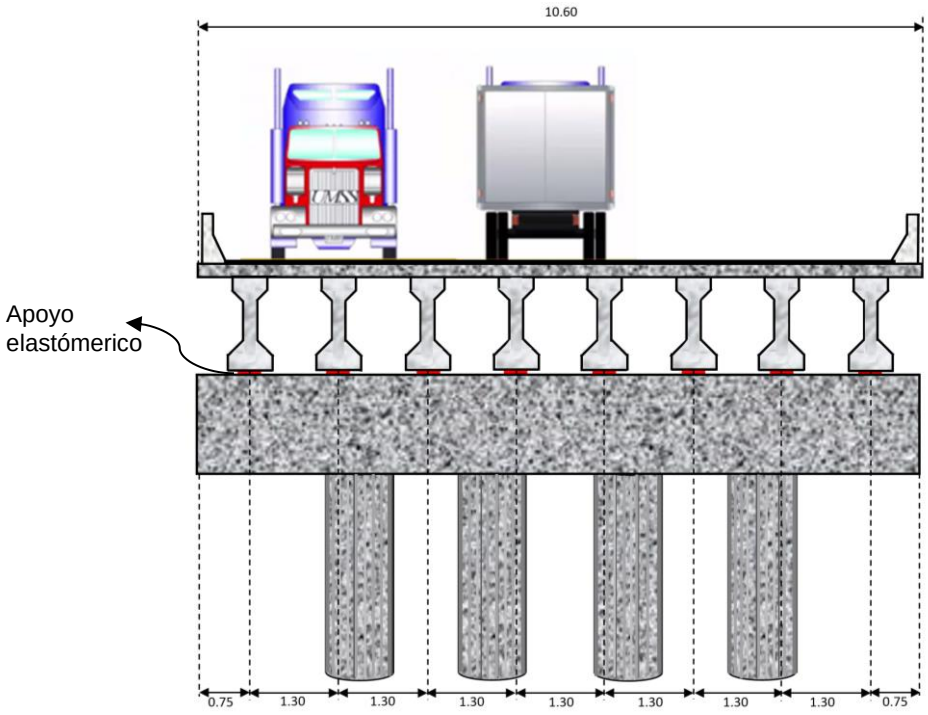


Figura 4.20 – Distribución transversal de los apoyos.

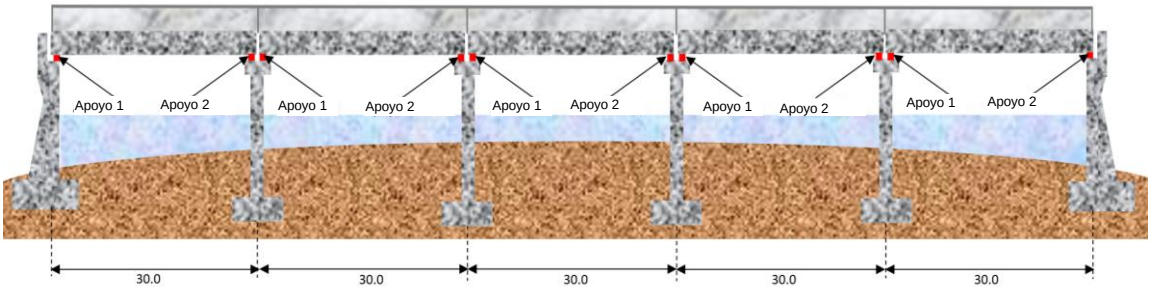
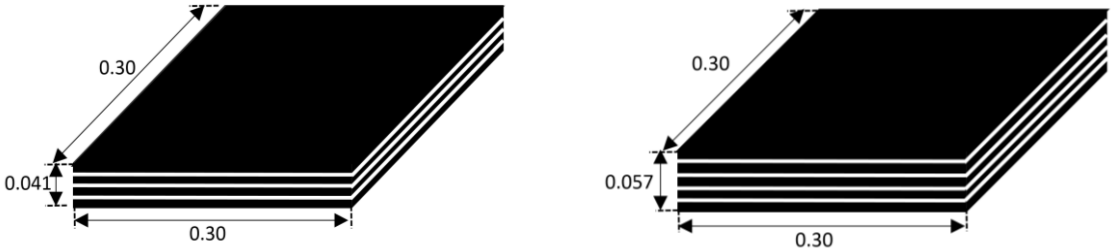


Figura 4.21 – Distribución longitudinal de los apoyos.

La rigidez de los apoyos es inversamente proporcional al espesor del neopreno, h_n, por lo que a menor espesor del neopreno mayor rigidez en el apoyo. La dureza del neopreno es Shore A-60. Para los puentes con vanos de 30 m, se proponen apoyos cuadrados de dimensiones iguales a 0.30 m, lo que varía en estos es el espesor total, siendo h_t = 0.041 m en el apoyo tipo 1 con 3 láminas de acero intermedias (Figura 4.22 **a)**) y para el apoyo tipo 2 es de h_t = 0.057 m con 4 láminas de acero intermedias (Figura 4.22 **b)**), ambos formados por capas de neopreno intermedias de espesor igual a t_{neopr} = 0.013 m y de acero t_{acero} = 0.003 m, respectivamente, de tal forma que la capa de recubrimiento en ambos casos es de t_{recub} = 0.003 m.



a) **b)**

Figura 4.22 – Apoyos de neopreno laminado para vanos de 30 m, **a)** apoyo 1 y **b)** apoyo 2.

La rigidez lateral, k_{lat}, de los apoyos de neopreno se determina con la expresión 6.2 de (Seismic Design and Retrofit of Bridges, Priestley et al. (1996)),

$$k_{lat} = \frac{GA}{h_n} \tag{4.2}$$

La rigidez vertical, k_{ver}, de los apoyos de neopreno se determina con la ecuación 6.4 (Seismic Design and Retrofit of Bridges, Priestley et al. (1996)),

$$k_{ver} = \frac{6GS^2AK}{(6GS^2 + K)h_n} \tag{4.3}$$

y la rigidez a rotación, k_{α}, de los apoyos de neopreno se determina con la ecuación 4.4,

$$k_{\alpha} = \frac{1.974GS^2KI}{(6GS^2 + K)h_n} \tag{4.4}$$

S es el factor de forma de la capa de neopreno, dado por:

$$S = \frac{bd}{2(b + d)t_{neopr}} \tag{4.5}$$

el momento de inercia, I, del apoyo de neopreno es igual a,

$$I = \frac{bd^3}{12} \tag{4.6}$$

donde,

G: módulo de rigidez al corte, G = 101.97 t/m^2;

A: área del apoyo del neoprene;

K: módulo de compresibilidad, K = 203,943.243 t/m^2;

h_n: espesor efectivo del neoprene;

b, d: dimensiones en planta de la capa de neoprene;

t_{neopr}: espesor de la capa intermedia del neoprene.

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtienen las siguientes rigideces tanto para el apoyo 1 como para el apoyo 2 de los puentes con vanos de 30 m:

Apoyo 1,

$k_{lat} =$ 286.79 t/m siendo $h_n = 0.032$ m

$k_{ver} =$ 52069.91 t/m

$k_{\alpha} = 128.483$ t · m/rad

Apoyo 2,

$k_{lat} =$ 203.94 t/m; siendo $h_n = 0.045$ m

$k_{ver} =$ 37027.49 t/m

$k_{\alpha} = 91.365$ t · m/rad

Para los puentes con vanos de 50 m se proponen apoyos cuadrados de dimensiones iguales a 0.40 m, con espesor total de h_t = 0.185 m tanto para el apoyo tipo 1 como para el apoyo tipo 2 con 11 láminas de acero intermedias, ambos formados por capas de neopreno intermedias de espesor igual a t_{neopr} = 0.013 m y de acero t_{acero} =0.003 m, respectivamente, de tal forma que la capa de recubrimiento en ambos casos es de t_{recub} = 0.003 m, Figura 4.23.

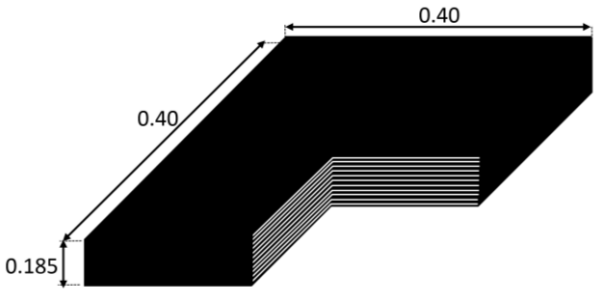


Figura 4.23 – Apoyo 1 y 2 de neopreno laminado para vanos de 50 m.

Apoyos 1 y 2,

$k_{lat} = 109.5\ t/m$ siendo $h_n = 0.149$ m
$k_{ver} = 33014.55\ t/m$ siendo $h_n = 0.149$ m
$k_{\alpha} = 144.80\ t \cdot m/rad$ siendo $h_n = 0.149$ m

4.3.4.3 Juntas de expansión

Los puentes simplemente apoyados requieren de juntas de expansión que se usan para unir elementos que constantemente se dilatan por el calor o se contraen con el frio y que están moviéndose por el tráfico vehicular. Estas juntas se colocaron al final de cada vano y en los extremos de los tableros del puente. En la Figura 4.24 se muestra la junta de expansión propuesta para estos puentes.

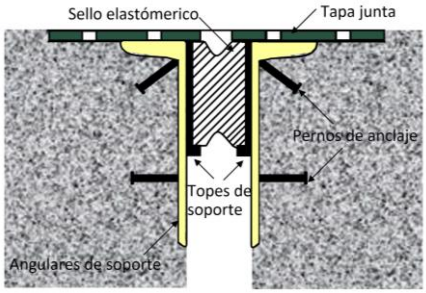


Figura 4.24 – Junta de expansión.

4.3.4.4 Subestructura

Los estribos se modelaron de acuerdo con las recomendaciones de la sección 7.8.7 del Caltrans (2015) correspondiente a la respuesta longitudinal del estribo. Con la ecuación 7.43 se determinó la rigidez del estribo, $K_{estribo}$,

$$K_{estribo} = K_i w_{bw} \frac{h_{bw}}{1.7} \qquad (4.7)$$

La rigidez inicial del estribo, K_i = 11.5 kN/mm/m, es recomendada por el Caltrans (2015) en la sección 7.8.7. En la Figura 4.25 **a)** muestra la rigidez efectiva en el estribo y la Figura 4.13 y Figura 4.25 **b)** se aprecian las características del área efectiva del estribo.

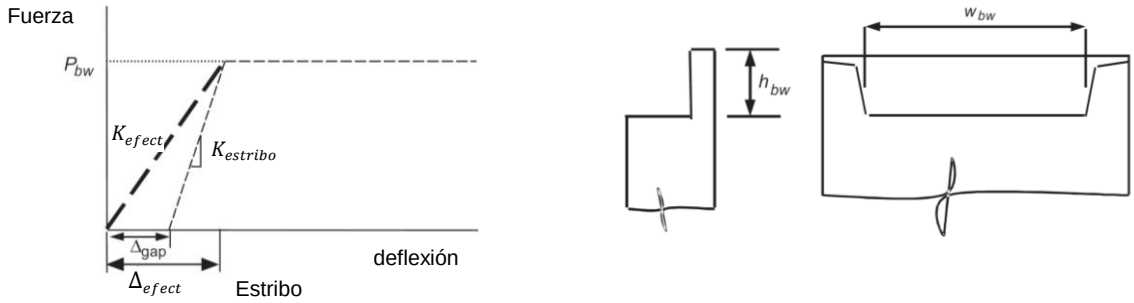


Figura 4.25 – a) Rigidez efectiva del estribo y b) área efectiva del estribo (tomada del Caltrans (2015)).

La rigidez efectiva, K_{efect}, se determina considerando la presión pasiva en el estribo, Caltrans (2015). La presión pasiva, P_{bw}, se determina con la ecuación 7.44, sección 7.8.1 del Caltrans (2015),

$$P_{bw} = w_{bw} h_{bw} (239) \frac{h_{bw}}{1.7} \tag{4.8}$$

$$K_{efect} = \frac{P_{bw}}{\Delta_{gap} + \frac{P_{bw}}{K_{estribo}}} \tag{4.9}$$

$$\Delta_{efect} = \frac{P_{bw}}{K_{efect}} \tag{4.10}$$

donde,

w_{bw}: Ancho del puente;

h_{bw}: Altura del cabezal del estribo;

P_{bw}: Presión pasiva (m, kN).

Para los puentes con vanos de 30 m;
$w_{bw} = 10.6$ m;
$h_{bw} = 0.677$ m;

En el caso de los puentes con vanos de 50 m;
$w_{bw} = 10.6$ m;
$h_{bw} = 1.163$ m.

Aplicando las ecuaciones anteriores se determinaron las propiedades del estribo las cuales se concentran en la Table 4.4.

Table 4.4 – Propiedades del estribo.

Vano (m)	$K_{estribo}$ (t/m)	P_{bw} (t)	Δ_{gap} (m)	K_{efect} (t/m)	Δ_{efect} (m)
30	48545.0	69.65	0.05	1087.091	0.0641
50	8503.85	205.54	0.05	2771.2	0.0742

La sección transversal de las columnas que conforman el pilar es circular para ambas tipologías (Figura 4.26).

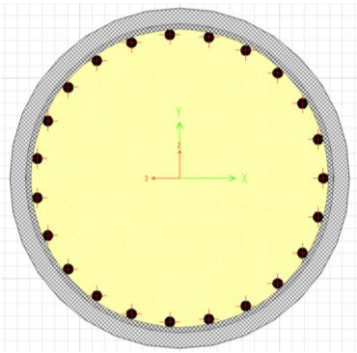


Figura 4.26 – Sección transversal de las columnas.

El espaciamiento entre las columnas de los pilares, cuya altura varia de 5 m a 10 m, es de 2.0 m medida centro a centro entre columnas (Figura 4.27), de 2.5 m para los pilares con alturas mayores o iguales a 15 m (Figura 4.28), y en el caso de pilares formados por una columna, esta se ubica en el centro de la estructura (Figura 4.29).

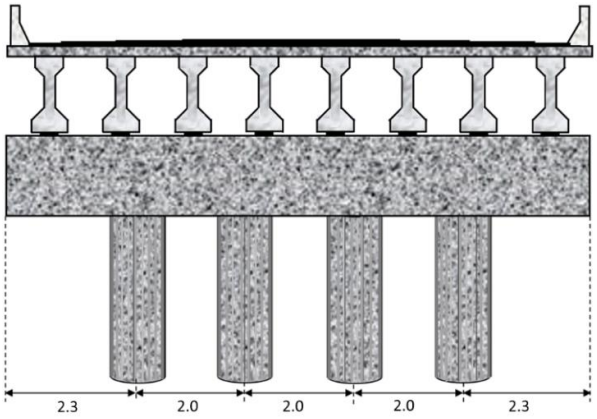


Figura 4.27 – Separación entre columnas en pilares con altura menor o igual a 10 m.

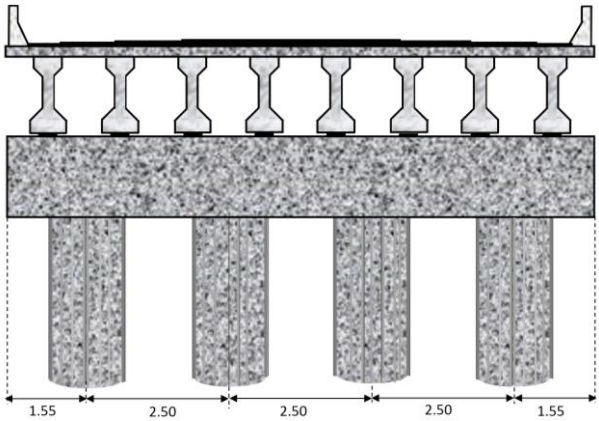


Figura 4.28 – Separación entre columnas en pilares con altura mayor o igual a 15 m.

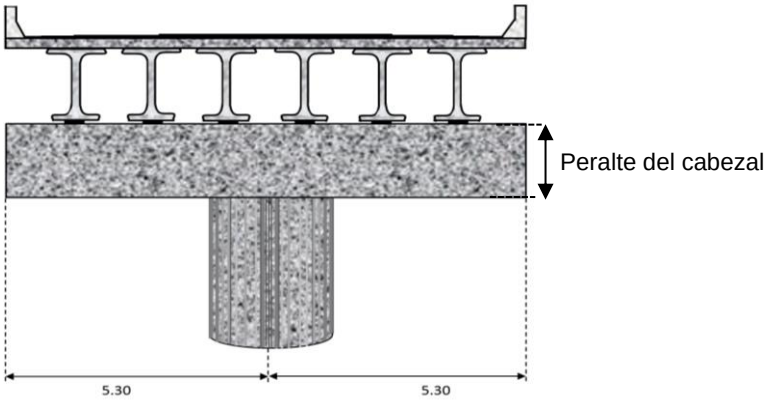


Figura 4.29 – Separación entre columnas para pilares de una sola columna.

El cabezal de los pilares tiene un peralte (altura) de 1.50 m. La normativa AASHTO especifica que la longitud mínima de asiento del cabezal de los pilares (Figura 4.30) puede determinarse con la expresión empírica 4.11,

$$\mathrm{Nn}_{\min} = (8 + 0.02L_{\mathrm{m}} + 0.08\mathrm{H})(1 + 0.000125\mathrm{S}^2) \tag{4.11}$$

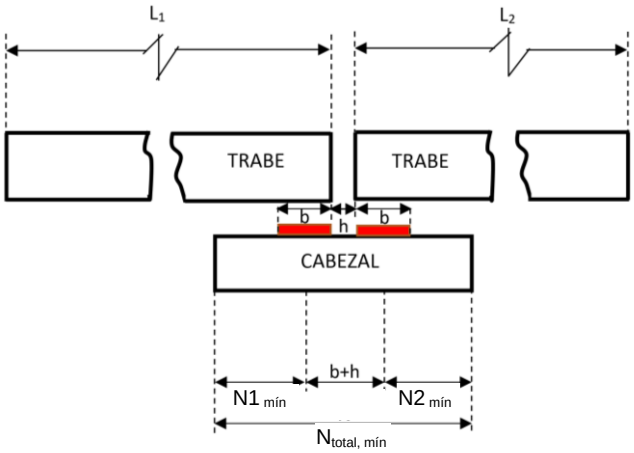


Figura 4.30 – Longitud mínima de soporte, $\mathrm{Nn}_{\mathrm{mín}}$ (AASHTO, 2012)).

Entonces, de acuerdo con la expresión empírica 4.11 el ancho mínimo del cabezal, $N_{total,\ mín}$, es:

$$\mathrm{N}_{\mathrm{total,\ mín}} = \mathrm{N1}_{\mathrm{mín}} + \mathrm{N2}_{\mathrm{mín}} + \mathrm{b} + \mathrm{h} \tag{4.12}$$

donde,

$\mathrm{Nn}_{\mathrm{min}}$: longitud mínima de asiento del cabezal, medida normalmente a la línea central del apoyo (in);

L_m: distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente o al final del tablero del puente. Para puentes de un solo vano L_m es igual a la longitud del tablero del puente (ft);

H: para columnas y/o pilares, H es la altura del pilar o la columna y es igual a cero para puentes simplemente apoyados (ft);

S: esviaje del puente en grados (°);

b: dimensiones en planta del apoyo de neopreno;

h: ancho de la junta de expansión.

Aplicando la ecuación empírica anterior se obtienen los siguientes anchos de cabezal, para puentes con vanos de 30 m,

$N1_{mín} = N2_{mín} = 25.32$ cm; $N_{total,\ mín} = 25.32+25.32+30+4 = 84.64$ cm

para puentes con vanos de 50 m,

$N1_{mín} = N2_{mín} = 28.65$ cm; $N_{total,\ mín} = 28.65+28.65+40+5 = 102.3$ cm

Para colocar el acero longitudinal en la conexión columna y cabezal es conveniente que el ancho del cabezal sea mayor que el diámetro de la columna (D). Desde el punto de vista práctico, se suele hacer en México el cabezal con un ancho de 40 centímetros mayor. Este ancho debe verificarse que sea mayor que el mínimo especificado por las AASHTO, calculado previamente. De acuerdo con lo anterior el peralte del cabezal es de 1.50 m y su ancho es igual a D+0.40.

4.3.4.5 Características de los materiales

Considerando el material de los puentes recientemente construidos en México, la losa que conforma el tablero, las guarniciones, las vigas diafragma, cabezal y columnas son de concreto reforzado con resistencia a la compresión de $f'c = 2500\ \mathrm{t}/m^2$, para las trabes principales AASHTO es de $f'c = 3500\ t/m^2$ y para las trabes Nebraska es de $f'c = 4500\ t/m^2$. El módulo de elasticidad del concreto es de $E_c = 14{,}000\sqrt{f'c}$, en esta expresión $f'c$ debe estar en kg/cm^2, y del acero $E_y = 20{,}389{,}019\ t/m^2$ y el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo $f_y = 42184.2\ t/m^2$. La Tabla 4.5 proporciona todas las propiedades del concreto y del acero de refuerzo.

Tabla 4.5 – Propiedades del concreto y del acero de refuerzo.

Material	f'c t/m^2	f_y t/m^2	F_u t/m^2	F_{ve} t/m^2	F_{ue} t/m^2	E t/m^2	ν	α mm/mm/°C	G t/m^2	γ t/m^3
Concreto	2500.0	-------	-------	------	---------	2213594.36	0.2	9.90E-06	922330.98	2.403
	3500.0	--------	---------	--------	---------	2619160.17	0.2	9.90E-06	109131.74	2.403
	4500.0	--------	---------	--------	---------	2969848.48	0.2	9.90E-06	1237436.9	2.403
Acero	---------	42184.2	63276.3	46402.6	69603.9	20389019.0	0.3	1.17E-05	7841930.4	7.849

4.4 DESCRIPCIÓN DEL MODELADO EN EL SAP2000

Los puentes propuestos se modelaron en el software SAP2000 (Computer and Structure, Inc., (CSI, 2017)). En la siguiente sección se describe como fueron modelados los puentes con el SAP2000.

4.4.1 ELEMENTOS TIPO PLACA SHELL-THIN

Los puentes se modelaron con base en elementos placa y elementos barra. La losa se modeló con elementos finitos rectangulares tipo placa mejor conocidos como elementos tipo Shell-Thin cuya membrana tiene un espesor de 0.20 m. En la Figura 4.31 se aprecian los elementos tipo placa en color rojo, los cuales tienen forma rectangular. El elemento Shell tiene cuatro nodos con 6 grados de libertad por nodo, teniendo una matriz de rigidez de 24x24 para cada uno de los elementos.

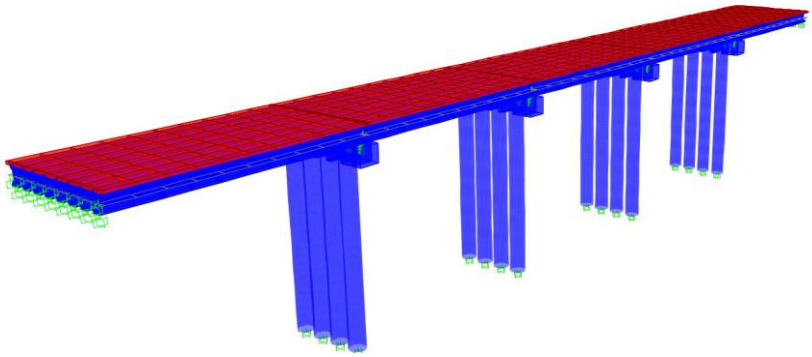


Figura 4.31 – Puente modelado en SAP2000 con la representación de los elementos placa (CSI, 2017).

La carpeta asfáltica y las guarniciones se modelaron como una carga uniformemente distribuida sobre el área de los elementos placa de la losa de concreto. De tal forma que, la carga de la carpeta asfáltica es de 0.22 t/m^2. En el caso de las guarniciones la normativa AASHTO permite simplificar el efecto de esta carga considerando la uniformemente distribuida e igual a 0.088 t/m^2 sobre la superficie del tablero del puente. Por lo anterior, sumando estas cargas, el peso de la carpeta asfáltica y de las guarniciones es de W = 0.308 t/m^2 colocado uniformemente sobre los elementos placa, como se muestra en la Figura 4.32.

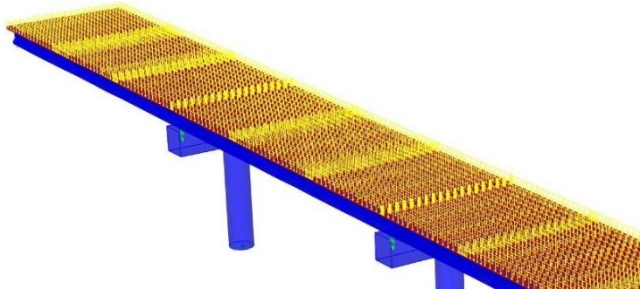


Figura 4.32 – Puente modelado en SAP2000 con la representación de la carga uniformemente distribuida sobre los elementos placa.

4.4.2 ELEMENTOS TIPO BARRA

Las columnas de los pilares, las vigas AASHTO y Nebraska, el cabezal y las vigas diafragma se modelaron como elementos barra con seis grados de libertad por nodo, tres de translación y tres de rotación.

Las vigas longitudinales de los tableros fueron subdivididas en segmentos de 2.5 m con la finalidad de colocar elementos placa con nodos de esquina en los extremos de cada segmento de viga, y considerar la masa distribuida. La viga diafragma está subdividida en elementos barra de longitud igual a 1.3 m. En la Figura 4.33 se muestra el modelado de estos elementos.

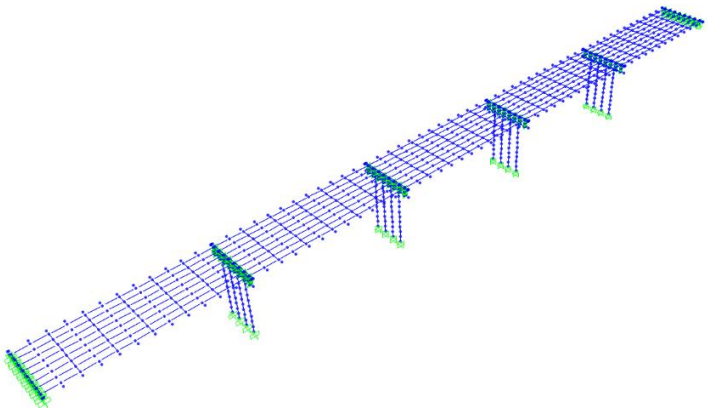


Figura 4.33 – Puente modelado en SAP2000 con la representación de los elementos barra (CSI, 2017).

Con el propósito de modelar la porción de la columna que se encuentra embebida en el cabezal se recomienda el uso de un elemento separador en la parte superior de cada columna, de igual diámetro que la columna, pero con altura igual a la mitad del peralte del cabezal. Para lograr lo anterior se definen zonas rígidas en el cabezal y la columna. La zona rígida en la columna es igual a 0.75 m y en el cabezal está depende del diámetro de la columna, de tal forma que, debe colocarse una zona rígida a cada lado de la unión columna-cabezal cuya longitud será igual a la mitad del diámetro de la columna correspondiente. Por lo anterior la altura total de los pilares será igual a la altura de la columna correspondiente más la zona rígida, z_R, es decir,

$$\mathrm{H_t} = \mathrm{H} + \mathrm{z_R} \tag{4.13}$$

Para este caso $\mathrm{z_R} = 0.75$ m y la altura libre de los pilares, H, es de 5 m, 10 m, 15 m y 20 m. En la Figura 4.34 se muestra la zona rígida entre la columna y el cabezal en color rojo.

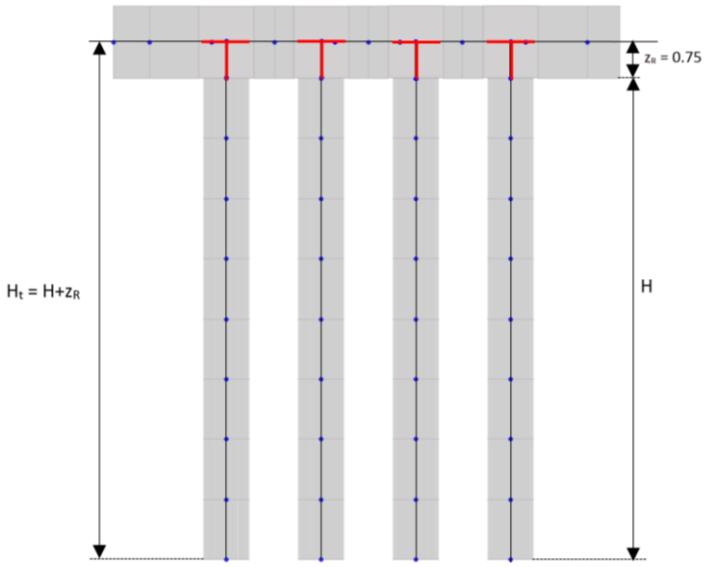


Figura 4.34 – Zona rígida entre la columna y el cabezal.

4.4.3 ELEMENTOS TIPO LINK

Los apoyos de neopreno fueron modelados con elementos tipo Link. Los elementos Link vinculan dos nodos con ciertas propiedades de rigidez de desplazamiento y rotación. La rigidez lateral, la rigidez vertical y la rigidez a rotación que se les asigna a estos elementos Link fue calculada en la sección 4.3.4. 2.

Para los puentes con vanos de 30 m las rigideces en los apoyos son:

Apoyo 1,	Apoyo 2,
$k_{lat} = 286.80$ t/m;	$k_{lat} = 203.94$ t/m
$k_{ver} = 52069.91$ t/m;	$k_{ver} = 37027.49$ t/m
$k_{\alpha} = 128.48$ t · m/rad;	$k_{\alpha} = 91.365$ t · m/rad

Para los puentes con vanos de 50 m las rigideces en los apoyos 1 y 2 son:

$$k_{lat} = 109.5 \text{ t/m}$$
$$k_{ver} = 33014.55 \text{ t/m}$$
$$k_{\alpha} = 144.80 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

Debido a que los ejes de los elementos no se interceptan, es decir, estos son excéntricos, es necesario el uso de barras rígidas auxiliares para lograr la conexión entre el cabezal y los apoyos de neopreno, o entre estos y las trabes principales. Estas barras auxiliares tienen un peso despreciable y se les asigna rigidez infinita a compresión, flexión y cortante. Las características geométricas de estos elementos son irrelevantes ya que la finalidad de estos es la de transmitir los elementos mecánicos sin modificar el comportamiento de la estructura.

La Figura 4.35 muestra el detalle de cómo se modeló la unión de dos tableros simplemente apoyados; se observa que se colocaron elementos link lineales para modelar los apoyos de neopreno y un elemento link no lineal (o gap) para modelar la junta de expansión, todo ello apoyándonos en elementos auxiliares para lograr el arreglo correspondiente de la conexión. No fue considerado el peso de los elementos link tanto lineales como no lineales.

El estribo fue modelado con un elemento multiLinear-Plastic-Link y colocado en serie con un elemento gap no lineal cuyas rigideces fueron calculadas en la sección 4.3.4.4. Para el gap no lineal en el estribo, la rigidez es 10 veces la rigidez del estribo (Aviram et al. (2008)). En la Tabla 4.6 se muestran las características de los elementos Link.

Tabla 4.6 – Propiedades de los elementos Link.

Vano (m)	MultiLinear-Plastic-link		Gap estribo		Gap junta de expansión	
	K_{efect} (t/m)	Δ_{efect} (m)	K (t/m)	Open (m)	K (t/m)	Open (m)
30	135.9	0.0641	6187.8	0.05	10000000	0.05
50	461.87	0.0742	14175.2	0.05	10000000	0.05

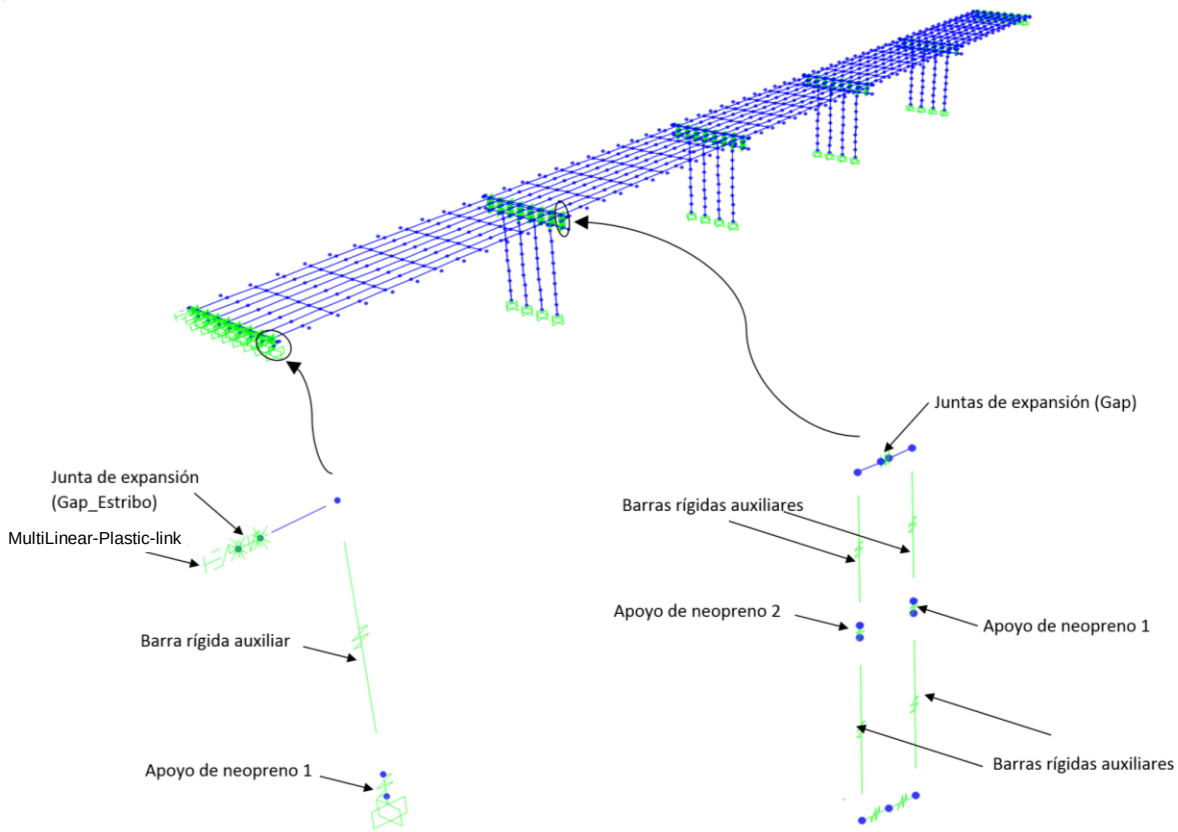


Figura 4.35 – Elementos link, apoyos y barras auxiliares (CSI, 2017).

4.4.4 CONDICIONES DE FRONTERA

En los puentes en estudio se admite que están apoyados en suelo firme o roca, la cimentación es una zapata corrida que une a las columnas de cada pilar y por ello, el modelo se empotró en la cimentación. En estas condiciones, la interacción suelo-estructura se consideró despreciable.

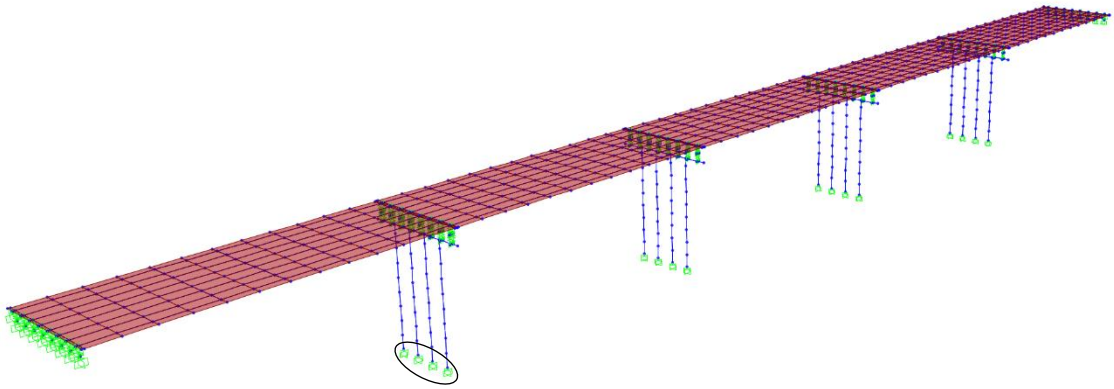


Figura 4.36 – Condiciones de frontera (CSI, 2017).

4.4.5 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo, se presentaron inicialmente las características generales de los puentes en México y con base en los puentes que se han construido en las últimas décadas se propusieron los modelos estudiados en este trabajo. Se propusieron dos tipologías: puentes tipo marco con pilares de cuatro

columnas y puentes trabajando en cantiliver con pilares de una columna. Para los análisis, se variaron la longitud del vano y la altura de los pilares, de tal forma que se trabajó con vanos de 30 m y 50 m y con alturas de pilares de 5 m, 10 m, 15 m y 20 m. También, se realizó un redimensionamiento, ya que se necesitan estas características para crear los modelos en el SAP2000.

5
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS

5.1 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

El diseño de los puentes se realizó empleando el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) con sus Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 2004) y el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2013), con la excepción de las combinaciones de carga las cuales se consideraron según recomendaciones del código AASHTO en el apartado de Diseño de Puentes por el Método LRFD-2012 (Load and Resistance Factor Design, 2012 (AASHTO, 2012)).

5.1.1 DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (AASHTO-LRFD)

Las AASHTO LRFD establece que los puentes se deben diseñar para distintos estados límite. La condición para cada estado límite está dada por la ecuación 5.1. En esta ecuación la resistencia de diseño, multiplicada por el factor de reducción de resistencia (ϕ), cuyo valor es menor que uno, debe ser mayor, o igual que, la sumatoria de las cargas de diseño multiplicadas por el factor de carga (γ_i), con valores mayores que uno, ambos factores tienen bases estadísticas.

$$\phi R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i \, Q_i \qquad (5.1)$$

donde,

ϕ: factor de reducción de resistencia que considera la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia;

R_n: resistencia nominal;

η_i: factor modificador de carga relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura;

γ_i: factor de carga, es un multiplicador aplicado a los efectos de las fuerzas actuantes determinado estadísticamente;

Q_i: fuerza o solicitación nominal.

La ecuación anterior toma en cuenta factores de carga y factores de resistencia, es por lo que este método de diseño es llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD”

5.2 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO EN LRFD

En cada combinación de carga, cada una de las cargas que debe ser considerada se multiplica por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple. De acuerdo con las especificaciones AASHTO, la suma de las cargas factorizadas se calcula con la expresión 3.4.1-1(AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, (AASHTO, 2012)):

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \qquad (5.2)$$

5.2.1 ESTADOS LÍMITE

Todas las especificaciones de diseño establecen un nivel aceptable de seguridad. Existen muchos métodos para proporcionar seguridad a una estructura y el método inherente en muchas especificaciones modernas de diseño de puentes es el análisis de confiabilidad basado en probabilidades; este método se encuentra en las especificaciones AASHTO LRFD, 2012 (AASHTO, 2012), OHBDC, 1991 (Ontario Highway Bridge Design Code) y CHBDC (Canadian Highway Bridge Design Code (CSA 2006)). El método que contempla la seguridad en las especificaciones modernas es el establecimiento de estados límite para definir grupos de eventos o circunstancias que podrían causar que una estructura deje de cumplir satisfactoriamente el objetivo para el que fue construida.

Las especificaciones LRFD están escritas con un formato de estados límite basado en probabilidades precisando el análisis de algunos, o de todos los estados límite. A continuación, se describen estos estados límite:

Estado límite de resistencia: Con este estado límite se pretende garantizar la resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de carga estadísticamente significativas que se anticipa que un puente experimentará durante su periodo de diseño. Bajo este estado límite se pueden producir esfuerzos muy elevados y daños en la estructura, pero la integridad de la estructura global se debe mantener.

Estado límite por evento extremo: Está dirigido a garantizar la supervivencia estructural del puente durante una inundación, un terremoto intenso, o colisión vehicular. La probabilidad de que estos eventos se presenten es muy baja, por lo que se aplican en forma separada. Bajo estas condiciones extremas se espera que la estructura experimente considerables deformaciones inelásticas.

Estado límite de servicio: Está relacionado con las restricciones impuestas a los esfuerzos, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio normales. Con estos requisitos se pretende proporcionar un funcionamiento aceptable del puente durante el periodo de diseño.

Estado límite de fatiga y fractura: El estado límite de fatiga es una restricción impuesta para limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño.

Tabla 5.1 – Estados límite en las AASHTO LRFD (AASHTO, 2012).

Resistencia I	**Combinación de carga básica referente al uso vehicular normal del puente sin considerar el viento.**
Resistencia II	Combinación de carga referente al uso del puente por vehículos de diseño especiales o vehículos de circulación restringida sin considerar el viento.
Resistencia III	Combinación de carga que representa el puente expuesto con vientos de velocidades superiores a 90 km/h sin considerar las cargas vivas.
Resistencia IV	Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las cargas vivas.
Resistencia V	Combinación de cargas que representa el uso normal vehicular del puente con una velocidad del viento de 90 km/h.
Evento Extremo I	**Combinación de carga que incluye el sismo.**
Evento Extremo II	Combinación de cargas que incluye hielo, colisión de embarcaciones y vehículos contra el puente.
Servicio I	Combinación de carga que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando en cuenta los valores nominales de las cargas.
Servicio II	Combinación de cargas propuestas para controlar la cedencia de las estructuras de acero y el deslizamiento en conexiones críticas a deslizamiento debido al paso de cargas vehiculares.
Servicio III	Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en la superestructura de concreto pretensado con el objetivo de controlar las fisuras.
Servicio IV	Combinación de cargas para verificar la tensión en la subestructura de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar las fisuras.
Fatiga	Combinación de cargas para evaluar fatiga y fractura en los componentes estructurales debido a cargas vehiculares repetitivas y a las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes.

Como ya se mencionó en capítulos anteriores en México, por su ubicación geográfica, se presentan sismos de gran magnitud por lo que la condición por sismo es la que rige en el diseño de los puentes. Las AASHTO LRFD consideran el sismo en el estado límite de **Evento Extremo I**. Por lo anterior en estas estructuras fue aplicado el estado límite de **Resistencia I** y el **Evento Extremo I**.

5.2.2 FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

Los factores de carga consideran la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultanea de diferentes cargas. También están relacionados con aspectos estadísticos de la resistencia a través de un proceso de calibración. En cada combinación de carga, las cargas se multiplican por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple.

Los factores deben seleccionarse de tal forma que produzcan la solicitación total mayor extrema.

5.2.2.1 Cargas actuantes

En las normas AASHTO las cargas actuantes son clasificadas como cargas permanentes y cargas transitorias. A continuación, se indican las que fueron consideradas en el desarrollo de este proyecto:

Cargas permanentes

DC: peso propio de los elementos estructurales y no estructurales;

DW: peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones de servicio;

Cargas transitorias

Solo se mencionarán las más relevantes para los puentes en estudio;

EQ: acción sísmica;

IM: factor de amplificación dinámica;

LL: carga viva vehicular.

Tabla 5.2 – Combinaciones de carga y factores de carga del LRFD (adaptada de: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012 (AASHTO, 2012)).

Estados límite	Cargas permanentes	Cargas transitorias	
	DC DW	LL IM	EQ
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	---
EVENTO EXTREMO I	γ_p	---	1.0

De acuerdo con las normas AASHTO el factor modificador de carga, γ_p, tendrá los valores que se muestran en la Tabla 5.3 para el estado límite de resistencia.

Tabla 5.3 – Factores de carga del LRFD (adaptada de: Especificaciones AASHTO LRFD (AASHTO, 2012)).

Tipo de carga	Factores de carga γ_p	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y accesorios	1.25	0.90
DW: Superficie de rodamiento e instalaciones	1.50	0.65

5.2.2.2 Factor de amplificación dinámico, IM

Los efectos dinámicos de la carga vehicular se incorporan por medio de un factor de amplificación que toma en cuenta los efectos de rugosidad e imperfecciones en la superficie de la vía, peso del vehículo y numero de ejes, velocidad del vehículo y características del puente. Este factor solo se aplica a la carga estática del camión de diseño o tándem de diseño y se determina con $(1 + IM/100)$. Los valores de IM están en la tabla 3.6.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2012), Tabla 5.4

Tabla 5.4 – Factores de amplificación dinámica del LRFD (Especificaciones AASHTO LRFD (AASHTO, 2012)).

Componente		IM (%)
Juntas del tablero – Todos los estados límite		75
Todos los demás componentes	Estado límite de fatiga y fractura	15
	Todos los demás estados límites	33

Por lo que la carga viva vehicular será afectada por:

$$1 + \frac{\text{IM}}{100} = 1 + \frac{33}{100} = 1.33 \qquad (5.3)$$

5.2.2.3 Factor de múltiples vías cargadas

Estos factores toman en consideración la probabilidad de aplicación simultánea de la carga viva vehicular en diferentes carriles.

La especificación AASHTO LRFD fue calibrada estadísticamente con un par de vehículos. Esto explica el factor de múltiple presencia de 1.2 para una vía cargada.

Tabla 5.5 – Factores de múltiples vías cargadas del LRFD (Especificaciones AASHTO LRFD (AASHTO, 2012)).

Número de carriles cargados	Factor de múltiple presencia, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

5.2.2.4 Factores de modificación de las cargas, η_i

El factor modificador de cargas, η_i, está relacionado con la ductilidad, la redundancia y con la importancia operacional; para determinarlo se proponen dos expresiones:

En las cargas en las que es apropiado un valor máximo de γ_i:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \qquad (5.4)$$

En el caso de cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \qquad (5.5)$$

donde,

η_D: factor relacionado con la ductilidad;

η_R: factor relacionado con la redundancia;

η_I: factor relacionado con la importancia operacional.

A continuación, se proporcionan los valores de los modificadores de carga dados por las normas AASHTO:

Factor relacionado con la ductilidad

Un puente debe dimensionarse y detallarse para asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límite de resistencia y los eventos extremos ante la falla, por lo que un comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas.

$\eta_D \geq 1.05$ en estructuras que no cumplen con los requisitos de ductilidad;
$\eta_D = 1.00$ en estructuras en las que se cumple con todos los requisitos de ductilidad;
$\eta_D \geq 0.95$ en estructuras en las que se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad.
Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1.00$

Factor relacionado con la redundancia

Una estructura poco redundante es aquella en la cual la pérdida de un componente da como resultado el colapso. También una estructura estáticamente indeterminada es redundante porque tiene más restricciones de las que son necesarias para satisfacer el equilibrio. Por lo anterior se deben usar estructuras continuas a menos de que existan motivos que justifiquen lo contrario.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes;
$\eta_R = 1.0$ para niveles convencionales de redundancia;
$\eta_R \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia.
Para todos los demás estados límites

$\eta_R = 1.0$

Factor relacionado con la importancia operacional

Este concepto se aplica exclusivamente a los estados límite de resistencia y los correspondientes eventos extremos. Un puente tiene importancia operativa cuando debe permanecer abierto para el tránsito de todos los vehículos posterior a la ocurrencia del sismo de diseño y debe permanecer en operación para el tránsito de los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediata después de un sismo importante.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1.05$ para puentes importantes
$\eta_I = 1.0$ para puentes típicos
$\eta_I \geq 0.95$ para puentes de poca importancia
Para todos los demás estados límites:
$\eta_I = 1.0$
De lo anterior y considerando que utilizaremos el valor máximo de γ_i, tendremos los siguientes factores modificadores de carga:

Estado límite de **Resistencia I**:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1.0)(1.0)(1.05) = 1.05$$

Estado límite de **Evento Extremo I**:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1.0)(1.0)(1.0) = 1.0$$

5.2.3 COMBINACIONES DE CARGA

Como ya se mencionó en los puentes en estudio se aplicó el estado límite de **Resistencia I** y el **Evento Extremo I**.

En el caso del estado límite de **Resistencia I**:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Para carga permanente:	Para carga transitoria:
η_i = 1.05	η_i = 1.05
γ_i= 1.25	γ_i= 1.75
Q_i= DC + DW	$Q_i = LL\left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.33LL$

Por lo anterior se tiene:

$$\boldsymbol{Q_{Resistencia\ I} = 1.05[1.25(DC + DW) + 1.75(1.33LL)]} \quad (5.6)$$

En el caso del estado límite de **Evento Extremo I**:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Para carga permanente:

η_i = 1.0

γ_i= 1.25

Q_i= DC + DW

Para carga transitoria:

η_i = 1.0

γ_i= 0.50

$Q_x = EQ_x + 0.30EQ_y$; $Q_y = EQ_y + 0.30EQ_x$

Por lo que:

$$\boldsymbol{Q_{Evento\ Extremo\ I,x} = 1.25(DC + DW) + 0.50(1.33LL) + EQ_x + 0.30EQ_y}$$
$$\boldsymbol{Q_{Evento\ Exremo\ I,y} = 1.25(DC + DW) + 0.50(1.33LL) + EQ_y + 0.30EQ_x} \quad (5.7)$$

5.3 DISEÑO DE LOS PUENTES EN EL SAP2000

En este capítulo se presenta el diseño de los puentes, el cual se realizó con el software SAP2000 (Computer and Structure, Inc., (CSI, 2017)). El modelo numérico de los elementos del puente se describió en el capítulo 4 en la sección 4.3.3.

Solo se diseñaron los pilares ya que, por las condiciones de apoyo de las trabes, solo en estos elementos se puede presentar comportamiento no lineal.

5.3.1 CARGAS DE DISEÑO DE LOS PUENTES

Toda estructura debe diseñarse para resistir las cargas que se puedan presentar durante su vida útil. Las cargas en los puentes de acuerdo con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) de la SCT se clasifican en: cargas permanentes, cargas variables y cargas eventuales.

5.3.2 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes se componen del peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, así como del peso de la carpeta asfáltica y de las guarniciones. La carga de la carpeta asfáltica y las guarniciones es de W = 0.308 t/m^2, se colocó uniformemente distribuida sobre el tablero.

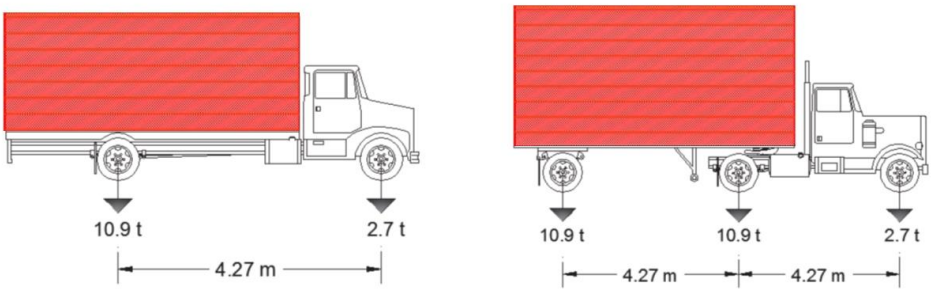
Respecto al peso propio de los elementos estructurales, el SAP2000 realiza el cálculo de manera automática de estos elementos al proporcionarle las características de las secciones transversales y de los materiales.

5.3.3 CARGAS VARIABLES DEBIDO A CARGAS VIVAS VEHICULARES

Las cargas vivas en los puentes son producidas principalmente por cargas móviles. Estas dependen del tipo de vehículos que transiten por los puentes cuya variación puede llegar a ser grande según el tipo de vehículo. Las acciones de los vehículos consisten en una serie de cargas concentradas cuya separación es conocida.

Para los puentes construidos durante las décadas de los 30 y 60 la carga viva correspondía al vehículo tipo H-15 con un peso de 13.6 t, especificada en las AASHTO (Figura 5.1 **a)**).

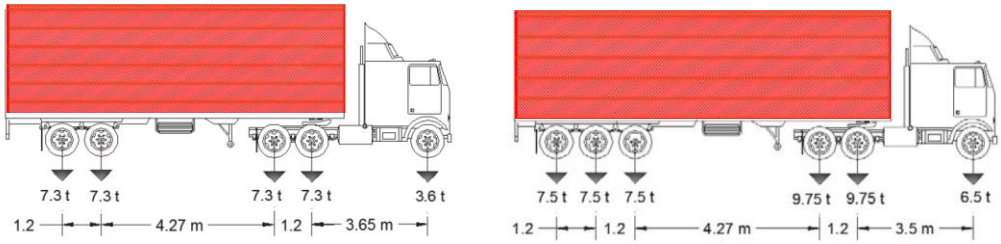
Durante la década de los 60's la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2014) implementó un vehículo más grande como carga viva de diseño, el HS-15, con un peso de 24.5 t (especificado en las AASHTO (1996)), Figura 5.1 **b)**.



a) Camión H-15, W = 13.6 t **b)** Camión HS -15, W = 24.5 t

Figura 5.1 – a) Vehículos tipo para la obtención de las cargas de diseño de puentes **a)** H-15 y **b)** HS-15.

En 1980, la SCT agregó los vehículos de diseño HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 (Figura 5.2 y Figura 5.3) de las AASHTO con pesos de 32.8 t, 48.5 t y 72.5 t, respectivamente. Estas cargas se mantienen vigentes en México.



a) Camión HS–20, W = 32.8 t **b)** Camión T3–S3, W = 48.5 t

Figura 5.2 – a) Vehículos tipo para la obtención de las cargas de diseño de puentes **a)** HS-20 y **b)** T3-S3.

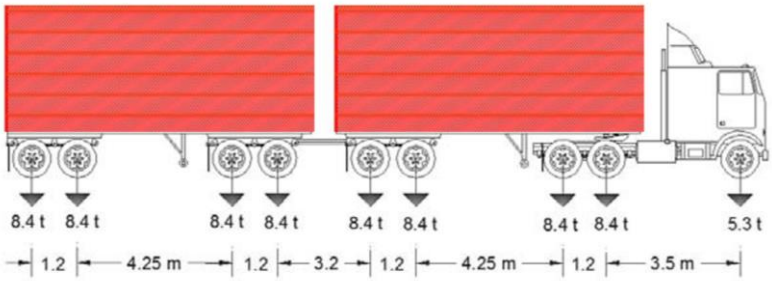


Figura 5.3 – Vehículo tipo para la obtención de las cargas de diseño de puentes T3-S2-R4, W = 72.5 t.

Los puentes se diseñaron para dos líneas de circulación, empleando los camiones tipo HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4. Los carriles de carga que se consideraron son dos con un ancho de 3.0 m y la longitud entre ejes de neumáticos es de 1.8 m medida de centro a centro (AASHTO, 2012).

El eje del primer carril de carga se encuentra ubicado a 3.3 m del centro de línea del puente y el segundo carril de carga está a 0.3 m también del centro de línea del puente. Estos carriles de carga están representados en la Figura 5.4.

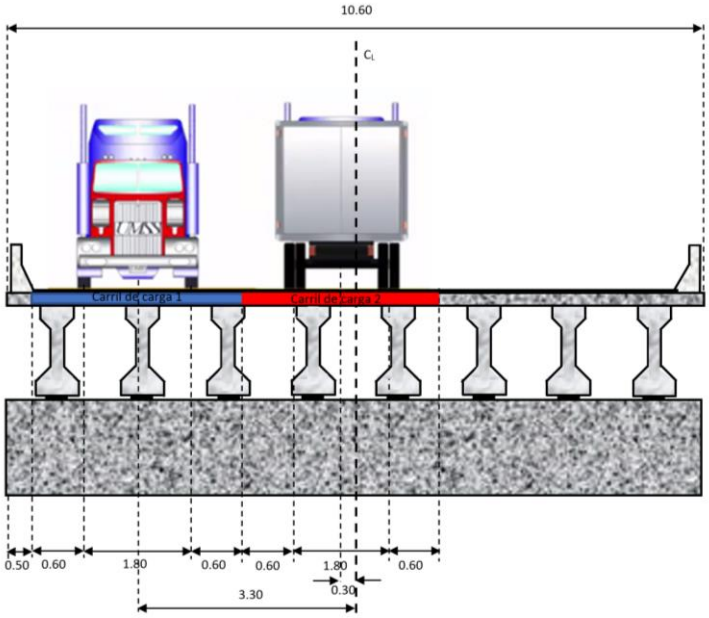


Figura 5.4 – Ubicación de los carriles de carga (AASHTO, 2012), las cotas están en metros.

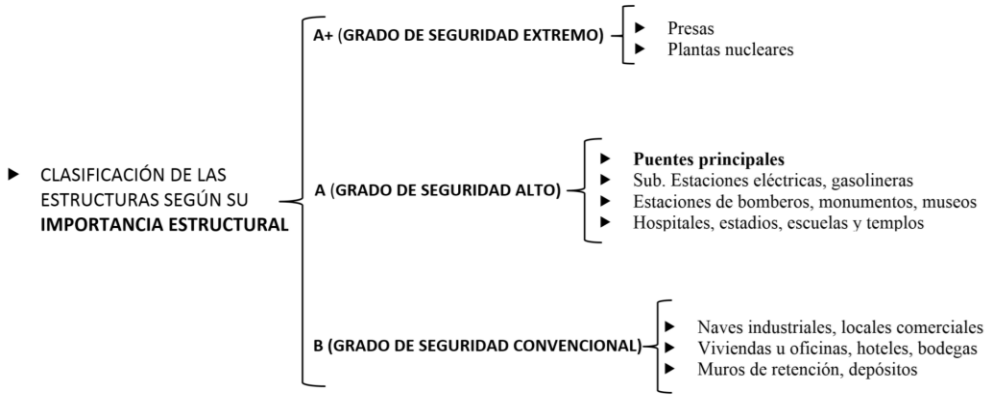
La SCT especifica que, en puentes importantes de dos carriles, el análisis de cargas móviles debe considerar simultáneamente en uno de los carriles un camión HS-20 y en el otro un T3-S3 o un T3-S2-R4, de tal forma que se seleccione la condición que arroje los efectos mecánicos más desfavorables para el diseño.

5.3.4 ESPECTROS DE DISEÑO

Los puentes se localizaron en Lázaro Cárdenas y Apatzingán en el estado de Michoacán y Tlanepantla en Morelos. Por ello, se tiene un espectro de diseño en zona altamente sísmica, otro en zona con sismicidad intermedia y otro en baja sismicidad. La Figura 5.5 muestra la ubicación de las zonas seleccionadas en la República Mexicana.

Figura 5.5 – Ubicación de las zonas seleccionadas para los espectros de diseño (Google, 2017).

El Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015) propone una clasificación de acuerdo con la importancia estructural; los puentes en estudio pertenecen al **grupo A** de esta clasificación, de acuerdo con la siguiente descripción.



En la Figura 5.6 se muestran los espectros de diseño para estructuras del **grupo A** generados con el programa PRODISIS (CFE, 2015).

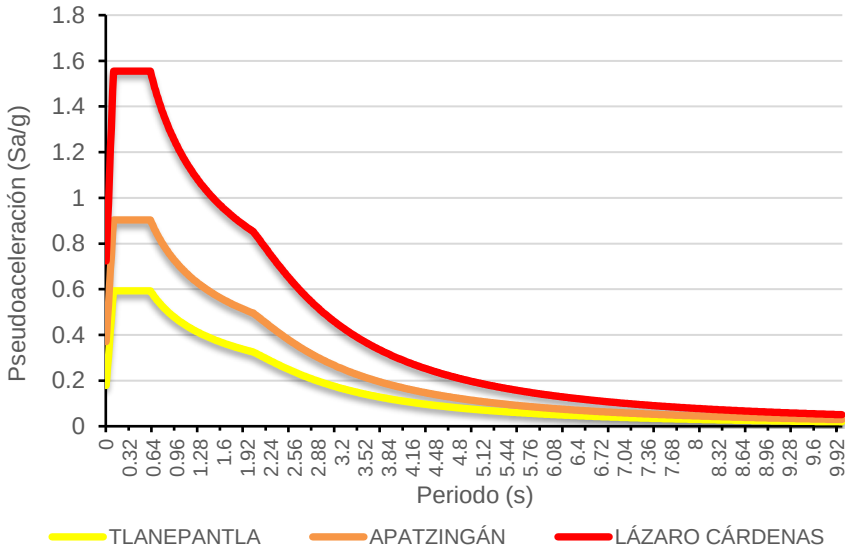


Figura 5.6 – Espectros de diseño para estructuras del grupo A.

De acuerdo con el MDOC, para elaborar los espectros de diseño en roca de estructuras del grupo A, debe considerarse el tipo de estructura, la importancia estructural y para el estado límite de colapso, las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia. Por lo anterior los espectros de diseño de los puentes en estudio fueron afectados por los siguientes factores:

a) **Factor de importancia estructural**: Para estructuras del grupo A, se recomienda multiplicar todas las ordenadas espectrales correspondientes al estado límite de colapso de estructuras del grupo B por el factor 1.5, es decir, $Sa_{col}^{A} = 1.5(Sa_{col}^{B})$, este factor ya está considerado en los espectros de diseño para estructuras del grupo A representados en la Figura 5.6;

b) **Factor de sobrerresistencia**: Para el estado límite de colapso, se reducen las ordenadas espectrales por sobrerresistencia aplicando un factor de 1.5;

c) **Factor reductor por ductilidad**: Para el estado límite de colapso, el factor reductor por ductilidad, Q', se emplea para reducir las fuerzas sísmicas al dividir las ordenadas del espectro y se obtiene de la siguiente forma:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k}}\frac{T_e}{T_b}; & si\ T_e \le T_b \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & si\ T_e > T_b \end{cases} \quad (5.8)$$

donde,

Q: factor de comportamiento sísmico;
β: factor de amortiguamiento;
T_b: límite superior de la meseta del espectro de diseño;
T_e: periodo estructural;
k: parámetro que controla la caída del espectro de diseño;
p: factor para definir la variación del espectro en la rama descendente.

$$p = k + (1-k)\left(\frac{T_b}{T_e}\right)^2 \quad (5.9)$$

Para determinar el factor de reducción por ductilidad tenemos que el factor de comportamiento sísmico es $Q = 2.0$ y $\beta = 1.0$ para un amortiguamiento del 5.0% y despreciando los efectos de interacción suelo-estructura. En terreno firme o roca $k = 2.0$ y el límite superior de la meseta del espectro de diseño es $T_b = 0.6\ s$. Al sustituir los valores anteriores tenemos:

$$p = 2.0 + (1-2.0)\left(\frac{0.6}{T_e}\right)^2 \quad (5.10)$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (1.1785)T_e; & si\ T_e \le 0.6 \\ 1 + \sqrt{1 - \frac{0.18}{(T_e)^2}}; & si\ T_e > 0.6 \end{cases} \quad (5.11)$$

5.4 RESULTADOS DEL DISEÑO

Se sometieron los modelos a las combinaciones de carga expuestos en la sección 5.2 y rige, en el diseño, la combinación más desfavorable en el diseño de los pilares. El diseño de la columna más desfavorable se adoptó para todas las demás.

El diseño de los pilares se realizó con el SAP2000 (Computers and Structures, Inc., (CSI, 2017)) considerando los requisitos de diseño del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 2004). De acuerdo con este reglamento debe tomarse en cuenta los siguientes aspectos para el diseño:

Refuerzo longitudinal mínimo y máximo: La cuantía del refuerzo longitudinal (ρ) de la sección no será menor que $20/f_y$, con f_y en kg/cm², ni mayor que 0.06.

Refuerzo transversal: Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

a) $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal con *fy* en kg/cm²;

b) 48 diámetros de la barra del estribo; ni que

c) la mitad de la menor dimensión de la columna.

En esta sección se dan los resultados del diseño de los 48 modelos propuestos en la sección 4.3.3 del capítulo 4. La Tabla 5.6 muestra los resultados con los tres espectros de diseño propuestos en la sección 5.3.4 y las dos tipologías propuesta y las variaciones en los elementos estructurales para los puentes con pilares de 5 m de altura. La Tabla 5.7 es para los que tienen pilares de 10 m de altura, la Tabla 5.8 para los que tienen columnas de 15 m de altura y finalmente la Tabla 5.9 para los de 20 m de altura.

Tabla 5.6 – Resultados del diseño de los puentes con pilares de 5 m de altura.

Longitud del vano (m)	Altura del pilar (m)	Espectro de diseño	Diámetro de la columna (m)	Ancho del cabezal (m)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal		Nombre del modelo
					Área (cm^2)	Num#Var #Var Ø(mm)	ρ (%)	Área (cm^2/m)	#Var@ (m) Ø Var@ (m)	
30	5	Tlanepantla	0.9	1.3	181.28	36#8 **36Ø25**	2.85%	9.63	#4@0.13 **Ø12.7@0.13**	M30P05-1
		Apatzingán	1.05	1.45	247.80	49#8 **49Ø25**	2.85%	11.24	#4@0.11 **Ø12.7@0.11**	M30P05-2
		Lázaro Cárdenas	1.25	1.65	368.42	47#10 **47Ø32**	3.00%	13.38	#5@0.14 **Ø15.9@0.14**	M30P05-3
50	5	Tlanepantla	0.95	1.35	226.46	45#8 **45Ø25**	3.19%	10.17	#4@0.12 **Ø12.7@0.12**	M50P05-1
		Apatzingán	1.1	1.5	273.76	35#10 **35Ø32**	2.88%	11.78	#5@0.16 **Ø15.9@0.16**	M50P05-2
		Lázaro Cárdenas	1.3	1.7	375.62	48#10 **48Ø32**	2.83%	13.92	#5@0.14 **Ø15.9@0.14**	M50P05-3
30	5	Tlanepantla	1.6	2	570.27	73#10 **73Ø32**	2.84%	17.13	#5@0.11 **Ø15.9@0.11**	C30P05-1
		Apatzingán	1.8	2.2	722.91	92#10 **92Ø32**	2.84%	19.27	#5@0.10 **Ø15.9@0.10**	C30P05-2
		Lázaro Cárdenas	2.05	2.45	1034.2	131#10 **131Ø32**	3.13%	23.45	#5@0.08 **Ø15.9@0.08**	C30P05-3
50	5	Tlanepantla	1.7	2.1	663.41	84#10 **84Ø32**	2.92%	18.2	#5@0.10 **Ø15.9@0.10**	C50P05-1
		Apatzingán	1.9	2.3	803.39	102#10 **102Ø32**	2.83%	20.34	#5@0.09 **Ø15.9@0.09**	C50P05-2
		Lázaro Cárdenas	2.2	2.6	1084.74	137#10 **137Ø32**	2.85%	23.55	#5@0.08 **Ø15.9@0.08**	C50P05-3

Tabla 5.7 – Resultados del diseño de los puentes con pilares de 10 m de altura.

Longitud del vano (m)	Altura del pilar (m)	Espectro de diseño	Diámetro de la columna (m)	Ancho del cabezal (m)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal		Nombre del modelo
					Área (cm^2)	Num#Var #Var Ø(mm)	ρ (%)	Área (cm^2/m)	#Var@ (m) Ø Var@ (m)	
30	10	Tlanepantla	0.95	1.35	227.96	45#8 **45Ø25**	3.22%	10.17	#4@0.12 **Ø12.7@0.12**	M30P10-1
		Apatzingán	1.15	1.55	309.08	61#8 **61Ø25**	2.98%	12.31	#4@0.09 **Ø12.7@0.09**	M30P10-2
		Lázaro Cárdenas	1.5	1.9	533.73	68#10 **68Ø32**	3.02%	16.06	#5@0.12 **Ø15.9@0.12**	M30P10-3
50	10	Tlanepantla	1.05	1.45	249.49	50#8 **50Ø25**	2.88%	11.24	#4@0.11 **Ø12.7@0.11**	M50P10-1
		Apatzingán	1.25	1.65	388.21	50#10 **50Ø32**	3.16%	13.38	#5@0.14 **Ø15.9@0.14**	M50P10-2
		Lázaro Cárdenas	1.55	1.95	563.49	72#10 **72Ø32**	2.99%	16.59	#5@0.11 **Ø15.9@0.11**	M50P10-3
30	10	Tlanepantla	1.75	2.15	739.19	94#10 **94Ø32**	3.07%	18.73	#5@0.10 **Ø15.9@0.10**	C30P10-1
		Apatzingán	2.1	2.5	980.34	124#10 **124Ø32**	2.83%	22.48	#5@0.08 **Ø15.9@0.08**	C30P10-2
		Lázaro Cárdenas	2.5	2.9	1447.71	183#10 **183Ø32**	2.95%	26.76	#5@0.07 **Ø15.9@0.07**	C30P10-3
50	10	Tlanepantla	1.9	2.3	842.60	107#10 **107Ø32**	2.97%	20.34	#5@0.09 **Ø15.9@0.09**	C50P10-1
		Apatzingán	2.2	2.6	1073.18	136#10 **136Ø32**	2.82%	23.55	#5@0.08 **Ø15.9@0.08**	C50P10-2
		Lázaro Cárdenas	2.55	2.95	1529.35	194#10 **194Ø32**	2.99%	27.30	#5@0.07 **Ø15.9@0.07**	C50P10-3

Tabla 5.8 – Resultados del diseño de los puentes con pilares de 15 m de altura.

Longitud del vano (m)	Altura del pilar (m)	Espectro de diseño	Diámetro de la columna (m)	Ancho del cabezal (m)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal		Nombre del modelo
					Área (cm^2)	Num#Var #Var Ø(mm)	ρ (%)	Área (cm^2/m)	#Var@ (m) Ø Var@ (m)	
30	15	Tlanepantla	1.12	1.52	286.1	57#8 **57Ø25**	2.90%	11.99	#4@0.10 **Ø12.7@0.10**	M30P15-1
		Apatzingán	1.25	1.65	373.87	74#8 **74Ø25**	3.05%	13.38	#4@0.09 **Ø12.7@0.09**	M30P15-2
		Lázaro Cárdenas	1.65	2.05	651.83	83#10 **83Ø32**	3.05%	17.66	#5@0.11 **Ø15.9@0.11**	M30P15-3
50	15	Tlanepantla	1.18	1.58	326.87	65#8 **65Ø25**	2.99%	12.63	#4@0.10 **Ø12.7@0.10**	M50P15-1
		Apatzingán	1.3	1.7	429.5	55#10 **55Ø32**	3.24%	13.92	#5@0.14 **Ø15.9@0.14**	M50P15-2
		Lázaro Cárdenas	1.75	2.15	709.5	90#10 **90Ø32**	2.95%	18.73	#5@0.10 **Ø15.9@0.10**	M50P15-3
30	15	Tlanepantla	1.9	2.3	834.68	106#10 **106Ø32**	2.94%	20.34	#5@0.09 **Ø15.9@0.09**	C30P15-1
		Apatzingán	2.25	2.65	1197.6	152#10 **152Ø32**	3.01%	24.09	#5@0.08 **Ø15.9@0.08**	C30P15-2
		Lázaro Cárdenas	2.8	3.2	1878.53	238#10 **238Ø32**	3.05%	29.98	#5@0.06 **Ø15.9@0.06**	C30P15-3
50	15	Tlanepantla	2	2.4	898.55	114#10 **114Ø32**	2.86%	21.41	#5@0.09 **Ø15.9@0.09**	C50P15-1
		Apatzingán	2.35	2.75	1292.05	164#10 **164Ø32**	2.98%	25.16	#5@0.07 **Ø15.9@0.07**	C50P15-2
		Lázaro Cárdenas	2.9	3.3	1902.45	241#10 **241Ø32**	2.88%	31.05	#5@0.06 **Ø15.9@0.06**	C50P15-3

Tabla 5.9 – Resultados del diseño de los puentes con pilares de 20 m de altura.

Longitud del vano (m)	Altura del pilar (m)	Espectro de diseño	Diámetro de la columna (m)	Ancho del cabezal (m)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal		Nombre del modelo
					Área (cm^2)	Num#Var #Var Ø(mm)	ρ (%)	Área (cm^2/m)	#Var@ (m) Ø Var@ (m)	
30	20	Tlanepantla	1.28	1.68	374.86	74#8 **74Ø25**	2.91%	13.7	#4@0.09 **Ø12.7@0.09**	M30P20-1
		Apatzingán	1.45	1.85	480.08	61#10 **61Ø32**	2.91%	15.52	#5@0.12 **Ø15.9@0.12**	M30P20-2
		Lázaro Cárdenas	1.8	2.2	744.51	94#10 **94Ø32**	2.93%	19.27	#5@0.10 **Ø15.9@0.10**	M30P20-3
50	20	Tlanepantla	1.35	1.75	414.62	53#10 **53Ø32**	2.90%	14.45	#5@0.13 **Ø15.9@0.13**	M50P20-1
		Apatzingán	1.5	1.9	513.39	65#10 **65Ø32**	2.91%	16.06	#5@0.12 **Ø15.9@0.12**	M50P20-2
		Lázaro Cárdenas	1.85	2.25	809.77	103#10 **103Ø32**	3.01%	19.81	#5@0.10 **Ø15.9@0.10**	M50P20-3
30	20	Tlanepantla	1.75	2.15	712.7	90#10 **90Ø32**	2.96%	18.73	#5@0.10 **Ø15.9@0.10**	C30P20-1
		Apatzingán	2.4	2.8	1381.37	175#10 **175Ø32**	3.05%	25.69	#5@0.07 **Ø15.9@0.07**	C30P20-2
		Lázaro Cárdenas	3.1	3.5	2242.5	284#10 **284Ø32**	2.97%	33.19	#5@0.06 **Ø15.9@0.06**	C30P20-3
50	20	Tlanepantla	1.9	2.3	832.04	106#10 **106Ø32**	2.83%	20.34	#5@0.09 **Ø15.9@0.09**	C50P20-1
		Apatzingán	2.4	2.8	1381.75	175#10 **175Ø32**	3.05%	25.69	#5@0.07 **Ø15.9@0.07**	C50P20-2
		Lázaro Cárdenas	3.2	3.6	2246.19	284#10 **284Ø32**	2.79%	34.26	#5@0.05 **Ø15.9@0.05**	C50P20-3

En todos los casos presentados en las Tabla 5.6, Tabla 5.7, Tabla 5.8 y Tabla 5.9, los modelos ubicados en zonas altamente sísmicas (Lázaro Cárdenas) y en zonas con sismicidad intermedia (Apatzingán) tienen diámetros en las columnas mayores que para los modelos ubicados en las zonas de baja sismicidad (Tlanepantla). Es también visible que los modelos con vanos de mayor longitud requieren columnas de mayor diámetro en comparación con los modelos de vanos menores. En el caso del modelo cuyo pilar está formada por una sola columna es necesario que esta tenga mayor diámetro para resistir las acciones a las que estará sometido el puente. De esta manera, el diámetro de las columnas se encuentra en el intervalo de 0.9 m a 1.85 m para los puentes con subestructura de cuatro columnas y en el intervalo de 1.60 m a 3.2 m para la subestructura formada por una sola columna. En todos los casos los porcentajes de acero son cercanos al 3%.

En la Tabla 5.10 se muestran los periodos de los 48 puentes.

Tabla 5.10 – Periodos de los 48 puentes en dirección longitudinal y transversal.

Nombre del Puente	Periodo Tx (s)	Periodo Ty (s)	Nombre del Puente	Periodo Tx (s)	Periodo Ty (s)
M30P05-1	1.12	0.87	C30P05-1	0.94	1.04
M30P05-2	0.99	0.85	C30P05-2	0.89	0.96
M30P05-3	0.89	0.83	C30P05-3	0.85	0.90
M30P10-1	1.67	1.13	C30P10-1	1.27	1.46
M30P10-2	1.37	0.97	C30P10-2	1.07	1.17
M30P10-3	1.05	0.88	C30P10-3	0.94	1.00
M30P15-1	1.89	1.33	C30P15-1	1.58	1.91
M30P15-2	1.70	1.17	C30P15-2	1.32	1.49
M30P15-3	1.27	0.95	C30P15-3	1.06	1.14
M30P20-1	2.04	1.52	C30P20-1	2.08	3.02
M30P20-2	1.84	1.30	C30P20-2	1.55	1.82
M30P20-3	1.47	1.05	C30P20-3	1.18	1.28
M50P05-1	2.06	1.88	C50P05-1	1.92	2.01
M50P05-2	1.96	1.86	C50P05-2	1.89	1.95
M50P05-3	1.89	1.85	C50P05-3	1.86	1.90
M50P10-1	2.58	2.03	C50P10-1	2.16	2.30
M50P10-2	2.26	1.94	C50P10-2	2.02	2.11
M50P10-3	2.02	1.89	C50P10-3	1.93	1.99
M50P15-1	3.03	2.21	C50P15-1	2.55	2.78
M50P15-2	2.75	2.10	C50P15-2	2.25	2.38
M50P15-3	2.18	1.93	C50P15-3	2.02	2.09
M50P20-1	3.28	2.35	C50P20-1	3.29	3.81
M50P20-2	2.94	2.19	C50P20-2	2.60	2.82
M50P20-3	2.42	2.00	C50P20-3	2.11	2.19

5.5 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo se presentaron los requisitos de diseño con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) con sus Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 2004), el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2013) y el código AASHTO (AASHTO, 2012)) para el dimensionamiento de los puentes. Se describió también el diseño de los pilares, que son los elementos en los que se puede presentar comportamiento no lineal. Finalmente, se presentan los resultados del diseño de las columnas y cabezal mostrando las dimensiones de los elementos y las áreas de acero requeridas.

6
ANÁLISIS NO LINEALES

6.1 MODELOS DE ANÁLISIS NO LINEAL

Los análisis no lineales de los puentes en estudio se realizaron empleando modelos creados con el software SAP2000 (Computer and Structures, Inc., (CSI, 2017)), en los que se reproduce el comportamiento de la estructura hasta la falla. Se concentra la no linealidad de los modelos en los pilares, mediante rótulas plásticas, caracterizándose a partir de la integración transversal de la sección mediante un planteamiento por fibras. Ante acciones sísmicas importantes el modelo tradicional, lineal y elástico, que representa el comportamiento de la sección transversal de concreto reforzado no representa adecuadamente la respuesta de los elementos.

Para obtener una respuesta más aproximada a la realidad y sobre todo estimar mejor la demanda de fuerzas y desplazamientos, el modelo debería representar adecuadamente la geometría real, condiciones de frontera, carga gravitacional, distribución de masas, disipación de energía y propiedades no lineales de todos los componentes principales del puente (Aviram et al. (2008)). Por lo anterior, los elementos deben modelarse para representar el comportamiento no lineal de los materiales. La no linealidad del material de la sección transversal de concreto reforzado se plantea mediante modelos histeréticos globales o mediante la integración de la sección.

El comportamiento no lineal del elemento puede modelarse con plasticidad concentrada, plasticidad distribuida, u otros modelos que representen adecuadamente la respuesta inelástica de los elementos. Donde se espera una respuesta no lineal en otro modo que no sea el de flexión, el modelo debería ser capaz de representar ese modo. El modelo también debe representar los efectos de la variación de la rigidez y propiedades de resistencia debido a cambios de fuerza axial bajo la acción de la carga sísmica.

La plasticidad del elemento de forma concentrada presenta una elevada eficiencia computacional, aun cuando es necesario realizar una calibración inicial de las rótulas plásticas.

Sin embargo, esta modelación puede presentar errores significativos en los análisis dinámicos debido a la interacción de esfuerzos normales, ya que suele adoptarse como constante la fuerza axial del momento de plastificación. Adicionalmente tampoco se incluyen los efectos ocasionados por cortante y torsión.

Para modelar el comportamiento no lineal del elemento empleando plasticidad distribuida una posibilidad consiste en modelarlo empleando varios elementos finitos a lo largo de su longitud.

A nivel seccional la respuesta de la sección transversal puede ser estudiada: a) en términos de esfuerzos con modelos histeréticos globales o b) discretizando la sección en fibras y cada una ser controlada por las leyes constitutivas de los materiales. Cualquiera de los dos casos anteriores puede ser utilizado en el contexto de plasticidad concentrada o plasticidad distribuida.

6.1.1 MODELADO GLOBAL DE LA SECCIÓN

La forma más común de estudiar la respuesta no lineal de la sección transversal de un elemento estructural es utilizando modelos histeréticos de sección que se definen antes de ejecutar el análisis. Por lo que, para llevar a cabo esta metodología es necesario calibrar correctamente la rótula plástica.

Primero debe evaluarse la respuesta no lineal de la sección mediante la integración de esta, estableciendo modelos constitutivos de los materiales y obteniendo el diagrama momento-curvatura a partir de la respuesta uniaxial de los materiales.

Una vez definido el diagrama momento-curvatura a considerar, debe escogerse un modelo histerético que defina las leyes de descarga y recarga de la sección. Existe una gran variedad de modelos de histéresis, debiendo seleccionar el más adecuado en función de los materiales de la sección transversal, el tipo de conexión y los resultados a obtener.

La descripción de algunos modelos histeréticos (Figura 6.1) puede encontrarse en (Caicedo et al., 1994).

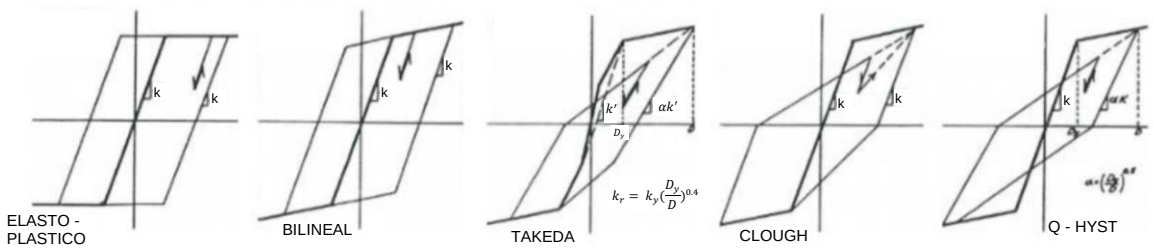


Figura 6.1 – Ejemplo de modelos histeréticos.

Para los análisis dinámicos no lineales comúnmente se utilizan dos modelos: el modelo cinemático y el modelo de Takeda.

En el modelo cinemático el comportamiento seccional es bilineal y puede considerarse el endurecimiento de la rama plástica o no. La rama de descarga tiene la misma pendiente que la rama elástica. Este modelo no considera la degradación del material.

En el modelo de Takeda el comportamiento es trilineal o bilineal (Takeda modificado). La pendiente de la curva de descarga, k_r, una vez que se alcanzan las plastificaciones, queda definida por la expresión $k_r = k_y(D_y/D)^{0.4}$, siendo k_y la pendiente de una línea que une el punto de inflexión en una dirección con el punto de agrietamiento en la otra dirección, D_y es la deflexión en la cedencia y D es la máxima deflexión alcanzada en la dirección de la carga. El modelo de Takeda incluye: i) Cambios en la rigidez en el agrietamiento por cedencia y flexión, ii) Las normas de histéresis para lazos de histéresis internos dentro de un lazo exterior y iii) La degradación de la rigidez al invertirse la carga, conectando la descarga directamente con el punto de máxima deformación de la otra dirección. Es un modelo que aproxima razonablemente el comportamiento del concreto armado.

6.1.2 MODELACIÓN POR FIBRAS

Otra forma de considerar la respuesta no lineal de la sección transversal es planteando la integración de la sección. Lo anterior se hace dividiendo la sección en fibras y asociándoles una ley constitutiva uniaxial en función del material que representen. El estado seccional se obtiene mediante la integración de la respuesta de todo el conjunto de fibras individuales, que deben estar en equilibrio (Figura 6.2).

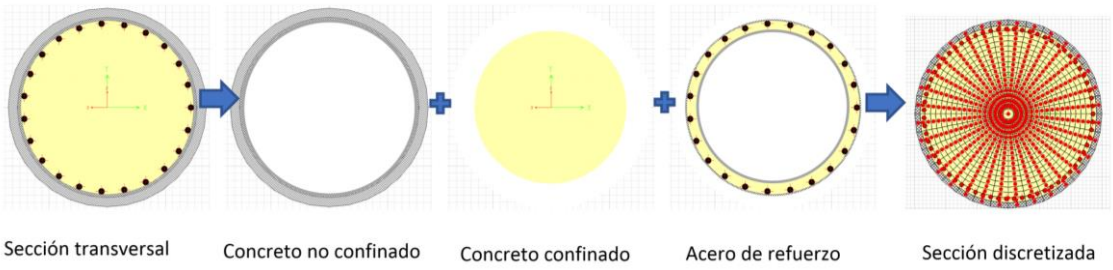


Figura 6.2 – Discretización transversal de una sección circular de concreto armado.

Este tipo de modelado depende del nivel de discretización escogido. El número ideal de fibras varía según la forma de la sección, las características del material, el grado de inelasticidad alcanzado, etc., por lo que es recomendable proponer más de 150 fibras por sección analizada.

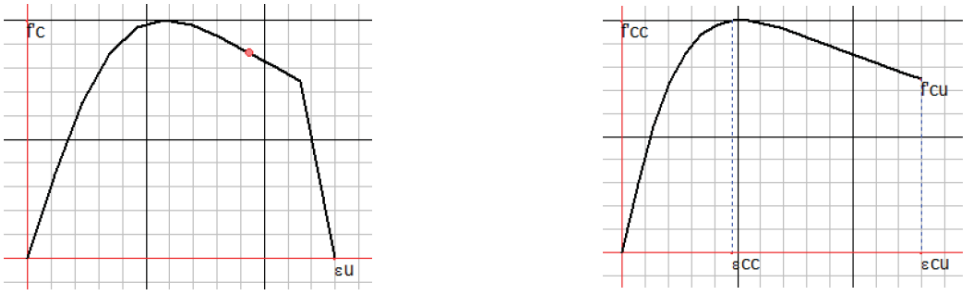
La principal ventaja de utilizar este tipo de modelado es que la respuesta de la rótula plástica queda totalmente definida mediante los modelos constitutivos de los materiales, permitiendo una transición gradual a nivel seccional entre el intervalo elástico, plástico y la falla. Además, de que este tipo de modelado permite la interacción directa entre esfuerzos normales, lo que ofrece excelentes resultados y permite evaluar directamente los esfuerzos en las fibras.

Las desventajas más relevantes son determinar la discretización seccional óptima y el mayor costo computacional. Además, los efectos ocasionados por los esfuerzos por cortante y torsión no están acoplados a la respuesta normal (modelo uniaxial).

6.2 MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES

Las características de los materiales tienen un papel esencial en la respuesta sísmica de una estructura, ya que proporcionan información de la capacidad de disipar energía durante un sismo. Por lo anterior, deben conocerse las propiedades mecánicas que describen su comportamiento.

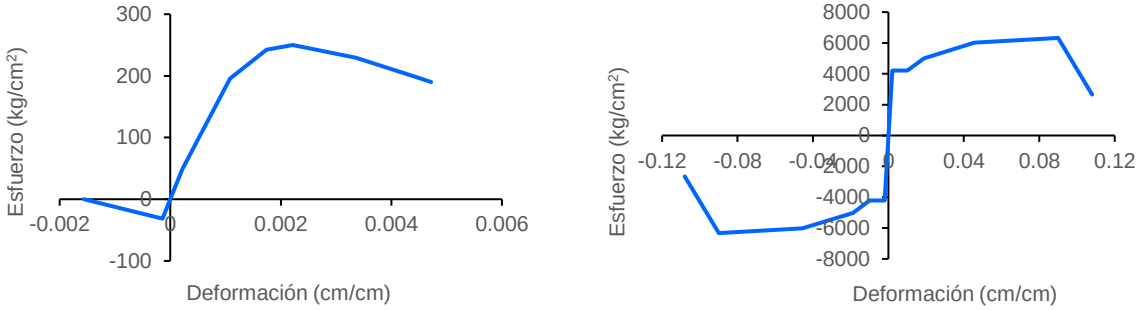
En el cálculo de estructuras debe adoptarse un modelo constitutivo que defina el comportamiento completo del material. La elección de estos modelos depende del tipo de análisis a utilizar, la precisión que se desea obtener en los resultados, etc. Los modelos constitutivos de los materiales se utilizan para obtener diagramas momento-curvatura o la respuesta en los elementos de concreto reforzado. Existe una gran variedad de modelos idealizados de esfuerzo-deformación para el concreto; uno de los más frecuentemente usado es el de Mander, Priestley y Park (Mander et al., 1988). Este modelo es aplicable a elementos de concreto sujeto a esfuerzos de compresión uniaxial y considera el incremento de resistencia y ductilidad debido al confinamiento que le proporciona el refuerzo transversal a los elementos de concreto reforzado. Los modelos constitutivos de los materiales empleados para modelar el comportamiento no lineal de las columnas de los modelos de puentes sujetos de estudio se muestran en la Figura 6.3.



a) Sin confinar b) Confinado

Figura 6.3 – Modelo del comportamiento del concreto de Mander (Computers and Structures, Inc., (CSI, 2017)).

En la Figura 6.4 se muestran los modelos constitutivos de los materiales que se emplearán para modelar el comportamiento no lineal de las columnas de los puentes propuestos en este proyecto.



a) Concreto sin confinar b) Acero

Figura 6.4 – Modelo constitutivos de los materiales (Computers and Structures, Inc., (CSI, 2017)).

En el modelo de concreto de Mander, Figura 6.4 a), se aprecia que la resistencia a la compresión se alcanza para un $f'_c = 250\ kg/cm^2$ con una deformación 0.002219 cm/cm, después de este valor la resistencia va disminuyendo a medida que se incremente la deformación hasta llegar a una deformación máxima de 0.004719 cm/cm. La resistencia máxima a la tensión del concreto es de –31.4 kg/cm^2 correspondiente a una deformación de -0.000142 cm/cm.

En el caso del modelo empleado para el acero de refuerzo, Figura 6.4 b), la resistencia a la cedencia es alcanzada para un $f_y = 4{,}218\ kg/cm^2$ correspondiente a una deformación de 0.002069 cm/cm, desde el intervalo de 0.00202 cm/cm hasta 0.01 cm/cm la resistencia se mantiene constante, después de 0.01 cm/cm de deformación la resistencia comienza a incrementarse debido al endurecimiento por deformación hasta alcanzar un máximo de 6,327.6 kg/cm^2 para una deformación de 0.09 cm/cm. La máxima deformación de este modelo es de 0.108 cm/cm.

6.3 DIAGRAMAS MOMENTO-ROTACIÓN DE LAS COLUMNAS

El comportamiento no lineal de los elementos de concreto reforzado del puente, particularmente el de las columnas, se modela utilizando los diagramas momento-curvatura basado en las propiedades del material y bajo ciertos niveles de carga axial. Existe una gran variedad de programas para determinar estas curvas, tales como X-Section de Caltrans, Xtract de Imbsen o SD-Section Desingner del SAP. En este estudio estos diagramas son determinados utilizando el programa SAP2000.

Es importante señalar que la capacidad a curvatura de una sección de concreto reforzado no es proporcional a su capacidad de rotación. Sin embargo, la rotación está en función de la curvatura y de

la longitud de la articulación plástica, por lo que se puede pasar de los diagramas momento-curvatura a los de momento-rotación de manera más aproximada,

$$\theta = \varphi L_p \qquad (6.1)$$

donde,

θ: rotación;
φ: curvatura;
L_p: longitud de la rótula plástica.

Con la curvatura, φ, y la longitud de la rótula plástica, L_p, obtenida en la sección 6.4.1, se determina la rotación, θ, de acuerdo con la ecuación 6.1.

En el presente estudio se obtuvieron los diagramas momento-rotación con base en:

1) Las propiedades geométricas de la columna obtenidas en la sección 5.4
2) Las propiedades del acero longitudinal y transversal resultado del diseño de las columnas obtenidas en la sección 5.4
3) Los modelos constitutivos de los materiales, de acuerdo con la sección 6.2
4) La disposición del acero en las columnas, según la sección 5.4

6.3.1 LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA

Seleccionada la no linealidad de los materiales, debe definirse la longitud de la zona crítica a representar, puesto que el comportamiento a nivel seccional proporciona las deformaciones unitarias.

Existen muchas expresiones propuestas en la literatura para la determinación de la longitud de la rótula plástica. Una buena estimación de la longitud efectiva de la rótula plástica se puede obtener con la propuesta por Paulay y Priestley (1992), la cual puede emplearse para secciones rectangulares y circulares.

$$L_p = 0.08L_c + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b \qquad (6.2)$$

donde,

L_c: longitud del elemento desde la base hasta el punto de inflexión (m), ver Figura 6.5;

f_y: esfuerzo de cedencia del acero (MPa);

d_b: diámetro de la barra más pequeña del refuerzo longitudinal (m).

En estructuras de concreto armado, la longitud de la articulación plástica esta principalmente en función de la longitud del elemento, del esfuerzo de cedencia y del diámetro de la varilla de acero de refuerzo.

En la Figura 6.5 se aprecia el comportamiento de las columnas de los puentes en estudio en la dirección longitudinal y transversal para la determinación de L_c. Al aplicar cargas en la dirección longitudinal del puente el comportamiento de las columnas es semejante al de un elemento trabajando en cantiliver (Figura 6.5, a)), deformándose estas en curvatura simple, por lo que L_c será igual a la longitud total de la columna. En la dirección transversal las columnas presentan una deformación en curvatura doble, en este caso L_c será igual a la mitad de la longitud de la columna (Figura 6.5, b)).

Figura 6.5 – Representación del comportamiento de las columnas para cargas aplicadas en dirección **a)** longitudinal y **b)** transversal.

Para proporciones típicas de vigas y columnas, esta ecuación resulta en valores de $L_p \approx 0.5d$, donde d es el peralte de la sección, excepto en la base, donde $L_p \approx 0.75$ d. La rótula se ubica de acuerdo con el centro de la longitud plástica calculada de tal forma que la rótula inicie en la base del elemento, sin tomar en cuenta las intersecciones.

6.4 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN AGRIETADA

En el diseño sísmico tradicional la rigidez de la sección transversal se modela a través de la sección transversal bruta. Al presentarse un sismo severo las secciones se agrietan y pierden rigidez, por lo que ahora se tiene una sección agrietada. Consecuentemente los elementos se flexibilizan, incrementándose considerablemente los desplazamientos.

Uno de los aspectos importantes que se debe considerar al realizar el modelo es que se debe emplear la rigidez a flexión y la rigidez a torsión fisurada, de los pilares, anticipando el desarrollo de grietas en los elementos de concreto armado debido a las acciones permanentes y accidentales.

De acuerdo con las recomendaciones del Caltrans (2004), la inercia efectiva de un elemento dúctil puede calcularse con la ecuación 5.6.1.1-1 de la sección 5.6.1.1, o con la pendiente inicial de la curva momento-curvatura entre el origen y el punto de cedencia que designa el primer rendimiento de la barra de refuerzo ($\emptyset_y$, M_y). Suponiendo que el nivel de esfuerzo axial se deriva de la carga muerta de la columna,

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E\emptyset_y} \qquad (6.3)$$

donde,

I_{eff}: momento de inercia por flexión efectivo de la columna;

M_y: momento flexionante debida a la primera cedencia del acero de refuerzo;

$\emptyset_y$: curvatura correspondiente a la primera cedencia del acero de refuerzo.

La rigidez rotacional no se requiere reducir para las superestructuras de puentes ordinarios o puentes que no tienen alto grado de curvatura en el plano.

Al presentarse el agrietamiento, la rigidez torsional de los elementos de concreto reforzado puede reducirse considerablemente. El momento polar de inercia por torsión se reduce de acuerdo con la ecuación 5.6.2-1 de la sección 5.6.2 del Caltrans (2004),

$$J_{eff} = 0.2J_g \qquad (6.4)$$

donde,

J_{eff}: resistencia a la torsión efectiva de la columna;

J_g: resistencia a la torsión de la sección transversal bruta de la columna, calculada automáticamente por el SAP2000 según la geometría de la sección transversal.

Para calcular la capacidad a cortante en elementos dúctiles según la sección 3.6.2 de la SDC (2013), debe reducirse la sección bruta de la columna debido a los efectos por flexión y por carga axial. En el SAP2000 se recomienda hacer esto empleando un factor modificador de la propiedad en la sección transversal de la columna, con la siguiente expresión 3.6.2-1:

$$A_{v,eff} = 0.8A_{v,g} \tag{6.5}$$

donde,

$A_{v,eff}$: área efectiva por cortante de la columna;

$A_{v,g}$: área por cortante de la sección transversal bruta de la columna, calculada automáticamente por el SAP2000 según la geometría de la sección transversal.

6.5 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NO LINEAL

Los puentes en estudio seleccionados en la sección 4.3.3 se modelaron en el software SAP2000 v19.2.1 ultimate (CSI, 2017), realizándose modelos tridimensionales (3D) los cuales fueron descritos en la sección 4.4, y se diseñaron en la sección 5.4. Hasta aquí todos los análisis han sido considerando el comportamiento elástico de la estructura.

Para realizar el análisis no lineal de los puentes se deben considerar dos categorías de comportamiento no lineal para representar adecuadamente la respuesta esperada ante demandas sísmicas. La primera categoría consiste en el comportamiento inelástico de los elementos debido a la no linealidad del material. La segunda categoría consiste en la no linealidad geométrica, o análisis P-D. Sin embargo, por la complejidad del modelo solo se consideró en esta etapa la no linealidad del material.

El modelado inelástico de los elementos principales de los puentes en estudio se realizó tomando en cuenta las recomendaciones de Aviram et al. (2008) las cuales se muestran en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 – Modelado de los componentes de los puentes (adaptada de: Aviram et al. (2008)).

Componente	Lineal-elástico	No lineal
Superestructura	**X**	
Columna-zona de rótula plástica		**X**
Columna-fuera de la zona de rótula plástica *	**X**	
Cabezal	**X**	
Estribo-transversal	**X**	
Estribo-longitudinal		**X**
Juntas de expansión		**X**

* considerando la rigidez fisurada

Desafortunadamente, entre más refinado sea el modelo no lineal del puente más esfuerzo computacional se requiere para realizar los análisis y también resulta más difícil interpretar los resultados.

6.5.1 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS PILARES

El comportamiento no lineal de los pilares en el software SAP2000 v19.2.1 ultimate (CSI, 2017) se puede modelar a través de varias opciones. Las principales ventajas y desventajas de estos modelos no lineales de la rótula plástica en las columnas de los puentes se presentan en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 – Características de los modelos no lineales para las rótulas plástica de columnas de puentes en SAP2000 (Aviram et al., 2008).

Opciones no lineales	Comportamiento acoplado a flexión M2-M3	Interacción axial-momento P-M2-M3	Comportamiento con degradación	Determinación de la ductilidad	Estabilidad numérica	Bajo esfuerzo computacional
Rótula desacoplada M2, M3			X	X		X
Rótula de interacción P-M2-M3 *	X	X	X	X		X
Rótula de fibras P-M2-M3	X	X	X		X	
NL-links-Plastic Wen					X	X
NL-links-Multi-Linear Plastic			X	X	X	X

* M2 y M3 son los momentos flexionantes alrededor de los ejes 2 – 2 y 3 – 3, respectivamente (dirección transversal y longitudinal del puente, respectivamente) y P es la carga axial.

En la Figura 6.6 el NL-links-Plastic Wen es una opción para modelar la zona de rótula plástica usando los parámetros no lineales propuestos en el modelo de Wen (Figura 6.6 a)). El NL-links-Multi-Linear Plastic también permite modelar la rótula plástica y el comportamiento histerético está representado en la Figura 6.6 b).

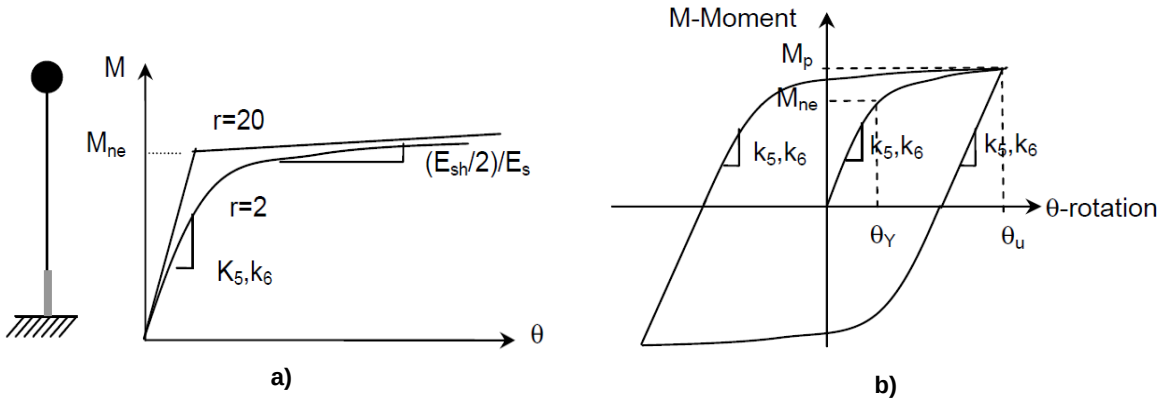


Figura 6.6 – a) Parámetros no lineales para el NL-Link usando el modelo de plasticidad de Wen y b) comportamiento histerético del NL-Link usando el modelo multi-lineal plástico (Aviram et al. (2008)).

Según Aviram et al. (2008), los modelos no lineales de la Tabla 6.2 es recomendable utilizarlos en la zona de rótula plástica de las columnas de acuerdo con el tipo de análisis a realizar, Tabla 6.3.

Tabla 6.3 – Modelos no lineales para las rótulas plástica de columnas de puentes según el tipo de análisis (Aviram et al. (2008)).

Opciones no lineales	Análisis Pushover 2D (dirección L o T)	Análisis Pushover 3D (Simultáneamente dirección L y T)	Análisis Dinámicos 2D (THA con las componentes L, V o T, V)	Análisis Dinámicos 3D (THA-simultáneamente con las componentes L, T y V)
Rótula desacoplada M2, M3	X			
Rótula de interacción P-M2-M3	X	X		
Rótula de fibras P-M2-M3	X	X	X	X
NL-links-plastic Wen	X		X	
NL-links-multi-linear plastic	X		X	

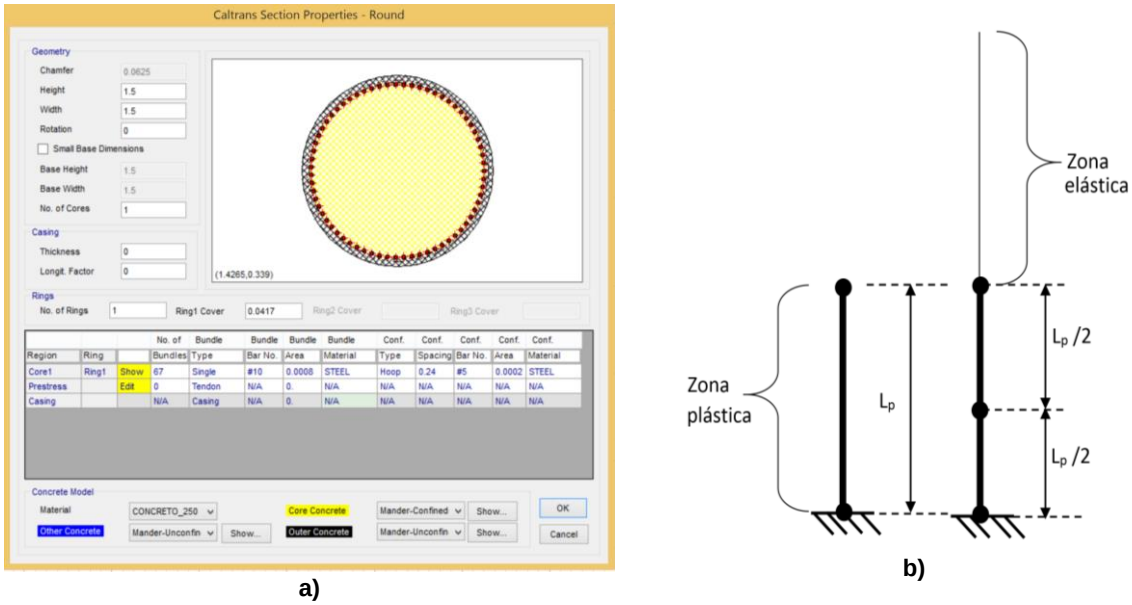
6.5.2 MODELADO DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN EL SAP2000

La Tabla 6.2 muestra las ventajas de modelar con fibras la zona de rótula plástica de los pilares. Esta opción ofrece mayor precisión ya que implícitamente calcula una relación momento-curvatura en cualquier dirección de flexión para diferentes niveles de carga axial durante un análisis estático o dinámico. La interacción entre el momento biaxial y la fuerza axial, y la distribución de la acción inelástica en toda la sección se obtienen automáticamente asignando a cada fibra discretizada su correspondiente esfuerzo-deformación, $\sigma - \varepsilon$, en toda la sección transversal. Por lo anterior, se modelaron los segmentos de columna en la zona plástica con rótula modelada con fibras P-M2-M3.

Para definir las fibras primero se define el material especificando la relación esfuerzo-deformación, $\sigma - \varepsilon$, por separado, para el concreto confinado (núcleo, Mander et al. (1988)), el concreto no confinado (recubrimiento, Mander et al. (1988)) y el acero de refuerzo (Park y Paulay, 1975), Figura 6.7 **a)**.

La rótula de fibra se crea como un modelo de control de desplazamientos (dúctil) definido por la longitud plástica, Lp o Lp/2, según corresponda. La determinación de la longitud plástica (Lp o Lp/2) fue descrita en la sección 6.3.1. De acuerdo con Aviram et al. (2008), si se supone una curvatura plástica, ϕ_p, constante en toda la longitud de la zona plástica, Lp, se pueden usar dos opciones para asignar la ubicación de la rótula plástica obteniendo resultados similares. Opción 1) la rótula de fibra se asigna con una longitud igual a Lp, (Figura 6.7 **b)**) y 2) la rótula de fibra se asigna empleando dos segmentos iguales a Lp/2, Figura 6.7 **b)**.

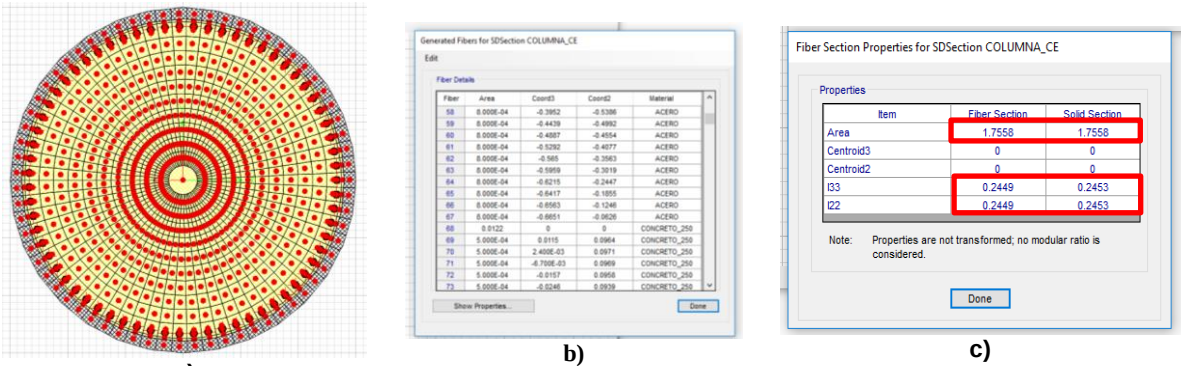
La definición de cada fibra incluye el área, las coordenadas del centroide y el tipo de material para cada fibra de la sección transversal de las columnas, correspondiente al recubrimiento, al núcleo y al acero de refuerzo. Se puede generar utilizando el SAP2000, Section-Designer SD, con la cual se calculan las propiedades de la sección transversal automáticamente y se discretiza en fibras (Figura 6.8).



a) **b)**

Figura 6.7 – **a)** Caracterización de los materiales de la sección transversal de la columna para el modelado de la rótula plástica Section Designer (SAP2000, (CSI, 2017)) y **b)** caracterización de la longitud plástica.

El número de fibras debe ser suficiente para definir la configuración de la sección transversal con suficiente precisión, de tal forma que, el área y los momentos de inercia en la rótula plástica sean ±5% de los correspondientes a la sección transversal bruta, Figura 6.8 **c)**.



a) **b)** **c)**

Figura 6.8 – **a)** Discretización en fibras de la sección transversal en Section Designer (SAP2000), **b)** fibras de una columna externa y **c)** área y momentos de inercia de la sección transversal modelada con fibras y de la sección transversal bruta.

Para los modelos en estudio el número de fibras fue variable pues este dependía de la cantidad de barras longitudinales. Por ejemplo, para un modelo cuyas columnas tienen 67 barras longitudinales el número de fibras es de 1140. De tal forma que, se tienen modelos que van desde 526 fibras hasta 2523 fibras.

En este trabajo se utilizaron dos métodos de análisis: el método estático no lineal (Pushover) y el método dinámico no lineal en la historia tiempo. A continuación, se describen brevemente estos métodos y sus resultados.

6.6 ANÁLISIS ESTÁTICOS NO-LINEALES

6.6.1 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

El análisis estático no lineal "Pushover" es un método de análisis lineal incremental que captura las características mecánicas globales de una estructura, empujando lateralmente hasta iniciar y continuar la acción plástica. En el caso de edificios, este método se emplea para evaluar la capacidad de las estructuras cuya base es el cálculo estático no lineal incremental. Consiste en aplicar una distribución vertical de cargas laterales a las edificaciones la cual se debe incrementar monótonamente hasta que el edificio alcance su máximo desplazamiento, frecuentemente se coloca una carga triangular que aproxima las fuerzas obtenidas del primer modo de vibración. Cada incremento de carga empuja el miembro lateralmente, a través de todos los posibles estados, hasta que se alcanza el mecanismo de colapso. Debido a que el modelo analítico utilizado toma en cuenta la redistribución de acciones internas de los componentes que responden inelásticamente, este procedimiento proporciona una medición mucho más realista del comportamiento esperado que los resultados obtenidos con base en procedimientos de análisis elásticos.

Para los puentes en estudio se aplicó una carga monótona y creciente sobre los 48 modelos diseñados en el capítulo 5, obteniendo la respuesta estructural en cada paso de carga y graficando la curva de capacidad.

En la Figura 6.9 se muestra paso a paso el proceso de este método de análisis.

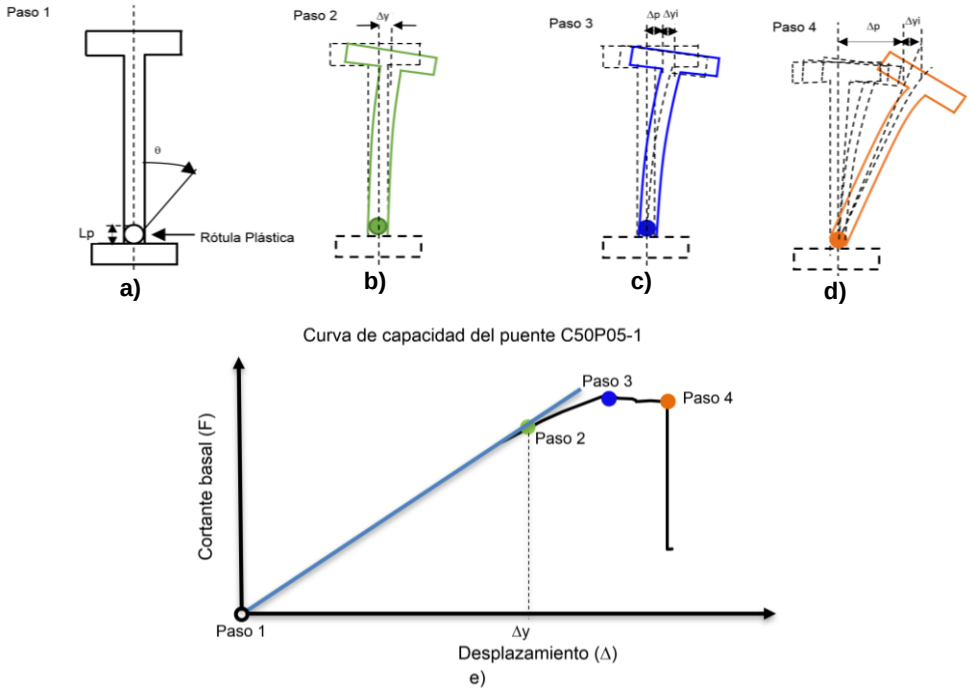


Figura 6.9 – Proceso paso a paso del método estático no lineal en el pilar de un puente, **a)** carga lateral igual a cero, **b)** inicia la cedencia, **c)** formación de la articulación plástica, **d)** falla del pilar y **e)** curva de capacidad.

Se ha utilizado un patrón de cargas fijo y distribuido simétricamente sobre el tablero de todos los puentes en estudio. El valor de esta carga es de 1 t, estos patrones de carga se aprecian en la Figura 6.10 y Figura 6.11.

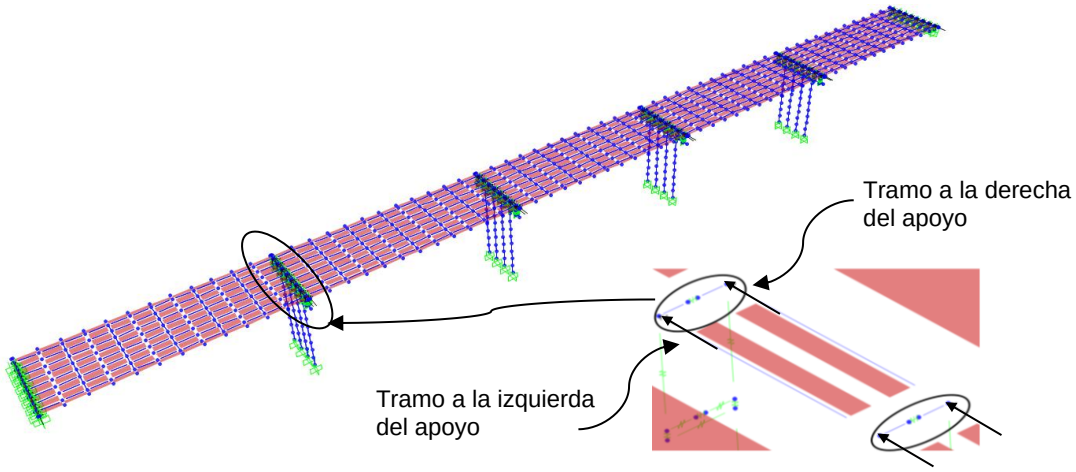


Figura 6.10 – Distribución uniforme de cargas adoptado en los análisis estáticos no lineales en la dirección transversal.

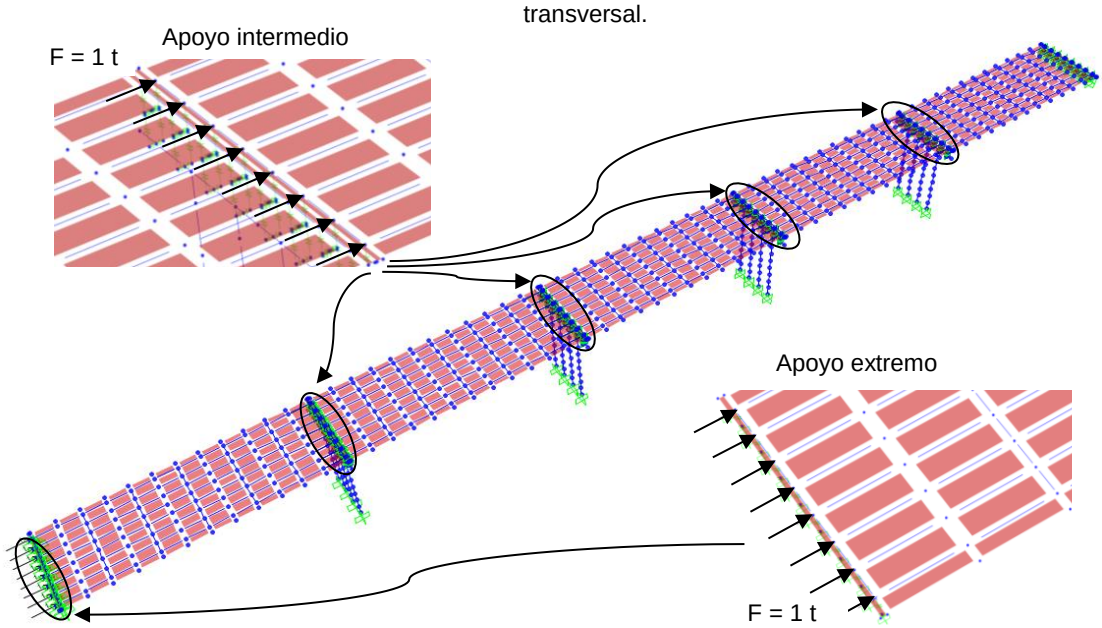


Figura 6.11 – Distribución uniforme de cargas adoptado en los análisis estáticos no lineales en la dirección longitudinal.

6.6.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

De los 48 puentes en estudio, en este apartado se presentan los resultados más relevantes de los análisis estáticos no lineales realizados en el SAP2000. Por la gran cantidad de información, se presentan únicamente los resultados en la dirección longitudinal y transversal de dos puentes: **M30P10-3** (Figura 6.12) y **C30P10-3** (Figura 6.14). Se presenta la curva de capacidad y el comportamiento de las rótulas en la base de los pilares, ya que son las que llevan a la falla a los puentes.

La Figura 6.13 presenta los resultados en la dirección longitudinal y transversal del puente **M30P10-3** (Figura 6.12) y en la Figura 6.15 para el puente **C30P10-3** (Figura 6.14). En la Figura 6.12 se muestra el puente **M30P10-3** y en la Figura 6.13 **b)** a **i)** se grafica el momento rotación de las rótulas plásticas inferiores de cada una de las columnas del puente (M_R). En la Figura 6.12 se aprecia que el nodo de control de desplazamientos se ubicó en el centro de masas de la estructura.

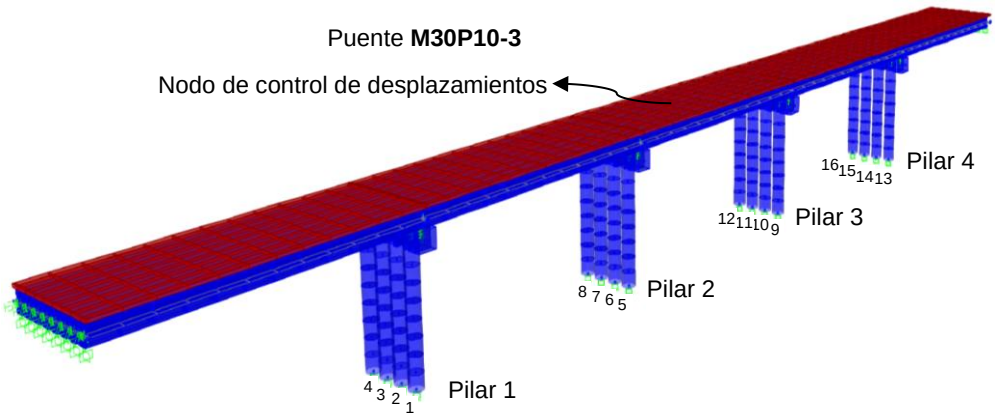
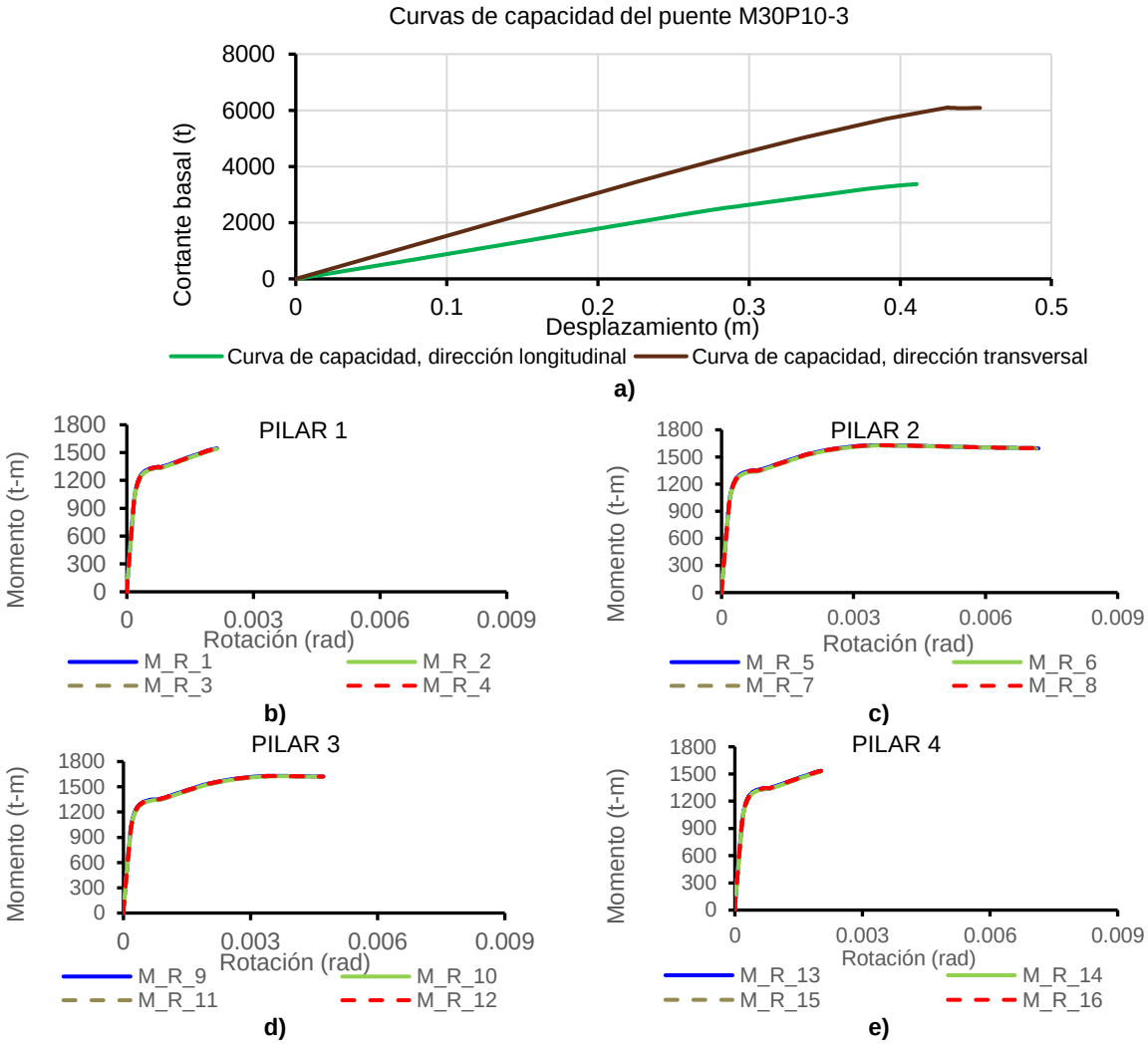


Figura 6.12 – Puente M30P10-3 con pilares de cuatro columnas y alturas de pilar de 10 m ubicado en zona altamente sísmica.



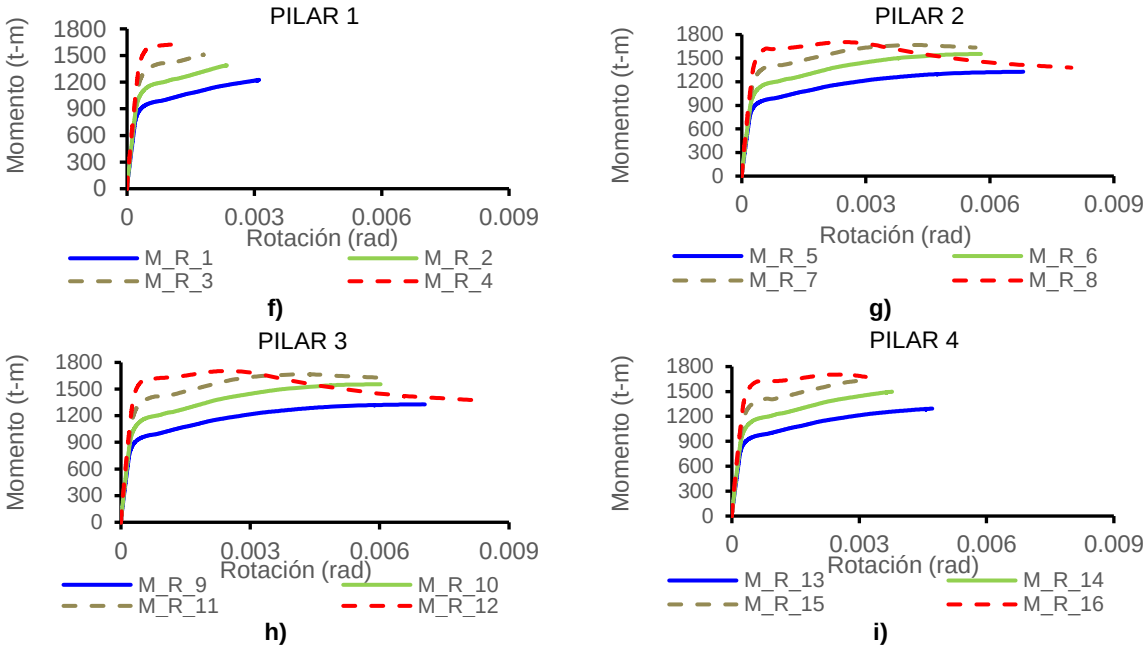


Figura 6.13 – **a)** Curva de capacidad del puente M30P10-3 con pilares de cuatro columnas y **b)** a **e)** diagramas momento-rotación en dirección longitudinal, **f)** a **i)** diagramas momento-rotación en dirección transversal.

Al comparar la curva de capacidad del puente **M30P10-3** en la dirección longitudinal (Figura 6.13 **b)**) y transversal se observa que la capacidad a cortante en la dirección transversal es aproximadamente del doble de la obtenida en la dirección longitudinal. Tanto en la dirección longitudinal como transversal, es notable que los pilares centrales (pilares 2 y 3) son los que presentan mayor demanda de rotación, siendo las columnas extremas de estos pilares las que llevan a la falla a la estructura (columnas 5, 8, 9 y 12, Figura 6.13 **g)** y **h)**). No obstante, el pilar 2 presenta la mayor rotación en la dirección longitudinal y el pilar 3 en la dirección transversal. De los pilares extremos, el pilar 4 presenta mayor capacidad en la dirección transversal comparado con la dirección longitudinal.

En la Figura 6.14 y Figura 6.15 se presentan los resultados del puente **C30P10-3**:

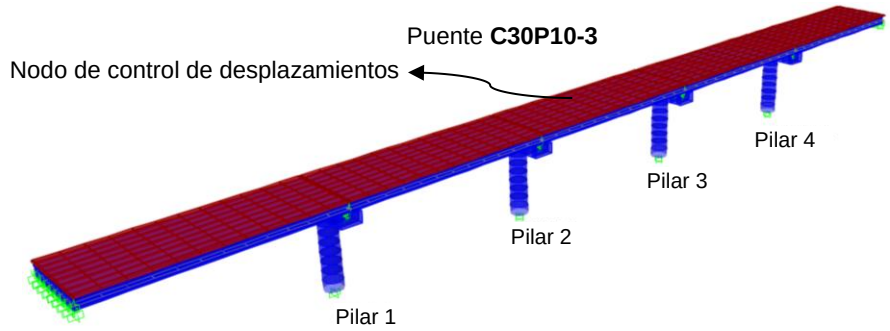


Figura 6.14 – Puente C30P10-3 con pilares de una columna y alturas de pilar de 10 m ubicado en zona altamente sísmica.

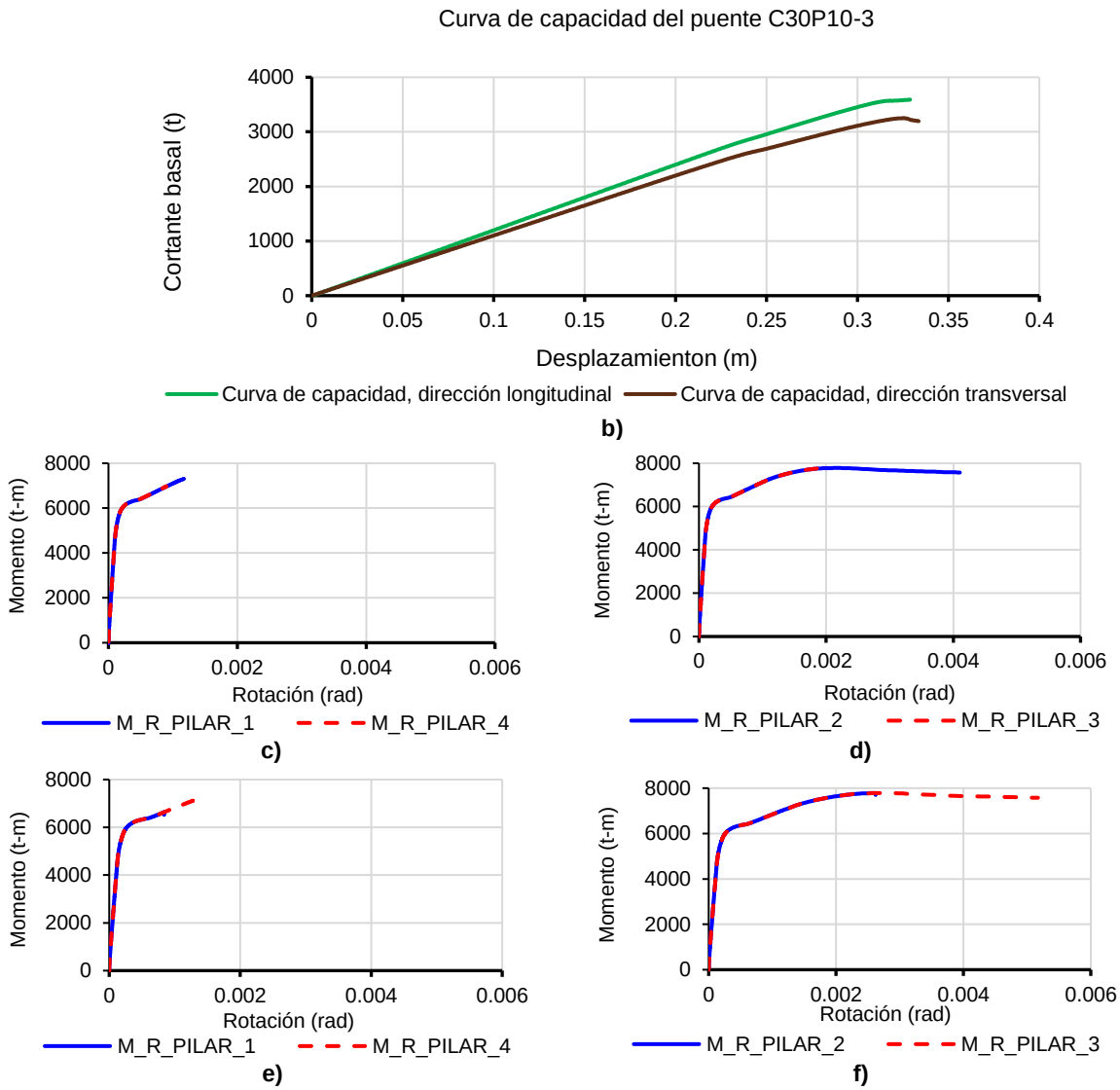


Figura 6.15 – **b)** Curva de capacidad del puente **C30P10-3** con pilares de una columna y **c)** y **d)** diagramas momento-rotación en la dirección longitudinal y **e)** y **f)** diagramas momento-rotación en la dirección transversal.

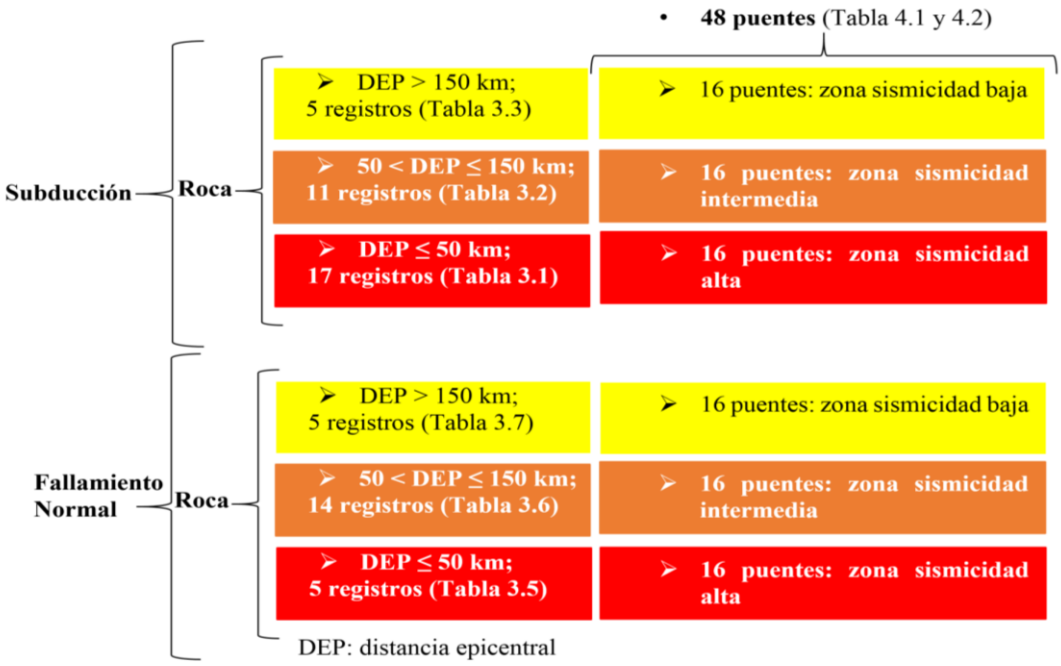
Al comparar la curva de capacidad en la dirección longitudinal y transversal (Figura 6.14 **b)** del puente **C30P10-3** la capacidad del puente a cortante en la dirección longitudinal es de alrededor del 10% mayor que la correspondiente a la dirección transversal. En la dirección longitudinal el pilar central 2 (Figura 6.15 **d)**) presenta mayor rotación, mientras que en la dirección transversal es el pilar 3 el de mayor rotación (Figura 6.15 **f)**). El puente alcanza mayores rotaciones en la dirección transversal que en la dirección longitudinal (pilar 3, Figura 6.15 **f)** y pilar 2, Figura 6.15 **d)**). Es notable que las cuatro rótulas presentan rotaciones diferentes entre ellas en ambas direcciones.

El comportamiento de los pilares centrales comparado con los pilares extremos es marcadamente diferente. Esto se debe a las diferentes condiciones de apoyo del puente en los pilares y en los estribos. En los pilares, las trabes descansan sobre apoyos elastoméricos que a su vez se apoyan en las columnas del pilar, formando un sistema en serie cuya rigidez lateral depende de ambos elementos. Por su parte en los estribos, las trabes se apoyan en los elastómeros que se modelaron empotrados en su base y para modelar el comportamiento longitudinal de los estribos se colocó un elemento multilineal-plastic-link con la rigidez correspondiente a la presión pasiva del suelo. De esta manera, la rigidez lateral de la subestructura en la zona de los estribos es la proporcionada por los apoyos elastoméricos y la

proporcionada por la presión pasiva del suelo. Esto hace que el primer tramo y el último del puente, tengan características diferentes a los tramos centrales.

6.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL

Los puentes se analizaron sometidos a las demandas sísmicas seleccionadas en el capítulo 3, sección 3.3.2. Estos registros fueron escalados en amplitud de acuerdo con lo descrito en la sección 3.3.3 y se consideraron para los análisis las tres componentes de los registros de aceleración simultáneamente. En resumen, se realizaron 3064 análisis dinámicos en los 48 puentes en estudio con las acciones sísmicas seleccionadas por subducción y 1890 análisis dinámicos para el caso de fallamiento normal. De acuerdo con lo anterior se hizo un total de 4954 análisis dinámicos. En el siguiente esquema se muestra el trabajo realizado.



La calibración del amortiguamiento viscoso se ha realizado a partir del primer y segundo modo de vibrar, ya que movilizan más del 90% de la masa. Los análisis se realizaron considerando dos porcentajes de amortiguamiento crítico 1% y 5%, lo anterior es debido a que durante los análisis se tuvo la necesidad de verificar que porcentaje de amortiguamiento crítico era el más adecuado para la calibración del amortiguamiento viscoso. Es importante que durante los análisis se detecte correctamente la fase de máxima solicitación de los puentes para cada análisis, observando el comportamiento de todas las rótulas plásticas en cada paso de carga (análisis estáticos) o en cada instante de tiempo (análisis dinámicos).

6.7.1 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO-LINEALES

Los resultados más importantes obtenidos en los análisis no-lineales de los casos de estudio se muestran en las Figura 6.16 a la Figura 6.23. Para ejemplificar, en este apartado, solo se muestran los resultados de los análisis dinámicos no lineales en la historia-tiempo para los puentes **M30P10-3** y **C30P10-3**. Primero se presenta la respuesta global de la estructura en la dirección longitudinal y transversal, sometidos a tres acciones sísmicas: CALE8509.191, SJLL204.0213 y SLU21404.182 correspondientes a estos puentes de acuerdo con su ubicación (DEP ≤ 50 km), Tabla 3.1. Se muestran simultáneamente

para el 1% y el 5% de amortiguamiento. En la Figura 6.16 se grafica en el eje vertical el coeficiente basal ($\delta = V/W$) y en el eje horizontal el drift (distorsión angular, $\gamma = \Delta/H$). V es la fuerza cortante basal, W el peso del puente, Δ la demanda de desplazamientos lateral del pilar y H la altura del pilar. En estas figuras se sobrepone la curva de capacidad a manera de comparar los resultados de ambos métodos de análisis no lineales.

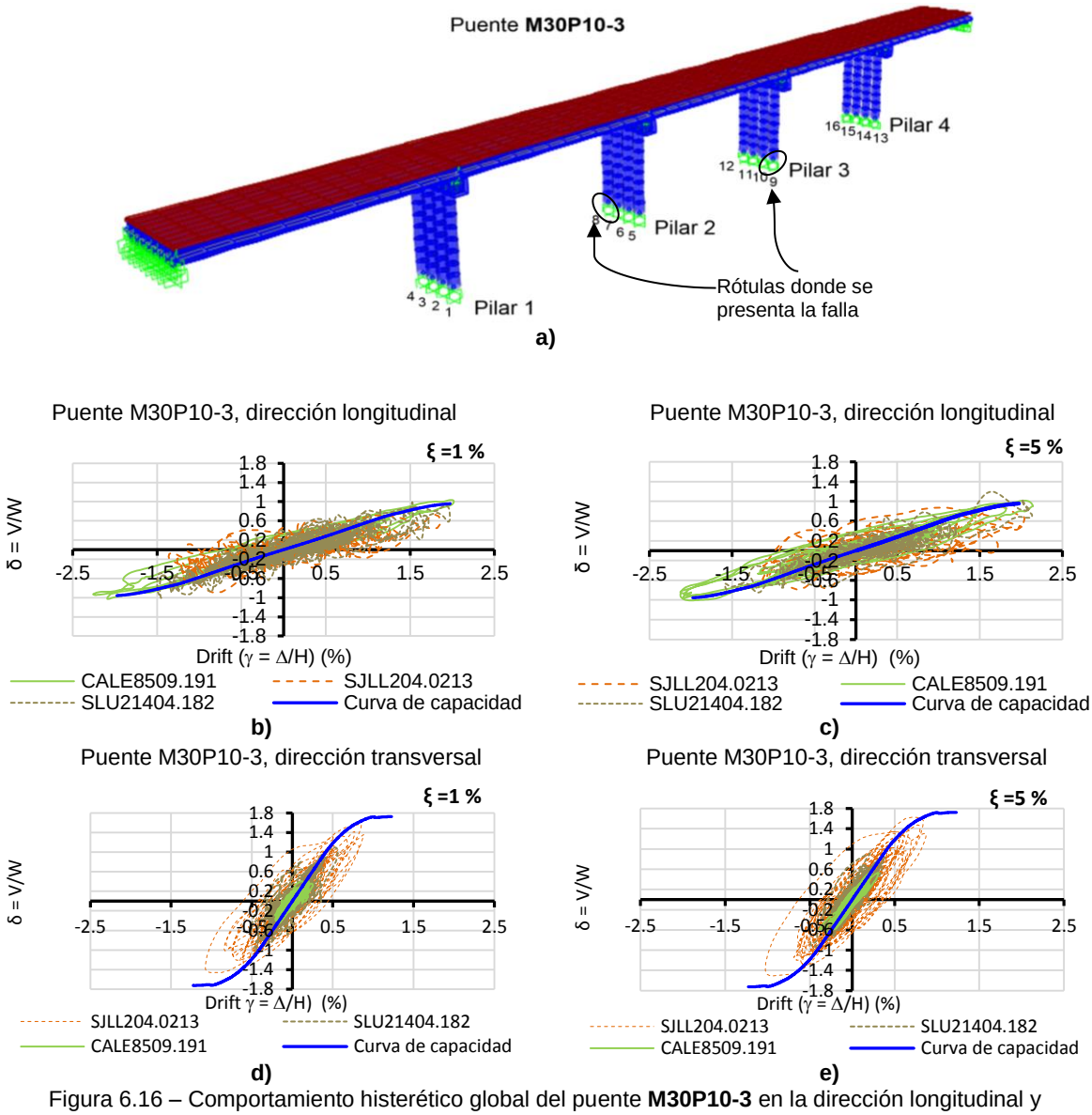


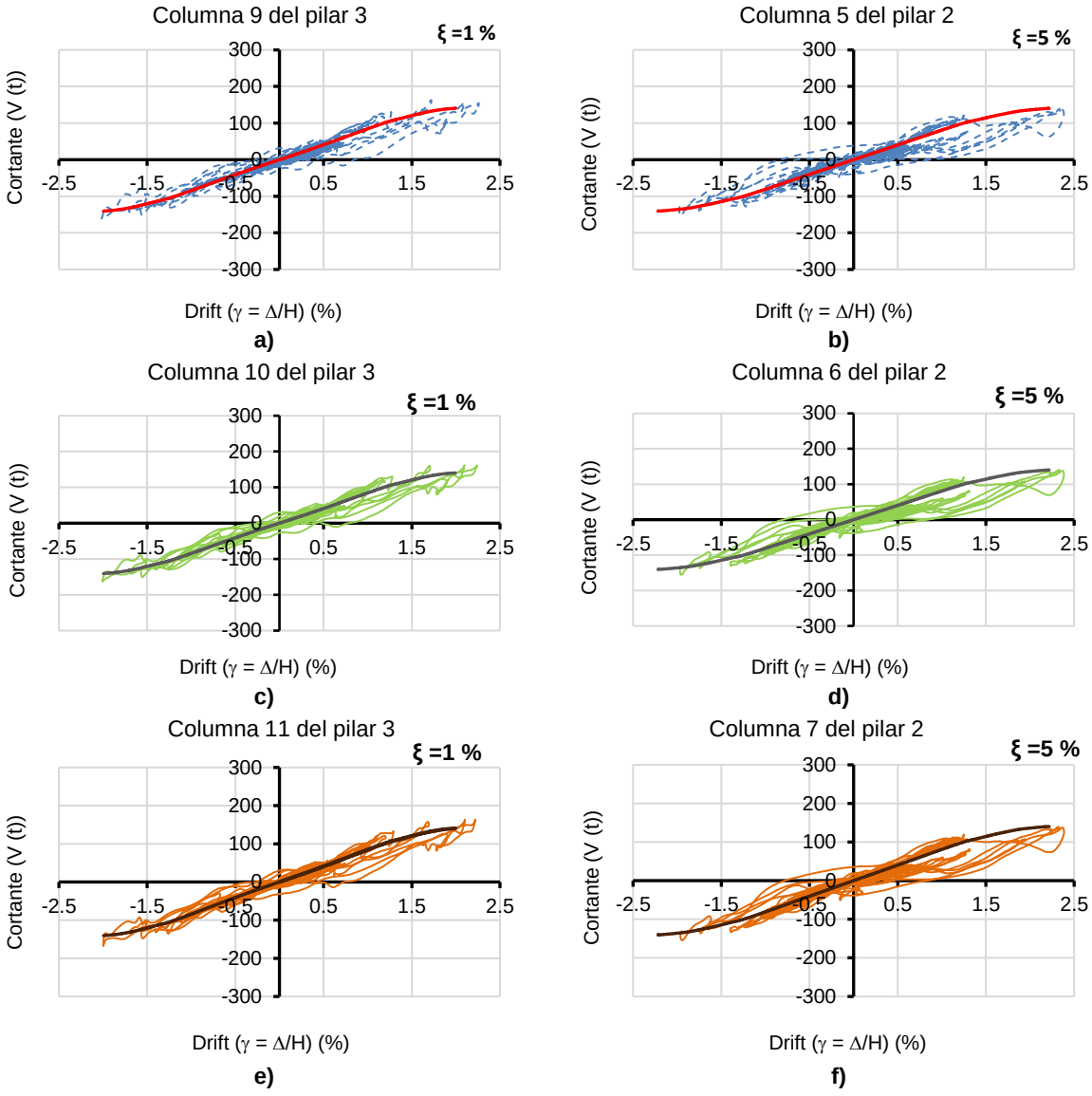
Figura 6.16 – Comportamiento histerético global del puente **M30P10-3** en la dirección longitudinal y transversal, sometido a los acelerogramas CALE8509.191, SJLL1204.0213 y SLU21404.182, **b)**, **d)** 1% y **c)**, **e)** 5% de amortiguamiento.

La Figura 6.16 **b)** y **d)** y la Figura 6.16 **c)** y **e)** muestra que el ancho de los lazos histeréticos es ligeramente más amplio con el $\xi = 5\%$ que los correspondientes al 1% de amortiguamiento en ambas direcciones.

Estos resultados muestran que ambos métodos de análisis no lineal conducen a valores similares de la respuesta máxima con respecto al cortante, mientras que, en términos del desplazamiento, los análisis dinámicos en la dirección longitudinal, dirección en la que este puente presenta la falla, proporcionan valores 9% mayores. Respecto al cortante basal, el amortiguamiento no tiene influencia significativa,

siendo el valor medio igual para ambos casos de amortiguamiento en las dos direcciones. En lo que se refiere al desplazamiento, se presenta un valor 8% mayor con el 5% de amortiguamiento en la dirección longitudinal (Figura 6.16 **b)** y **c)**). En la dirección transversal tampoco se aprecian diferencias significativas con respecto al cortante basal. Sin embargo, el desplazamiento llega a ser 10% mayor para el 1% de amortiguamiento (Figura 6.16 **d)** y **e)**). Se observa también que las rótulas del puente ceden primero en la dirección longitudinal (Figura 6.16 **b)** y **c)**), pues se tiene un drift (distorsión angular) mayor al 2%.

La Figura 6.17 presenta la respuesta histerética de las columnas, del pilar 3 para ξ = 1%, y del pilar 2 para el ξ = 5 %, en la dirección longitudinal y transversal del puente **M30P10-3.** Se grafica el cortante basal de las columnas y del pilar versus el drift, para el sismo de CALE8509.191. La Figura 6.17 muestra el comportamiento local de los pilares que llevan al colapso a la estructura. La última gráfica en cada una de las direcciones corresponde a la suma total del cortante basal último del pilar. Nuevamente se sobrepone la curva de capacidad a manera de comparar los resultados de ambos métodos de análisis no lineal.



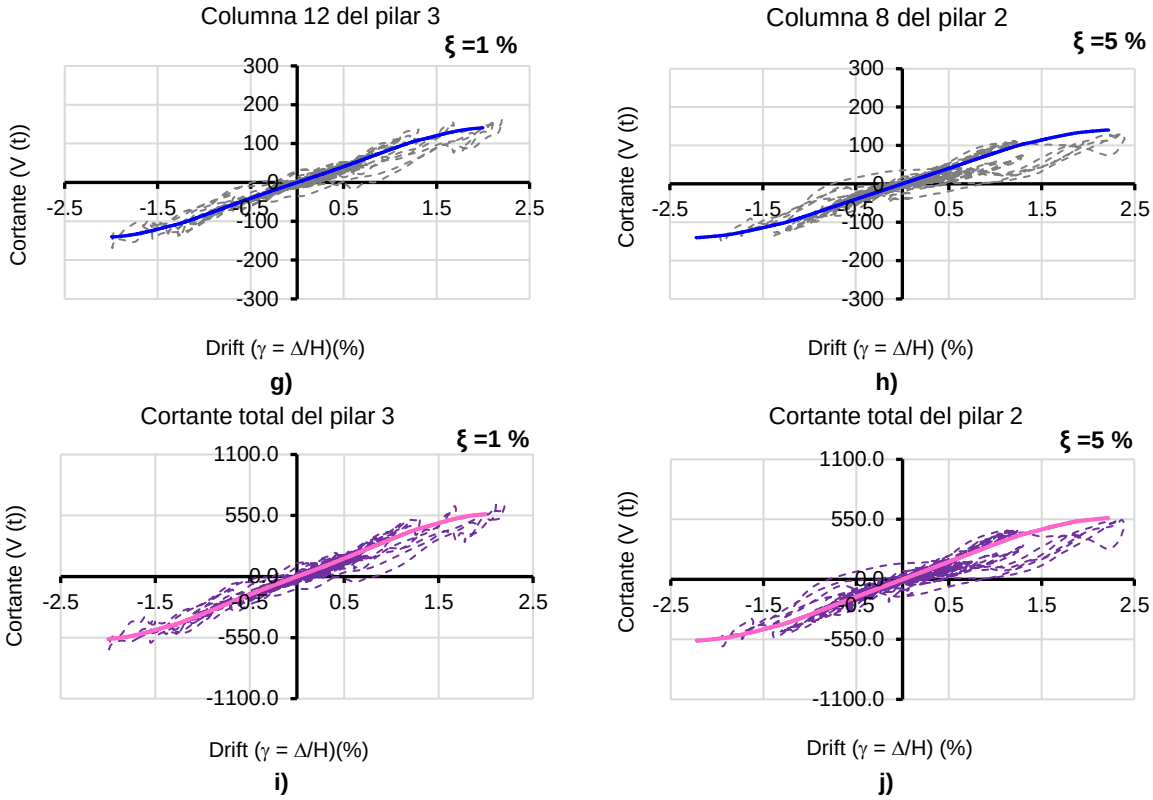
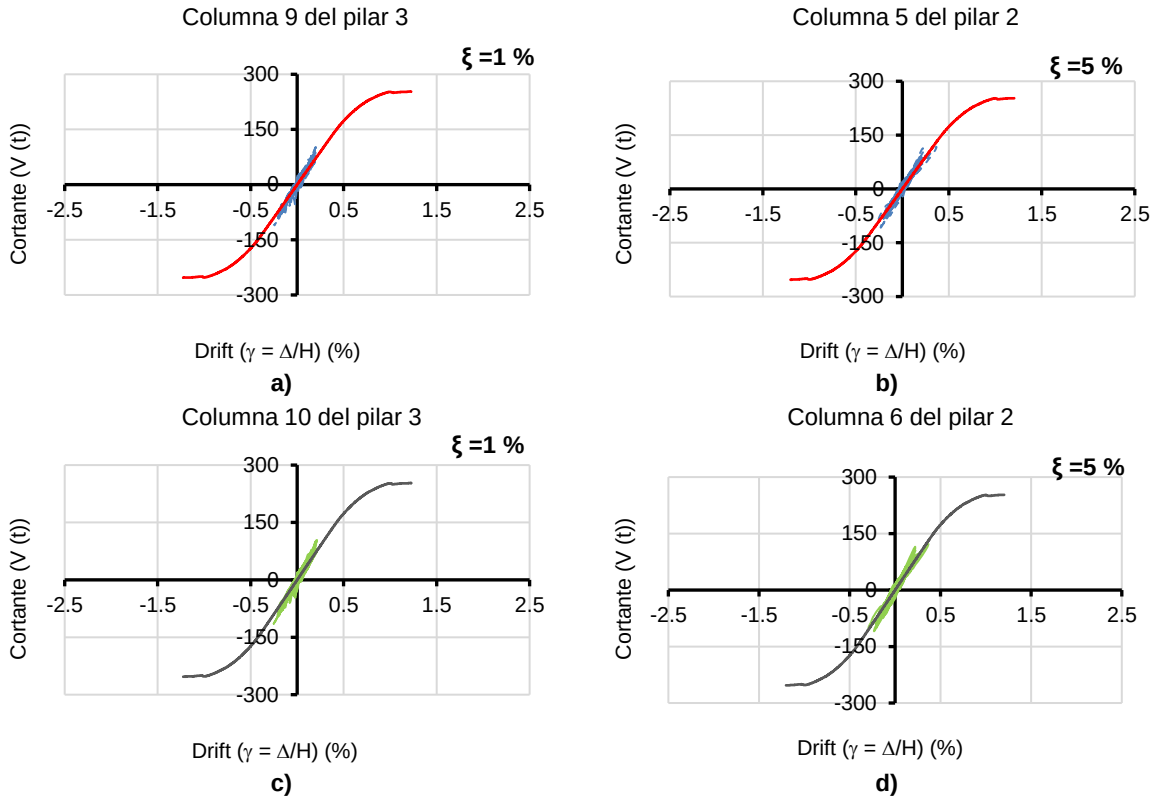


Figura 6.17 – Comportamiento histerético del pilar 2 y 3 del puente **M30P10-3** en la dirección longitudinal, sometido al sismo CALE8509.191, **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)** pilar 3 con 1% y **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)** pilar 2 con 5% de amortiguamiento.



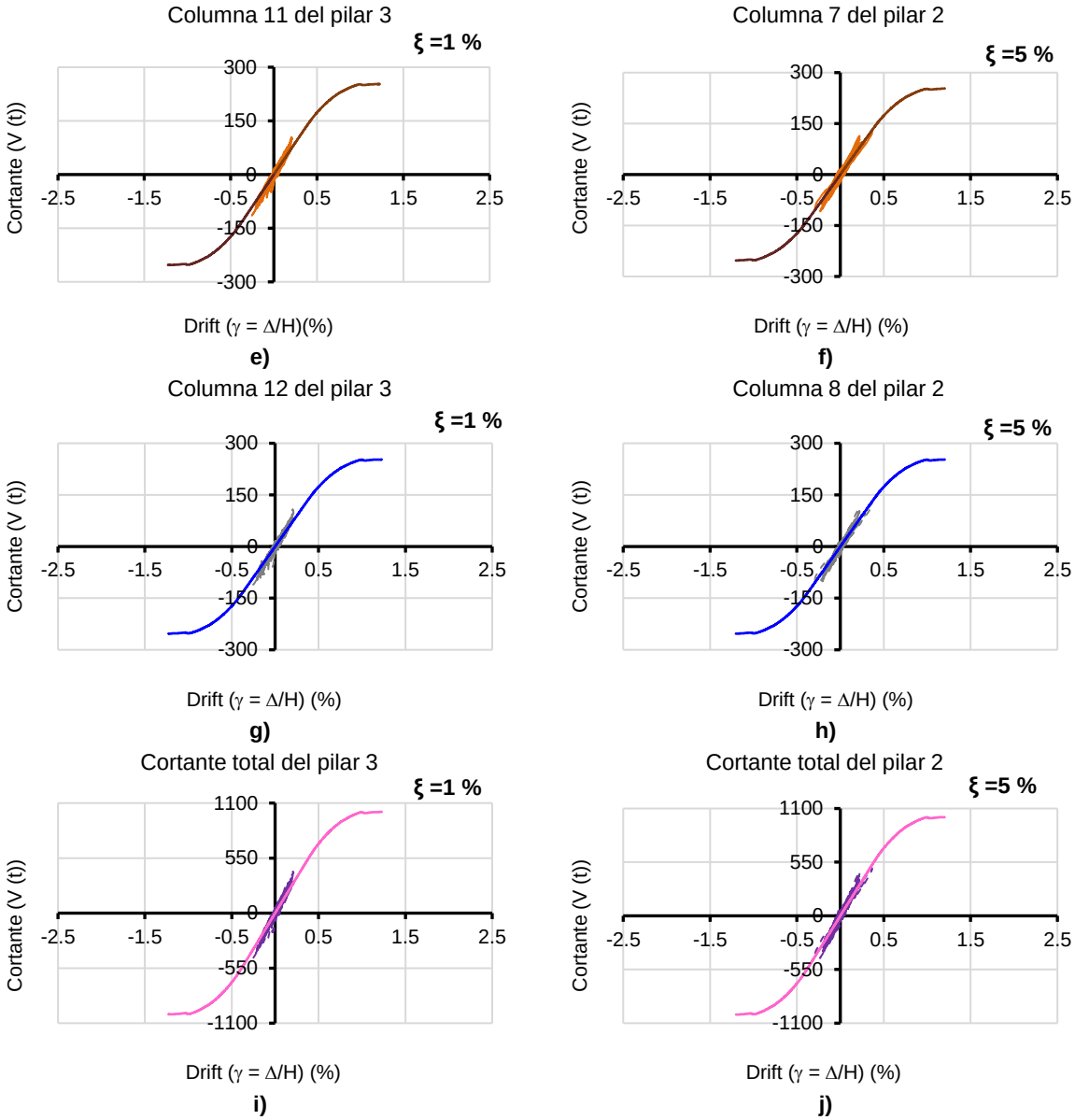
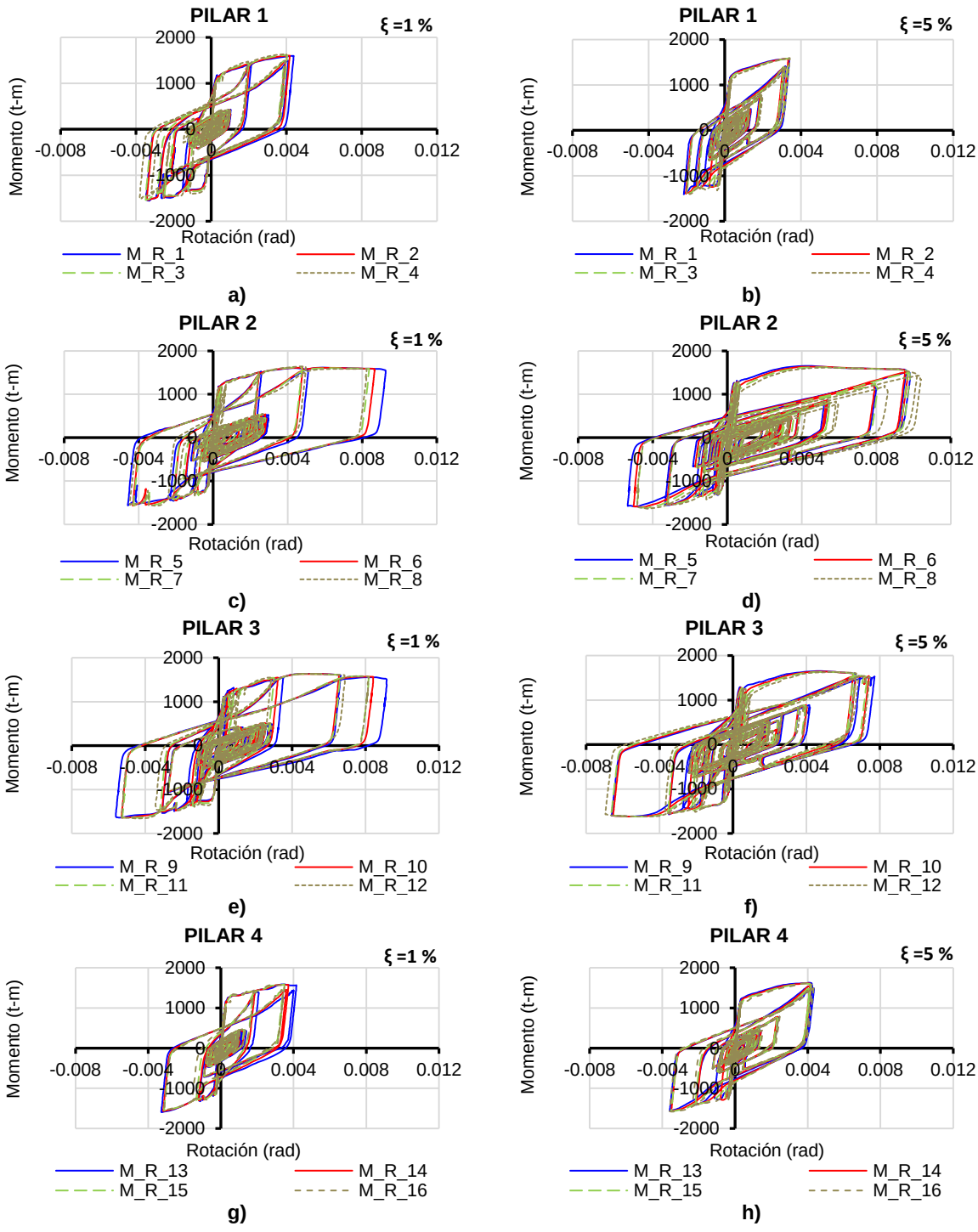


Figura 6.18 – Comportamiento histerético del pilar 2 y 3 del puente **M30P10-3** en la dirección transversal, sometido al sismo CALE8509.191, **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)** pilar 3 con 1% y **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)** pilar 2 con 5% de amortiguamiento.

Al comparar el comportamiento de las columnas del pilar tres y dos en la dirección longitudinal y transversal resulta que los lazos histeréticos son más amplios en la dirección longitudinal (Figura 6.17), ya que en la dirección transversal el comportamiento de estas es prácticamente elástico (Figura 6.18). Lo anterior se debe a que el periodo fundamental del puente se encuentra en la dirección longitudinal y, no obstante que se aplicaron las tres componentes de los acelerogramas, fue en esta dirección donde se aplicó la componente máxima de la demanda sísmica. Adicionalmente, los ciclos histeréticos del modelo con el 5% de amortiguamiento son ligeramente más amplios que los correspondientes al 1%.

A continuación, se muestran las gráficas momento rotación (M_R) de las rótulas plásticas inferiores de las columnas de cada pilar (Figura 6.19 de **a)** al **h)**) del puente **M30P10-3** y después el esfuerzo-deformación de una de las fibras de la rótula donde se presenta la falla (Figura 6.19 **e)** y **f)**). Nuevamente para ejemplificar solo se muestran los resultados de este puente sometido al sismo CALE8509.191.

Considerando el mismo formato, primero para el 1% de amortiguamiento y enseguida para el 5% (Figura 6.19).



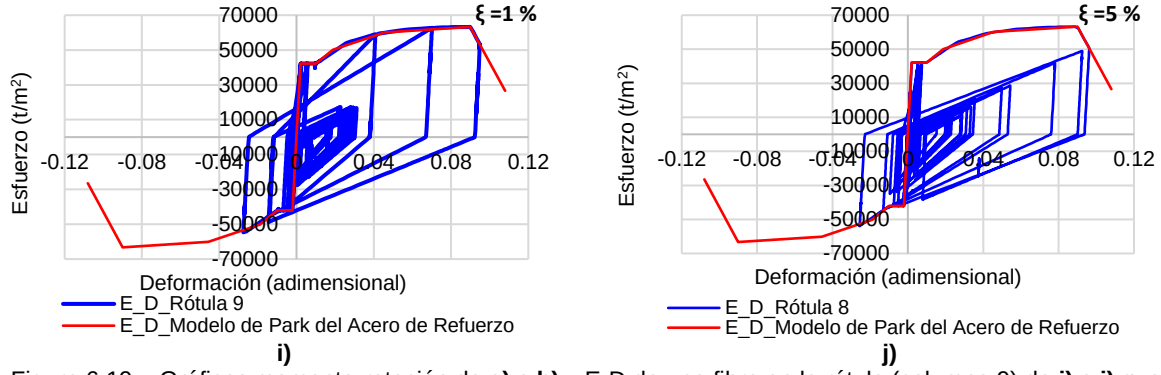
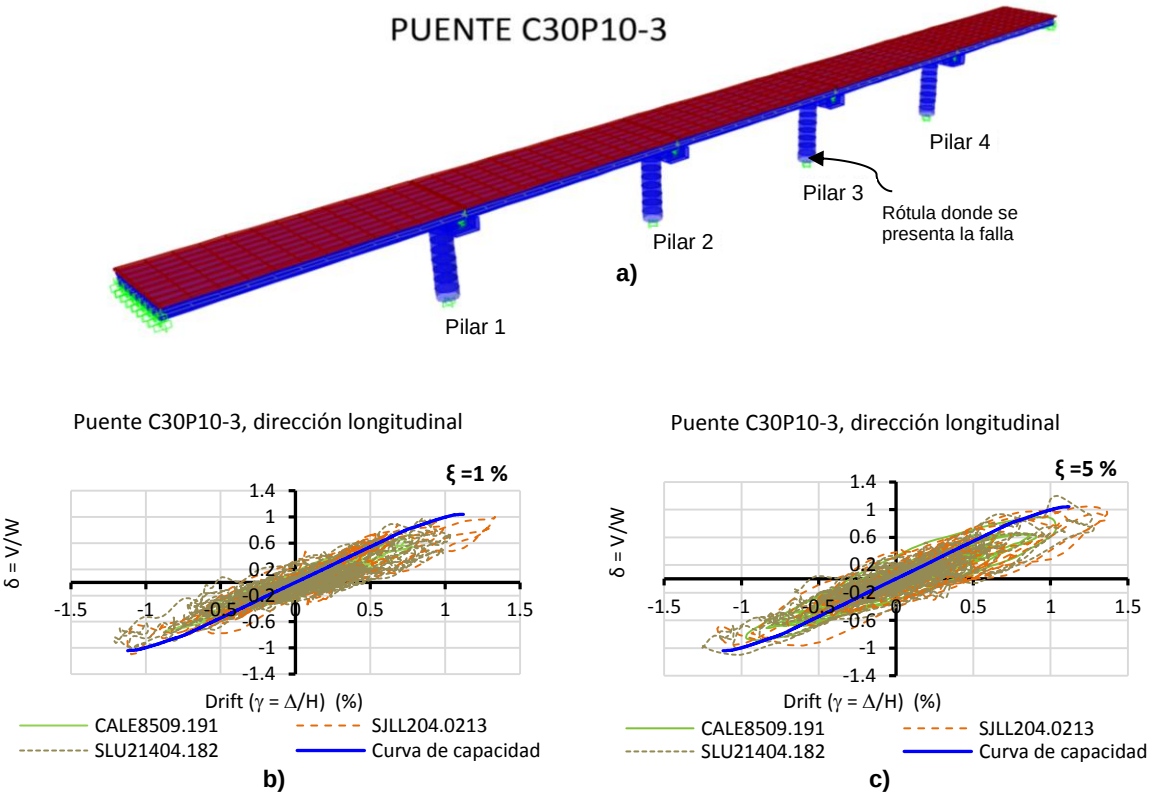


Figura 6.19 – Gráficas momento-rotación de **a)** a **h)** y E-D de una fibra en la rótula (columna 9) de **i)** a **j)** que presenta la falla del puente **M30P10-3** sometido al acelerograma **CALE8509.191**, para 1% y 5% de amortiguamiento.

La Figura 6.19 **c)**, **d)**, **e)** y **f)**) muestra que los pilares centrales 2 y 3 son los que presentan ciclos histeréticos más amplios con demandas de rotación apreciablemente mayores. Los pilares extremos 1 y 4 (Figura 6.19 **a)**, **b)**, **g)** y **h)**)) tienen rotaciones máximas cercanas a la mitad de las correspondientes a los pilares centrales. En la Figura 6.19 **i)** y **j)** se aprecia la incursión en la zona de endurecimiento por deformación del acero en la rótula plástica inferior de la columna 9 para un ξ = 1% y de la columna 8 en el caso de ξ = 5%.

Los resultados anteriores se repiten, pero ahora para el puente **C30P10-3**, primero se presenta la respuesta global en la dirección longitudinal y transversal del puente sometido a las tres demandas sísmicas correspondientes de acuerdo con su ubicación (DEP < 50 km, Tabla 3.1). Colocando a la izquierda las correspondientes al 1% de amortiguamiento y a la derecha las del 5% de amortiguamiento, Figura 6.20.



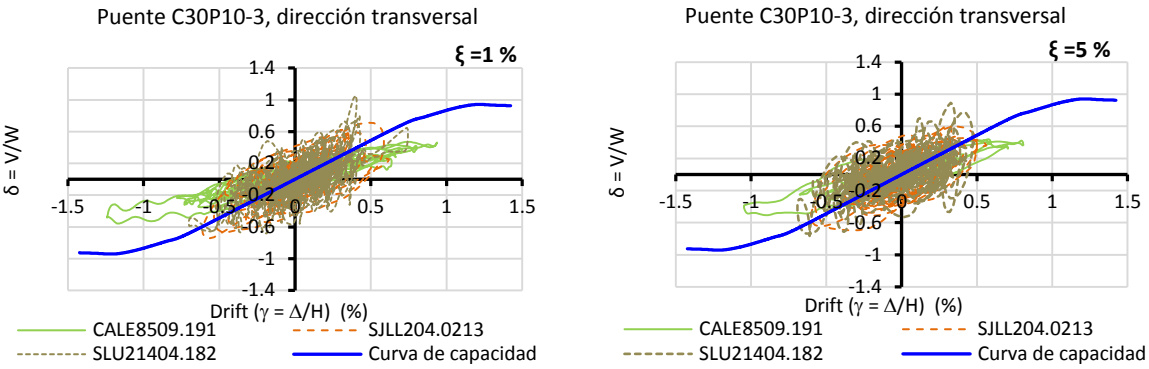


Figura 6.20 – Comportamiento histerético global de los pilares del puente **C30P10-3** en la dirección longitudinal y transversal, sometido a los sismos CALE8509.191, SJLL1204.0213 y SLU21404.182, **b)**, **d)** 1% y **c)**, **e)** 5% de amortiguamiento.

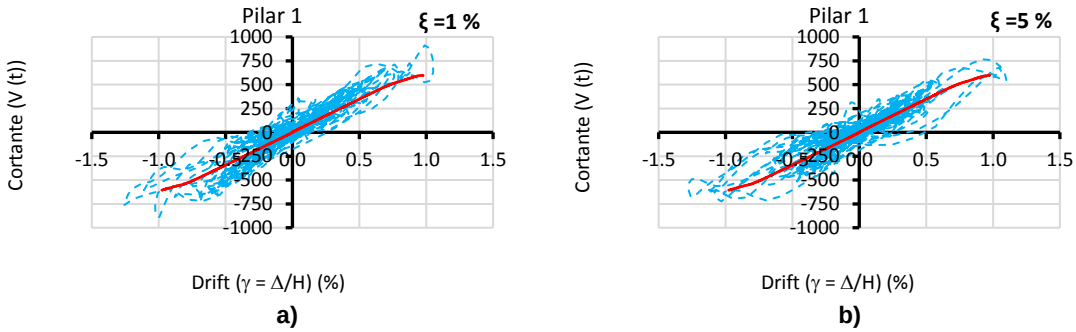
Nuevamente al comparar la Figura 6.20 **b)** y **d)** con la Figura 6.20 **c)** y **e)** el ancho de los lazos histeréticos con ξ = 5% son ligeramente mayores que el ancho para el 1% de amortiguamiento en ambas direcciones de análisis.

En términos de métodos de análisis, nuevamente estos resultados muestran que ambos métodos de análisis no lineal conducen a valores similares de la respuesta máxima con respecto al cortante.

En términos del amortiguamiento, en la dirección longitudinal (Figura 6.20 **b)** y **c)**) no se aprecian diferencias significativas con respecto al cortante basal siendo el valor medio igual para ambos porcentajes de amortiguamiento. Los desplazamientos son 8% mayores con el 5% de amortiguamiento. En el puente **C30P10-3** las diferencias son más notables en la dirección transversal tanto para el cortante basal como para el desplazamiento. Existen diferencias en el cortante basal de aproximadamente 16% (para 1% y 5% de amortiguamiento) y diferencias de desplazamiento de alrededor del 16% (Figura 6.20 **d)** y **e)**).

Las rótulas del puente ceden primero en la dirección longitudinal (Figura 6.20 **b)** y **c)**), pues se tiene un drift (distorsión angular) mayor al 1.3%.

En la Figura 6.21 y Figura 6.22 se presenta la respuesta histerética de los cuatro pilares del puente **C30P10-3** en la dirección longitudinal y en la dirección transversal, respectivamente, sometido al sismo SJLL204.0213. Las gráficas de la izquierda corresponden a un amortiguamiento del 1% y las de la derecha a un amortiguamiento del 5%.



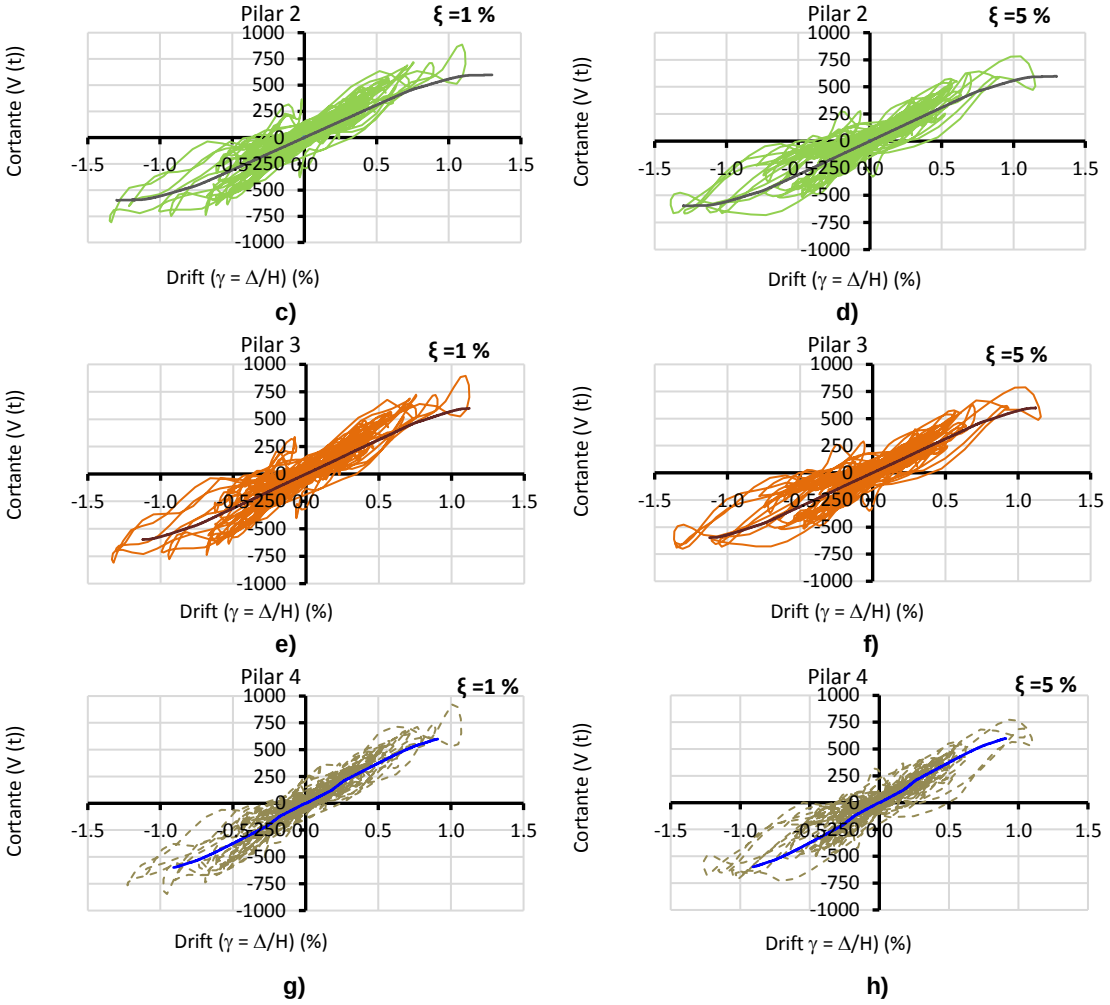
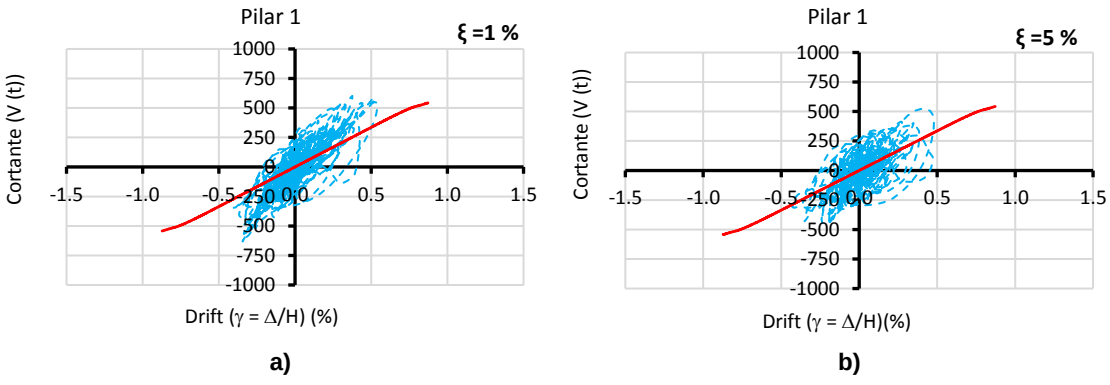


Figura 6.21 – Comportamiento histerético de los pilares del puente **C30P10-3** en la dirección longitudinal, sometido al sismo SJLL204.0213, **a)**, **c)**, **e)**, **g)** 1% y **b)**, **d)**, **f)**, **h)** 5% de amortiguamiento.



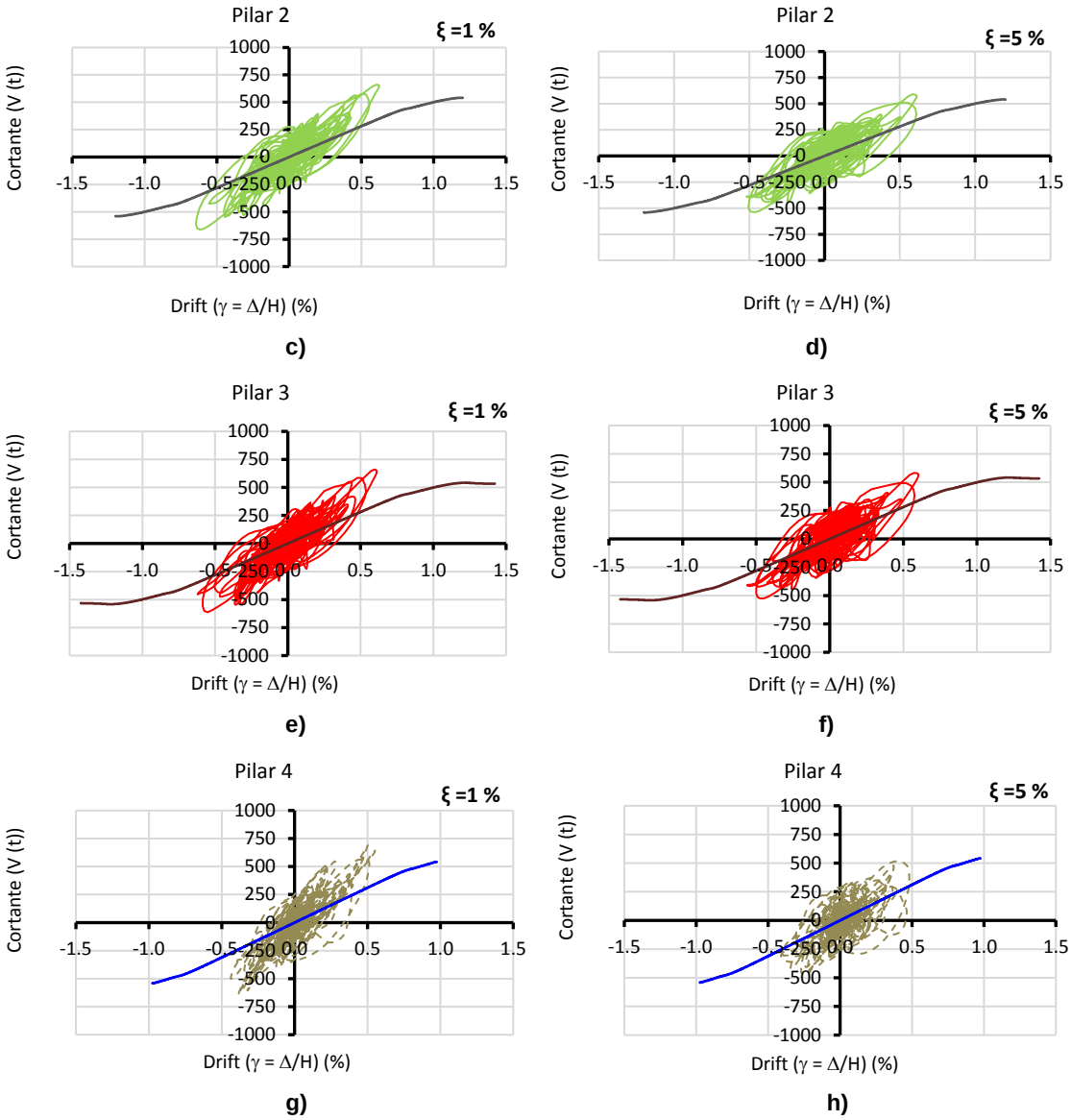


Figura 6.22 – Comportamiento histerético de los pilares del puente **C30P10-3** en la dirección transversal, sometido al sismo SJLL204.0213, **a), c), e), g)** 1% y **b), d), f), h)** 5% de amortiguamiento.

Similarmente al comparar el comportamiento de los pilares centrales (Figura 6.21 y Figura 6.22 **c)**, **d)** y **e)**, **f)**) en la dirección longitudinal y transversal se observa que el ancho de los ciclos histeréticos es mayor en la dirección longitudinal. La demanda de desplazamiento es también claramente mayor, siendo en esta dirección donde se presenta el colapso de esta estructura con un drift mayor a 1.2%.

Los ciclos histeréticos que se muestran para ambos amortiguamientos analizados (1% y 5%) son bastante similares en ambas direcciones.

La Figura 6.23 de **a)** al **d)** muestra diagramas momento rotación (M_R) de las rótulas inferiores de cada pilar y la Figura 6.23 **e)** y **f)** el diagrama esfuerzo-deformación de una de las fibras de la rótula donde se presenta la falla de este puente.

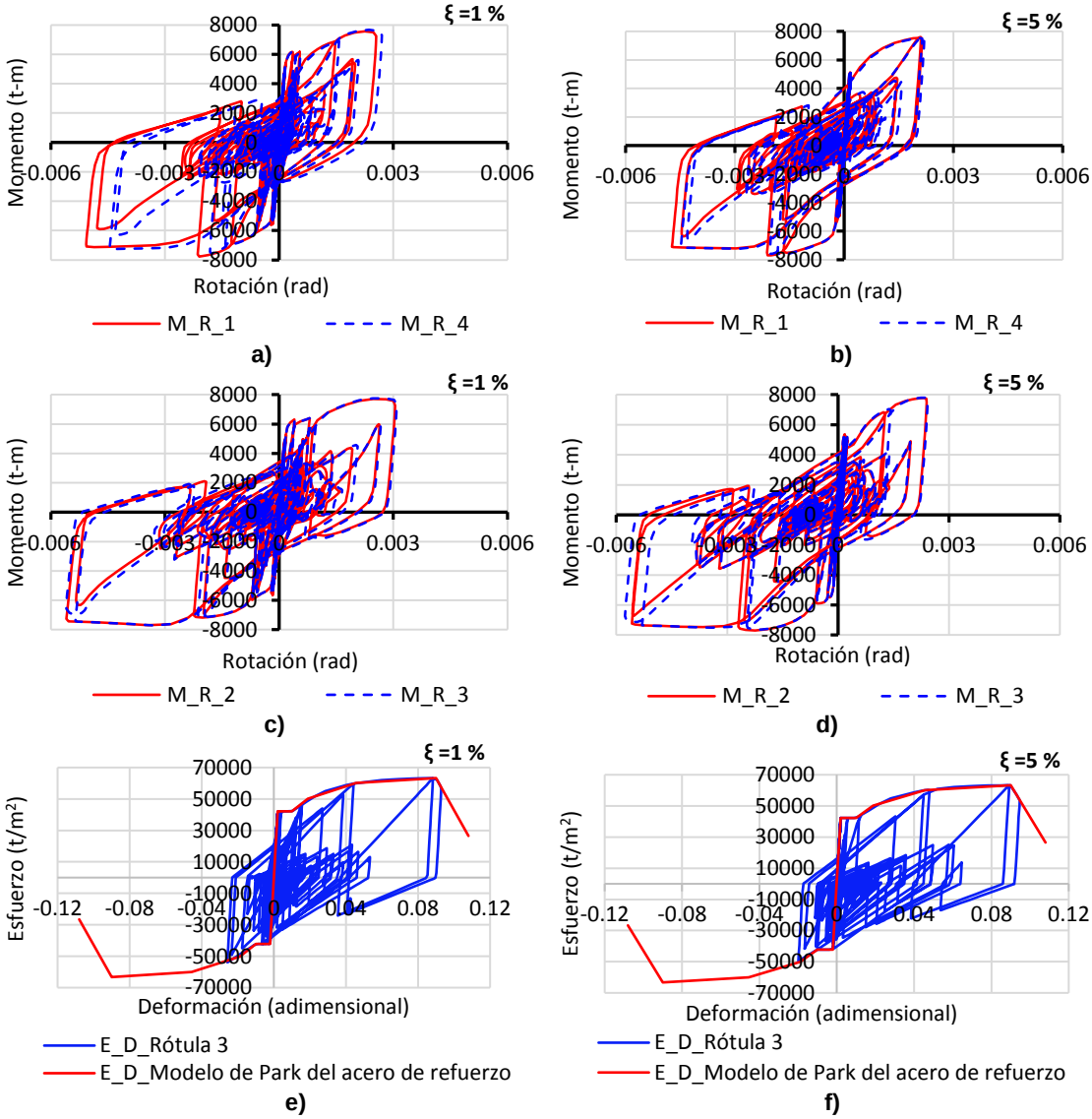


Figura 6.23 – Gráficas momento-rotación y E-D de una fibra en la rótula que presenta la falla del puente **C30P10-3** sometido al sismo SJLL204.0213, **a), c), e)** con el 1% y **b), d), f)** con el 5% de amortiguamiento.

En la Figura 6.23 **c)** y **d)** se aprecia que los pilares centrales 2 y 3 son los que presentan ciclos histeréticos más amplios, con mayores demandas de rotación. Los pilares extremos 1 y 4 (Figura 6.23 **a)** y **b)**) también presentan ciclos histeréticos amplios pero más pequeños comparando con los pilares centrales. En la Figura 6.23 **e)** y **f)** se aprecia la incursión en la zona de endurecimiento por deformación del acero en la rótula plástica inferior del pilar 3.

6.8 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo se describen las características de los materiales y los modelos constitutivos de estos. Se utiliza el modelo de Mander, Priestley y Park para el concreto y el modelo de Park para el acero de refuerzo. Se modela la rótula plástica con fibras y se determinan las características de la sección agrietada de acuerdo con lo propuesto por Caltrans (2004).

Se realiza en este capítulo el análisis estático no lineal y el análisis dinámico en la historia tiempo y se presentan los resultados obtenidos mediante estos dos métodos para dos puentes: M30P10-3 y C30P10-3. En el análisis estático se presentan los resultados en la dirección longitudinal y transversal.

Con el método dinámico no lineal se realizaron 3064 análisis en los 48 puentes en estudio con las acciones sísmicas seleccionadas por subducción y 1890 análisis para el caso de fallamiento normal, considerando las tres componentes del acelerograma. De esta manera, se hicieron un total de 4954 análisis dinámicos.

En este capítulo solo se presentan los resultados del método dinámico no lineal para los puentes M30P10-3 y C30P10-3 sometidos a los sismos: CALE8509.191, SJLL204.0213 y SLU21404.182.

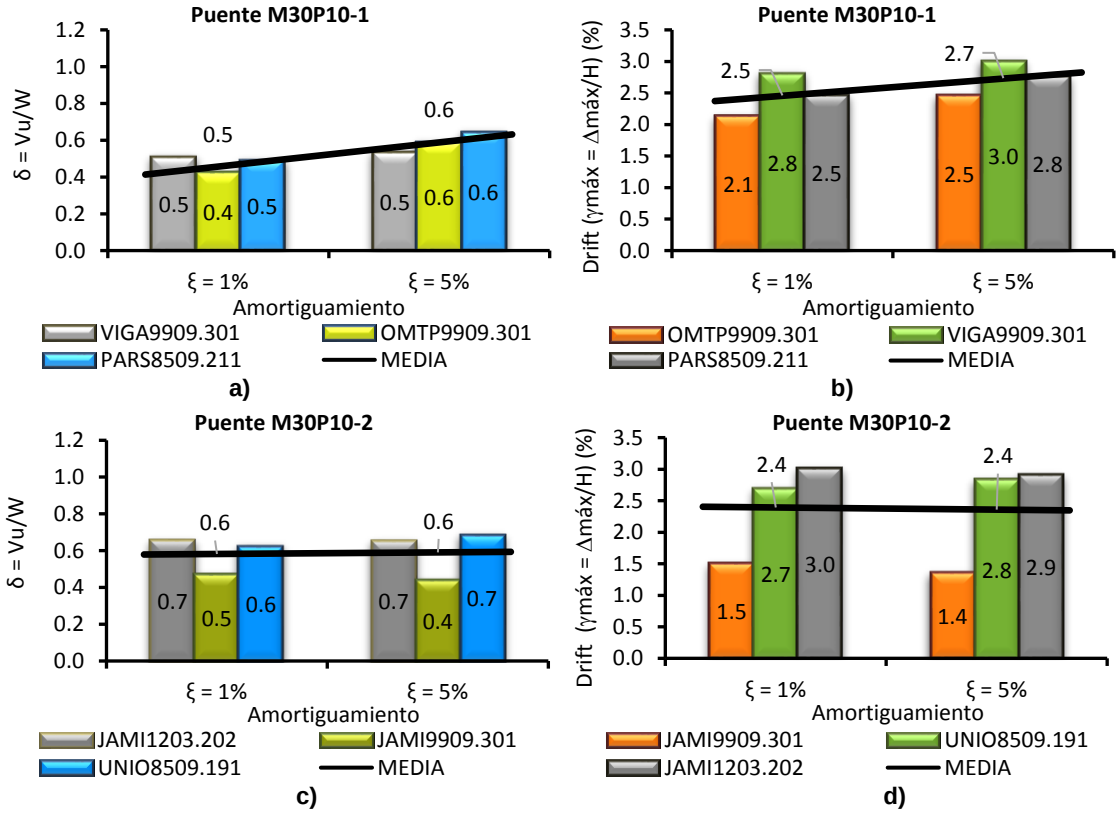
7

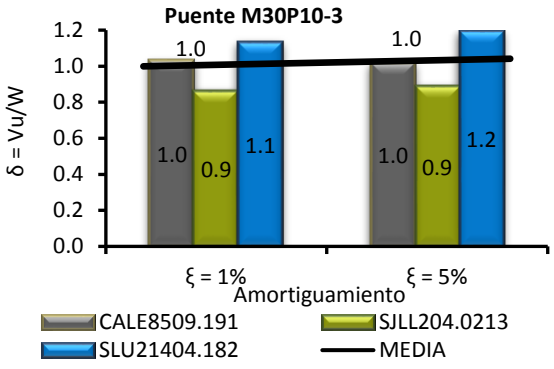
DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

7.1 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

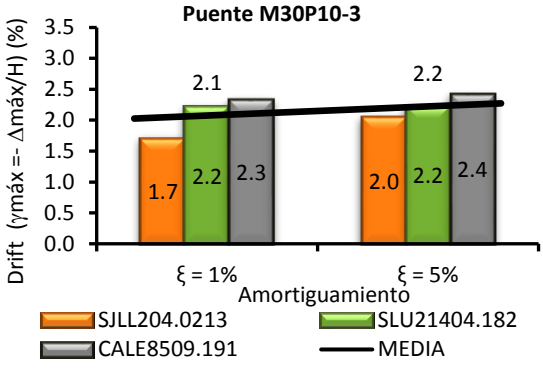
En esta sección se muestran los resultados de los análisis dinámicos no lineales en la historia tiempo. Como ya se mencionó anteriormente se ha estado trabajando con 48 puentes y 57 acelerogramas. Como un ejemplo de las tendencias observadas, a continuación, se muestran los resultados obtenidos para nueve puentes, sometidos a tres demandas sísmicas.

En la Figura 7.1 se presenta el coeficiente basal (relación de cortante basal último dividido entre el peso correspondiente de cada puente) gráfica de la izquierda, y a la derecha se colocó el drift máximo (distorsión angular, $\gamma = \Delta_{máx}/H$), ambas gráficas con amortiguamiento del 1% y 5% de amortiguamiento crítico. Se anexa a estas gráficas la media del coeficiente basal y del drift máximo. En la Figura 7.1 se muestra la información antes mencionada en la dirección longitudinal y en la Figura 7.2 en la dirección transversal.

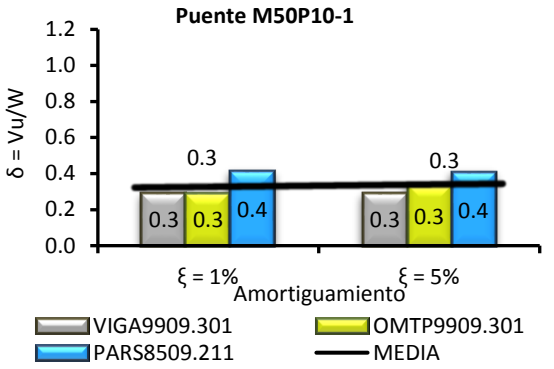



Puente M30P10-3
δ = Vu/W
1.0
1.0
1.0
0.9
1.1
1.0
0.9
1.2
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
CALE8509.191
SJLL204.0213
SLU21404.182
MEDIA

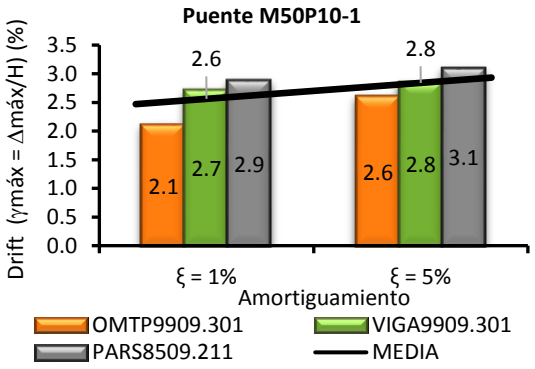
e)


Puente M30P10-3
Drift (γmáx =- Δmáx/H) (%)
2.1
2.2
1.7
2.2
2.3
2.2
2.2
2.0
2.2
2.4
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
SJLL204.0213
SLU21404.182
CALE8509.191
MEDIA

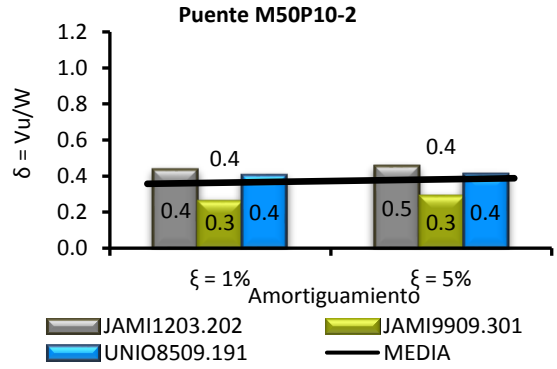
f)


Puente M50P10-1
δ = Vu/W
0.3
0.3
0.3
0.3
0.4
0.3
0.3
0.4
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
VIGA9909.301
OMTP9909.301
PARS8509.211
MEDIA

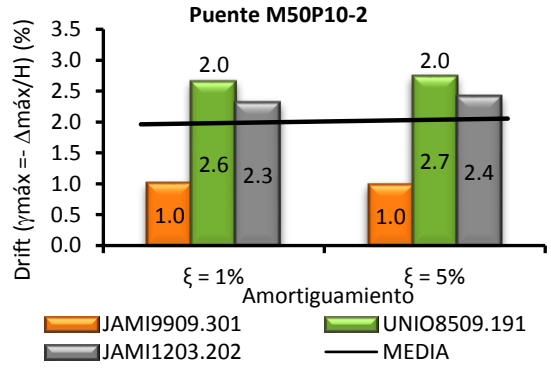
g)


Puente M50P10-1
Drift (γmáx = Δmáx/H) (%)
2.6
2.8
2.1
2.7
2.9
2.6
2.8
3.1
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
OMTP9909.301
VIGA9909.301
PARS8509.211
MEDIA

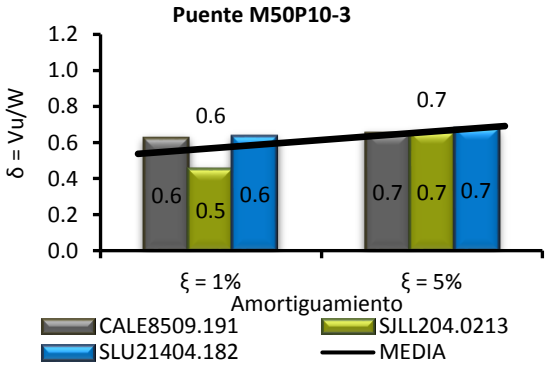
h)


Puente M50P10-2
δ = Vu/W
0.4
0.4
0.4
0.3
0.4
0.5
0.3
0.4
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
JAMI1203.202
JAMI9909.301
UNIO8509.191
MEDIA

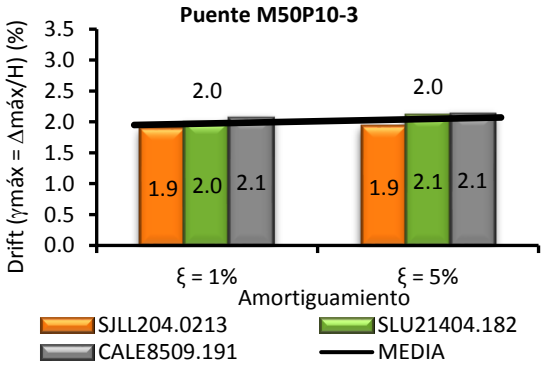
i)


Puente M50P10-2
Drift (γmáx =- Δmáx/H) (%)
2.0
2.0
1.0
2.6
2.3
1.0
2.7
2.4
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
JAMI9909.301
UNIO8509.191
JAMI1203.202
MEDIA

j)


Puente M50P10-3
δ = Vu/W
0.6
0.7
0.6
0.5
0.6
0.7
0.7
0.7
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
CALE8509.191
SJLL204.0213
SLU21404.182
MEDIA

k)


Puente M50P10-3
Drift (γmáx = Δmáx/H) (%)
2.0
2.0
1.9
2.0
2.1
1.9
2.1
2.1
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
SJLL204.0213
SLU21404.182
CALE8509.191
MEDIA

l)

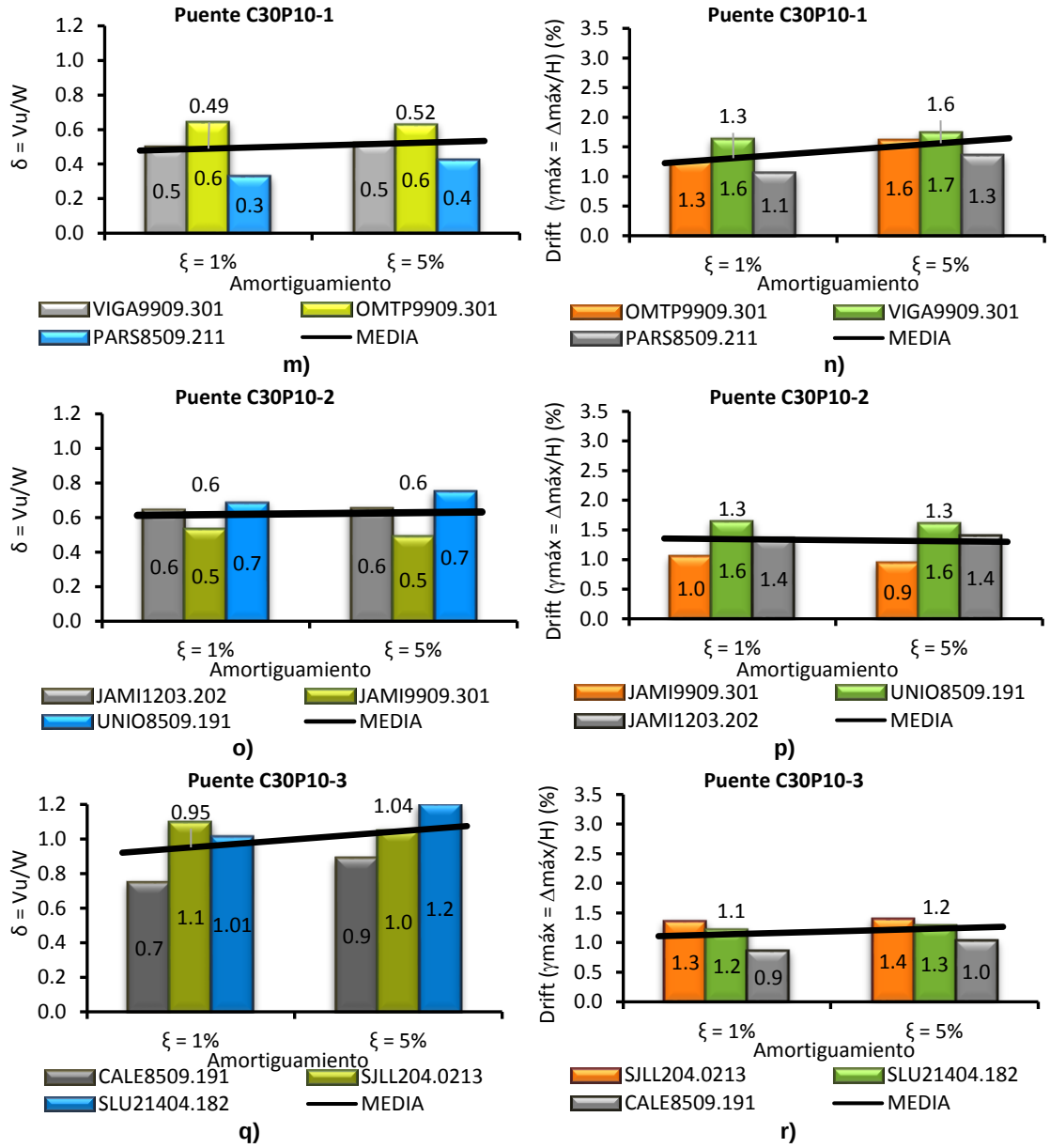


Figura 7.1 – Síntesis de nueve puentes estudiados en la dirección longitudinal, **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)**, **k)**, **m)**, **o)** y **q)** coeficiente basal y **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)**, **l)**, **n)**, **p)** y **r)** drift máximo.

La Figura 7.1 **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)**, **k)**, **m)**, **o)** y **q)** muestra el coeficiente basal de nueve puentes en la dirección longitudinal sometidos a tres acciones sísmicas: CALE8509.191, SJLL204.0213 y SLU21404.182 de la Tabla 3.1 presentada en el capítulo 4. En los puentes ubicados en baja sismicidad (Figura 7.1 **g)**, **m)** y **a)**) la media del coeficiente basal es de 0.3, 0.5 y de 0.5 a 0.6 para los puentes **M50P10-1**, **C30P10-1** y **M30P10-1**, respectivamente. En los puentes con sismicidad moderada (Figura 7.1 **i)**, **c)** y **o)**) la media del coeficiente basal es de 0.4, 0.6 y 0.6 para los puentes **M50P10-2**, **M30P10-2** y **C30P10-2**, respectivamente. Finalmente, los puentes ubicados en zonas altamente sísmicas (Figura 7.1 **k)**, **e)** y **q)**) la media del coeficiente basal varia de 0.6 a 0.7 para **M50P10-3** y es igual a 1.0 para **C30P10-3** y **M30P10-3**.

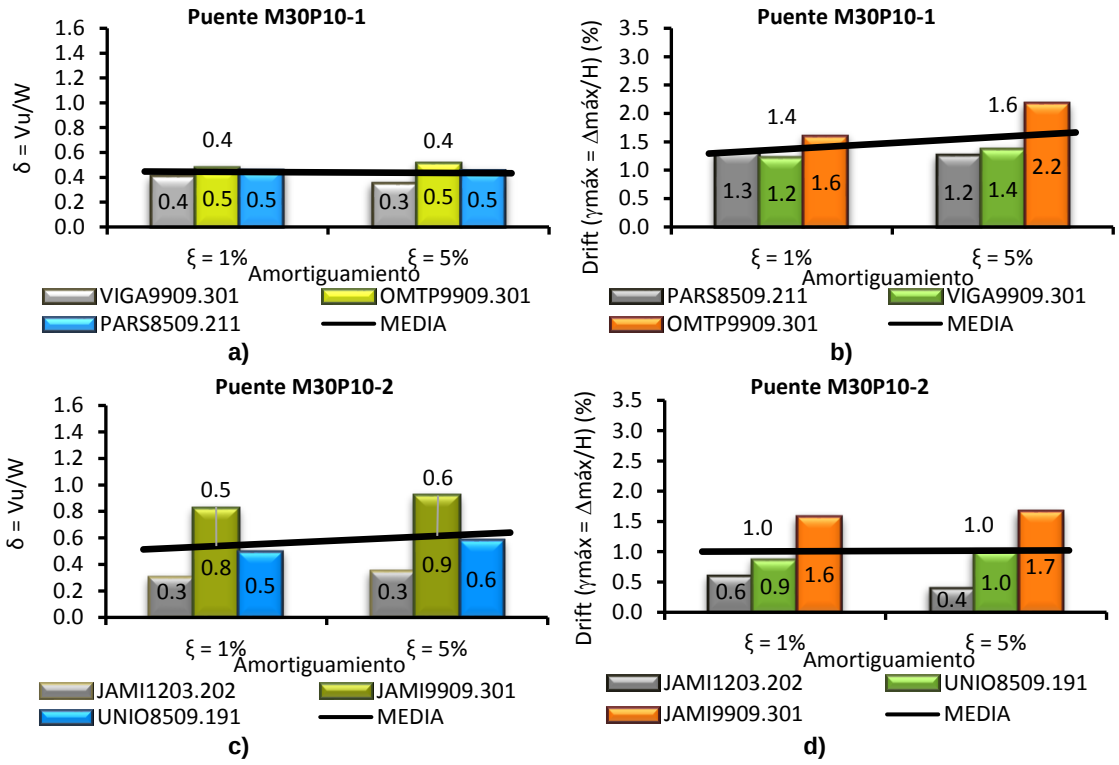
Al comparar la media del coeficiente basal en cada uno de estos gráficos con respecto al porcentaje de amortiguamiento, ξ, es notable que solo se presentan cambios en los puentes **M30P10-1** (Figura 7.1 **a)**) ubicado en zona de baja sismicidad y en el puente **M50P10-3** (Figura 7.1 **e)**) ubicado en zona altamente

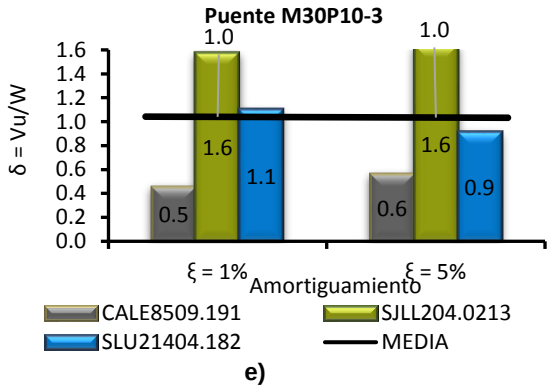
sísmica, siendo estas variaciones de 0.5 a 0.6 y de 0.6 a 0.7 respectivamente. En el resto de los casos la media es igual para el 1% y 5% de amortiguamiento.

La Figura 7.1 **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)**, **l)**, **n)**, **p)** y **r)** muestra el drift máximo de nueve puentes en la dirección longitudinal, con las tres demandas sísmicas correspondientes a la distancia epicentral. En el caso de los puentes ubicados en zonas de baja sismicidad el drift (Figura 7.1 **b)**, **h)** y **n)**) presenta variaciones de aproximadamente el 7%, 7% y 19% para los puentes **M30P10-1**, **M50P10-1** y **C30P10-1**, respectivamente, con respecto al porcentaje de amortiguamiento. En lo referente a los puentes ubicados en sismicidad moderada (Figura 7.1 **p)**, **j)** y **d)**) no se presentan variaciones en el drift con respecto a los porcentajes de amortiguamiento, siendo estos 1.3, 2 y 2.4 para los puentes **C30P10-2**, **M50P10-2** y **M30P10-2**, respectivamente. Finalmente, para los ubicados en zonas altamente sísmicas (Figura 7.1 **f)**, **r)** y **l)**) la variación en el drift con respecto al porcentaje de amortiguamiento es aproximadamente del 5% y 8% para los puentes **M30P10-3** y **C30P10-3**, respectivamente, no presentando variación el puente **M50P10-3** con una media de 2.

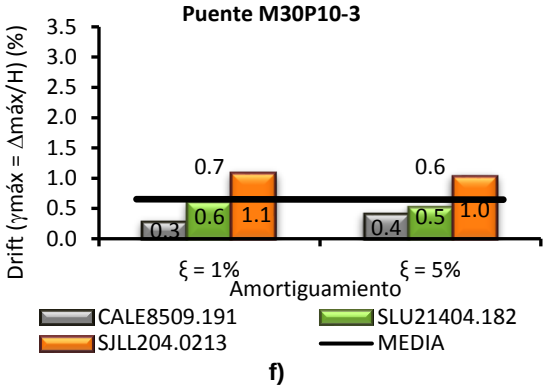
Los puentes con pilares formados por una columna ceden con porcentajes del drift más pequeños, en comparación con los puentes cuyos pilares están formados por cuatro columnas. De igual forma, los puentes con la misma tipología, pero de vanos más grandes presentan porcentajes del drift más pequeños en comparación con los puentes de vanos más pequeños.

En la Figura 7.2 se muestran los resultados presentados en la Figura 7.1 pero ahora para la dirección transversal.

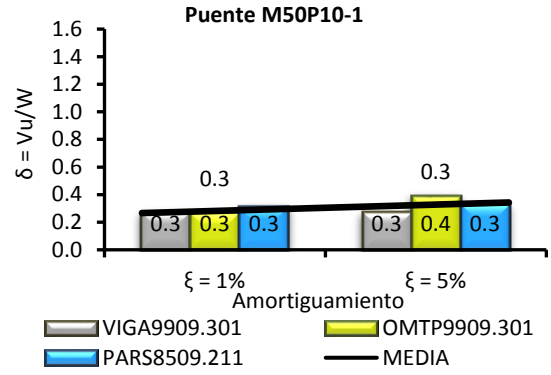



Puente M30P10-3
δ = Vu/W
1.0
1.6
1.1
0.5
1.0
1.6
0.9
0.6
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
CALE8509.191
SJLL204.0213
SLU21404.182
MEDIA

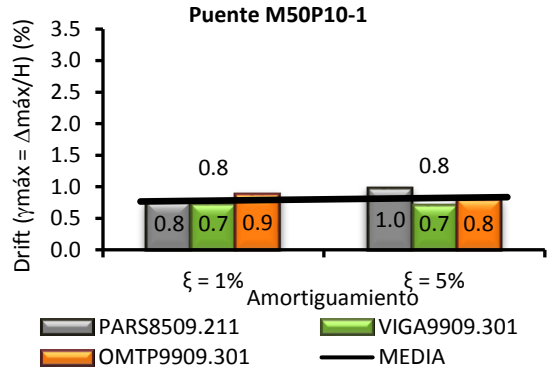
e)


Puente M30P10-3
Drift (γmáx = Δmáx/H) (%)
0.7
0.3
0.6
1.1
0.6
0.4
0.5
1.0
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
CALE8509.191
SJLL204.0213
SLU21404.182
MEDIA

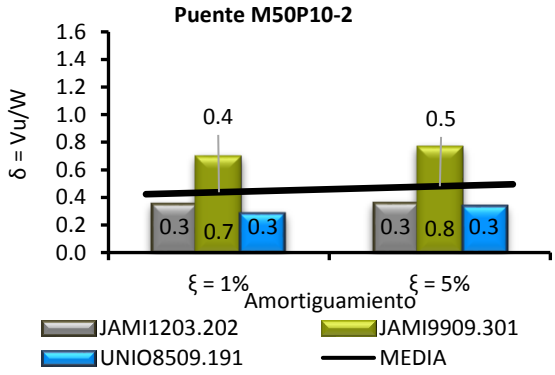
f)


Puente M50P10-1
δ = Vu/W
0.3
0.3
0.3
0.3
0.3
0.3
0.4
0.3
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
VIGA9909.301
OMTP9909.301
PARS8509.211
MEDIA

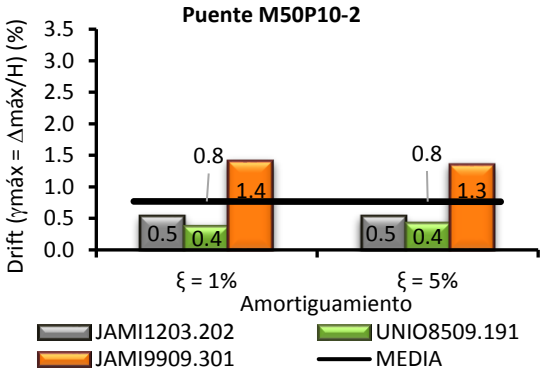
g)


Puente M50P10-1
Drift (γmáx = Δmáx/H) (%)
0.8
0.8
0.7
0.9
0.8
1.0
0.7
0.8
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
PARS8509.211
VIGA9909.301
OMTP9909.301
MEDIA

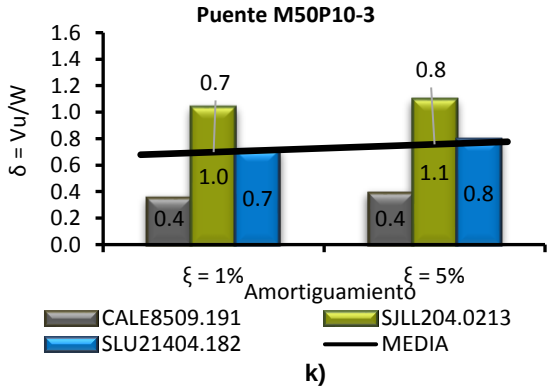
h)


Puente M50P10-2
δ = Vu/W
0.4
0.3
0.7
0.3
0.5
0.3
0.8
0.3
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
JAMI1203.202
JAMI9909.301
UNIO8509.191
MEDIA

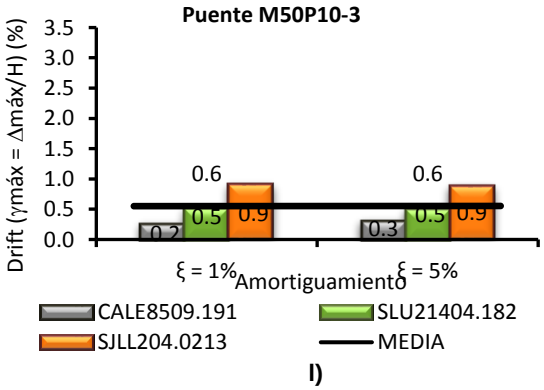
i)


Puente M50P10-2
Drift (γmáx = Δmáx/H) (%)
0.8
0.5
0.4
1.4
0.8
0.5
0.4
1.3
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
JAMI1203.202
JAMI9909.301
UNIO8509.191
MEDIA

j)


Puente M50P10-3
δ = Vu/W
0.7
0.4
1.0
0.7
0.8
0.4
1.1
0.8
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
CALE8509.191
SJLL204.0213
SLU21404.182
MEDIA

k)


Puente M50P10-3
Drift (γmáx = Δmáx/H) (%)
0.6
0.2
0.5
0.9
0.6
0.3
0.5
0.9
ξ = 1%
ξ = 5%
Amortiguamiento
CALE8509.191
SJLL204.0213
SLU21404.182
MEDIA

l)

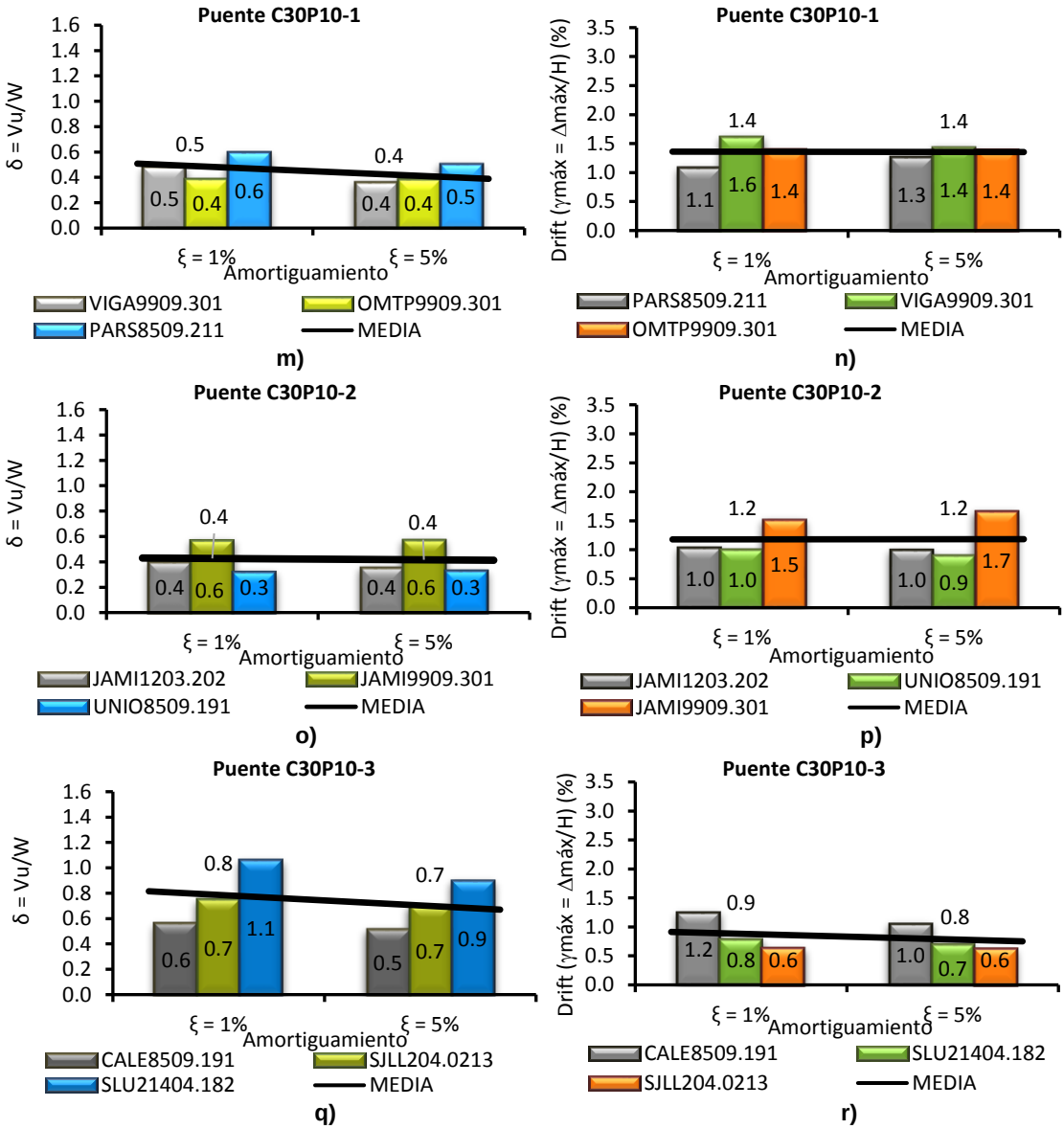


Figura 7.2 – Síntesis de nueve puentes estudiados en la dirección transversal, **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)**, **k)**, **m)**, **o)** y **q)** coeficiente basal y **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)**, **l)**, **n)**, **p)** y **r)** drift máximo.

La Figura 7.2 **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)**, **k)**, **m)**, **o)** y **q)** muestra el coeficiente basal para los nueve puentes en la dirección transversal con las tres demandas sísmicas de acuerdo con la distancia epicentral correspondiente. En los puentes ubicados en baja sismicidad (Figura 7.2 **a)**, **m)** y **g)**) la media del coeficiente basal es de 0.3 y 0.4 para los puentes **M50P10-1** y **M50P10-1**, respectivamente, mientras que para el puente **C30P10-1** el coeficiente basal varia de 0.4 a 0.5, esto representa una variación del 20% entre el 5% y 1% de amortiguamiento. En los puentes con sismicidad moderada (Figura 7.2 **o)**, **c)** y **i)**) la media del coeficiente basal es de 0.4 para el puente **C30P10-2** y para el puente **M50P10-2** se presentan variaciones del 20%, donde el coeficiente va de 0.4 a 0.5, mientras que en el puente **M30P10-2** se presenta una variación del 17%, donde el coeficiente va de 0.5 a 0.6 con respecto al porcentaje de amortiguamiento. Finalmente, en los puentes ubicados en zonas altamente sísmicas (Figura 7.2 **q)**, **k)** y **e)**) la media del coeficiente basal es de 1.0 para **M30P10-3** y para el puente **M50P10-3** el coeficiente presenta una variación mayor al 12%, de tal forma que los coeficientes van de 0.7 a 0.8, mientras que para el puente **C30P10-3** el coeficiente presenta una variación también mayor al 12%, de tal forma que los coeficientes van de 0.8 a 0.7.

La Figura 7.2 **b)**, **d)**, **f)**, **h)**, **j)**, **l)**, **n)**, **p)** y **r)** muestra el drift máximo de nueve puentes de los 48 estudiados en la dirección transversal, con las tres demandas sísmicas correspondientes a la distancia epicentral. Al comparar la media del drift en cada uno de estos gráficos con respecto al porcentaje de amortiguamiento, ξ, en zonas de baja sismicidad (Figura 7.2 **b)**, **n)** y **h)**) la media presenta variaciones aproximadas al 12% para el puente **M30P10-1**, mientras que la media es de 0.8 y 1.4 para los puentes **M50P10-1** y **C30P10-1**, respectivamente, para ambos porcentajes de amortiguamiento. En zonas de moderada sismicidad (Figura 7.2 **p)**, **d)** y **j)**) los puentes no presentan cambios, siendo la media igual a 0.8, 1.0 y 1.2 **M50P10-2**, **M30P10-2** y **C30P10-2**, respectivamente. En zonas de alta sismicidad (Figura 7.2 **f)**, **r)** y **l)**) la media del puente **M50P10-3** es de 0.6, mientras que los puentes **C30P10-3** y **M30P10-3** tienen una variación de aproximadamente el 11% y 14%, respectivamente, mayor para él $\xi = 1\%$ de amortiguamiento.

Los puentes con pilares formadas por una columna ceden con porcentajes del drift más pequeños, en comparación con los puentes cuyos pilares están formados por cuatro columnas. De igual forma, los puentes con la misma tipología, pero de vanos más grandes ceden con porcentajes del drift más pequeños en comparación con los puentes de vanos más pequeños.

Con la finalidad de evaluar la contribución del porcentaje de amortiguamiento crítico en la respuesta de los análisis dinámicos, se elaboró la Figura 7.3, en la que se presenta una comparación de cortantes máximos con respecto al porcentaje de amortiguamiento en la dirección longitudinal y transversal, para los puentes **M30P10-3** (Figura 7.3 **a)** y **b)**) y **C30P10-3** (Figura 7.3 **c)** y **d)**).

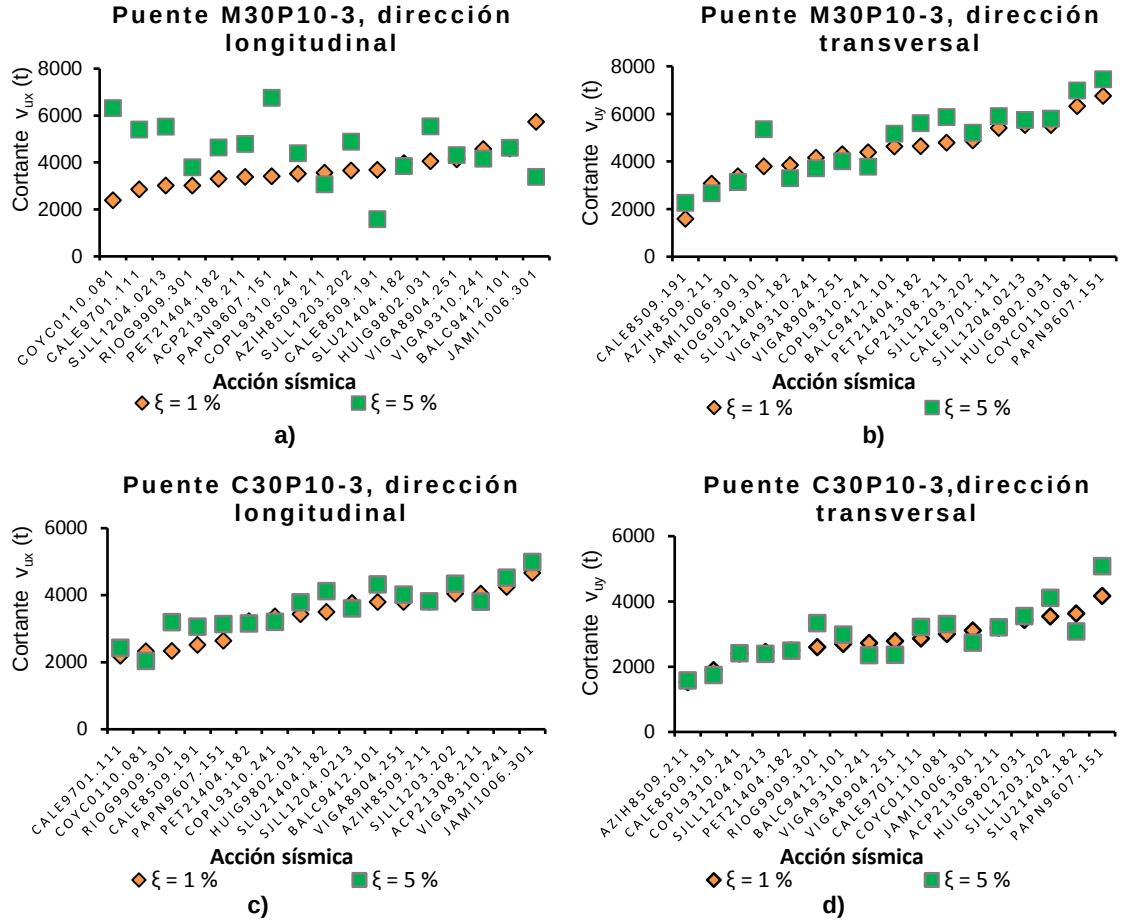


Figura 7.3 – Comparación del cortante basal último en la dirección longitudinal y transversal, **a), b)** puente **M30P10-3** y **c), d)** puente **C30P10-3**.

La Figura 7.1, Figura 7.2 **a)**, **c)**, **e)**, **g)**, **i)**, **k)**, **m)**, **o)** y **q)** y Figura 7.3 muestran que no se presentan diferencias significativas en el cortante basal último en lo que respecta al coeficiente de amortiguamiento, excepto el puente M30P10-3 en la dirección longitudinal. Adicionalmente es reconocido que los análisis dinámicos no lineales deben conducirse con amortiguamientos inferiores al 5% del amortiguamiento crítico, por lo que se decidió adoptar el amortiguamiento viscoso con $\xi = 1\%$ del amortiguamiento crítico.

7.2 FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA OBTENIDOS

En este apartado se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos de los 48 puentes estudiados respecto a las tres zonas sísmicas y a la altura de los pilares. El cálculo de la sobrerresistencia, q_s, de los puentes se realizó de acuerdo con la propuesta de Kappos et al. (2013) que depende del cortante basal último, V_u, y del cortante basal de diseño, V_d, en ambas direcciones de análisis; *x* representa la dirección longitudinal y *y* la dirección transversal, por lo que,

$$q_{sx} = \frac{V_{ux}}{V_{dx}} \qquad q_{sy} = \frac{V_{uy}}{V_{dy}} \tag{7.1}$$

Las Figura 7.4 a Figura 7.11 presentan la mediana de los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis dinámicos cuando los puentes fueron sometidos a las acciones sísmicas originadas en la fuente sísmica de subducción y las Figura 7.12 a Figura 7.19 presentan la mediana de los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis dinámicos cuando los puentes fueron sometidos a las acciones sísmicas originadas en la fuente sísmica de fallamiento normal.

7.2.1 FUENTE SÍSMICA DE SUBDUCCIÓN

7.2.1.1 Puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m (M30)

En la Figura 7.4 y Figura 7.5 se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos de los puentes formados con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m, respecto a las tres zonas sísmicas en estudio y a la altura de los pilares, en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En tonos amarillos se aprecian los factores obtenidos en zonas con sismicidad baja, en tonos naranjas los obtenidos en sismicidad intermedia y en rojo los determinados para zonas altamente sísmicas.

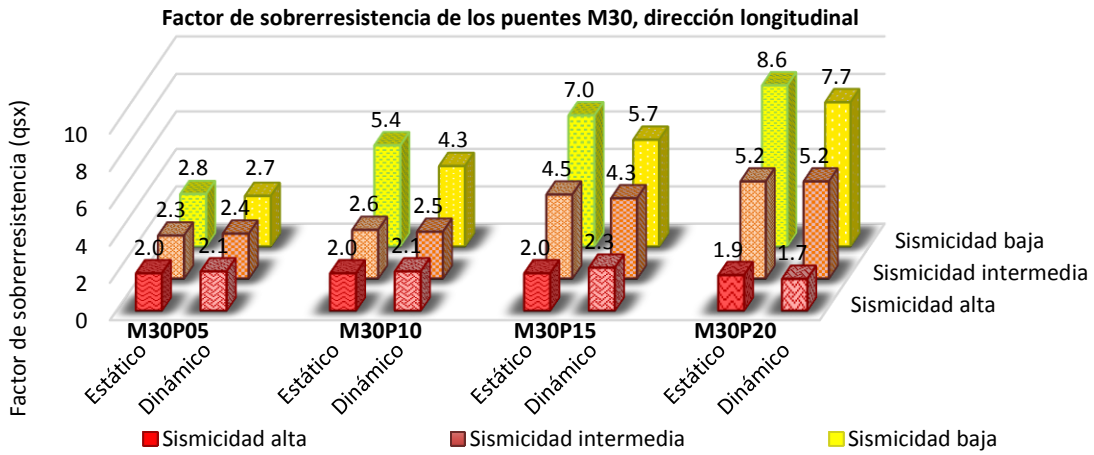


Figura 7.4 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección longitudinal.

La Figura 7.4 muestra que los factores de sobrerresistencia, en la dirección longitudinal, disminuyen con el incremento de la sismicidad, siendo estos más grandes en zonas de baja sismicidad y decreciendo a medida que se incrementa la intensidad sísmica. La tendencia es la misma para los análisis estáticos y para los análisis dinámicos. Existen variaciones importantes en zonas de baja sismicidad y sismicidad intermedia con respecto a la altura de los pilares, mientras que en zonas altamente sísmicas el factor de sobrerresistencia se mantiene prácticamente constante con respecto a la altura de los pilares.

Los factores obtenidos con métodos dinámicos para los puentes de 5 m de altura presentan una disminución del 11% entre las zonas de baja a sismicidad intermedia. Esta disminución se incrementa al 22% al comparar la zona de baja sismicidad con la de alta sismicidad. Para los puentes con alturas de columnas de 10m esta disminución es mayor al 40% de baja a intermedia y de más del 50% de baja a alta sismicidad. La disminución del factor de sobrerresistencia es más notorio en los puentes con alturas de 15 m y 20 m. Para los puentes con alturas de 15 m el factor disminuye un 25% de baja a intermedia sismicidad y del 60% de baja a alta sismicidad. Para los puentes de 20 m esta disminución es de más del 30% de baja a intermedia y de más del 75% de baja a alta sismicidad.

En la dirección longitudinal, Figura 7.4 se aprecia que en zonas con sismicidad intermedia y alta los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis dinámicos son similares que los obtenidos con los análisis estáticos (entre 5% y 13%), con diferencias mayores para la baja sismicidad. Los factores de sobrerresistencia en zonas de alta sismicidad se mantienen prácticamente constantes independientemente de la altura de los pilares, con pequeñas variaciones que van de 1.9 a 2.0 para los análisis estáticos y de 1.7 a 2.3 para los análisis dinámicos.

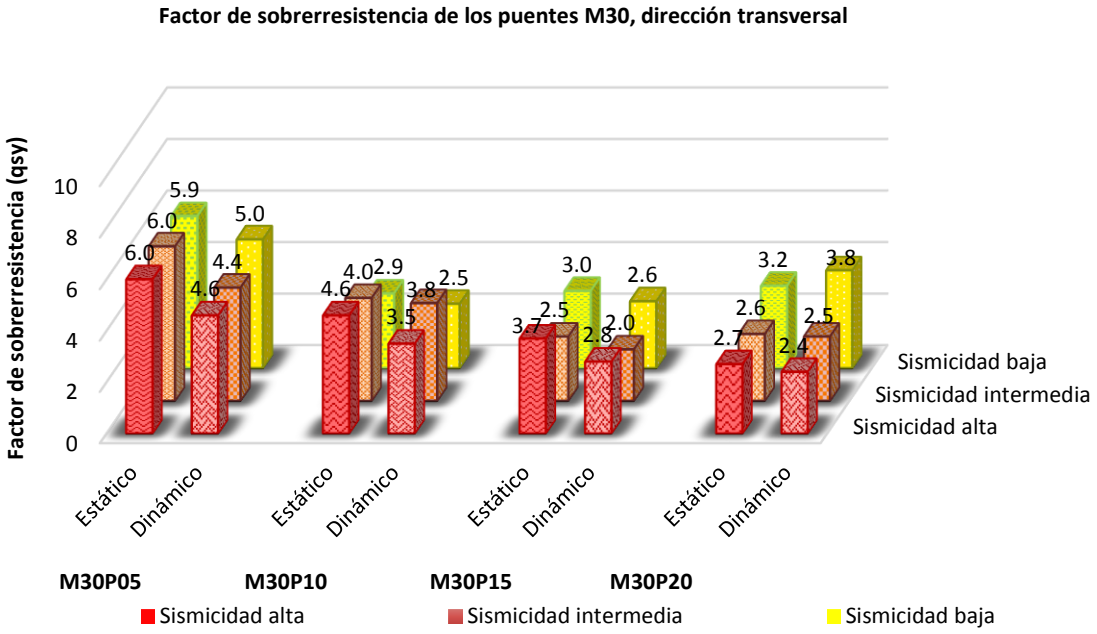


Figura 7.5 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección transversal.

En la dirección transversal, Figura 7.5, los factores de sobrerresistencia más grandes se presentan en los puentes con pilares de 5 m de altura y estos decrecen a medida que la altura de los pilares se incrementa. Lo anterior es más notable en zonas altamente sísmicas, tanto los obtenidos con métodos estáticos como los obtenidos con los métodos dinámicos. Esta tendencia es diferente a la observada en dirección longitudinal. Lo anterior se explica en la sección 7.2.3.

Los factores obtenidos con métodos dinámicos en los puentes con pilares de 5 m de altura presentan una disminución del 12% entre las zonas de baja a media sismicidad y del 8% entre baja y alta sismicidad. Para los puentes con alturas de columnas de 10m se presenta un incremento de más del 50% de baja a media y del 40% de baja a alta sismicidad. Por otro lado, en los puentes con alturas de 15 m el factor decrece un 23% de baja a intermedia y crece el 8% de baja a alta sismicidad. Finalmente, en el caso de los puentes con alturas de 20 m, se presenta una disminución de más del 30% de baja a intermedia y de más del 35% de baja a alta sismicidad.

7.2.1.2 Puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m (C30)

En la Figura 7.6 y Figura 7.7 se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m respecto a las tres zonas sísmicas y a la altura de los pilares en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

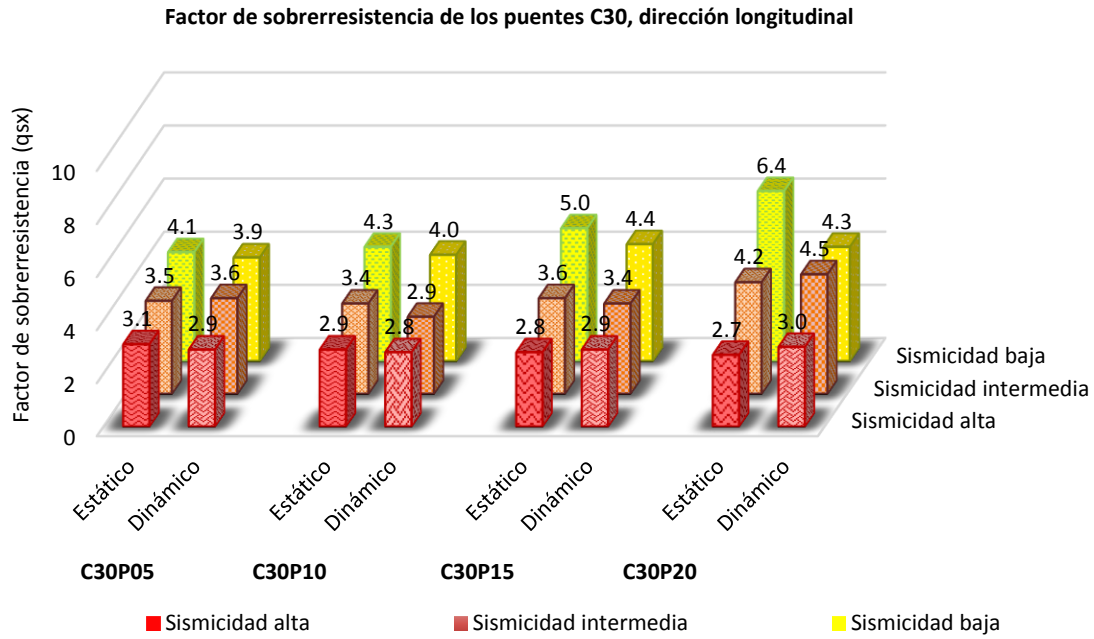


Figura 7.6 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección longitudinal.

Para los puentes con pilares de una columna en la dirección longitudinal, los factores de sobrerresistencia más grandes corresponden a los que están ubicados en zonas de baja sismicidad y estos crecen a medida que se incrementa la altura de los pilares y decrecen a medida que se incrementa la intensidad sísmica. Este decremento va desde un 15% hasta un 35% de sismicidad baja a intermedia y de un 25% hasta un 58% de sismicidad baja a alta en el caso estático, mientras que para el dinámico esta variación va del 8% a más del 25% de sismicidad baja a intermedia y del 26% hasta el 34% de sismicidad baja a alta.

En zonas altamente sísmicas el factor de sobrerresistencia se mantiene prácticamente constante sin importar la altura de los pilares, presentando variaciones menores al 10% tanto para el caso estático como para el dinámico. En zonas con sismicidad intermedia tampoco no se presentan variaciones importantes en el factor de sobrerresistencia respecto a la altura de los pilares. En el caso estático, menos del 5% y en el caso dinámico de hasta un 19%, excepto para los puentes con pilares de 20 m de altura, con mayores fluctuaciones en zonas de baja a intermedia sismicidad.

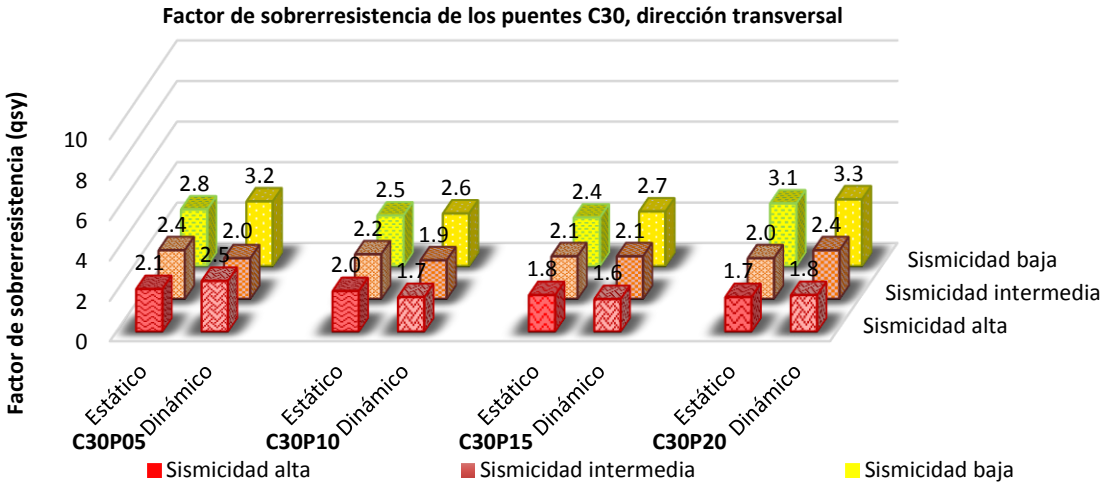


Figura 7.7 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección transversal.

Al comparar los factores de sobrerresistencia en ambas direcciones de análisis para los puentes con pilares de una columna, se observa que son mayores en la dirección longitudinal en las tres zonas sísmicas y con ambos métodos de análisis.

En la dirección transversal (Figura 7.7), la disminución del factor de sobrerresistencia se mantiene prácticamente constante en los puentes con alturas de 5 m, 10 m y 15 m. La reducción es de más del 10% de baja a intermedia sismicidad y mayor del 20% de baja a alta sismicidad. En los puentes de 20 m de altura el decremento es del 35% y del 45%, respectivamente, para los análisis estáticos. En el caso dinámico se presentan variaciones importantes que van del 22% hasta el 38% de baja a intermedia y del 22% hasta el 45% de baja a alta sismicidad.

7.2.1.3 Puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m (M50)

En la Figura 7.8 y Figura 7.9 se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos de los puentes con subestructura formada por pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m, para las tres zonas sísmica estudiadas y las cuatro alturas de los pilares, en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente.

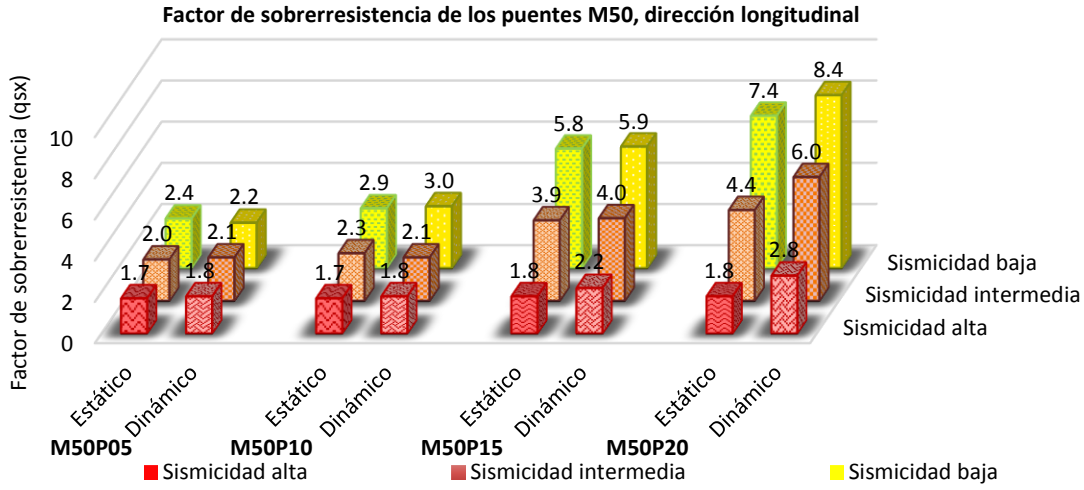


Figura 7.8 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección longitudinal.

Los factores de sobrerresistencia en la dirección longitudinal de los puentes con vanos de 50 m y pilares de cuatro columnas dependen de la zona sísmica, siendo más grandes en zonas de baja sismicidad y decreciendo a medida que se incrementa la intensidad sísmica y se disminuye la altura de las columnas. Se presentan variaciones importantes en zonas de baja sismicidad y sismicidad intermedia con respecto a la altura de los pilares con ambos métodos de análisis. En zonas altamente sísmicas, los análisis estáticos conducen a valores prácticamente constantes y los análisis dinámicos presentan pequeñas variaciones que van de 1.8 a 2.8 (Figura 7.8).

Con respecto a la zona sísmica los factores de sobrerresistencia son más grandes en zonas de baja sismicidad y decrecen a medida que se incrementa la intensidad sísmica. En los análisis dinámicos, el factor disminuye desde 5% hasta 30% de baja a intermedia y de 18% hasta más del 65% de baja a alta sismicidad. En el caso estático, esta disminución va de alrededor del 15% hasta el 41% de baja a intermedia y del 30% hasta 76% de baja a alta sismicidad.

En general, se observa que los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis dinámicos son mayores que los calculados con los análisis estáticos.

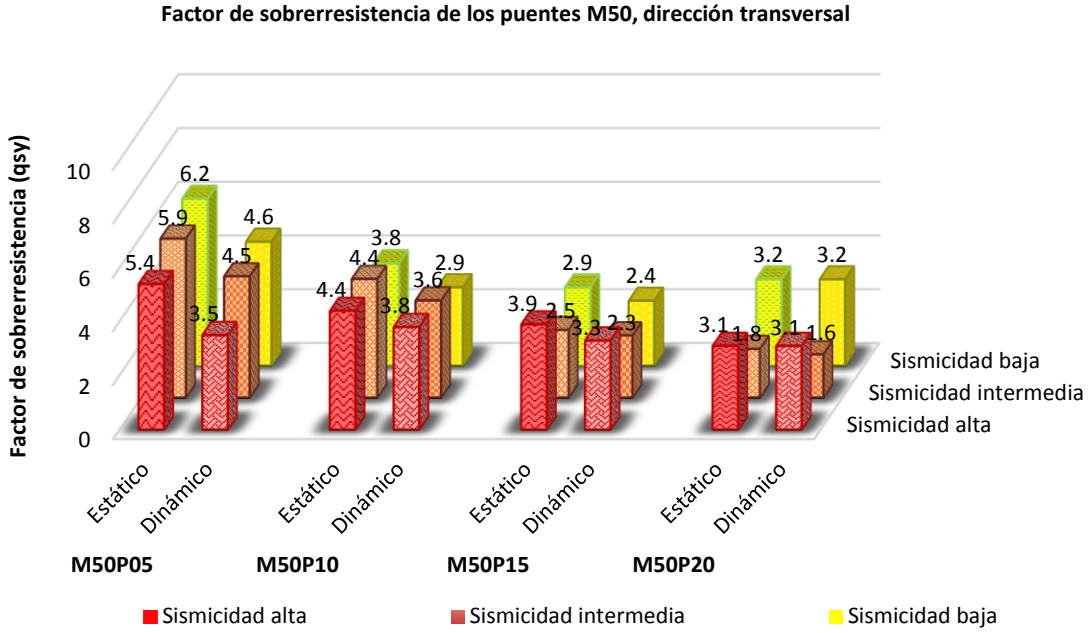


Figura 7.9 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección transversal.

En la dirección transversal (Figura 7.9), los factores de sobrerresistencia más grandes se presentan en los puentes con alturas de 5 m y estos decrecen a medida que la altura de los pilares se incrementa. Lo anterior es más notable en las zonas de mayor sismicidad y se presenta con ambos métodos de análisis. El método estático proporciona valores mayores que el método dinámico. La misma tendencia en ambas direcciones de análisis se observó para los puentes con vanos de 30 m.

Nuevamente, la altura de los pilares es importante en el factor de sobrerresistencia en la dirección transversal. La sobrerresistencia disminuye más del 40% entre 5 m y 10 m y entre 5 m y 15 m de altura y alrededor del 30% entre 5 m y 20 m de altura, en zonas de baja sismicidad. En sismicidad intermedia esta variación es aún más notable, siendo del 20% al cambiar la altura de 5 m a 10 m, del 50% al incrementar la altura de 5 m a 15 m y de más del 60% para alturas entre 5 m y 20 m. Finalmente en zonas altamente sísmicas el decremento es de más del 5%.

7.2.1.4 Puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m (C50)

En la Figura 7.10 y Figura 7.11 se presentan los factores de sobrerresistencia para los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

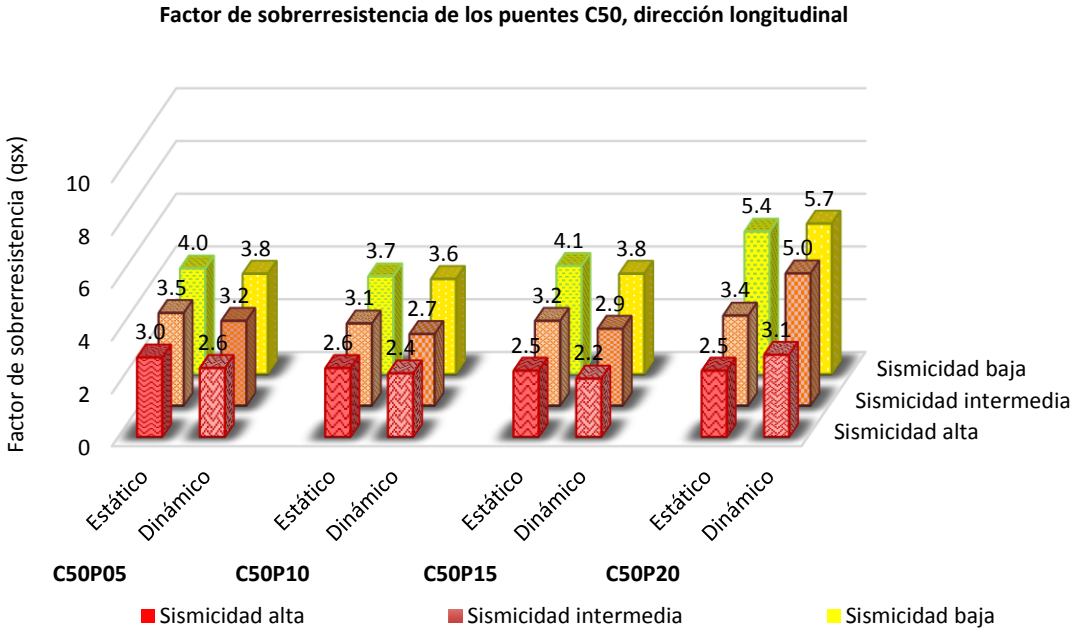


Figura 7.10 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección longitudinal.

Los factores de sobrerresistencia en la dirección longitudinal de los puentes con vanos de 50 m y pilares de una columna, dependen nuevamente de la zona sísmica. Son más grandes en zonas de baja sismicidad y decrecen a medida que se incrementa la intensidad sísmica. Tienen variaciones importantes en zonas de baja sismicidad y sismicidad intermedia con respecto a la altura de los pilares, y se incrementan a medida que crece la altura de las columnas. Por otro lado, en zonas altamente sísmicas el factor de sobrerresistencia tiene menores variaciones con respecto a la altura de los pilares; de 2.5 a 3.0 para los análisis estáticos y de 2.2 a 3.1 para los dinámicos.

En general, esta tipología conduce a factores de sobrerresistencia mayores al utilizar el método estático con respecto a los obtenidos con métodos dinámicos, excepto para los puentes con pilares de 20 m de altura donde esta tendencia se invierte.

Con respecto a la zona sísmica, los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis dinámicos disminuyen en el intervalo del 12% al 25% al pasar de baja a intermedia sismicidad y del 32% al 46% al cambiar de baja a alta sismicidad. Esta variación es del 13% al 37% de baja a intermedia sismicidad y del 25% al 54% de baja a alta sismicidad, para los análisis estáticos.

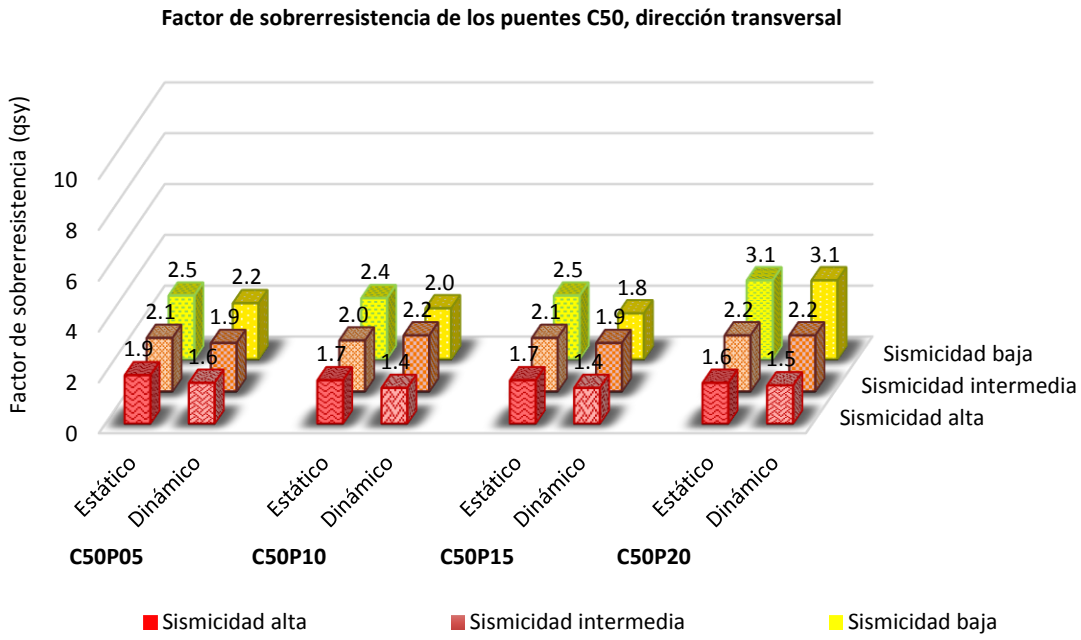


Figura 7.11 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección transversal.

En la dirección transversal nuevamente los factores de sobrerresistencia más grandes corresponden a los puentes ubicados en zonas de baja sismicidad y este decrece a medida que la intensidad sísmica se incrementa. La altura de los puentes tiene menor influencia en comparación con la dirección longitudinal, en zonas altamente sísmicas, presenta valores entre 1.6 y 1.9 en los análisis estáticos y entre 1.4 y 1.6 en los casos dinámicos. La sobrerresistencia es mayor en la dirección longitudinal que la obtenida en la dirección transversal para las tres zonas sísmicas, en la sección 7.2.3 se comenta al respecto.

7.2.1.5 Síntesis parcial (subducción)

Resumiendo los resultados anteriores, en la dirección longitudinal, los puentes con pilares formados por cuatro columnas sometidos a acelerogramas de la fuente de subducción ubicados en zonas de baja sismicidad, presentan mayores factores de sobrerresistencia y estos decrecen a medida que se intensifica la sismicidad y crecen a medida que los pilares son más altos. El comportamiento es similar para los puentes con vanos de 30 m y de 50 m. En general, en la dirección transversal, la tendencia anterior se invierte, pues los factores de sobrerresistencia más grandes corresponden a los pilares de menor altura y mayor intensidad sísmica, disminuyendo a medida que la altura de los pilares se incrementa y a medida que disminuye la sismicidad.

En los puentes con pilares de una columna sometidos a acciones símicas de la fuente de subducción, la sobrerresistencia es mayor en zonas de baja sismicidad y decrece a medida que se incrementa la intensidad sísmica, en ambas direcciones de análisis. En estos puentes la sobrerresistencia es mayor en la dirección longitudinal comparada con la transversal, en las tres zonas sísmicas y para todas las alturas de pilares. Las tendencias antes mencionadas se presentan tanto en los puentes con vanos de 30m como en los que tienen vanos de 50 m.

Sin importar la altura o el sistema estructural de la subestructura de los puentes, los factores de sobrerresistencia siempre son mayores en los puentes diseñados para fuerzas sísmicas menores.

En todos los casos analizados (puentes formados por una y cuatro columnas con vanos de 30 m y 50 m), los análisis estáticos no lineales conducen en términos generales a sobrestimar la sobrerresistencia.

7.2.2 FUENTE SÍSMICA DE FALLAMIENTO NORMAL

A continuación se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos de los puentes sometidos a acelerogramas de la fuente sísmica de fallamiento normal, Figura 7.12 a Figura 7.19.

7.2.2.1 Puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m (M30)

En la Figura 7.12 y la Figura 7.13 se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos, de los puentes formados con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m para las tres zonas sísmicas en estudio, en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

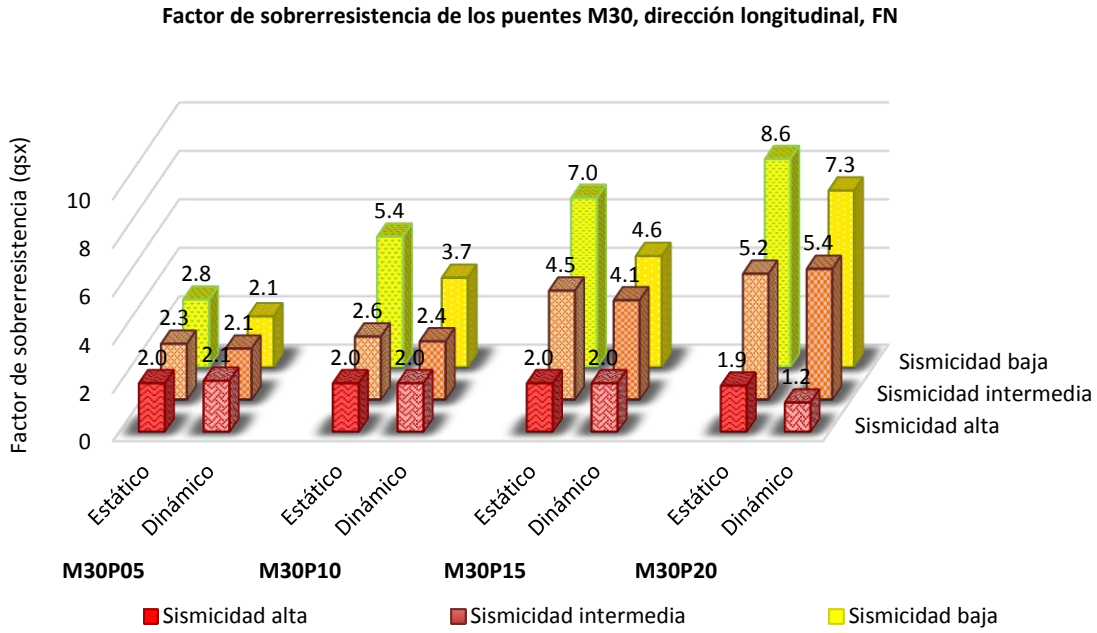


Figura 7.12 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección longitudinal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).

La Figura 7.12 muestra que los factores de sobrerresistencia de puentes sometidos a acelerogramas de la fuente sísmica de fallamiento normal disminuyen con el incremento de la sismicidad, siendo estos más grandes en zonas de baja sismicidad y decreciendo a medida que se incrementa la intensidad sísmica. La tendencia es la misma para los análisis estáticos y para los análisis dinámicos. Existen variaciones importantes en zonas de baja sismicidad y sismicidad intermedia con respecto a la altura de los pilares, mientras que en zonas altamente sísmicas el factor de sobrerresistencia se mantiene prácticamente constante con respecto a la altura de los pilares.

Los factores obtenidos con métodos dinámicos para los puentes de 5 m de altura son iguales en las tres zonas sísmicas, este valor es de 2.1. Para otras alturas, el factor de sobrerresistencia disminuye con el nivel de sismicidad. Para los puentes con alturas de 10 m el factor disminuye 35% de baja a media sismicidad y en más del 45% de baja a alta sismicidad. Para los puentes con pilares de 15 m de altura el factor disminuye más del 10% de baja a media sismicidad y en más del 55% de baja a alta sismicidad y

finalmente para los puentes con alturas de 20 m esta disminución es de más del 25% de baja a media sismicidad y de más del 80% de baja a alta sismicidad.

Los análisis estáticos no lineales arrojan disminuciones del 18% entre las zonas de baja a media sismicidad y de baja a alta sismicidad esta disminución es del 29%. Para los puentes con alturas de columnas de 10 m el factor disminuye más del 35% de baja a media sismicidad y en más del 45% de baja a alta sismicidad. En los puentes con alturas de 15 m esta disminución es del 11% de baja a intermedia sismicidad y del 57% de baja a alta sismicidad. Los puentes de 20 m presentan reducciones del 40% de baja a intermedia sismicidad y de más del 75% de baja a alta sismicidad.

En la dirección longitudinal, Figura 7.12, se aprecia que en zonas con sismicidad alta los factores de sobrerresistencia obtenidos se mantienen prácticamente constantes independientemente de la altura de los pilares, con pequeñas variaciones que van de 1.9 a 2.0 para los análisis estáticos y de 1.2 a 2.1 para los análisis dinámicos. Los factores de sobrerresistencia en sismicidad intermedia presentan pequeñas variaciones entre el caso estático y el dinámico (menores al 10%). En baja sismicidad los factores obtenidos con los dos métodos de análisis presentan mayores variaciones (que van del 18% al 52%).

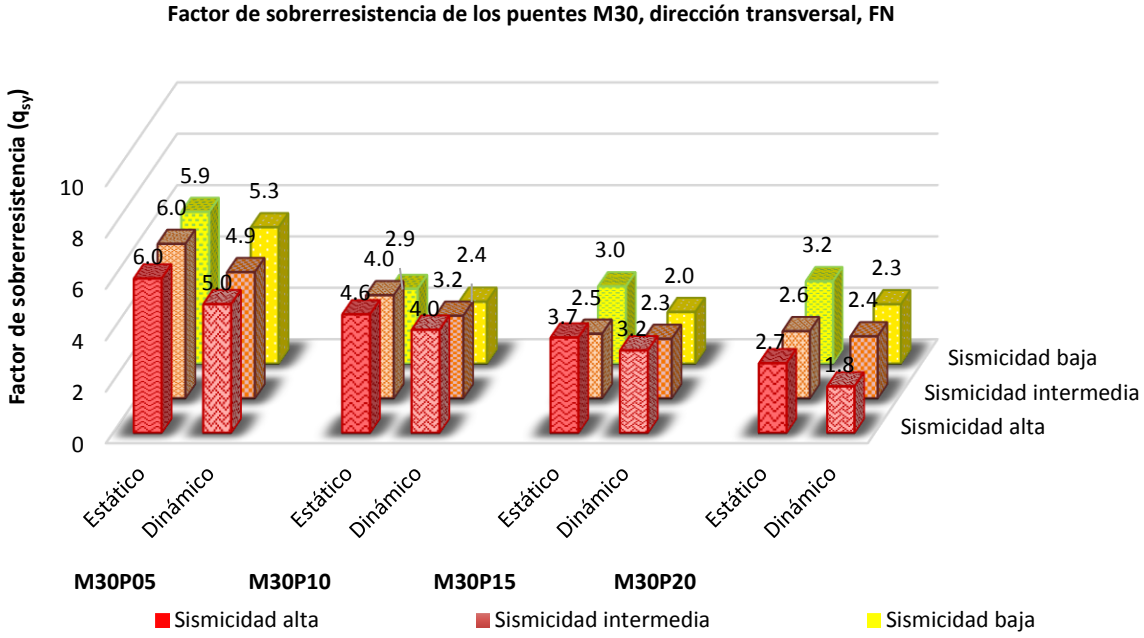


Figura 7.13 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección transversal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).

La Figura 7.13 muestra que los mayores factores de sobrerresistencia obtenidos con los métodos estáticos y dinámicos en la dirección transversal, corresponden a los puentes de 5 m de altura y estos decrecen a medida que la altura de los pilares se incrementa. Lo anterior es más notable en zonas altamente sísmicas. Esta tendencia es diferente a la presentada en la dirección longitudinal.

El factor de sobrerresistencia varía entre los análisis estáticos y dinámicos de un 10% a un 25% en los puentes con alturas de 5 m y 10 m. Para los puentes de 15 m y 20 m esta variación es mayor (va del 10% al 50%) entre las zonas sísmicas.

En general, los análisis dinámicos, arrojan factores de sobrerresistencia que crecen de baja a mediana sismicidad desde un 4% hasta un 33% y de baja a alta en más del 60% en los puentes de 10 m y 15 m, disminuyendo este del 6% y 22% en los puentes de 5 m y 20 m, respectivamente.

7.2.2.2 Puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m (C30)

En la Figura 7.14 y Figura 7.15 se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m, para las tres zonas sísmicas y altura de los pilares, en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

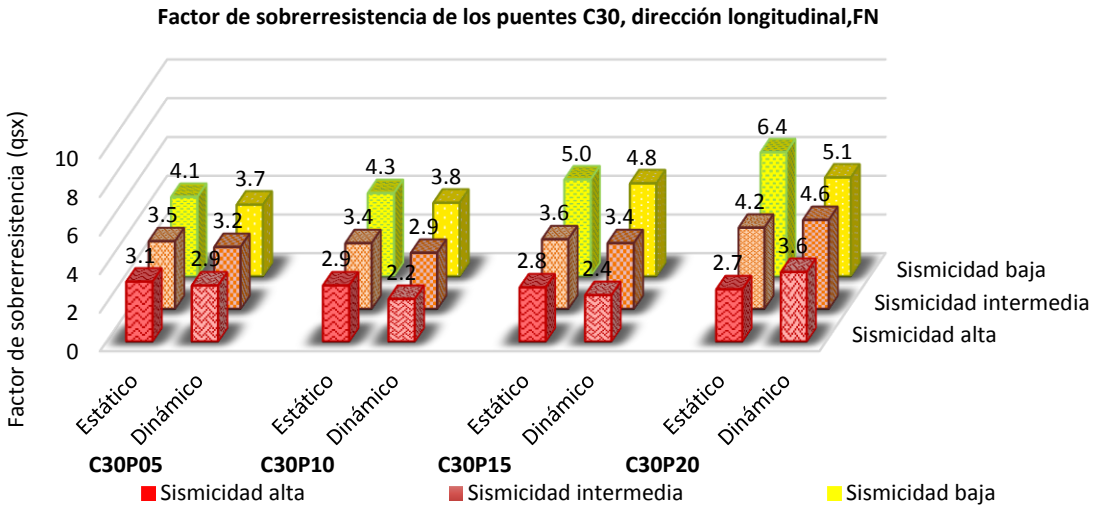


Figura 7.14 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección longitudinal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).

Para los puentes con pilares de una columna en la dirección longitudinal (Figura 7.14), los factores de sobrerresistencia más grandes corresponden a los que están ubicados en zonas de baja sismicidad y estos crecen a medida que se incrementa la altura de los pilares y decrecen a medida que se incrementa la intensidad sísmica. Esta disminución va desde un 14% hasta un 29% de sismicidad baja a intermedia y de un 22% hasta un 50% de sismicidad baja a alta en los análisis dinámicos. Para el análisis estático esta variación va del 15% al 34% de sismicidad baja a intermedia y del 24% hasta el 58% de baja a alta sismicidad.

El factor de sobrerresistencia en zonas altamente sísmicas obtenido con los análisis dinámicos, se encentra entre 2.2 y 3.6, en sismicidad intermedia entre 2.9 y 4.6 y en baja sismicidad entre de 3.7 y 5.1. Las diferencias con los resultados del método estático son menores al 7% respecto a la altura de los puentes, en zonas de alta sismicidad, incrementándose el factor del 5% al 22% en zonas de baja sismicidad y del 6% al 14% en zonas con sismicidad intermedia.

Al comparar los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis, se aprecia que en baja sismicidad se presentan variaciones que van del 4% al 25%, en zona intermedia van de 1% al 17% y en zonas altamente sísmicas de 1% al 30% del método estático con relación al dinámico.

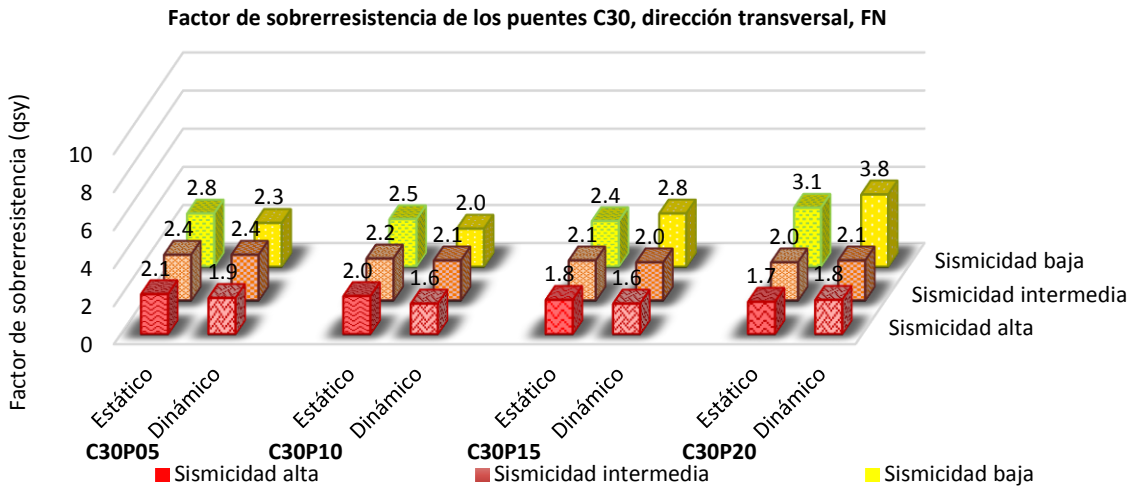


Figura 7.15 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección transversal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).

Al comparar los resultados obtenidos en ambas direcciones de análisis, se observa que los factores de sobrerresistencia son mayores en la dirección longitudinal en las tres zonas sísmicas y con ambos métodos de análisis.

Los análisis dinámicos en dirección transversal (Figura 7.15) conducen a disminuciones del factor de sobrerresistencia en los puentes de 15 m y 20 m. Estas reducciones son del 29% y 45% de baja a intermedia sismicidad y del 43% y 53% de baja a alta sismicidad, respectivamente. Por otro lado, los puentes de 5 m y 10 m presentan un incremento de más del 4% de baja a intermedia sismicidad y una disminución mayor al 15% de baja a alta sismicidad.

Al comparar los métodos de análisis, tenemos disminuciones del método dinámico con respecto al método estático en los puentes de 5 m y 10 m de altura, de más del 20% en baja sismicidad, del 5% en sismicidad intermedia y entre el 10% y el 30% en sismicidad alta. En el puente de 15 m de altura los factores obtenidos con el método dinámico son mayores al 15% en baja sismicidad; en sismicidad intermedia y alta nuevamente el método estático arroja factores más grandes del 5% y 10% respectivamente. En el puente de 20 m de altura los factores obtenidos con el método dinámico son más grandes en las tres zonas sísmicas, el 23% en baja sismicidad, el 5% en sismicidad intermedia y el 10% en alta sismicidad.

7.2.2.3 Puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m (M50)

En la Figura 7.16 y Figura 7.17 se presentan los factores de sobrerresistencia obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m, para las tres zonas sísmicas y las cuatro alturas de columnas, en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

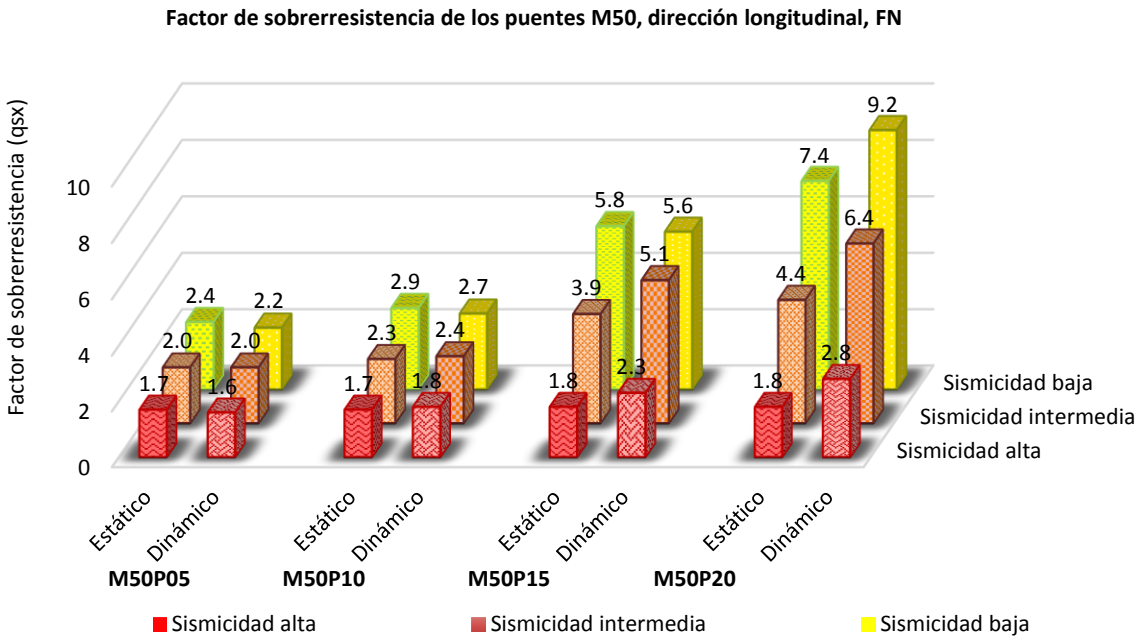


Figura 7.16 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección longitudinal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).

Los factores de sobrerresistencia en la dirección longitudinal de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m dependen nuevamente de la zona sísmica. Son más grandes en zonas de baja sismicidad y decrecen a medida que se incrementa la intensidad sísmica y se disminuye la altura de las columnas. Se presentan variaciones importantes en zonas de baja sismicidad y sismicidad intermedia con respecto a la altura de los pilares con ambos métodos de análisis. En zonas altamente sísmicas, los análisis estáticos conducen a valores prácticamente constantes y los análisis dinámicos presentan variaciones que van de 1.6 a 2.8.

Con respecto a la zona sísmica, en los análisis dinámicos, el factor disminuye desde el 9% hasta el 30% de baja a media sismicidad y del 27% al 70% de baja a alta sismicidad.

Los factores de sobrerresistencia obtenidos con los métodos dinámicos son mayores que los determinados con los análisis estáticos en los puentes de 15 m y 20 m de altura. En los puentes de 5 m y 10 m de altura resultan mayores con el análisis estático. Sin embargo, las diferencias entre un método de análisis y otro son menores del 10% en los puentes de 5 m, 10 m y 15 m de altura. En el puente de 20 m estas diferencias van de un 24% hasta el 60%.

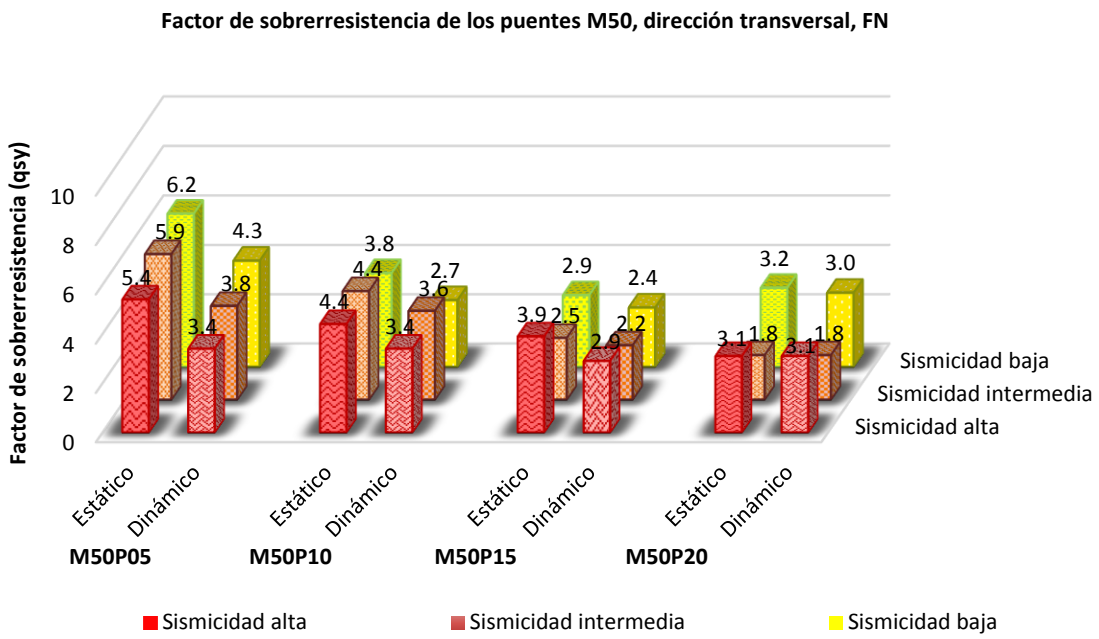


Figura 7.17 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección transversal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).

En la dirección transversal (Figura 7.17), los factores de sobrerresistencia mayores corresponden a los puentes de 5 m en las tres zonas sísmicas y con ambos métodos de análisis, decreciendo este factor a medida que se incrementa la altura de los pilares.

La sobrerresistencia disminuye 37% entre los puentes de 5 m y 10 m de altura y 11% entre 10 m y 15 m en zonas de baja sismicidad. En sismicidad intermedia disminuyen 5% entre 5 m y 10 m, 39% entre 10 m y 15 m y 18% entre 15 m y 20 m de altura. En alta sismicidad el factor se mantiene constante entre los puentes de 5 m y 10 m y disminuye el 15% entre 10 m y 15 m de altura.

En todos los casos y todas las zonas sísmicas, el método estático proporciona factores de sobrerresistencia mayores que los correspondientes al método dinámico.

Los factores de sobrerresistencia obtenidos con el método dinámico disminuyen del 8% al 40% de baja a intermedia sismicidad. De baja a alta sismicidad se incrementan los factores de 3% al 26% en los puentes de 10 m, 15 m y 20 m. En el caso de los puentes de 5 m el factor disminuye de baja a alta sismicidad el 21%.

7.2.2.4 Puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m (C50)

En la Figura 7.18 y Figura 7.19 se presentan los factores de sobrerresistencia para los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

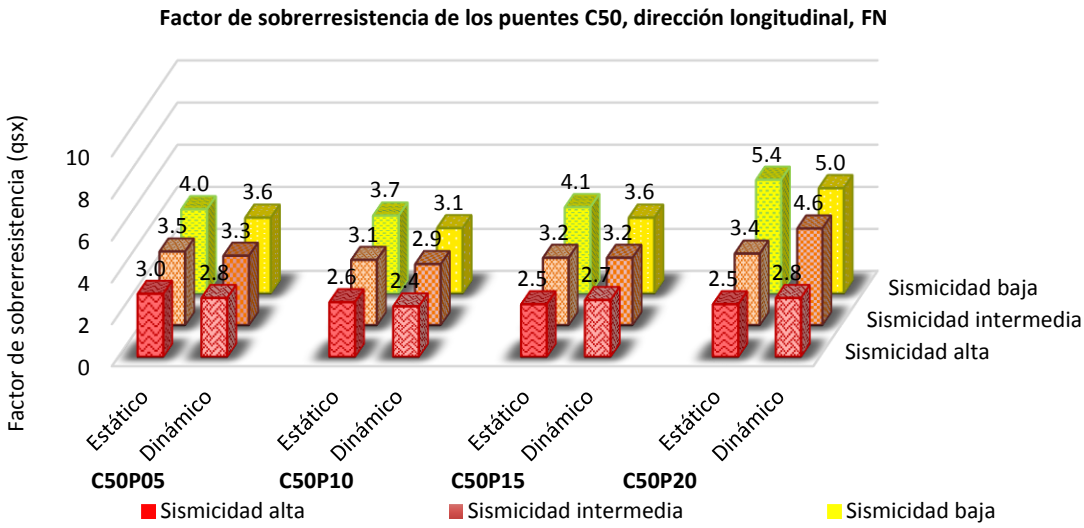


Figura 7.18 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección longitudinal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).

En la dirección longitudinal, Figura 7.18, los factores de sobrerresistencia son más grandes en zonas de baja sismicidad y disminuyen a medida que se incrementa la intensidad sísmica. En zonas de alta sismicidad el factor presenta pequeñas variaciones; con el método dinámico este factor varía de 2.4 a 2.8. Los factores disminuyen alrededor del 10% de baja a intermedia sismicidad y variando entre 22% al 44% de baja a intermedia sismicidad.

El factor de sobrerresistencia depende de la altura de los pilares. Con el método dinámico en zonas de baja sismicidad, disminuye 14% al pasar de puentes de altura de 5 m a 10 m, se incrementa 16% en los pilares entre 10 m y 15 m de altura y el incremento es de 39% entre pilares de 15 m a 20 m. En sismicidad intermedia, se presenta una disminución del 12% entre los pilares de 5 m a 10 m de altura y crece el 10% de 10 m a 15 m de altura y crece nuevamente el 44% entre 15 m y 20 m de altura. Finalmente, en sismicidad alta primero disminuye 14% entre los pilares de 5 m a 10 m de altura y después se incremente 13% entre los pilares de 10 m a 15 m de altura y 4% entre los pilares de 15 m a 20 m de altura.

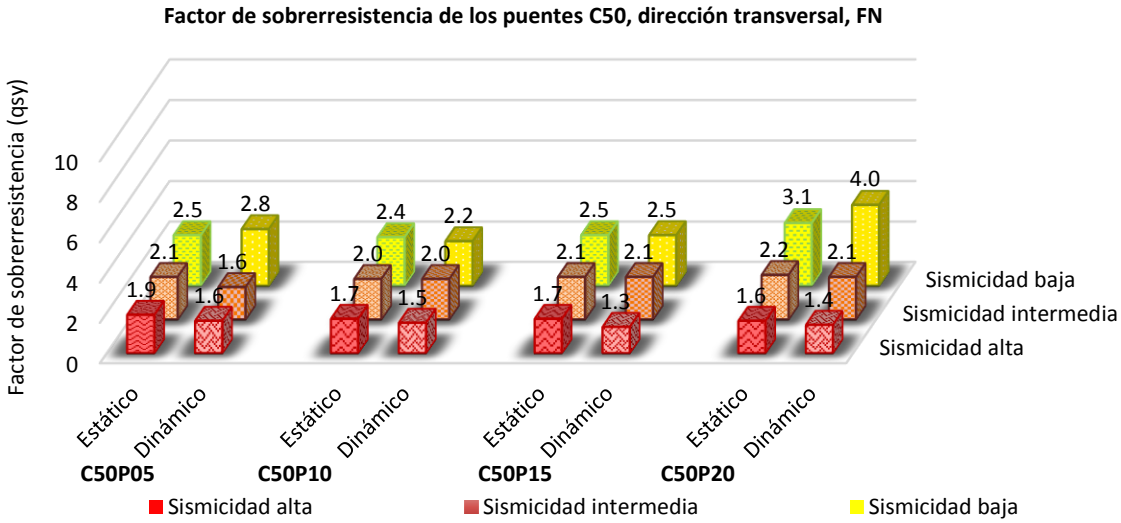


Figura 7.19 – Factor de sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección transversal, fuente sísmica de fallamiento normal (FN).

En la dirección transversal, Figura 7.19, los factores de sobrerresistencia más grandes corresponden a los puentes ubicados en zonas de baja sismicidad y disminuye a medida que la intensidad sísmica se

incrementa. En esta dirección la altura tiene menor influencia comparado con la dirección longitudinal. En zonas altamente sísmicas la sobrerresistencia presenta pequeñas variaciones que van de 1.3 a 1.6 con el método dinámico y de 1.6 a 1.9 con el método estático.

Con respecto a los métodos de análisis, en zonas con sismicidad baja para los pilares de 5 m y 20 m el método dinámico arroja factores mayores al 12% y 29% respectivamente. Son iguales para los pilares con alturas de 15 m y en el caso de los pilares de 10 m el método estático sobrestima la sobrerresistencia. Lo mismo ocurre para sismicidad intermedia con pilares de 5 m y 20 m de altura. Las variaciones entre un método y otro son de 31% y 5% respectivamente, y con el mismo valor para los pilares de 10 m y 15 m de altura.

7.2.2.5 Síntesis parcial (fallamiento normal)

En resumen, los puentes con pilares formados por cuatro columnas sometidos a acelerogramas de la fuente de fallamiento normal, en la dirección longitudinal y ubicados en zonas de baja sismicidad, presentan mayores factores de sobrerresistencia y estos decrecen a medida que se intensifica la sismicidad y crecen a medida que los pilares son más altos. El comportamiento es similar para los puentes con vanos de 30 m y de 50 m. En general, en la dirección transversal, la tendencia anterior se invierte, pues los factores de sobrerresistencia más grandes corresponden a los pilares de menor altura y mayor intensidad sísmica, disminuyendo a medida que la altura de los pilares se incrementa y a medida que disminuye la sismicidad.

En los puentes con vanos de 30 m y 50 m con pilares de una columna sometidos a acciones símicas de la fuente de fallamiento normal, la sobrerresistencia es mayor en zonas de baja sismicidad y decrece a medida que se incrementa la intensidad sísmica, en ambas direcciones de análisis. En estos puentes la sobrerresistencia es mayor en la dirección longitudinal comparada con la transversal, en las tres zonas sísmicas y para todas las alturas de pilares.

Sin importar la altura o el sistema estructural de la subestructura de los puentes, los factores de sobrerresistencia siempre son mayores en los puentes diseñados para fuerzas sísmicas menores.

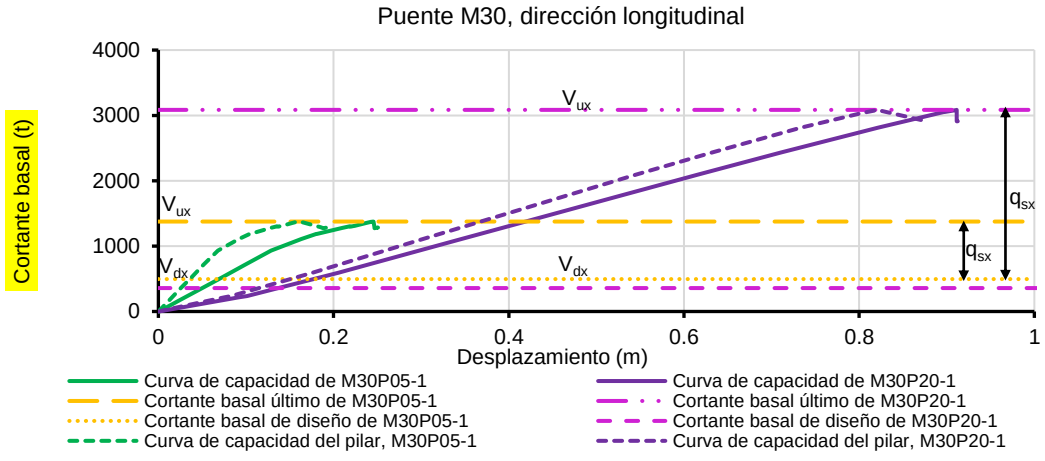
En todos los casos estudiados, los análisis estáticos conducen en términos generales a valores de sobrerresistencia más grandes que los análisis dinámicos sin importar la altura de los pilares.

7.2.3 SÍNTESIS GENERAL DE LOS FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA

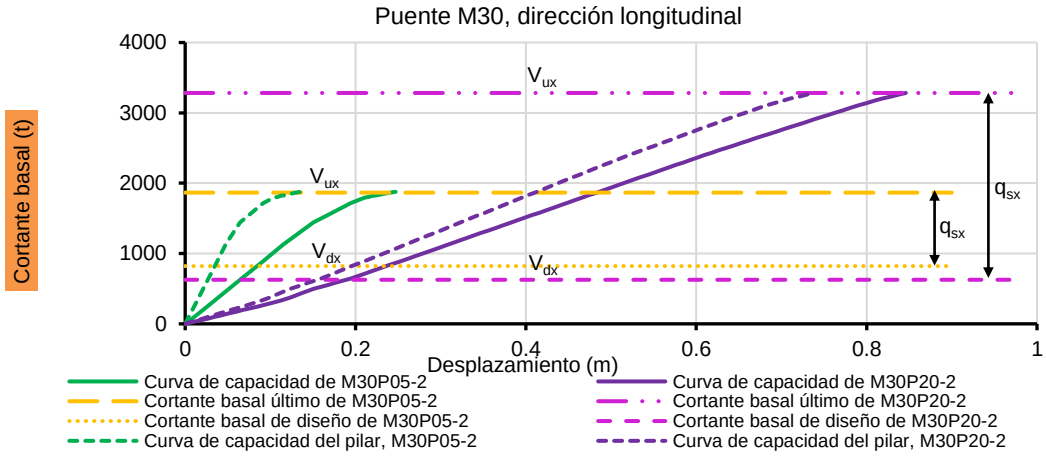
La tendencia observada en el factor de sobrerresistencia para los puentes con pilares de cuatro columnas depende de la dirección de análisis (Figura 7.4 y Figura 7.5). En la dirección longitudinal la subestructura trabaja estructuralmente como un sistema en cantiliver, mientras que en la dirección transversal la unión de las columnas con el cabezal forma un marco.

Para explicar las tendencias del factor de sobrerresistencia se elaboraron las Figura 7.20 a la Figura 7.23. Cabe mencionar que aun cuando la sobrerresistencia fue calculada con métodos dinámicos, se opta por emplear lo obtenido con los métodos estáticos por ser más simple y se considera suficiente para explicar las tendencias de los valores de sobrerresistencia. En estas figuras se grafican las curvas de capacidad para las tres zonas sísmicas estudiadas, los cortantes de diseño, V_{dx} y V_{dy}, y los cortantes últimos, V_{ux} y V_{uy}, donde *x* representa la dirección longitudinal del puente y *y* la dirección transversal. También se grafican las curvas de capacidad correspondientes a los pilares. Las curvas de capacidad de los pilares se elaboraron considerando la relación del cortante último total con el desplazamiento en la parte superior de los pilares.

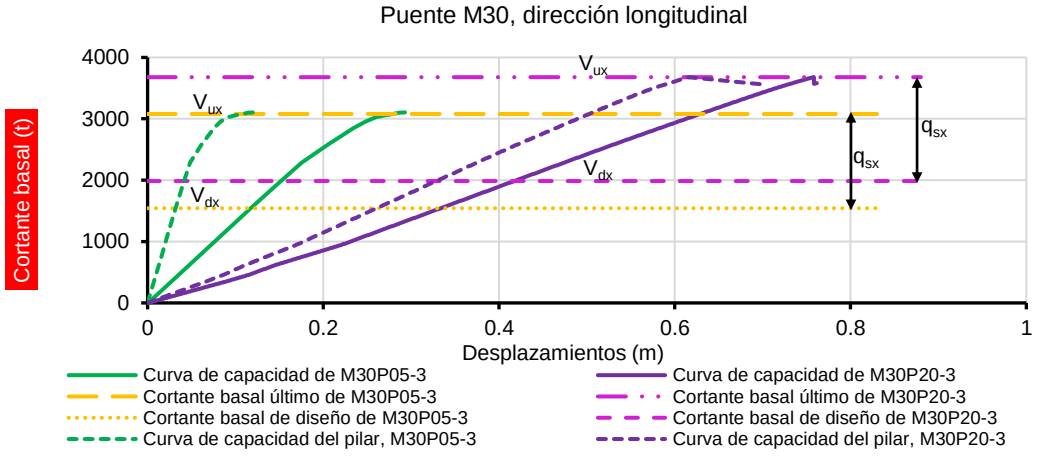
La Figura 7.20 corresponde a la dirección longitudinal de los puentes con pilares de cuatro columnas y alturas de pilar de 5 m y 20 m. Se muestran en las figuras dos curvas discontinuas que corresponden a los desplazamientos en la parte superior de los pilares y dos curvas continuas que corresponden a los desplazamientos del tablero del puente.



a)



b)



c)

Figura 7.20 – Curvas de capacidad de los puentes con pilares de 4 columnas y alturas de 5 m y 20 m en dirección longitudinal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

En la Figura 7.20 al comparar las pendientes de las curvas de capacidad de los pilares de los puentes con alturas de 5 m y 20 m se evidencia que los pilares de los puentes de 5 m de altura (línea verde) son más rígidos comparado con los pilares de los puente de 20 m de altura (línea morada), en la dirección longitudinal.

Por otro lado, en la Figura 7.20 al comparar las pendientes de las curvas de capacidad de los puentes de 5 m y 20 m, el puente de 5 m de altura es más rígido comparado con el puente de 20 m de altura, en la dirección longitudinal. La rigidez lateral del puente es la proporcionada por los pilares y los apoyos elastoméricos los cuales forman un sistema en serie. Por otro lado, en la zona de los estribos, la rigidez es la proporcionada por los apoyos elastoméricos y por la presión pasiva del suelo. En la Figura 7.20 puede apreciarse el contraste de rigideces en los puentes, de tal forma que el sistema en serie pilar-apoyo impacta más en los puentes de 5 m comparado con los de 20 m.

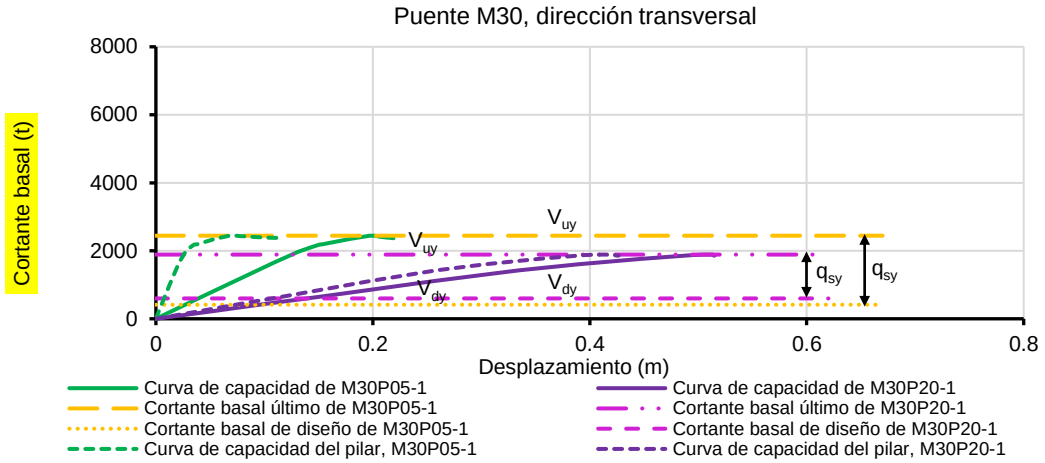
Los cortantes de diseño son más pequeños para los puentes de 20 m de altura en baja e intermedia sismicidad esto se debe a que los periodos (Tabla 5.10) de estos puentes los ubican en la rama descendente del espectro de diseño (Figura 5.6), consecuentemente la S_a (Pseudoaceleración) es más pequeña y por ende el cortante de diseño es menor. Por otro lado en los puentes de 5 m de altura sus periodos en estas zonas sísmicas los ubican más próximos a la meseta y consecuentemente arroja S_a más grandes y cortantes de diseño mayores. En alta sismicidad, el puente de 20 m se ubica en la rama descendente del espectro de diseño y el de 5 m se encuentra próximo a la meseta del espectro de diseño. Sin embargo el puente de 5 m de altura tiene menor peso comparado con el de 20 m por ende el cortante de diseño es más pequeño para este puente.

Los cortantes últimos de los puentes con alturas de 20 m son más grandes comparados con los puentes de 5 m de altura. Lo anterior se debe a que los puentes de 20 m, al tener mayores desplazamientos, hacen que contribuyan los estribos en la rigidez lateral y por ende son necesarias fuerzas laterales más grandes para llevarlo a la falla.

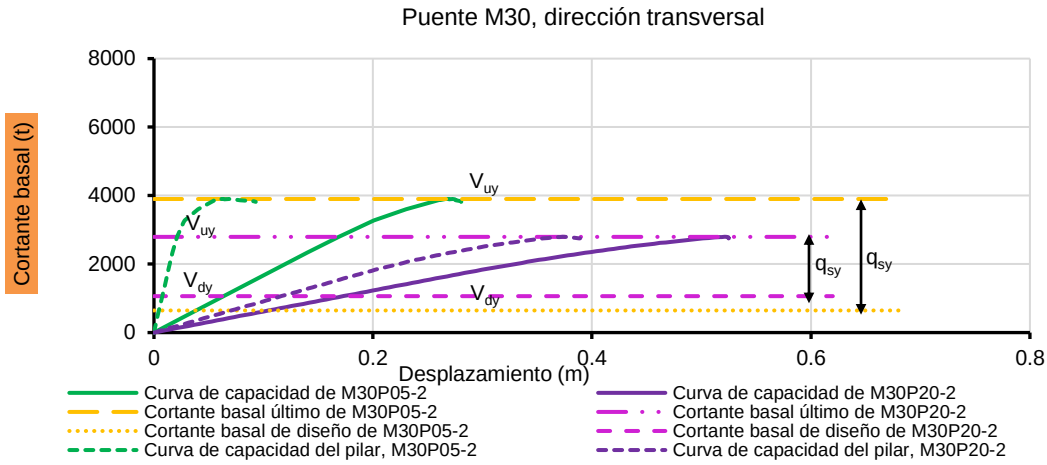
Como consecuencia de lo anterior, la relación del cortante último entre el cortante de diseño arroja sobrerresistencias más grandes en los puentes de 20 m comparado con los de 5 m en zonas de baja e intermedia sismicidad y da valores muy similares en zonas altamente sísmicas.

En dirección longitudinal, Figura 7.20, se muestra que al incrementar la altura de la columna, la demanda de desplazamientos laterales es cada vez mayor para alcanzar el colapso, lo que incrementa el factor de sobrerresistencia con la altura del pilar.

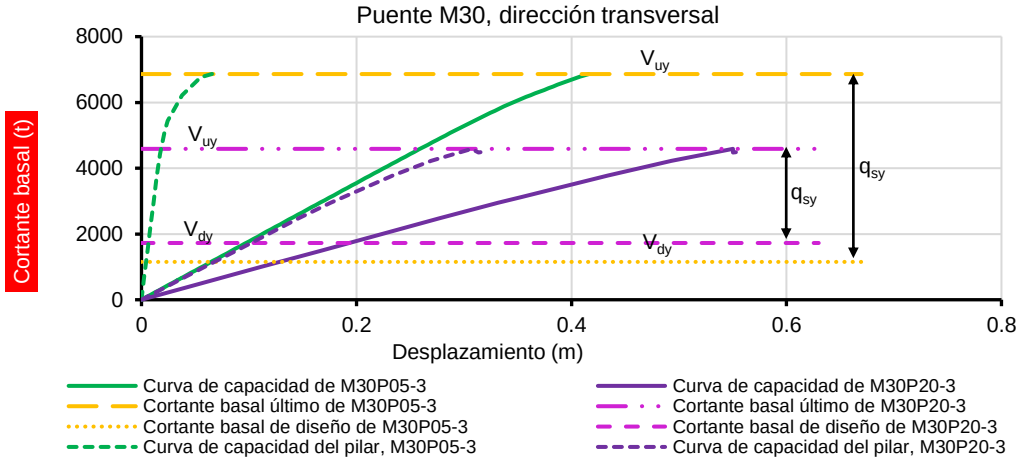
En la Figura 7.21 se presentan las curvas de capacidad de los puentes y de los pilares en la dirección transversal de los puentes con vanos de 30 m, pilares de 4 columnas y alturas de pilar de 5 m y 20 m, también se grafica el cortante de diseño, V_{dy}, y el cortante último, V_{uy}, donde *y* representa la dirección transversal del puente para las tres zonas sísmicas.



a)



b)



c)

Figura 7.21 – Curvas de capacidad de los puentes con pilares de 4 columnas y alturas de 5 m y 20 m en dirección transversal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

En la dirección transversal de los puentes, la forma de trabajo tipo marco produce mayores factores de sobrerresistencia en pilares de menor altura (Figura 7.21) que concuerda satisfactoriamente con lo obtenido por otros autores (Jain y Navin (1995)).

La rigidez de los pilares de los puentes de 5 m de altura es mayor a la rigidez de los pilares de los puentes de 20 m de altura, Figura 7.21.

En la Figura 7.21 al comparar las pendientes de las curvas de capacidad de los puentes con alturas de pilar de 5 m y 20 m se evidencia que los puentes de 5 m de altura son más rígidos comparado con los puentes de 20 m de altura, en la dirección transversal y en las tres zonas sísmicas.

En la dirección transversal, los cortantes de diseño son más pequeños para los puentes de 5 m de altura, decreciendo a medida que se incrementa la intensidad sísmica. Lo anterior se debe a que estos puentes pesan menos comparados con los de 20 m de altura aun cuando los periodos (Tabla 5.10) de estos puentes los ubican próximos a la meseta de los espectros de diseño (Figura 5.6). Los periodos de los puentes de 20 m los ubican en la rama descendente de los espectros de diseño pero sus pesos son mayores, consecuentemente los cortantes de diseño de los puentes de 20 m son más grandes que los de 5 m.

En la dirección transversal, Figura 7.21, los cortantes últimos de los puentes con alturas de 5 m son más grandes comparados con los puentes de 20 m de altura, esto se debe a que los puentes de 5 m de altura son más rígidos.

Como consecuencia de lo anterior, la relación del cortante último entre el cortante de diseño está arrojando sobrerresistencias más grandes en los puentes de 5 m comparado con los de 20 m en las tres zonas sísmicas.

En la Figura 7.22 se presentan las curvas de capacidad de los puentes y de los pilares en la dirección longitudinal de los puentes con pilares de una columna y alturas de pilar de 5 m y 20 m, también se grafica el cortante de diseño, V_{dx}, y el cortante último, V_{ux}, representando con *x* la dirección longitudinal del puente.

La rigidez de los pilares de los puentes con alturas de 5 m es mayor a la rigidez de los pilares de los puentes con alturas de 20 m, Figura 7.22.

En la Figura 7.22 al comparar las pendientes de las curvas de capacidad de los puentes con alturas de 5 m y 20 m se evidencia que los puentes de 5 m de altura son más rígidos comparados con los puentes de 20 m de altura. Se muestra también que la rigidez del puente de 20 m de atura presenta pequeñas variaciones con respecto a la rigidez de sus pilares, mostrando menor impacto en el sistema en serie pilar- apoyo en comparación con los puentes de 5 m de altura. Es interesante observar que en la zona de baja sismicidad las líneas moradas continua y discontinua (Figura 7.22 **a)**) son muy cercanas entre sí, lo que pone en evidencia que la dimensión de las columnas es importante para la rigidez lateral del sistema en serie (pilar-apoyo).

Los cortantes de diseño son más pequeños para los puentes de 5 m de altura en alta sismicidad comparado con los de 20 m de altura y aproximadamente iguales en baja e intermedia sismicidad. Aun cuando los periodos de los puentes de 20 m los ubican en la rama descendente de los espectros de diseño arrojando S_a más pequeñas, también estos puentes son más pesados por lo que el cortante de diseño resultó ser un poco mayor para estos puentes comparado con los de 5 m.

Los cortantes últimos de los puentes con alturas de 20 m son más grandes comparados con los puentes de 5 m de altura, en las tres zonas sísmicas. Nuevamente, los puentes de 20 m presentan mayores demandas de desplazamiento por ende son necesarias fuerzas laterales más grandes para llevarlo a la falla.

Como consecuencia de lo anterior, la relación del cortante último entre el cortante de diseño arroja sobrerresistencias más grandes en los puentes de 20 m comparado con los de 5 m en zonas de baja e intermedia sismicidad y da valores muy similares en zonas altamente sísmicas.

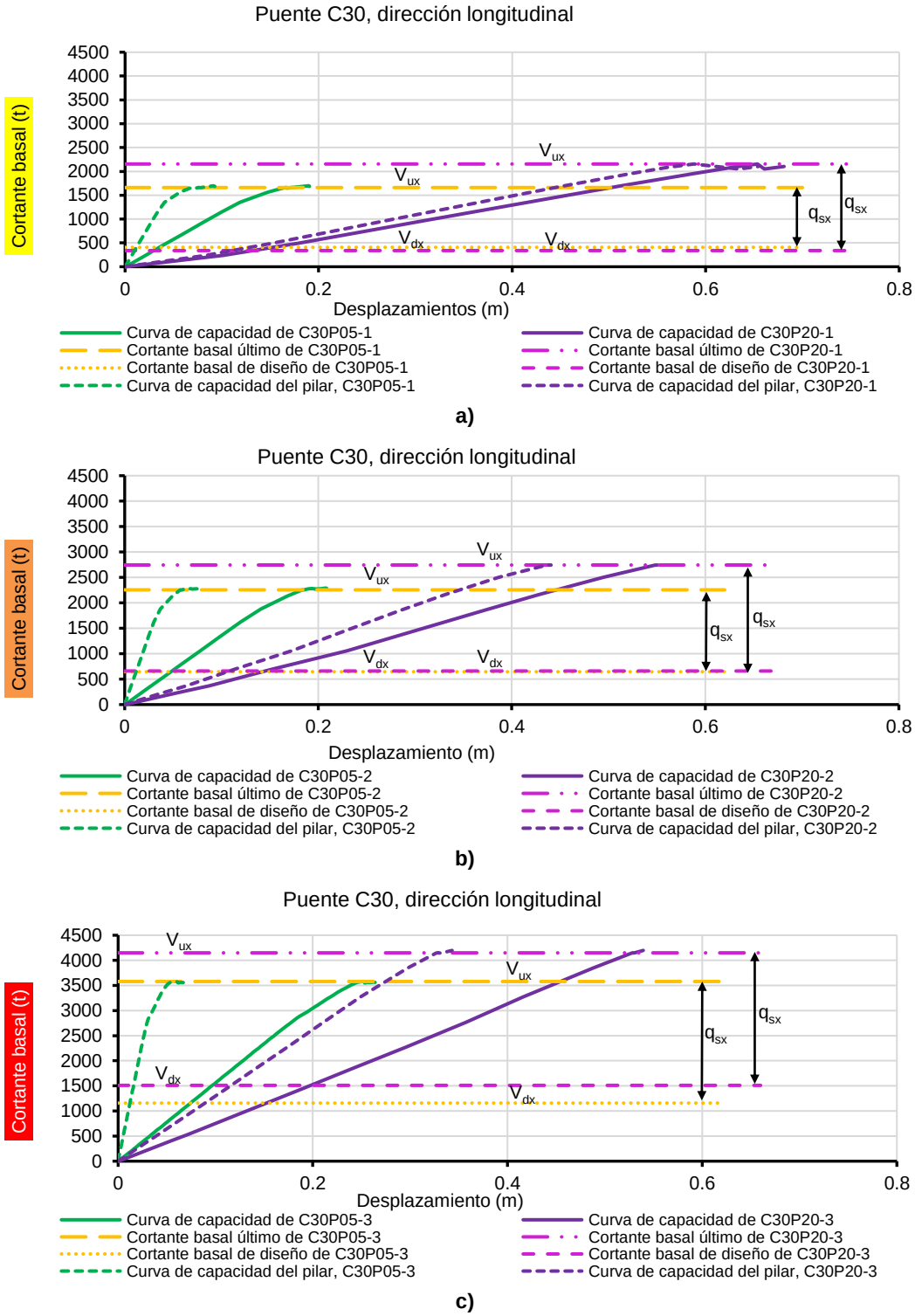


Figura 7.22 – Curvas de capacidad de los puentes con pilares de 1 columna y alturas de 5 m y 20 m en dirección longitudinal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

En la Figura 7.23 se presentan las curvas de capacidad de los puentes y de los pilares en la dirección transversal de los puentes con vanos de 30 m, pilares de una columna y alturas de pilar de 5 m y 20 m, se grafica el cortante de diseño, V_{dy}, y el cortante último, V_{uy}, representando con *y* la dirección transversal del puente.

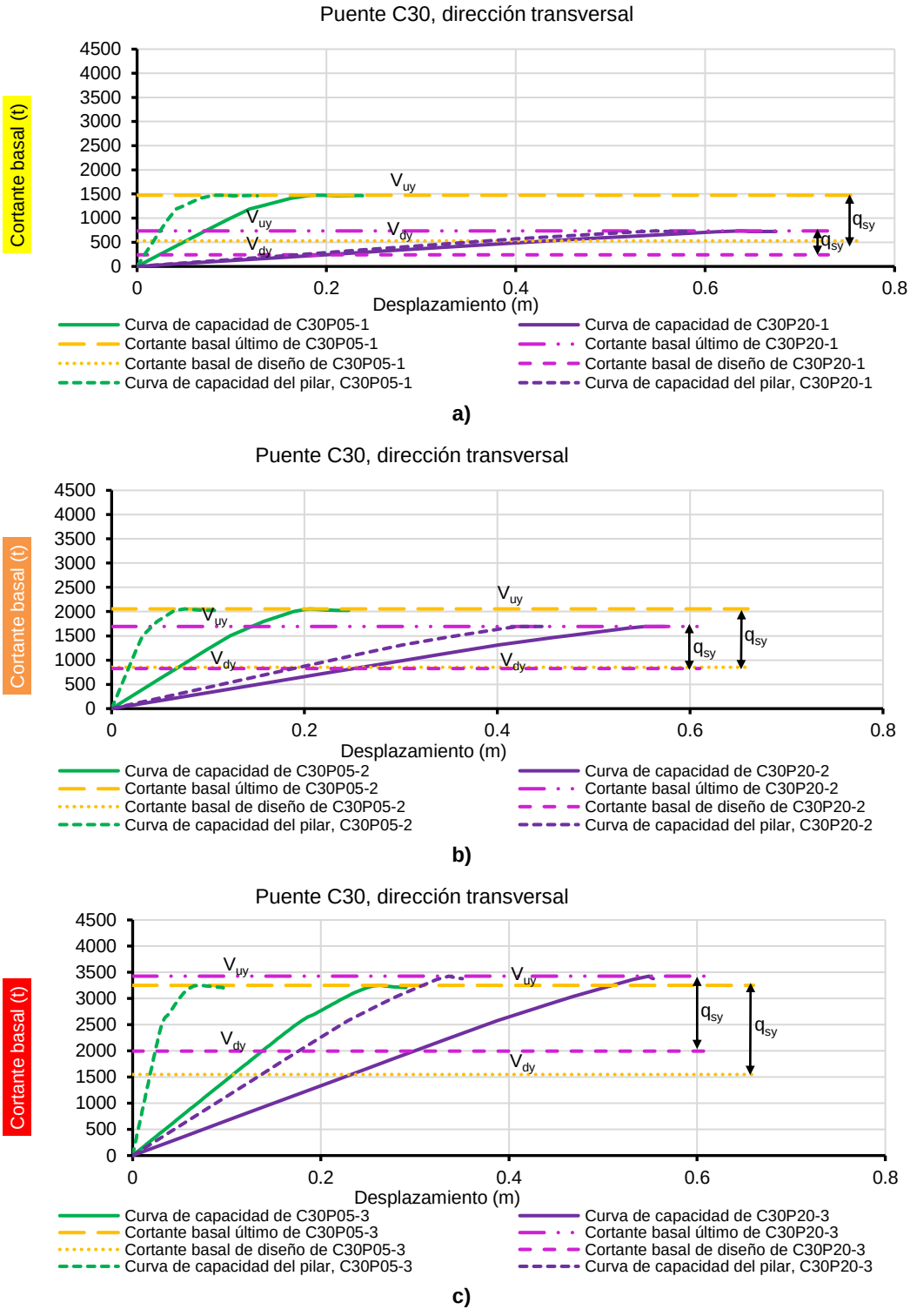


Figura 7.23 – Curvas de capacidad de los puentes con pilares de 1 columna y alturas de 5 m y 20 m en dirección transversal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

La rigidez de los puentes con pilares de 5 m de altura es mayor que la rigidez de los pilares de los puentes con 20 m de altura, Figura 7.23.

Globalmente, en la dirección transversal, Figura 7.23, al comparar las pendientes de las curvas de capacidad de los puentes con alturas de pilar de 5 m y 20 m se evidencia que los puentes de 5 m de altura son más rígidos comparado con los puentes de 20 m de altura en las tres zonas sísmicas.

En la dirección transversal, los cortantes de diseño son más pequeños para los puentes de 20 m de altura, en baja e intermedia sismicidad. Mientras que en alta sismicidad es el cortante de diseño del puente de 5 m el más pequeño. Lo anterior se debe a que los periodos de los puentes de 20 m los ubican en la rama descendente de los espectros de diseño, por lo que S_a aceleración es más pequeñas consecuentemente cortantes de diseño más pequeños. En el caso de los puentes de 5 m cuyos periodos los colocan próximos a la meseta del espectro por lo que las S_a son más grandes y por ende los cortantes de diseño son más grandes. En alta sismicidad la S_a de los puentes de 5 m es grande pero el puente pesa menos por lo que el cortante de diseño es más pequeño.

Los cortantes últimos de los puentes con alturas de 5 m son más grandes comparados con los puentes de 20 m de altura, en zonas de baja e intermedia sismicidad. En alta sismicidad es el puente de 20 m el de mayor cortante último. Lo anterior es consecuencia de la rigidez de los puentes.

Como consecuencia de lo anterior, la relación del cortante último entre el cortante de diseño está arrojando sobrerresistencias más grandes en los puentes de 20 m comparado con los de 5 m, en zonas de baja sismicidad. En zonas con sismicidad intermedia y alta los puentes de 5 m son los que presenta sobrerresistencias mayores.

En la Tabla 7.1 y 7.2 se muestran la diferencia de desplazamientos entre el pilar y el tablero en los 24 puentes que se presentaron en esta sección. Estos desplazamientos evidencian la contribución de los elementos que están ubicados entre el pilar y el tablero (incluidos los apoyos).

Tabla 7.1 – Diferencia de desplazamientos del tablero y el pilar de los puentes M30.

Zona sísmica	Desplazamiento (m)			
	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
	M30P05	M30P20	M30P05	M30P20
Baja	0.06	0.03	0.10	0.09
Intermedia	0.11	0.11	0.19	0.14
Alta	0.17	0.06	0.35	0.24

Tabla 7.2 – Diferencia de desplazamientos del tablero y el pilar de los puentes C30.

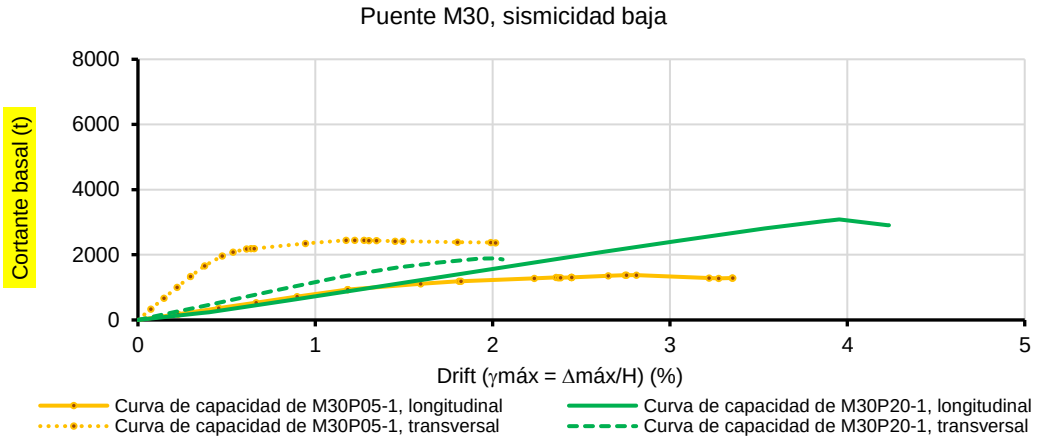
Zona sísmica	Desplazamiento (m)			
	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
	C30P05	C30P20	C30P05	C30P20
Baja	0.09	0.03	0.11	0.09
Intermedia	0.13	0.11	0.14	0.13
Alta	0.19	0.20	0.19	0.20

En la Figura 7.24 y Figura 7.25 se muestra la relación drift de los pilares de los puentes con alturas de 5 m y 20 m, en la dirección longitudinal y transversal y en las tres zonas sísmicas. En el eje vertical se grafica el cortante basal último y en el eje horizontal se grafica el drift obtenido con la relación del desplazamiento de los pilares entre la altura de estos.

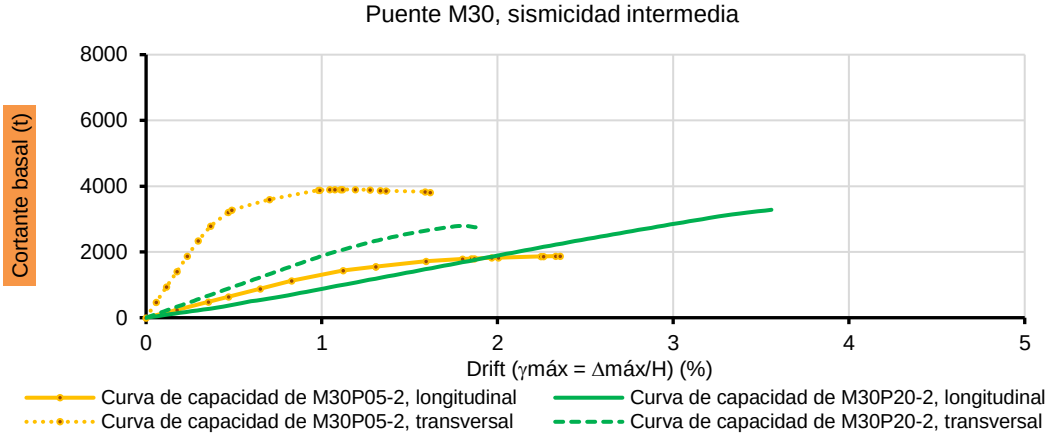
La Figura 7.24 es para los puentes con pilares de cuatro columnas y la Figura 7.25 corresponde a los puentes con pilares de una columna.

En la dirección longitudinal, Figura 7.24 (línea continua), los puentes con pilares de 4 columnas de 20 m de altura alcanzan el cortante último con un drift de 4.2 a 3.4 de baja a alta sismicidad. Mientras que para los puentes con pilares de 4 columnas de 5 m de altura el drift varía de 3.4 a 2.1 de baja a alta sismicidad.

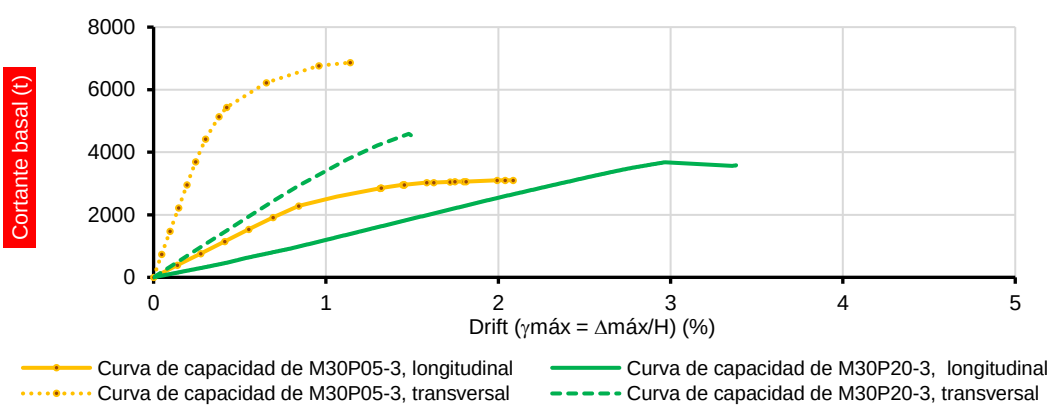
En la dirección transversal, Figura 7.24 (línea discontinua), los puentes de 20 m de altura llegan al cortante último con un drift de 2.1 a 1.5 de baja a alta sismicidad. Mientras que para los puentes de 5 m de altura el drift varía de 2 a 1.2 de baja a alta sismicidad.



a)



b)



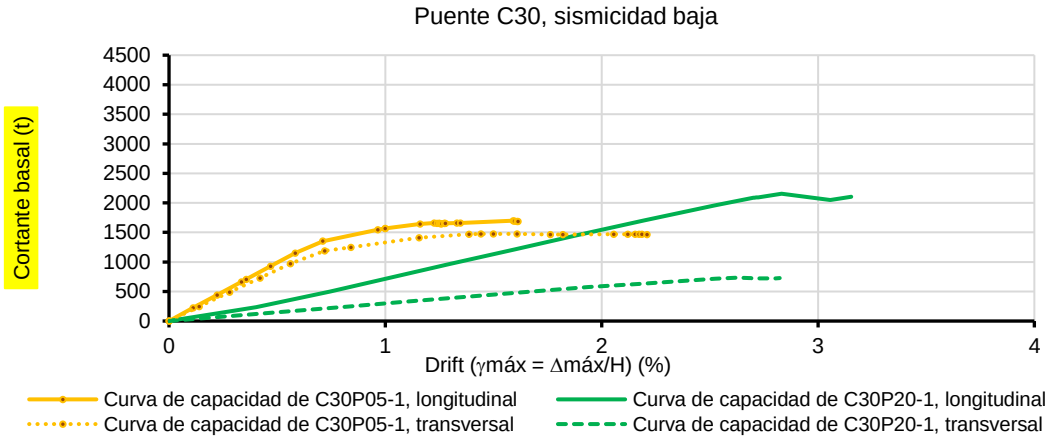
c)

Figura 7.24 – Curvas de capacidad de los pilares de 4 columnas de los puentes con alturas de alturas de 5 m y 20 m en dirección longitudinal y transversal en términos del drift, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

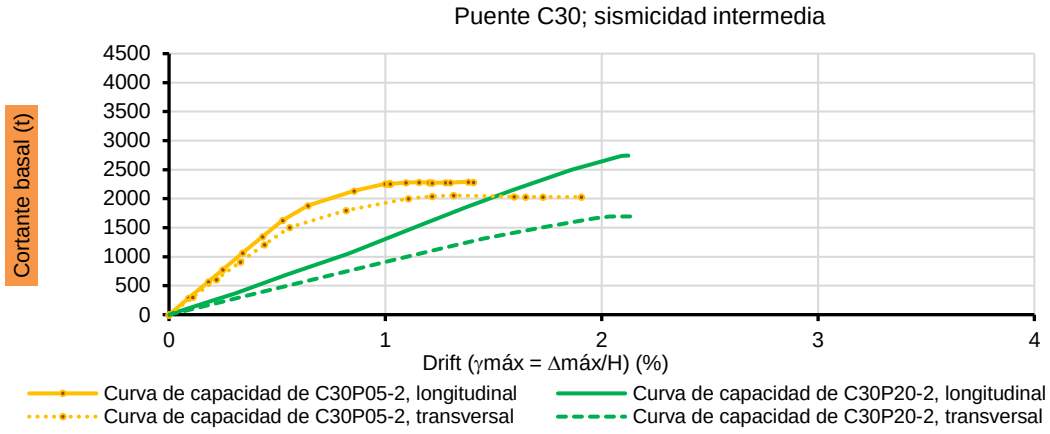
En la Figura 7.25 se muestra la relación drift de los pilares de los puentes formados por una columna con alturas de 5 m y 20 m, en la dirección longitudinal y transversal y en las tres zonas sísmicas.

En la dirección longitudinal, Figura 7.25 (línea continua), los puentes con pilares de una columna de 20 m de altura alcanzan el cortante último con un drift de 3.2 a 1.7 de baja a alta sismicidad. Mientras que para los puentes de 5 m de altura el drift varía de 1.6 a 1.2 de baja a alta sismicidad.

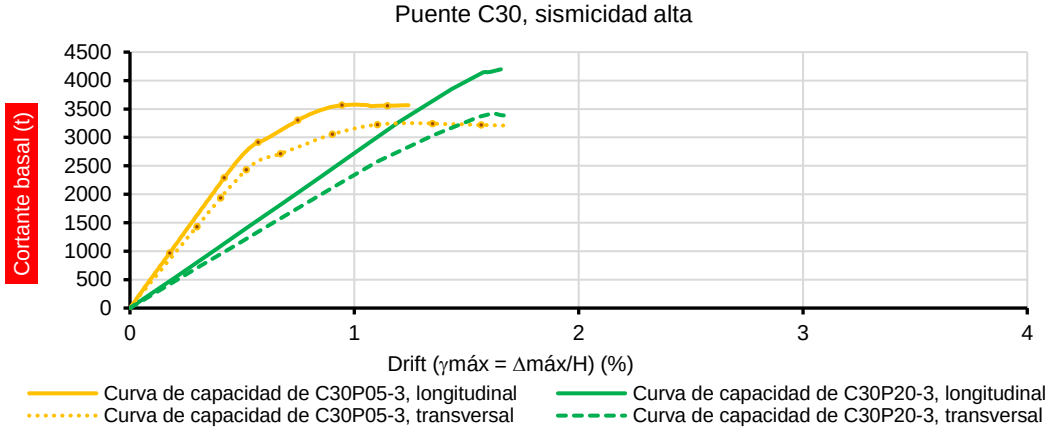
Se aprecia en la Figura 7.25 (línea discontinua) que en la dirección transversal los puentes de 20 m de altura llegan al cortante último con un drift de 2.8 a 1.7 de baja a alta sismicidad. Mientras que para los puentes de 5 m de altura el drift varía de 2.2 a 1.7 de baja a alta sismicidad.



a)



b)



c)

Figura 7.25 – Curvas de capacidad de los pilares de una columna de los puentes con alturas de 5 m y 20 m en dirección longitudinal y transversal en términos del drift, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

En conclusión, en el caso de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección longitudinal, los puentes con pilares de 5 m de altura presentan sobrerresistencias más pequeñas comparado con los puentes con pilares de 20 m de altura. Mientras que en la dirección transversal, la tendencia se invierte, siendo los puentes de 5 m de altura con los valores de sobrerresistencia más grandes.

En el caso de los puentes con pilares de una columna, el factor de sobrerresistencia, como era de esperarse, presenta la misma tendencia en ambas direcciones de análisis, Figura 7.22 y Figura 7.23, ya que el sistema está trabajando en cantiliver en las dos direcciones. En la dirección longitudinal, el puente es más rígido por la contribución de los estribos, lo que consecuentemente arroja factores de sobrerresistencia mayores en esta dirección.

7.2.4 RELACIÓN DE CORTANTES r_{Vu} Y r_{Vd}

La Figura 7.26 presenta la variación del cortante último, r_{Vu}, entre las zonas de baja a alta sismicidad y la variación del cortante de diseño, r_{Vd}, entre estas zonas, con la finalidad de mostrar el cortante de mayor influencia en la determinación de la sobrerresistencia con respecto a la zona sísmica, esto se hizo para los 48 puentes propuestos.

La variación de cortantes $r_{Vu} = \frac{V_{ui}}{V_{u1}}$ y $r_{Vd} = \frac{V_{di}}{V_{d1}}$, donde V_{ui} es el cortante basal último, V_{u1} es el cortante basal último en la zona de baja sismicidad, V_{di} es el cortante basal de diseño y V_{d1} es el cortante basal de diseño en la zona de baja sismicidad, consecuentemente en zonas de baja sismicidad estas variaciones son iguales a 1.

La Figura 7.26 **a)** y **b)** corresponden a los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. La Figura 7.26 **c)** y **d)** muestra la relación de cortantes para los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

La Figura 7.26 **e)** y **f)** corresponden a los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 50 m en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente y en la Figura 7.26 **g)** y **h)** muestra la relación de cortantes para los puentes con pilares de una columna y vanos de 50 m en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

En la Figura 7.26 **a)**, **b)**, **e)** y **f)** se aprecia que para los puentes con pilares de cuatro columnas, la variación de los cortantes de diseño es mayor, incrementándose está a medida que aumenta la intensidad sísmica, en ambas direcciones. Sin embargo, en el caso particular de los puentes **M30P10, M30P15** y **M50P10** y **M50P15** en la dirección transversal (Figura 7.26 **b)** y **f)**, la variación de cortante último es más grande. En los puentes con pilares de una columna (Figura 7.26 **c)**, **d)**, **g)** y **h)**) en las tres zonas sísmicas la variación del cortante de diseño es mayor en ambas direcciones.

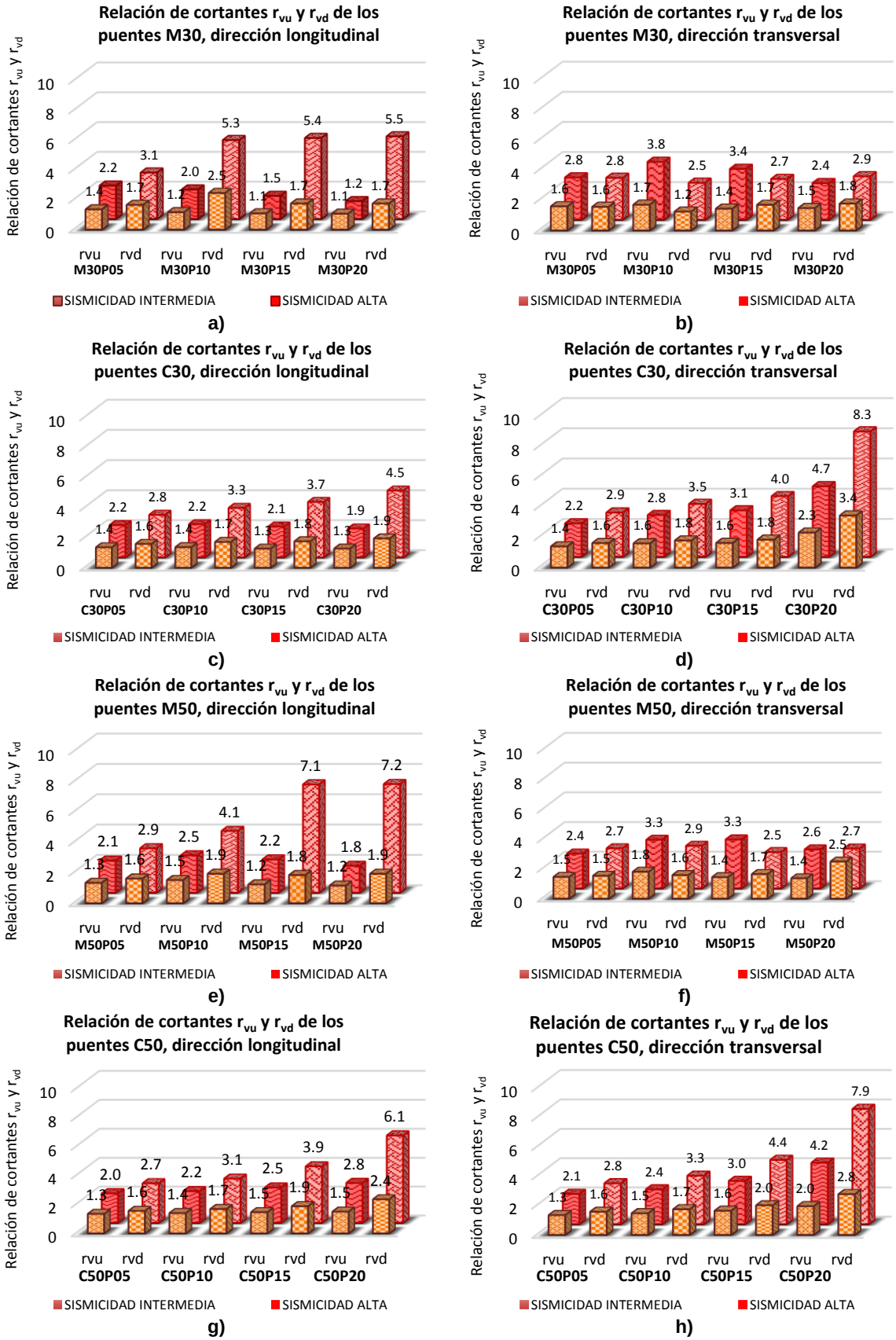


Figura 7.26 – Variación de cortantes, **a)**, **c)**, **e)** y **g)** dirección longitudinal y **b)**, **d)**, **f)** y **h)** dirección transversal.

En general, en la Figura 7.26 se aprecia que la variación de los cortantes de diseño entre las zonas de baja a alta sismicidad es mucho mayor a la variación que presentan los cortantes últimos entre estas zonas sísmicas, incrementándose está a medida que aumenta la intensidad sísmica. Por lo anterior, los valores de sobrerresistencia dependen más del cortante de diseño.

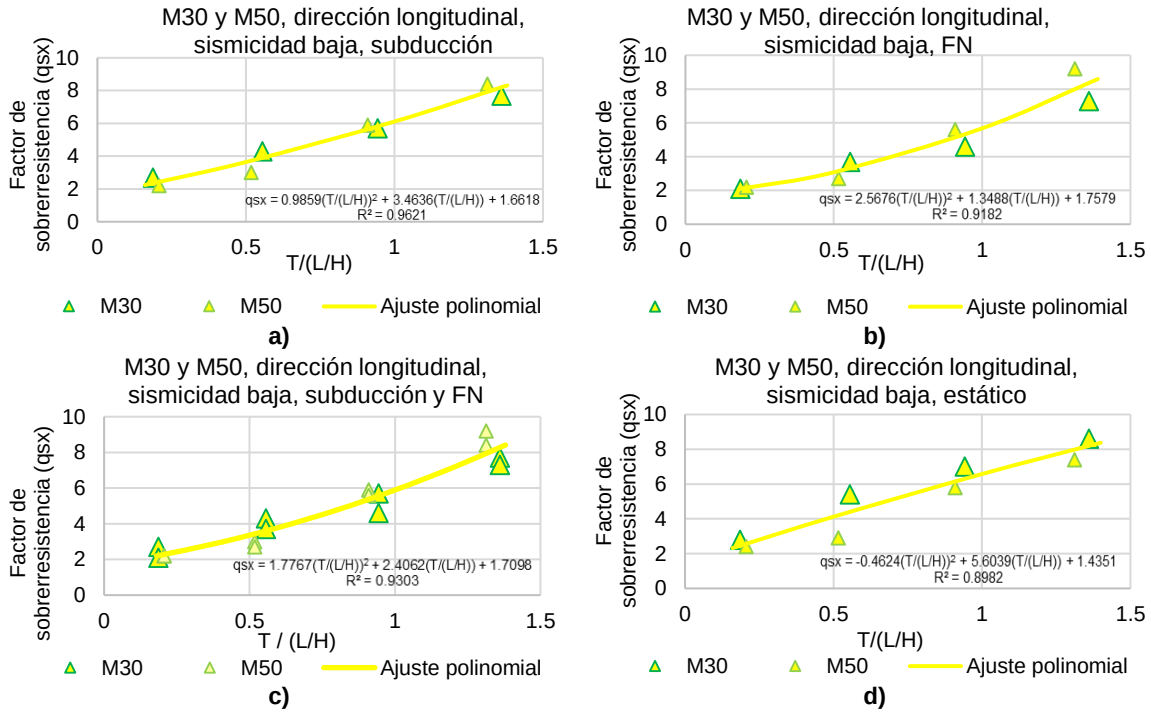
7.2.5 AJUSTE POLINOMIAL DE LOS RESULTADOS

Con los resultados obtenidos en los análisis no lineales se realizó un ajuste polinomial, con la finalidad de proponer ecuaciones que permitan determinar el factor de sobrerresistencia con base en las características del sistema estructural y el periodo fundamental de los puentes.

En la Figura 7.27 a Figura 7.30 se presenta el ajuste polinomial de los factores de sobrerresistencia determinados para los 48 puentes estudiados para vanos de 30 m y 50 m, para los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal, subducción más fallamiento normal y el método estático, en la dirección longitudinal y en la dirección transversal para las tres zonas sísmicas. El objetivo de ajustar una sola ecuación a los datos en conjunto de acelerogramas de subducción y fallamiento normal, fue el de simplificar los resultados evaluando la posibilidad de recomendar expresiones que están en función del periodo, para determinar la sobrerresistencia de los puentes, en lugar de las dos ecuaciones provenientes de cada una de las fuentes sísmicas. La función obtenida con base en los resultados del análisis estático no lineal permite determinar la subestimación o sobreestimación de la sobrerresistencia que se obtiene al aplicar esta metodología.

En todos los casos el eje vertical presenta el factor de sobrerresistencia y el eje horizontal el periodo fundamental de los puentes en la dirección de análisis normalizado respecto a la relación L/H. Siendo L la longitud del vano y H la altura de los pilares.

La Figura 7.27 **a)**, **b)**, **c)**, **d)**, **e)**, **f)** , **g)**, **h)**, **i) j)**, **k)** y **l)** muestra el ajuste polinomial de los factores de sobrerresistencia para los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y 50 m, para el análisis estático y los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal y subducción más fallamiento normal en la dirección longitudinal para cada una de las intensidades sísmicas.



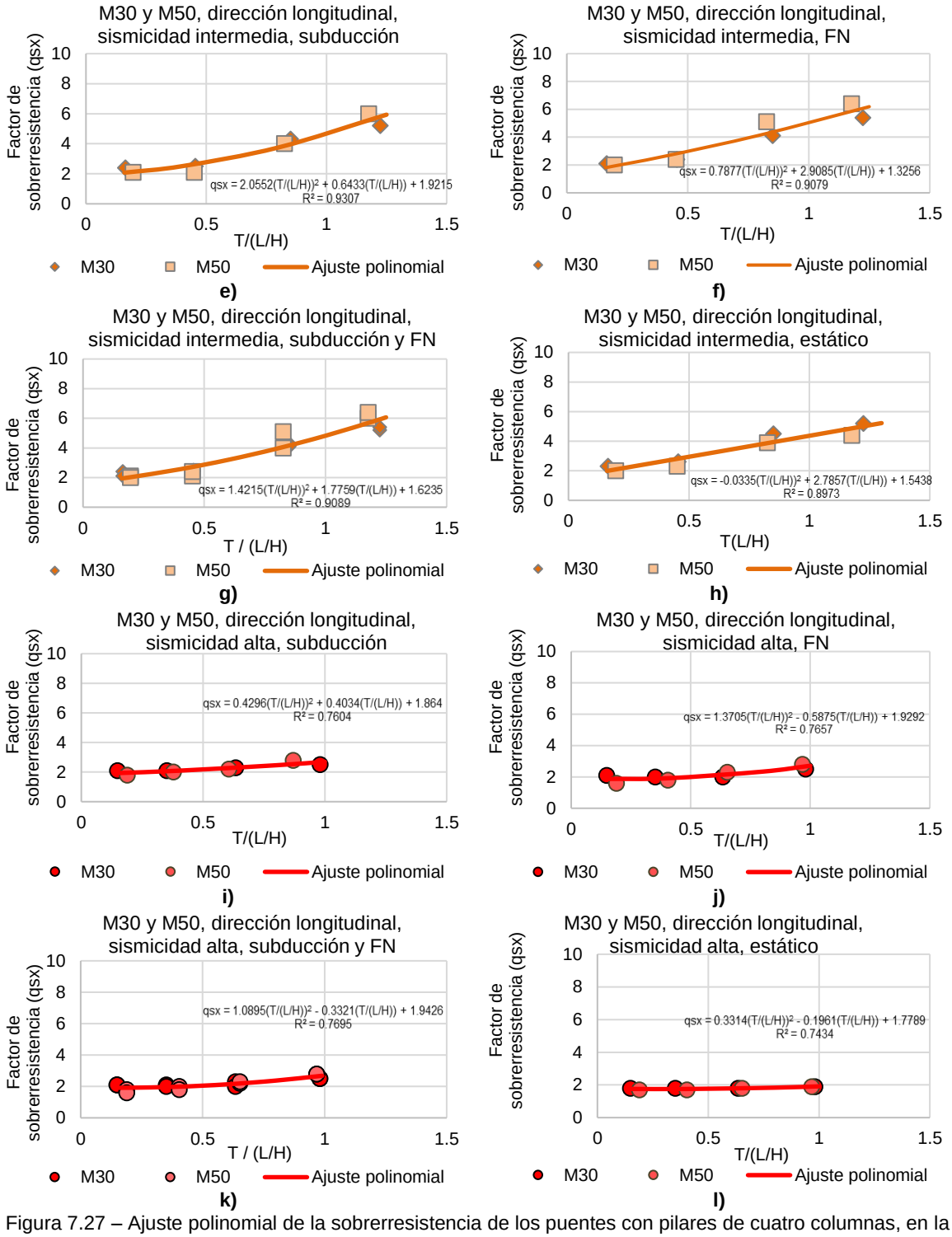
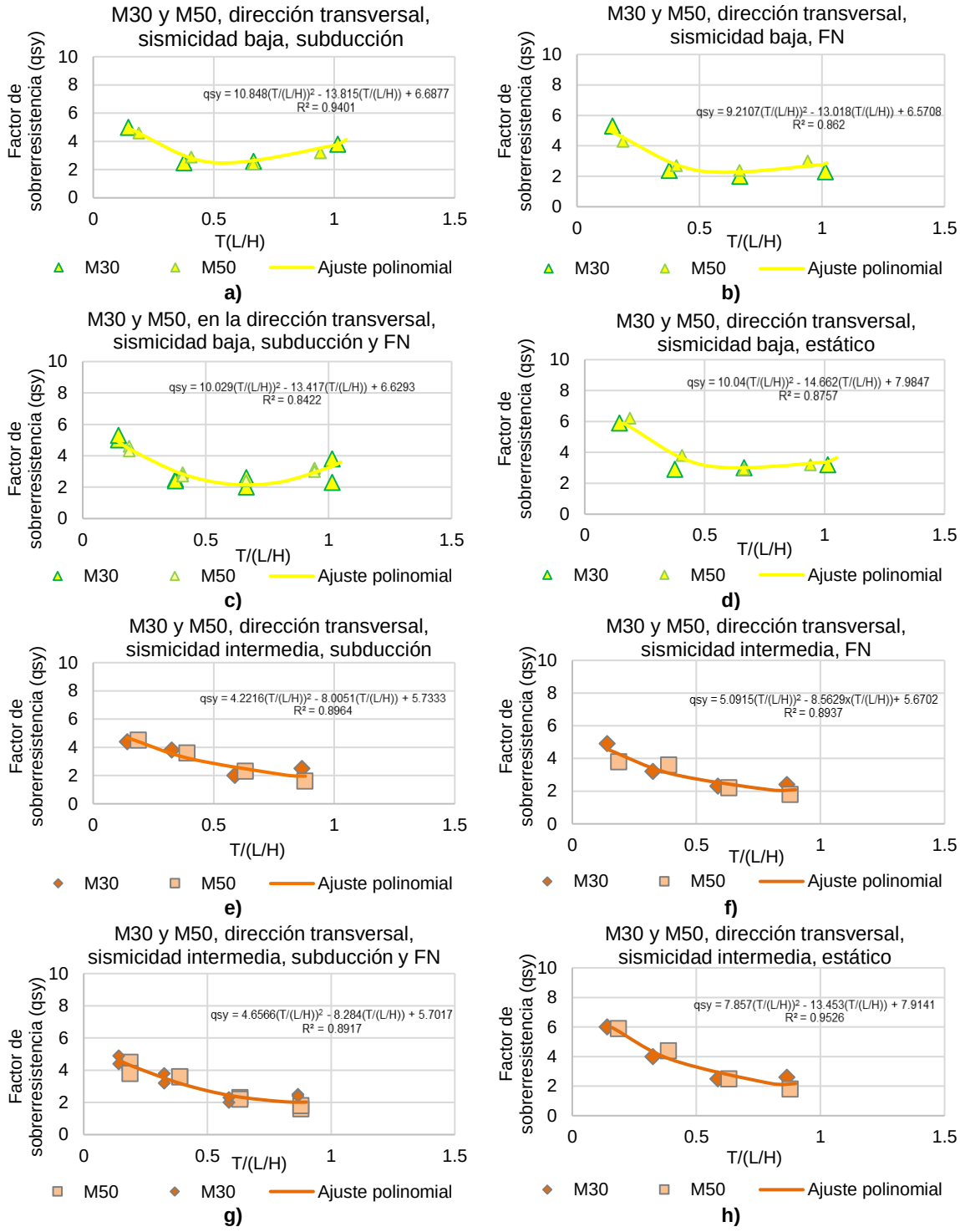


Figura 7.27 – Ajuste polinomial de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección longitudinal, **a)**, **e)**, **i)** método dinámico con subducción, **b)**, **f)**, **k)** método dinámico con fallamiento normal, **c)** método dinámico con subducción + fallamiento normal y **d)**, **h)**, **l)** método estático.

En los puentes con pilares de cuatro columnas (Figura 7.27 **d)**) se aprecia que el método estático sobreestima la sobrerresistencia en zonas de baja sismicidad y subestima la sobrerresistencia en zonas con sismicidad intermedia y alta. En la Figura 7.27 se muestra que los análisis dinámicos arrojan valores de sobrerresistencia similares para todas las fuentes sísmicas.

La Figura 7.28 muestra el ajuste polinomial de los factores de sobrerresistencia para los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m y 50 m, para el análisis estático y los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal, y subducción más fallamiento normal, en la dirección transversal para las tres zonas sísmicas.



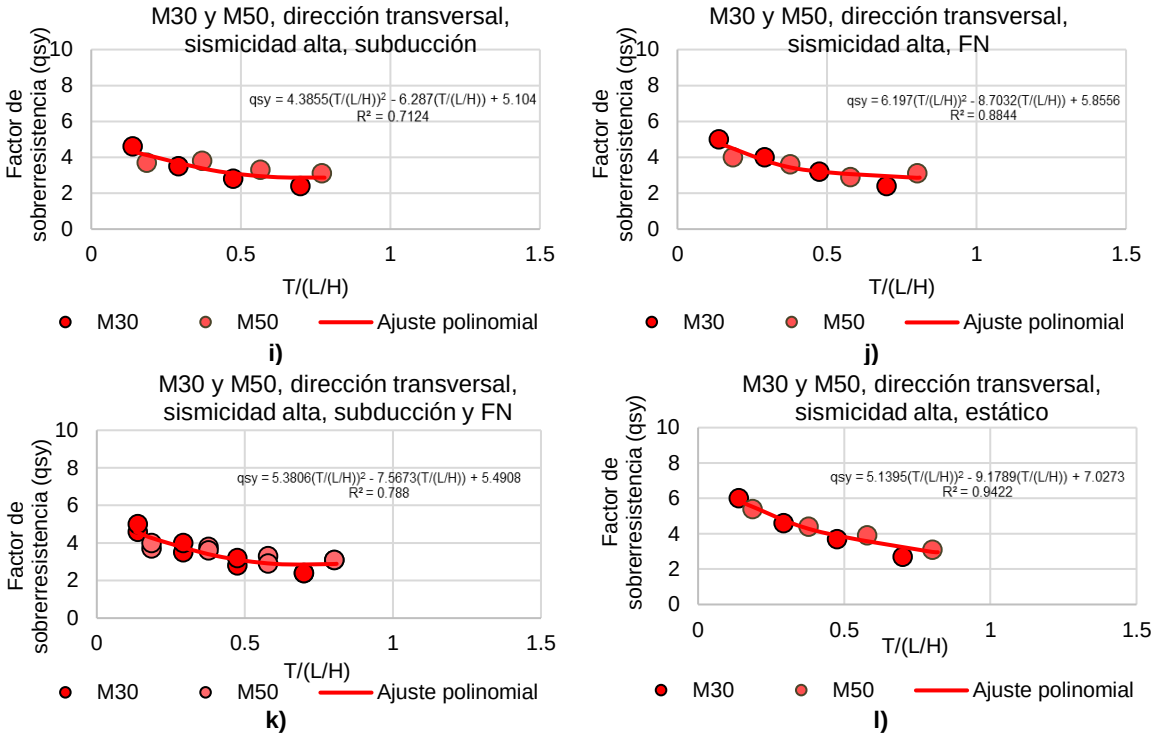
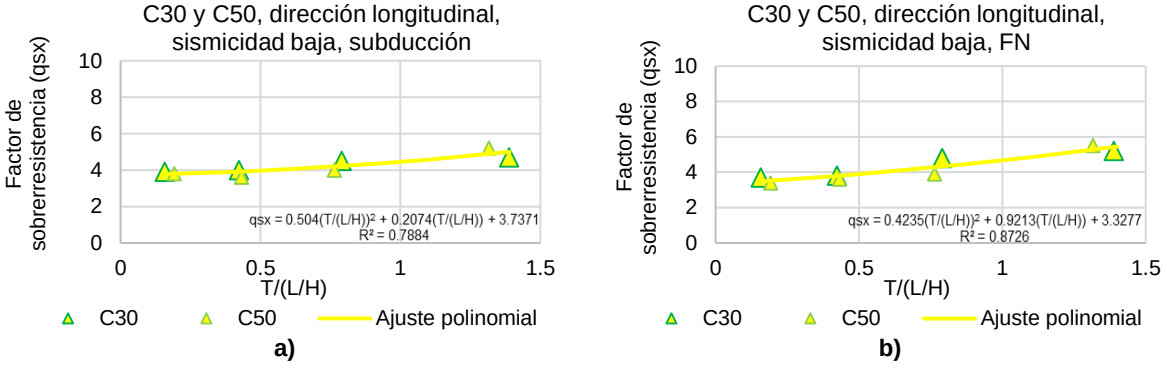


Figura 7.28 – Ajuste polinomial de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección transversal, **a)**, **e)**, **i)** método dinámico con subducción, **b)**, **f)**, **k)** método, dinámico con fallamiento normal, **c)** método dinámico con subducción + fallamiento normal y **d)**, **h)**, **l)** método estático.

La dirección transversal de los puentes con pilares de cuatro columnas (Figura 7.28), muestra diferencias apreciables entre las expresiones ajustadas y entre los métodos de análisis. La Figura 7.28 **d)**, **h)** y **l)** evidencia que el método estático sobreestima la sobrerresistencia en más del 20% comparado con el método dinámico. En la Figura 7.28 **a)**, **b)** y **c)** se observa también que los análisis dinámicos arrojan valores de sobrerresistencia que presentan variaciones entre ellos para periodos mayores a 1.2 s en baja sismicidad; por ejemplo, se tiene una variación mayor al 30% entre subducción y fallamiento normal. En sismicidad intermedia y alta los análisis dinámicos arrojan valores de sobrerresistencia similares.

La Figura 7.29 a), b), c) y d) muestra el ajuste polinomial de los factores de sobrerresistencia para los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y 50 m, para el análisis estático y los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal y subducción más fallamiento normal, en la dirección longitudinal.



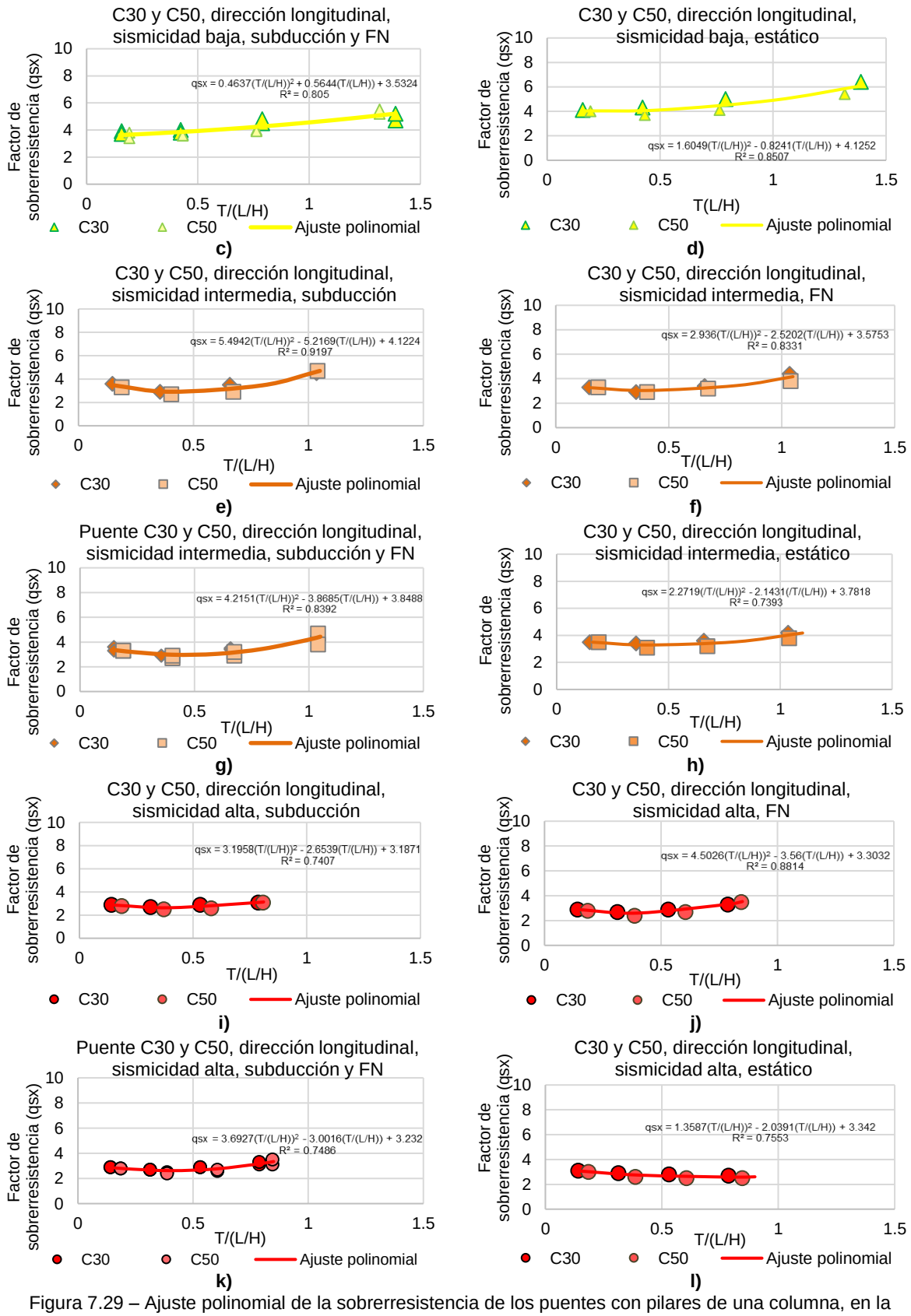
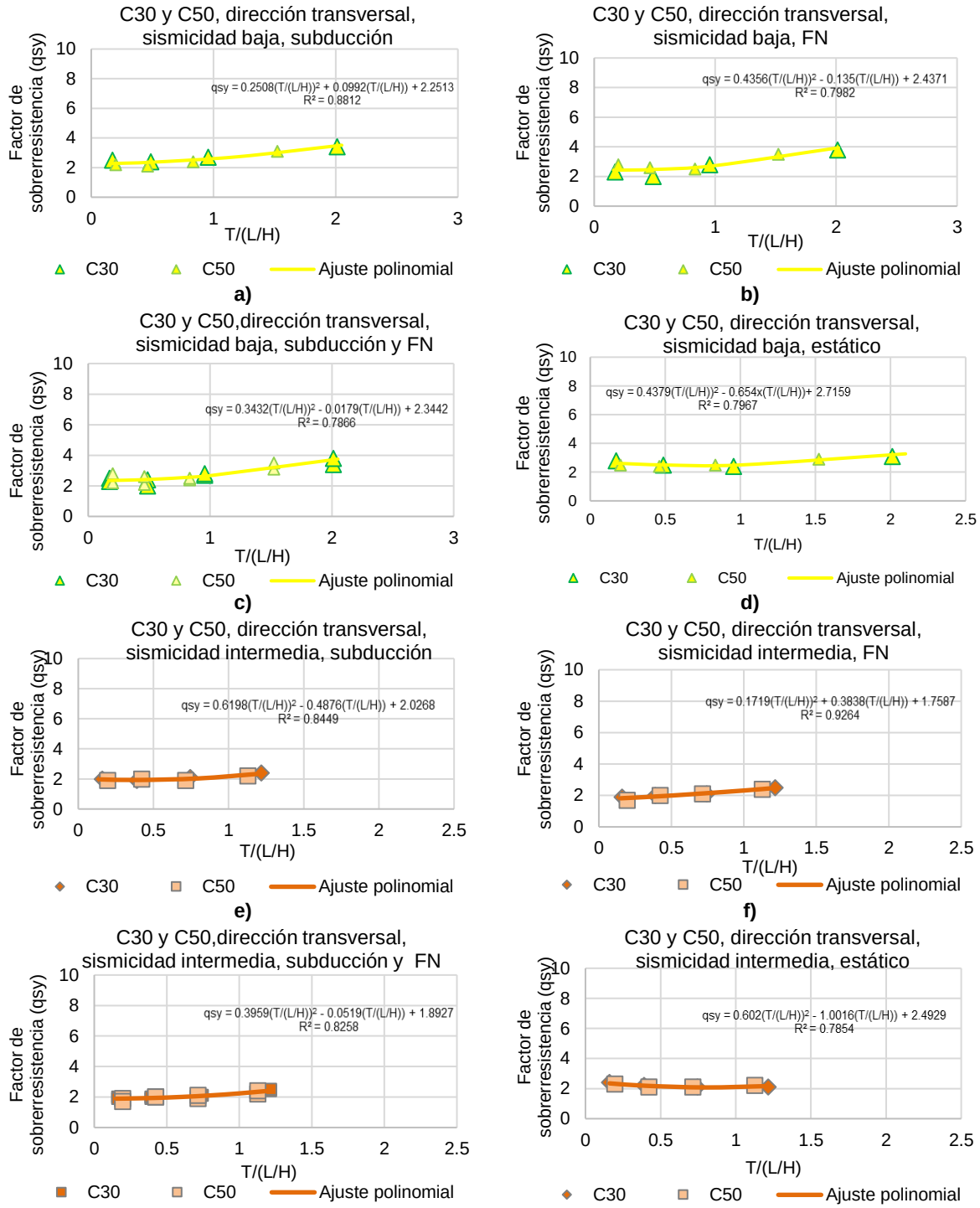


Figura 7.29 – Ajuste polinomial de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna, en la dirección longitudinal, **a)**, **e)**, **i)** método dinámico con subducción, **b)**, **f)**, **k)** método dinámico con fallamiento normal, **c)** método dinámico con subducción + fallamiento normal y **d)**, **h)**, **l)** método estático.

En los puentes con pilares de una columna (Figura 7.29 **a)**, **b)**, **c)** y **d)**), en la dirección longitudinal, se aprecia que el método dinámico conduce a valores similares de la sobrerresistencia presentado variaciones menores al 10%. El método estático subestima o sobreestima los valores de sobrerresistencia.

En la Figura 7.30 **a)**, **b)**, **c)** y **d)** muestra el ajuste polinomial de los factores de sobrerresistencia para los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m y 50 m, en la dirección transversal para los análisis estáticos y los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal y subducción más fallamiento normal.



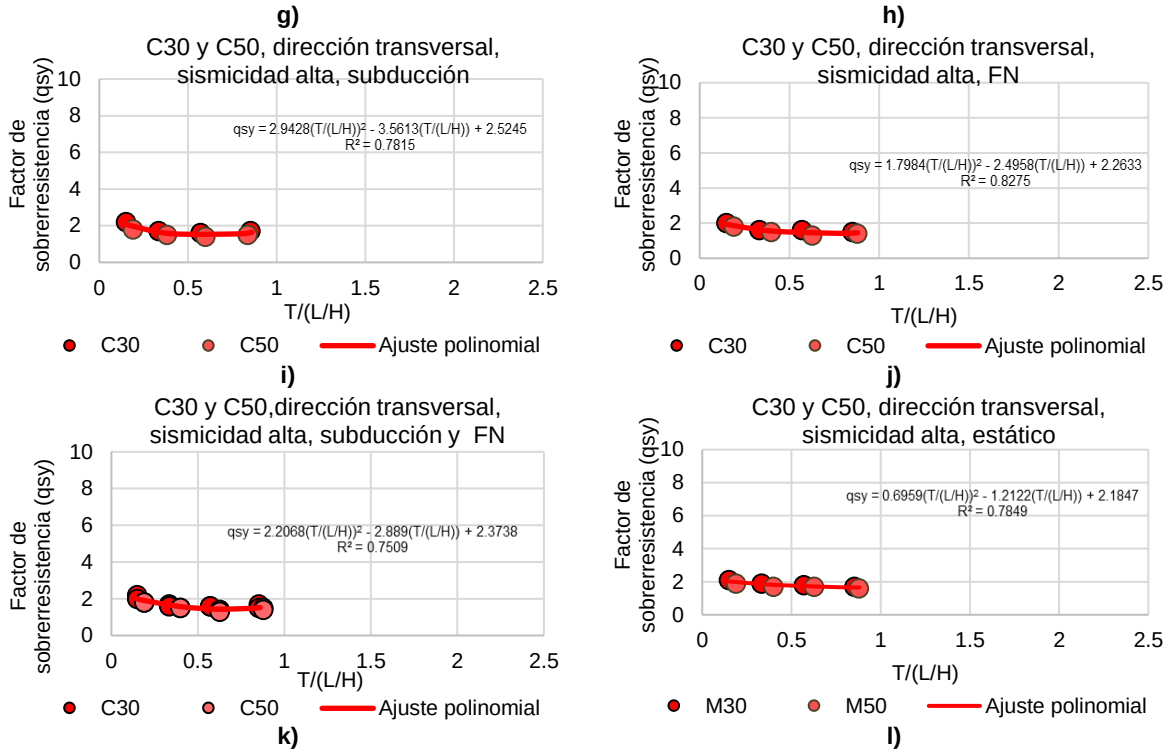
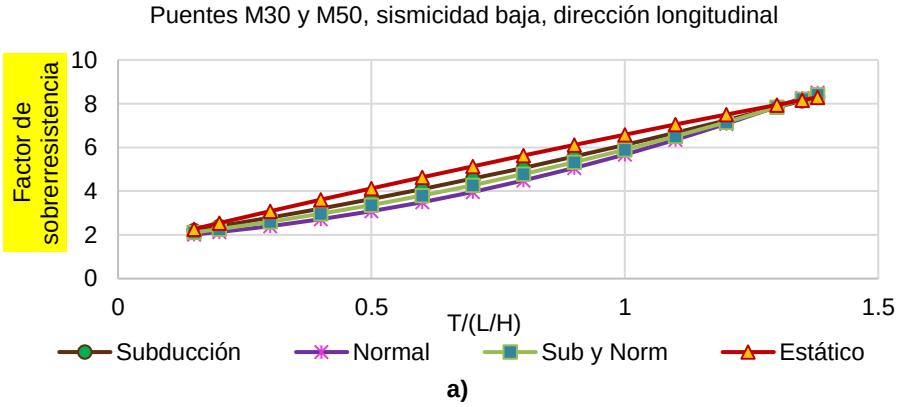


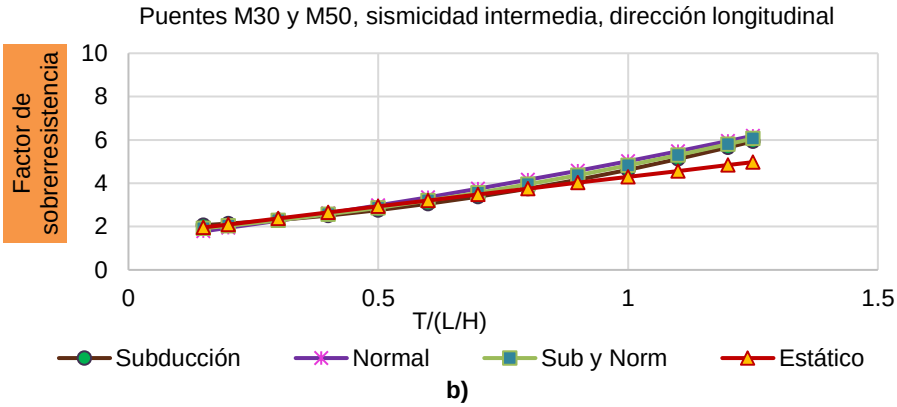
Figura 7.30 – Ajuste polinomial de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna, en la dirección transversal, **a)**, **e)**, **i)** método dinámico con subducción **b)**, **f)**, **k)** método dinámico con fallamiento normal, **c)** método dinámico con subducción + fallamiento normal y **d)**, **h)**, **l)** método estático.

En los puentes con pilares de una columna (Figura 7.30 **i)**, **j)**, **k)** y **l)**), en la dirección transversal, se aprecia que ambos métodos de análisis conducen a valores similares de la sobrerresistencia presentado variaciones menores al 15% en zonas altamente sísmicas. En zonas de baja e intermedia sismicidad para periodos menores a 1.2 s el método estático sobreestima la sobrerresistencia y con periodos mayores a 1.2 s este método subestima la sobrerresistencia. Los métodos dinámicos arrojan valores similares.

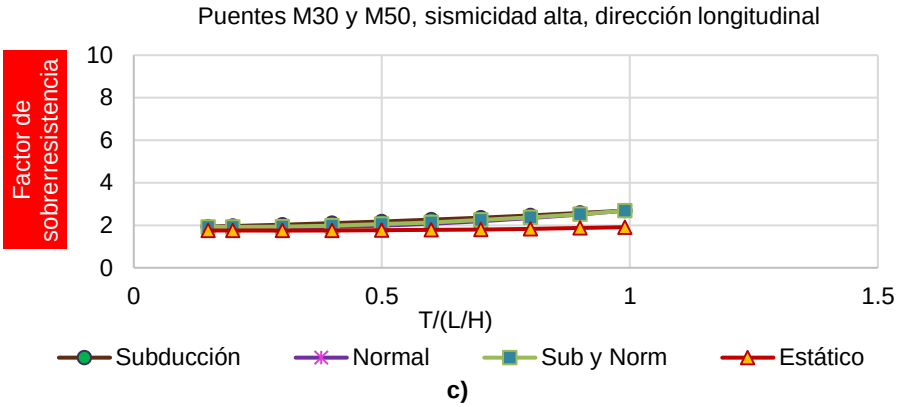
Las Figura 7.31 a la Figura 7.34 muestran los factores de sobrerresistencia obtenidos con las ecuaciones ajustadas determinadas en el apartado anterior, considerando el método estático, los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal y considerando las fuentes sísmicas de subducción más fallamiento normal.

La Figura 7.31 muestra las curvas de las expresiones para determinar los factores de sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m y 50 m, en la dirección longitudinal y para las tres zonas sísmicas.





b)



c)

Figura 7.31 – Ajustes polinomiales de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección longitudinal, con el método estático, fuente sísmica de subducción, fallamiento normal, juntando subducción y fallamiento normal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

Al observar los resultados que arrojan las ecuaciones ajustadas (Figura 7.31) se concluye que el factor de sobrerresistencia obtenido con la expresión que toma en cuenta todas las fuentes sísmicas es similar a los obtenidos con las expresiones considerando las fuentes sísmicas por separado. Por lo anterior se recomienda determinar los factores de sobrerresistencia con las siguientes expresiones,

En sismicidad baja para periodos $1.1 \leq T \leq 3.3$

$$\mathbf{q_{sx} = 1.7767(T/(L/H))^2 + 2.4062(T/(L/H)) + 1.7098} \qquad R^2 = 0.9303 \qquad (7.2)$$

En sismicidad intermedia para periodos $1.0 \leq T \leq 2.9$

$$\mathbf{q_{sx} = 1.4215(T/(L/H))^2 + 1.7759(T/(L/H)) + 1.6235} \qquad R^2 = 0.9089 \qquad (7.3)$$

En sismicidad alta para periodos $0.9 \leq T \leq 2.4$

$$\mathbf{q_{sx} = 1.0895(T/(L/H))^2 - 0.3321(T/(L/H)) + 1.9426} \qquad R^2 = 0.7695 \qquad (7.4)$$

La Figura 7.31 muestra también que los factores de sobrerresistencia que se obtendrían con base en los análisis estáticos no lineales, podrían subestimar o sobrestimar los factores como función del periodo fundamental del puente.

La Figura 7.32 muestra las curvas de las expresiones para determinar los factores de sobrerresistencia considerando los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal, subducción más fallamiento normal y el método estático en los puentes de cuatro columnas y vanos de 30 m y 50 m, en la dirección transversal.

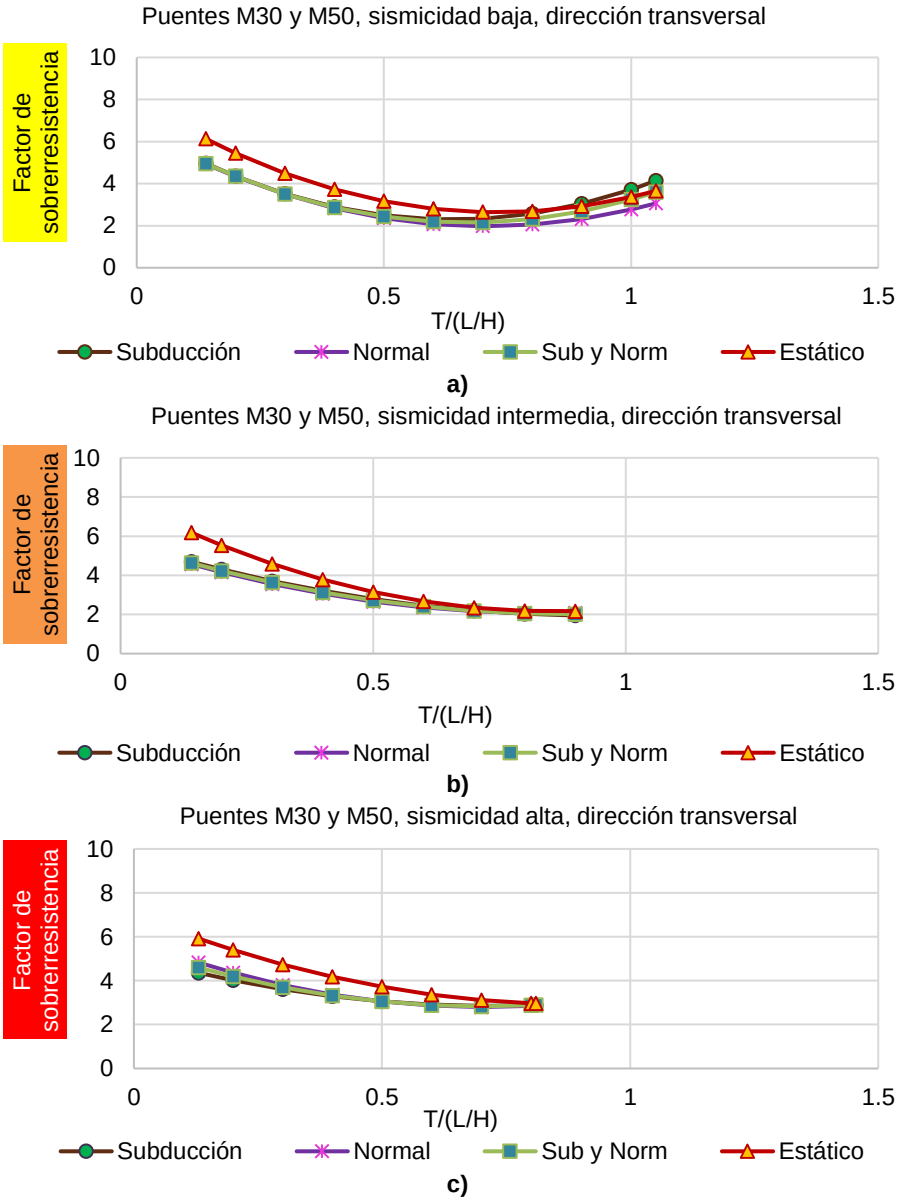


Figura 7.32 – Ajustes polinomiales de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de cuatro columnas, en la dirección transversal, con el método estático, fuente sísmica de subducción, fallamiento normal, juntando subducción y fallamiento normal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

Nuevamente se recomienda obtener la sobrerresistencia considerando la expresión correspondientes a todas las fuentes sísmicas. Por lo anterior,

En sismicidad baja para periodos $0.9 \leq T \leq 2.4$

$$\mathbf{q_{sy} = 10.029(T/(L/H))^2 - 13.417(T/(L/H)) + 6.6293} \qquad R^2 = 0.8422 \qquad (7.5)$$

En sismicidad intermedia con periodos de $0.8 \leq T \leq 2.2$

$$\mathbf{q_{sy} = 4.6566(T/(L/H))^2 - 8.284(T/(L/H)) + 5.7017} \qquad R^2 = 0.8917 \qquad (7.6)$$

En sismicidad alta con periodos de $0.8 \leq T \leq 2.0$

$$\mathbf{q_{sy} = 5.3806(T/(L/H))^2 - 7.5673(T/(L/H)) + 5.4908} \qquad R^2 = 0.7695 \qquad (7.7)$$

En estos casos, el método estático conduce a sobrestimar los factores de sobrerresistencia para todo el intervalo de periodos estudiado.

La Figura 7.33 muestra las curvas de las expresiones para determinar los factores de sobrerresistencia considerando los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal, subducción más fallamiento normal y el método estático en los puentes de una columna y vanos de 30 m y 50 m, en la dirección longitudinal.

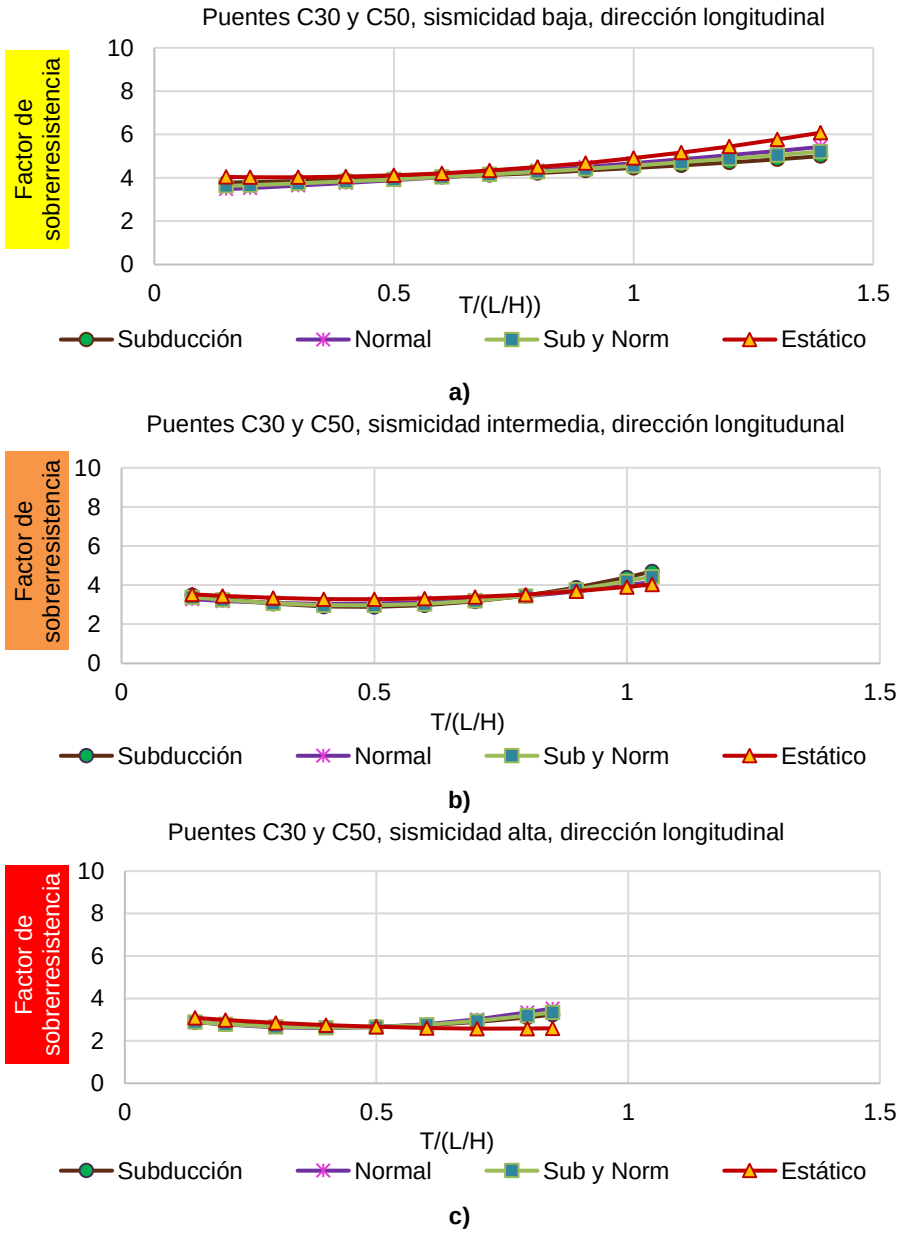


Figura 7.33 – Ajustes polinomiales de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna, en la dirección longitudinal, con el método estático, fuente sísmica de subducción, fallamiento normal, juntando subducción y fallamiento normal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

La sobrerresistencia obtenida con la expresión que considera todas las fuentes sísmicas es la que se propone utilizar en la determinación de los factores de sobrerresistencia ya que arroja valores similares a las expresiones considerando las fuentes sísmicas por separado.

En sismicidad baja para periodos $0.9 \leq T \leq 3.3$

$$\mathbf{q_{sx} = 0.4637(T/(L/H))^2 + 0.5644(T/(L/H)) + 3.5324} \qquad R^2 = 0.805 \qquad (7.8)$$

En sismicidad intermedia con periodos de $0.9 \leq T \leq 2.6$

$$\mathbf{q_{sx} = 4.2151(T/(L/H))^2 - 3.8685(T/(L/H)) + 3.8488} \qquad R^2 = 0.8392 \qquad (7.9)$$

En sismicidad alta con periodos de $0.8 \leq T \leq 2.1$

$$\mathbf{q_{sx} = 3.6927(T/(L/H))^2 - 3.0016(T/(L/H)) + 3.232} \qquad R^2 = 0.7486 \qquad (7.10)$$

La Figura 7.34 muestra las curvas de las expresiones para determinar los factores de sobrerresistencia considerando los análisis dinámicos de subducción, fallamiento normal, subducción más fallamiento normal y el método estático en los puentes de una columna y vanos de 30 m y 50 m, en la dirección transversal.

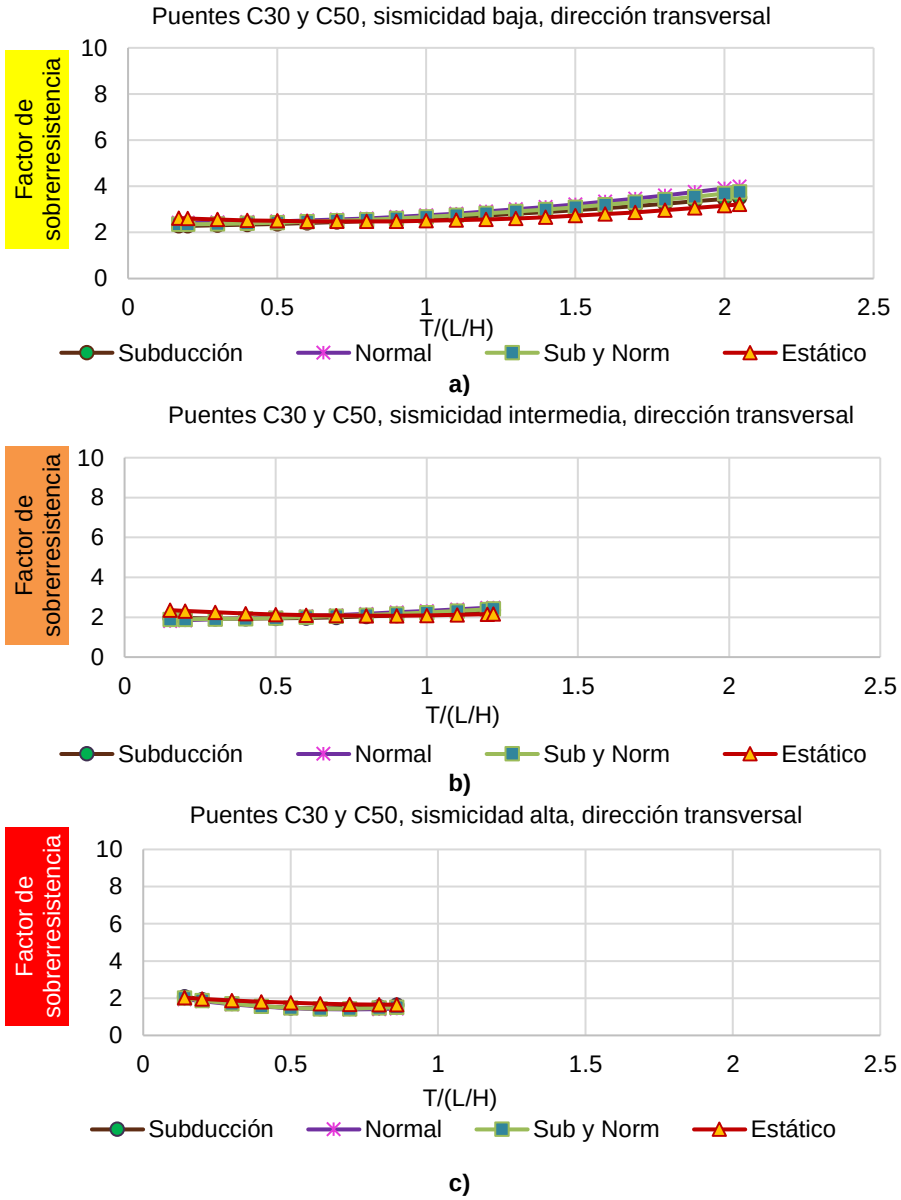


Figura 7.34 – Ajustes polinomiales de la sobrerresistencia de los puentes con pilares de una columna, en la dirección transversal, con el método estático, fuente sísmica de subducción, fallamiento normal, juntando subducción y fallamiento normal, **a)** sismicidad baja, **b)** sismicidad intermedia y **c)** sismicidad alta.

La sobrerresistencia obtenida con la expresión que considera todas las fuentes sísmicas es la que se propone utilizar en la determinación de los factores de sobrerresistencia ya que arroja valores similares a las expresiones considerando las fuentes sísmicas por separado.

En sismicidad baja para periodos $1.0 \leq T \leq 3.8$

$$\mathbf{q_{sy} = 0.3432(T/(L/H))^2 - 0.0179(T/(L/H)) + 2.3442} \qquad R^2 = 0.7866 \qquad (7.11)$$

En sismicidad intermedia con periodos de $1.0 \leq T \leq 2.8$

$$\mathbf{q_{sy} = 0.3959(T/(L/H))^2 - 0.0519(T/(L/H)) + 1.8927} \qquad R^2 = 0.8258 \qquad (7.12)$$

En sismicidad alta con periodos de $0.9 \leq T \leq 2.2$

$$\mathbf{q_{sy} = 2.2068(T/(L/H))^2 - 2.889(T/(L/H)) + 2.3738} \qquad R^2 = 0.7509 \qquad (7.13)$$

En estos casos, el método estático conduce a subestimar o sobrestimar los factores de sobrerresistencia en el intervalo de periodos estudiado.

7.3 COMENTARIOS FINALES

Se presentaron los factores de sobrerresistencia obtenidos con los métodos estáticos y dinámicos de los 48 puentes estudiados en las direcciones longitudinal y transversal. Se describieron las tendencias de los resultados aquí obtenidos y se discutió la interpretación física de las tendencias. Se realizaron ajustes polinomiales a los factores de sobrerresistencia, considerando las dos fuentes sísmicas (subducción y fallamiento normal) por separado y después juntando estas. Finalmente, se propusieron ecuaciones polinomiales para evaluar la sobrerresistencia, como función del periodo del puente, de la longitud del vano y de la altura de los pilares.

8
CONCLUSIONES E INVESTIGACIONES FUTURAS

8.1 CONCLUSIONES

En este estudio se determinó analíticamente la sobrerresistencia en puentes Mexicanos con subestructura de concreto reforzado diseñados con códigos actuales de uso en México.

Se analizó la sismicidad en la República Mexicana, se hicieron estadísticas relativas a los tipos de temblores y fuentes sísmicas y se seleccionó un conjunto de registros sísmicos, para realizar análisis no lineales de puentes de mediana longitud con subestructura de concreto reforzado.

Los puentes analizados se componen de superestructura formada por losa de rodamiento de concreto reforzado apoyada en trabes presforzadas de tipo AASHTO o tipo Nebraska y apoyos elastoméricos. La subestructura está formada por pilares y se analizaron dos tipologías: de una columna y de cuatro columnas.

Con base en análisis estáticos no lineales (pushover) y dinámicos no lineales en la historia del tiempo se determinó la sobrerresistencia en términos de la fuerza cortante global de los puentes. Como resultado de este trabajo, se proponen funciones analíticas para determinar la sobrerresistencia en puentes con las características de los aquí estudiados.

Los resultados obtenidos permitieron obtener las siguientes conclusiones:

1. La consideración de tres regiones sísmicas, alta sismicidad, sismicidad intermedia y baja sismicidad originó modelos de puentes con diferentes características de rigidez y resistencia como función de su ubicación, altura de pilares y longitud de los vanos. Como resultado, la sobrerresistencia resultó dependiente de estos parámetros.

2. Los puentes con pilares de cuatro columnas alcanzan siempre un estado límite de colapso en la dirección longitudinal (porcentaje de drift mayores que 2%) antes de ser alcanzada la falla en la dirección transversal.

3. En todos los casos, los puentes con pilares de una columna alcanzan la falla con porcentajes del drift menores a los correspondientes para puentes de cuatro columnas.

4. Los puentes con pilares de cuatro columnas tienen mayor capacidad para resistir cortante en la dirección transversal comparado con la longitudinal.

5. Los puentes con pilares formados por cuatro columnas sometidos a acelerogramas de ambas fuentes (subducción y fallamiento normal) en la dirección longitudinal, y ubicados en zonas de baja sismicidad, presentan mayores factores de sobrerresistencia y estos decrecen a medida que se intensifica la sismicidad y crecen a medida que los pilares son más altos. Al incrementarse la altura de la columna, la demanda de desplazamientos laterales es cada vez mayor para alcanzar el colapso, lo que incrementa el factor de sobrerresistencia con la altura del pilar. En la dirección

transversal, la tendencia anterior se invierte, pues los factores de sobrerresistencia más grandes corresponden a los pilares de menor altura y mayor intensidad sísmica, disminuyendo a medida que la altura de los pilares se incrementa y a medida que disminuye la sismicidad. Lo anterior se debe a que los puentes con pilares de menor altura son más rígidos y consecuentemente los cortantes últimos son más grandes, arrojando así mayores factores de sobrerresistencia.

6. En los puentes con pilares de una columna y vanos de 30 m y 50 m sometidos a acciones sísmicas de las fuentes de subducción y de fallamiento normal, la sobrerresistencia es mayor en zonas de baja sismicidad y decrece a medida que se incrementa la intensidad sísmica y crece a medida que los pilares son más altos, en ambas direcciones de análisis. En estos puentes la sobrerresistencia es mayor en la dirección longitudinal comparada con la transversal, en las tres zonas sísmicas y para todas las alturas de pilares. El incremento en la dirección longitudinal se debe a la mayor rigidez, en esta dirección de análisis, debido a la contribución de los estribos, lo que consecuentemente arroja factores de sobrerresistencia mayores.
7. Al incrementar la altura de los puentes con pilares de cuatro columnas y vanos de 30 m y 50 m, se incrementa la sobrerresistencia en la dirección longitudinal, en zonas de baja e intermedia sismicidad.
8. En la dirección longitudinal de todos los casos estudiados el factor de sobrerresistencia en zonas de alta sismicidad se mantiene aproximadamente constante.
9. Sin importar el tipo de subestructura o altura de los pilares, los factores de sobrerresistencia siempre son mayores en los puentes diseñados para fuerzas sísmicas menores (zona de baja sismicidad).
10. En todos los casos estudiados, los valores de sobrerresistencia obtenidos dependen más del cortante de diseño, debido a que la variación que estos presentan entre las zonas de baja a alta sismicidad es mucho mayor a la variación del cortante último entre estas zonas sísmicas.
11. En términos generales el método estático no lineal (pushover) sobreestima la sobrerresistencia de los puentes. Esta conclusión fue independiente de todos los parámetros analizados. Lo anterior muestra la importancia de realizar análisis dinámicos no lineales para determinar parámetros de diseño de puentes.
12. Los factores de sobrerresistencia obtenidos varían en el intervalo de 1.7 a 8.6 en la dirección longitudinal de los puentes y de 1.6 a 6.2 en la dirección transversal de las estructuras. Para los puentes con pilares de una columna este intervalo de variación es de 2.2 a 6.4 en la dirección longitudinal y de 1.4 a 3.3 en la dirección transversal.
13. En términos del cortante basal, el porcentaje de amortiguamiento crítico (entre 1% y 5%) resultó poco relevante en la demanda de fuerza cortante en los pilares obtenida con los análisis dinámicos no lineales.
14. Con frecuencia para realizar análisis dinámicos no lineales se juntan acelerogramas que proviene indistintamente de las fuentes de subducción y de fallamiento normal, debido fundamentalmente a que ambas fuentes son generadoras de grandes temblores en México. El estudio realizado reveló que conjuntar los registros sísmicos de ambas fuentes sismológicas incrementa ligeramente la dispersión de los resultados. No obstante, fue posible proponer una sola ecuación que incluye los registros de ambas fuentes sismogénicas en todos los casos analizados.

8.2 INVESTIGACIONES FUTURAS

Debido a que en México no se tiene investigación respecto a la sobrerresistencia de puentes, el tema para investigar resulta un campo fértil que requiere de muchas horas de trabajo y la participación de varios investigadores que estén interesados en el área, por lo que se propone que en un futuro cercano se continúe este estudio con base en:

1. Determinar la sobrerresistencia en puentes cimentados en suelos blandos y consecuentemente considerar la interacción suelo-estructura.
2. Determinar la sobrerresistencia utilizando otros tipos de subestructura, tipo muro por ejemplo.
3. Determinar este parámetro considerando otras tipologías de la superestructura, como los puentes con tablero continuo.
4. Realizar el estudio considerando otros materiales como los puentes de armaduras de acero y subestructuras de este material.
5. Conducir estudios experimentales que corroboren los estudios analíticos como el aquí realizado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO-LRFD. (2005). *Bridge Design Specifications, SI Units: 2005 Interim Revisions*: American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (1996). *Standard specifications for highway bridges, 16th Ed.*: American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO. (2004). *Association of State Highway and Transportation Officials. Bridge Design Specifications: U.S. Customary and SI units*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Customary U.S. Units. 6th ed.*: Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.

ACI. (1995). *Committee 318 American Concrete Institute. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-95) and Commentary, ACI 318RM-95*. Detroit, Michigan: American Concrete Institute.

Andriono, T., & Park, R. (1986). *Seismic design considerations of the properties of New Zealand manufactured steel reinforcing bars*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 19(3), 213-246.

Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008). *Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California*. Pacific Earthquake Engineering Research Center:

http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2008/web_PEER803_AVIRAM_etal.pdf.

Avsar, O., & Yakut, A. (2010). *Evaluation of ground motion intensity measures for the fragility curves of ordinary highway bridges in Turkey*. Paper presented at the Proceedings of the 9th US national & 10th Canadian conference on earthquake engineering, Toronto, Canada.

Avşar, Ö., Yakut, A., & Caner, A. (2011). *Analytical fragility curves for ordinary highway bridges in Turkey*. Earthquake spectra, *27*(4), 971-996.

Balendra, T., & Huang, X. (2003). *Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950*. Journal of structural engineering, 129(Eurocódigo-8), 1019-1035.

Bertero, V. V., Anderson, J., Krawinkler, H., & Miranda, E. (1991). *Design guidelines for ductility and drift limits*. Earthquake Engineering Research Center Report(91/15).

Caicedo C., Barbat, H. A., Canas Torres, J. A., & Aguiar Falconí, R. (1994). *Vulnerabilidad sísmica de edificios*: Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE).

Caltrans. (2004). *Caltrans Seismic Design Criteria version 1.3*. Sacramento, California: California Department of Transportation.

Caltrans. (2015). *Bridge Design Practice. Seismic Design of Concrete Bridges, Chapter 21*. In. California Department of Transportation, Sacramento, California.

Cassis, J., & Bonelli, P. (1992). *Lessons learned from the March 3, 1985 Chile earthquake and related research*. Paper presented at the Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering.

CFE. (2013). *Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC). Diseño por Sismo, Espectros de Diseño Sísmico para el Territorio Mexicano, Sección 3.1*: México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.

CFE. (2015). *Comisión Federal de Electicidad. Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC). Diseño por Sismo. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas*. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.

CSA. (2006). *Canadian highway bridge design code*. CSA standard CAN/CSA-S6–06: Canadian Standards Association. Rexdale, Ont.

CSI. (2017). SAP2000 (V19.2.1 Ultimate). Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.

El Sebai, A. D. (2009). *Comparisons of International Seismic Code Provisions for Bridges.* (Thesis of the degree of Master Engineering), McGill University Montreal, Quebec, Canada.

Elnashai, A., & Mwafy, A. (2002). *Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 11(5), 329-351.

Eurocódigo-8. (2005). *British Standards Institution and European Committee for Standardization. Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 2: Bridges*.

Frías, A., R. (2013). *Rehabilitación y Refuerzo de Puentes en México.* Paper presented at the 4 Simposio Internacional de Diseño de Puentes, Morelia, Michoacan México.

Frías, A., R. (2014). Pérdida de conectividad por colapso de puentes. Retrieved http://www.amivtac.org/esp/1/biblioteca-virtual/documentos/presentaciones/iii-seminario-internacional-de-puentes-experiencias-de-desastres-en-puentes-de-mexico

Ghee, A. B., Priestley, M. N., & Paulay, T. (1989). *Seismic shear strength of circular reinforced concrete columns*. Structural Journal, 86(1), 45-59.

IBC. (2003). *International Building Code (IBC-2003).* Paper presented at the International Building Conference of Building Officials (2003), California.

II-UNAM. (2016). Intituto de Ingeniería de la UNAM y Universidad Nacional Autónoma de México. *Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica Mexicana*.

Jain, S. K., & Navin, R. (1995). *Seismic overstrength in reinforced concrete frames*. Journal of structural engineering, 121(3), 580-585.

Jara, J. M., Jara, M., Rojas, R. M., Cruz, J. I., Hernández, H., & Álvarez, J. J. (2009). *Desarrollo de un Procedimiento para Reducer la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes en México*. México: Informe Técnico para el CONACYT.

Kappos, A. J., Paraskeva, T. S., & Moschonas, I. F. (2013*). Response modification factors for concrete bridges in Europe*. Journal of Bridge Engineering, 18(12), 1328-1335.

Kent, D. C., & Park, R. (1971). *Flexural members with confined concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No. ST7, Jul-71, pp. 1969-1990.

Luaces, F. L. (1995). *Sobrerresistencia de estructuras a base de marcos de concreto reforzado.* (Tesis de Maestría), División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

MacGregor, J. G. (1976). *Safety and limit states design for reinforced concrete*. Canadian Journal of Civil Engineering, 3(4), 484-513.

Mander, J., B. (1984). *Seismic design of bridge piers.* (Ph. D. Dissertation), Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Mander, J. B., Dutta, A., & Goel, P. (1998). *Capacity design of bridge piers and the analysis of overstrength*. Technical Report MCEER-98-0003.

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete.* Journal of structural engineering, 114(Eurocódigo-8), 1804-1826.

Massumi, A., Tasnimi, A. A., & Saatcioglu, M. (2004). *Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses.* Paper presented at the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada.

Miranda, E., & Bertero, V. (1989). *The Mexico earthquake of September 19, 1985—performance of low-rise buildings in Mexico City*. Earthquake spectra, 5(1), 121-143.

Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M., & Anderson, D. L. (2003). *Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada*. Canadian Journal of Civil Engineering, 30(2), 308-327.

NBCC. (2005). *National Building Code of Canada*: Ottawa: National Research Council of Canada.

NEHRP. (2001). *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 2 - Commentary, 2000* Edition, March 2001. Washington, D.C.: United States. Federal Emergency Management Agency.

NTCC. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. México, D.F.: Gaceta Oficial del Distrito Federal.

Ordaz, M., Miranda, E., & Avilés, J. (2003). *Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF*. Revista internacional de ingeniería de estructuras, 8(2), 189-207.

Osteraas, J. D., & Krawinkler, H. (1990). *Strength and ductility considerations in seismic design.* (Doctoral Dissertation), Stanford University, Stanford, California.

Park, R. (1996). *Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process*. Proceedings of the 11th WCEE. IAEE, Acapulco, Mexico, Paper (2130).

Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*: John Wiley & Sons.

Park, R., & Paulay, T. (1978). *Estructuras de concreto reforzado* (Vol. primera edición). D.F. México.: Limusa.

Park, R., Priestley, M., & Gill, W. D. (1982). *Ductility of square-confined concrete columns*. Journal of the Structural Division, 108(4), 929-950.

Paulay, T. (1996). *Seismic design of concrete structures the present need of societies.* Paper presented at the Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.

Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*.

Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*: John Wiley & Sons.

Rahgozar, M., & Humar, J. (1998). *Accounting for overstrength in seismic design of steel structures*. Canadian Journal of Civil Engineering, 25(1), 1-15.

RCDF. (2004). *Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal*. In. México D.F.: Diario Oficial de la Federación.

Reynoso, M. (2012), "Daños esperados en puentes irregulares en altura" Tesis de Maestría, UMSNH, Morelia, Michoacán.

Rodríguez, M. C., & Botero, J. C. (1994). *Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México*. Paper presented at the Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, México.

SCT. (2014). *Principales estadísticas del sector de comunicaciones y transportes 2014*. México D.F: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Shahrooz, B. M., & Moehle, J. P. (1990). *Evaluation of seismic performance of reinforced concrete frames*. Journal of structural engineering, 116(5), 1403-1422.

Uang, C.-M. (1991). *Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions*. Journal of structural engineering, 117(1), 19-28.

UBC. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97).* Paper presented at the International Building Conference of Building Officials, California.

Varela Rivera, J., Chan Esquivel, S., & Fernández Baqueiro, L. (2008*). Sobrerresistencia en estructuras de concreto celular de autoclave*. Ingeniería, 12(2), 45-55.

Vielma, J. C., Barbat, A., & Oller, S. (2006). *Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos*. Revista internacional de ingeniería de estructuras, 11(1), 77-106.

Von Thun, J. L., Rochim, L. H., Scott, G. A., & Wilson, J. A. (1988). *Earthquake ground motions for design analysis of dam. Earthquake Engineering and Soil Dynamics II – Recent Advance in Ground-Motion Evaluation, Geotechnical* Special Publication 20, ASCE, *New York*, 463-481.

Watson, S., Zahn, F., & Park, R. (1994). *Confining reinforcement for concrete columns*. Journal of structural engineering, 120(6), 1798-1824.

Zhu, T., Tso, W., & Heidebrecht, A. (1992). *Seismic performance of reinforced concrete ductile moment-resisting frame buildings located in different seismic regions*. Canadian Journal of Civil Engineering, 19(4), 688-710

A
ANEXO

A.1 CLASIFICACIÓN POR MECANISMO DE FALLA

En el mecanismo de falla de transformación se tienen 26 registros, de los cuales 9 están registrados por estaciones colocadas en roca y 17 en suelo aluvial, lo que se aprecia en la Figura A.1.

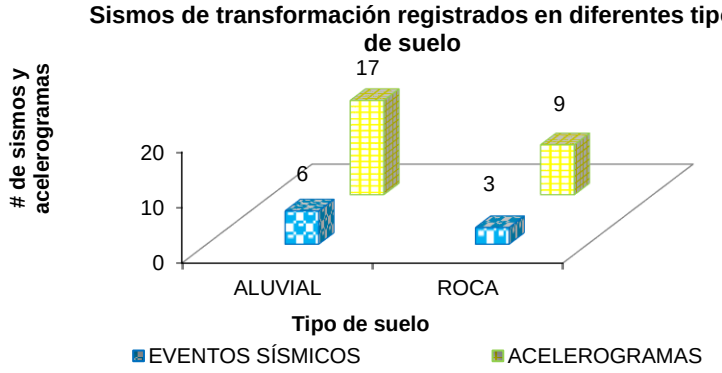


Figura A.1 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en diferentes tipos de suelo.

Para los sismos de transformación el 65% de los registros corresponden a estaciones colocadas en suelo aluvial y alrededor del 35% en roca.

Los sismos que se presentan por la interacción de la placa del Caribe y la placa de Norteamérica (Figura A.2), son en total 500 registros, de los cuales 179 registros fueron hechos por estaciones colocadas en arcilla, 160 fueron registrados en roca, 45 en suelo blando, 42 registros corresponden a estaciones colocadas sobre estructuras, 23 en suelo aluvial y 15 registros no proporcionan el tipo de suelo. El resto de los acelerogramas corresponde a los otros tipos de suelo.

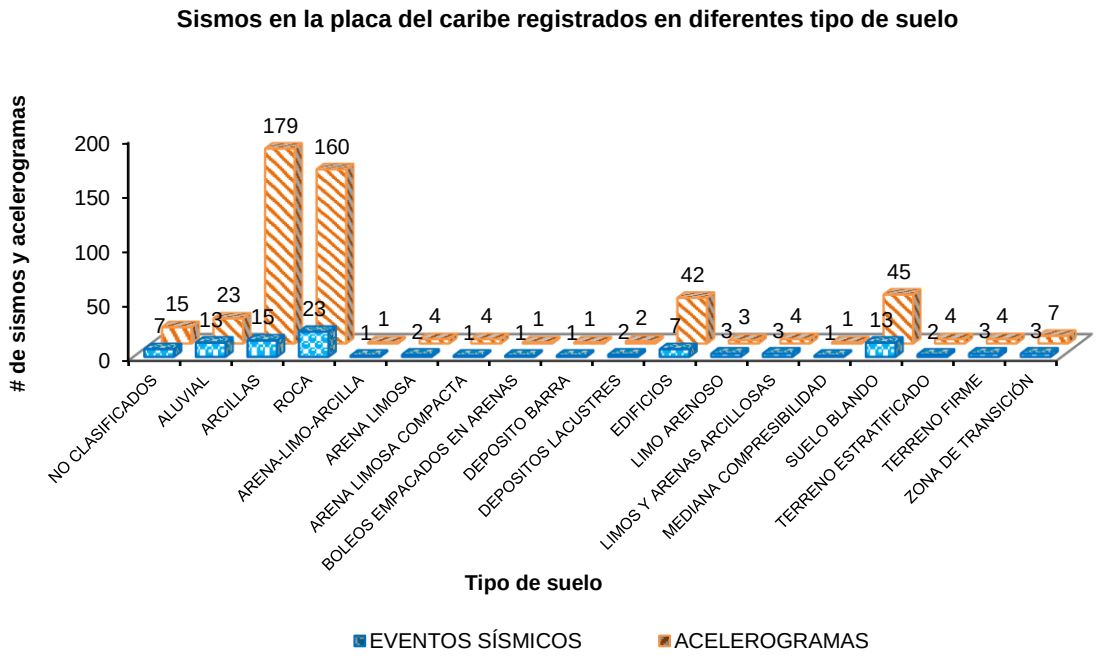


Figura A.2 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en diferentes tipos de suelo.

Los registros de los sismos de la placa del caribe también están concentrados en arcilla y roca, con participación de 36% y 32%, respectivamente, los registrados en suelo blando son el 9% y más del 4% en suelo aluvial. Los registros correspondientes a los otros tipos de suelo son de solo el 1%.

A.2 CLASIFICACIÓN POR INTERVALOS DE ACELERACIÓN

Para los sismos de transformación, Figura A.3, el 78% tienen aceleraciones menores de 20 gal y los otros dos intervalos de aceleración cubren el 11% respectivamente.

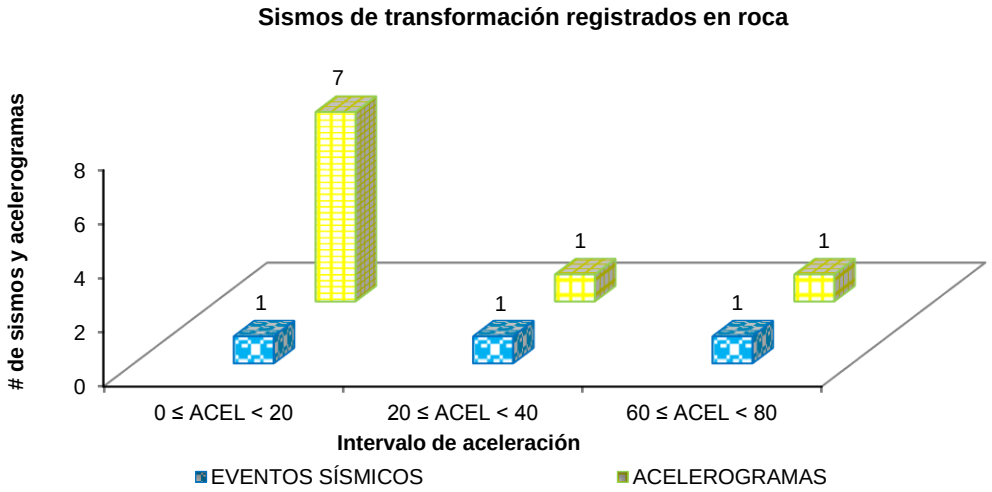


Figura A.3 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

En el caso de los sismos de transformación registrados en suelo aluvial el 59% tienen aceleraciones menores a 20 gal, más del 11% tienen aceleraciones entre 20 y 40 gal y 140 y 160 gal, el 6% corresponde al resto de los intervalos de aceleración, Figura A.4.

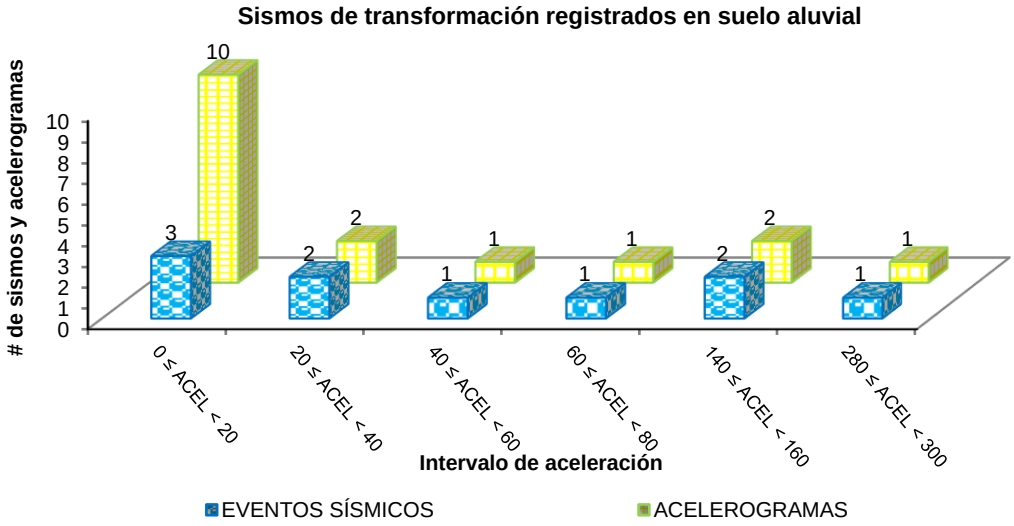


Figura A.4 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

La Figura A.5 representa los sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración. En este caso el 85% de los registros presentan aceleraciones menores a 20 gal, el 9% es para los que tienen aceleraciones entre 20 gal y 40 gal, los registros entre 40 gal y 60 gal y entre 60 gal y 80 gal cubren el 2% respectivamente y los otros dos intervalos de aceleración tienen el 1% o menos del 1%.

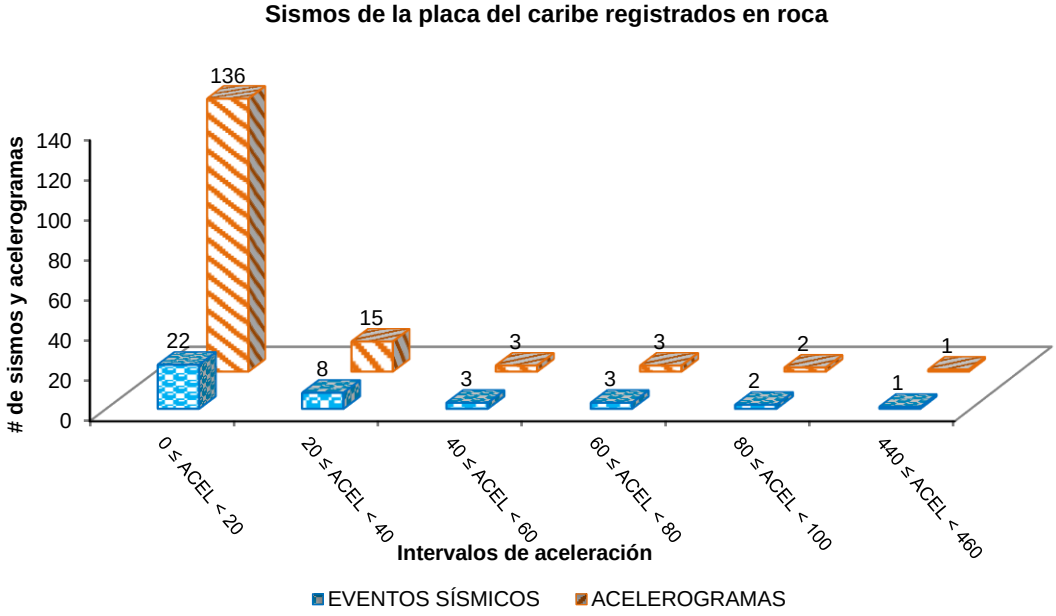


Figura A.5 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

Para los registrados en arcilla, el 99% tienen aceleraciones menores a 20 gal y solo el 1% presenta aceleraciones entre 40 gal y 60 gal, Figura A.6.

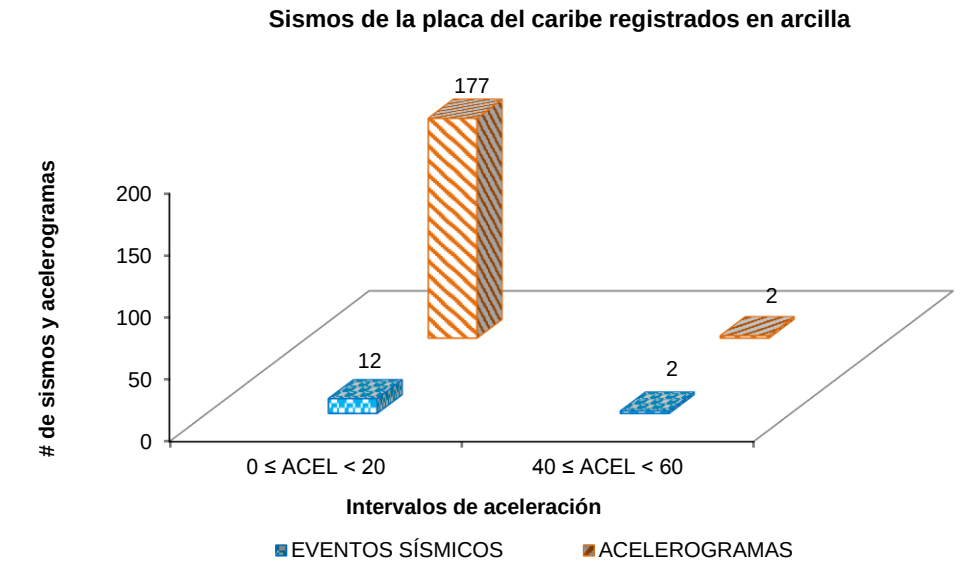


Figura A.6 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

En la Figura A.7 es apreciable que el 71% tiene aceleraciones menores a 20 gal para los registros de la placa del caribe en suelo blando, correspondiendo el 11% a los de aceleraciones entre 20 gal y 40 gal y finalmente el 9% es para los de aceleraciones entre 40 gal y 60 gal y 60 gal y 80 gal respectivamente.

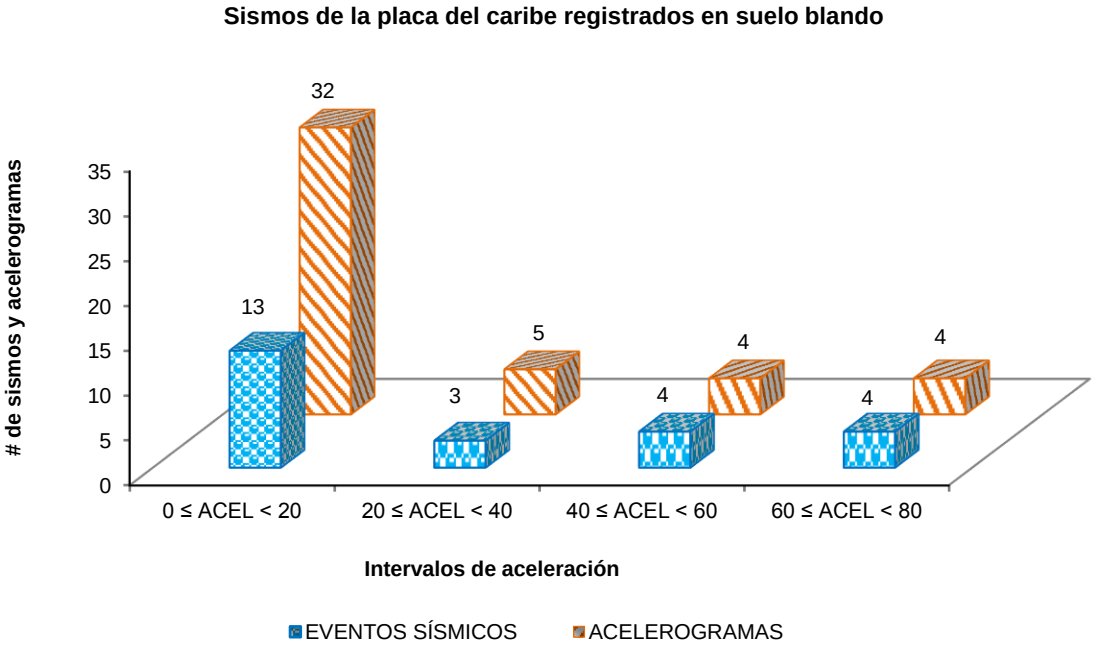


Figura A.7 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en suelo blando, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

En este caso, Figura A.8, el 78% de los acelerogramas registrados en suelo aluvial tienen aceleraciones menores a 20 gal, el 13% corresponde a los que presentan aceleraciones entre 20 gal y 40 gal y el 9% restante es para los que están en el intervalo de 40 gal a 60 gal.

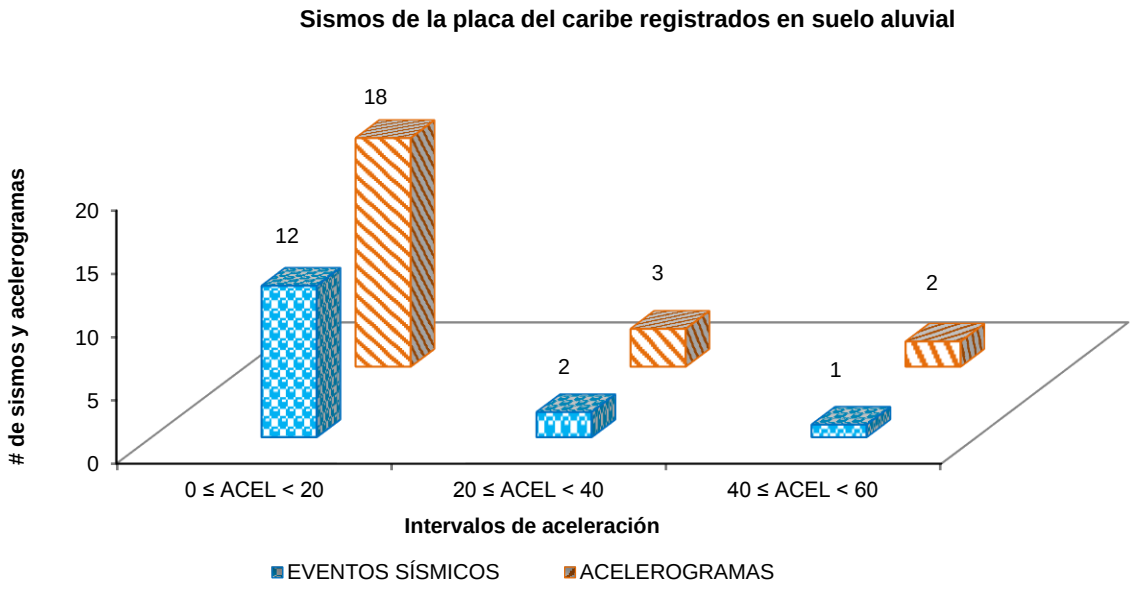


Figura A.8 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal).

A.3 CLASIFICACIÓN POR DISTANCIA EPICENTRAL

En sismos de transformación registrados en roca, Figura A.9, alrededor del 78% tienen aceleraciones menores a 20 gal y con distancias epicentrales mayores a 150 km, el 11% con aceleraciones entre 20 y 40 gal y distancias epicentrales entre 50 y 150 km, y por último el 11% corresponde a registros con aceleraciones entre 60 y 80 gal con distancias epicentrales menores a 50 km.

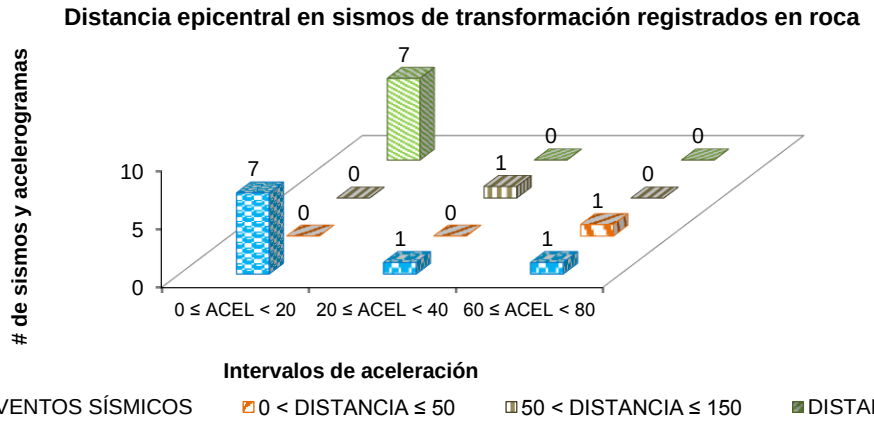


Figura A.9 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

La Figura A.10 presenta los sismos y acelerogramas de transformación clasificados por intervalos de aceleración y distancia epicentral. En el caso de los registrados en suelo aluvial el 53% tienen aceleraciones menores a 20 gal con distancias epicentrales mayores a 150 km, y solo el 6% con distancias menores a 50 km. Más del 11% es para los que tienen aceleraciones entre 20 gal y 40 gal con distancias mayores a 150 km. A distancias también mayores a 150 km tenemos el 6% pero con aceleraciones entre 40 gal y 60 gal, el mismo porcentaje corresponde a los que tienen aceleraciones entre 60 gal y 80 gal, pero para distancias menores a 50 km. Entre 140 gal y 160 gal tenemos más del 11% para distancias también menores a 50 km y el 6% restante corresponde a los registros con aceleraciones entre 280 gal y 300 gal con aceleraciones menores a 50 km.

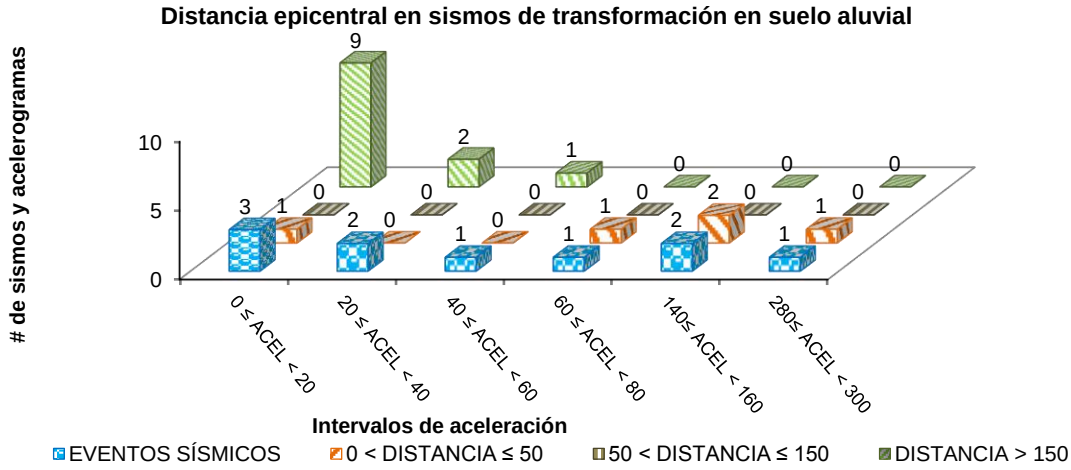


Figura A.10 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura A.11 se muestran los sismos y acelerogramas de la placa del caribe, clasificados por intervalos de aceleración y distancia epicentral. Para los sismos registrados en roca, el 83% tiene aceleraciones menores a 20 gal con distancias epicentrales mayores a 150 km y solo el 2% con distancias entre 50 km y 150 km. Para aceleraciones entre 20 gal y 40 gal más del 6% tienen distancias mayores a 150 km y el 3% con distancias entre 50 km y 150 km. El resto de los casos tienen el 1% o menos y varían tanto las aceleraciones como las distancias epicentrales.

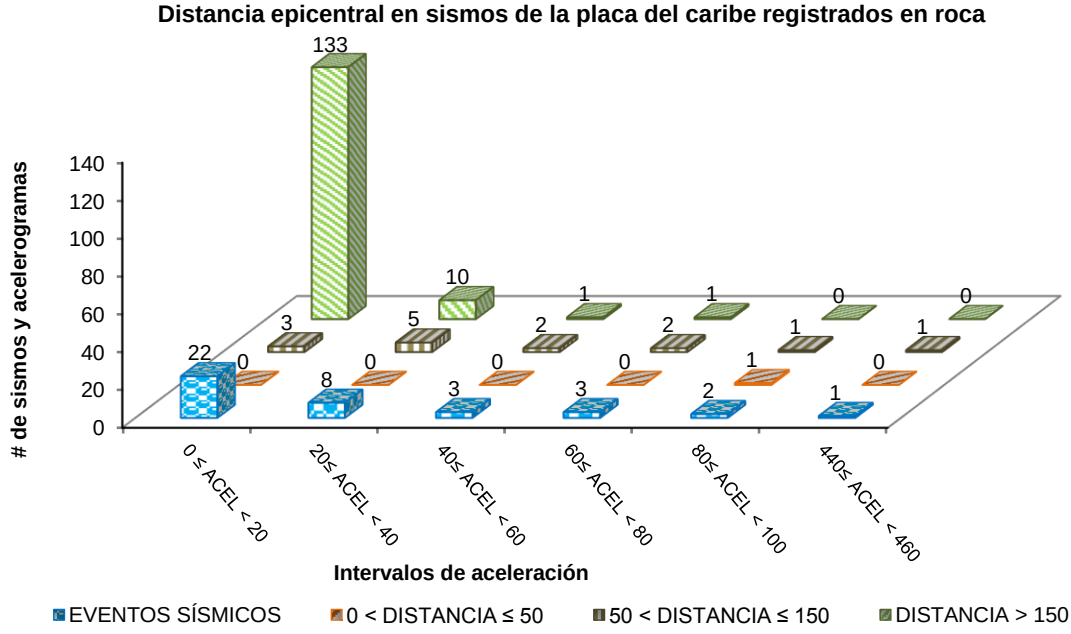


Figura A.11 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

Para los sismos registrados en arcilla, en la Figura A.12 se aprecia que solo se tienen registros con distancias epicentrales mayores a 150 km para aceleraciones menores a 20 gal correspondiendo le un 99% y para aceleraciones entre 40 gal y 60 gal el 1%.

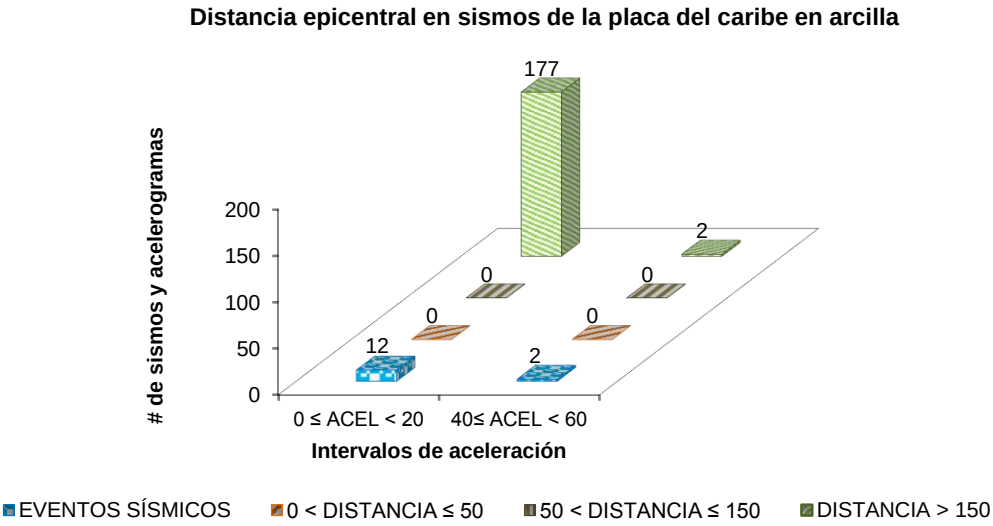


Figura A.12 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

Para los registrados en suelo blando más del 64% y 6% tienen aceleraciones menores a 20 gal con distancias epicentrales mayores a 150 km y entre 50 km y 150 km respectivamente. El 11% con aceleraciones entre 20 gal y 40 gal con distancias mayores a 150 km. Para los intervalos de aceleración entre 40 gal y 60 gal y 60 gal y 80 gal tenemos más del 6% y más del 2% para distancias mayores a 150 km y entre 50 km y 150 km respectivamente, Figura A.13.

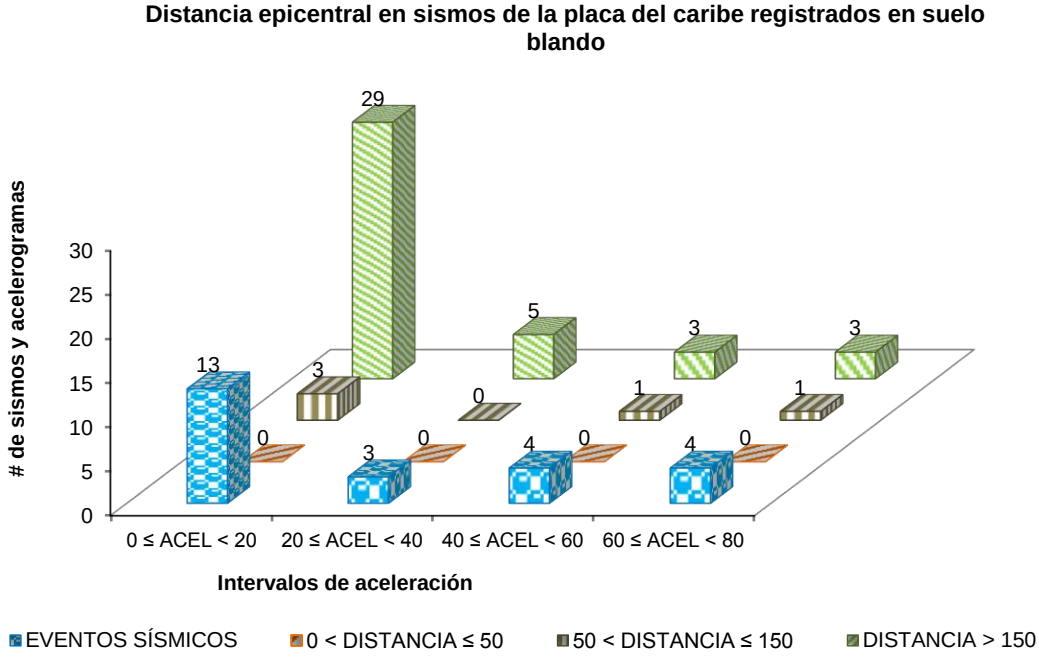


Figura A.13 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en suelo blando, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

Para los registrados en suelo aluvial, Figura A.14, todos los registros tienen distancias epicentrales mayores a 150 km correspondiendo el 78% a los que tienen aceleraciones menores a 20 gal, el 13% a los de aceleraciones entre 20 gal y 40 gal y el 9% a los que tienen aceleraciones entre 40 gal y 60 gal.

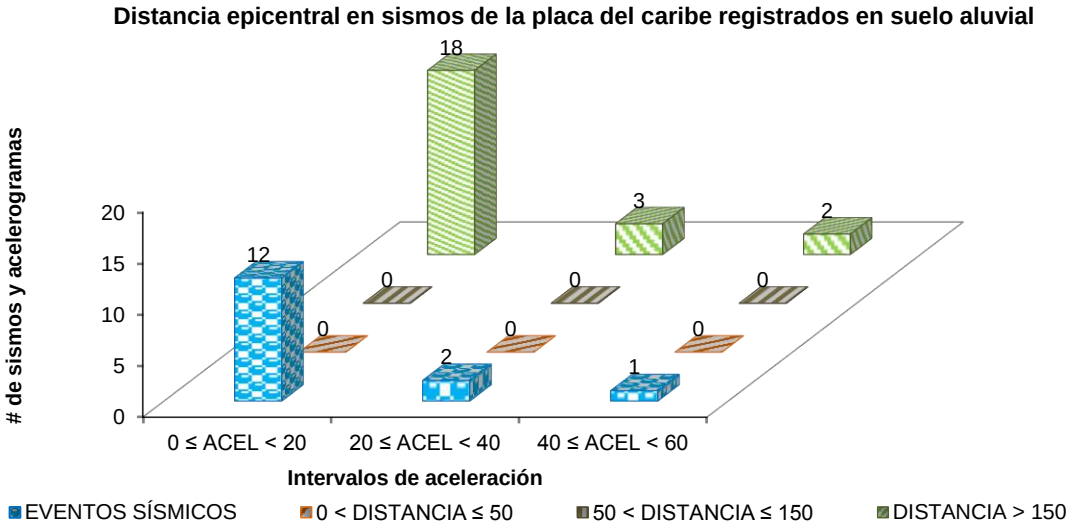


Figura A.14 – Sismos y acelerogramas en la placa del caribe registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración (gal) y tres intervalos de distancia epicentral (km).

A.4 DEPURACIÓN CONSIDERANDO EL LÍMITE INFERIOR DE ACELERACIONES

Para reducir el número de registros, se eliminaron todos aquellos cuyas aceleraciones son menores a 40 gal correspondientes a suelos arcillosos o blandos y para los registrados en suelo duro o roca se eliminaron los menores a 60 gal. Este procedimiento se hizo para todos los registros correspondientes a la falla de transformación y placa del caribe.

Los sismos de transformación, Figura A.15, registrados en roca una vez eliminados los que tenían una aceleración menor a 60 gal de un total de 9 registros se redujo a 1, cuyo intervalo de aceleración esta entre 60 gal y 80 gal y su distancia epicentral es menor a 50 km.

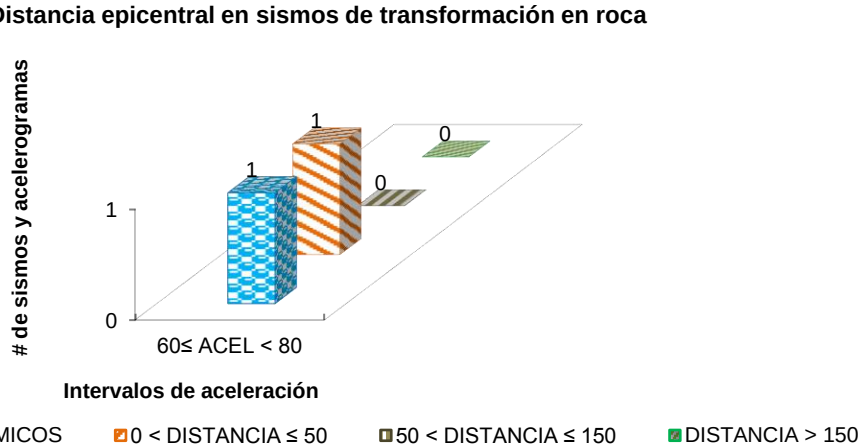


Figura A.15 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 60 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En la Figura A.16 están los sismos de transformación registrados en suelo aluvial, que al quitar los de aceleración menor a 40 gal de un total de 17 registros solo quedan 5, la mayoría tienen distancias epicentrales menores a 50 km con distintos intervalos de aceleración.

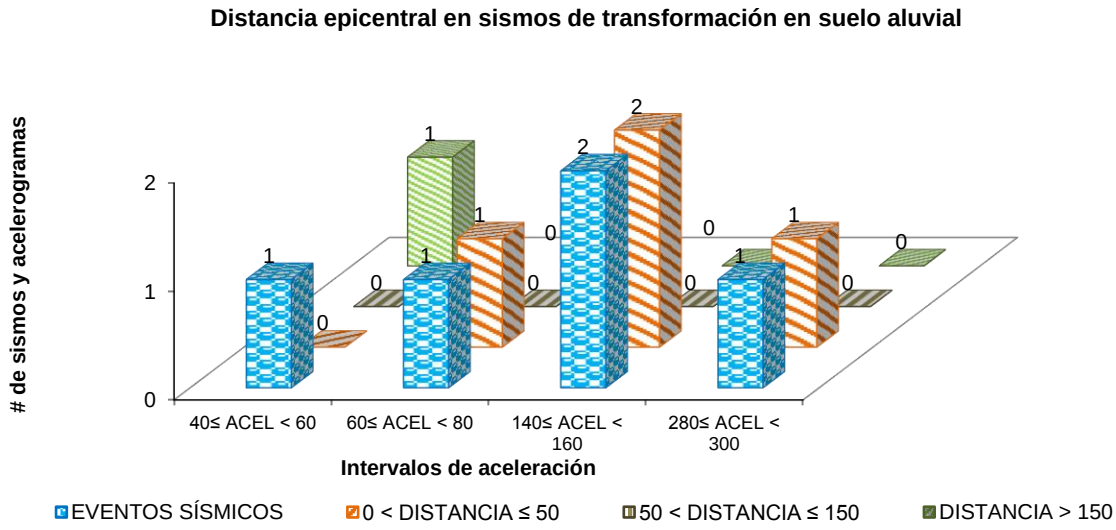


Figura A.16 – Sismos y acelerogramas de transformación registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

El mismo procedimiento se siguió con los sismos de la placa del caribe, se eliminaron los registros con aceleraciones menores a 60 gal en roca, Figura A.17. De los 160 registros originales se redujo a 6 registros de los cuales la mayoría están concentrados entre los intervalos de aceleración de 60 gal a 80 gal y a distancias epicentrales entre 50 km y 150 km.

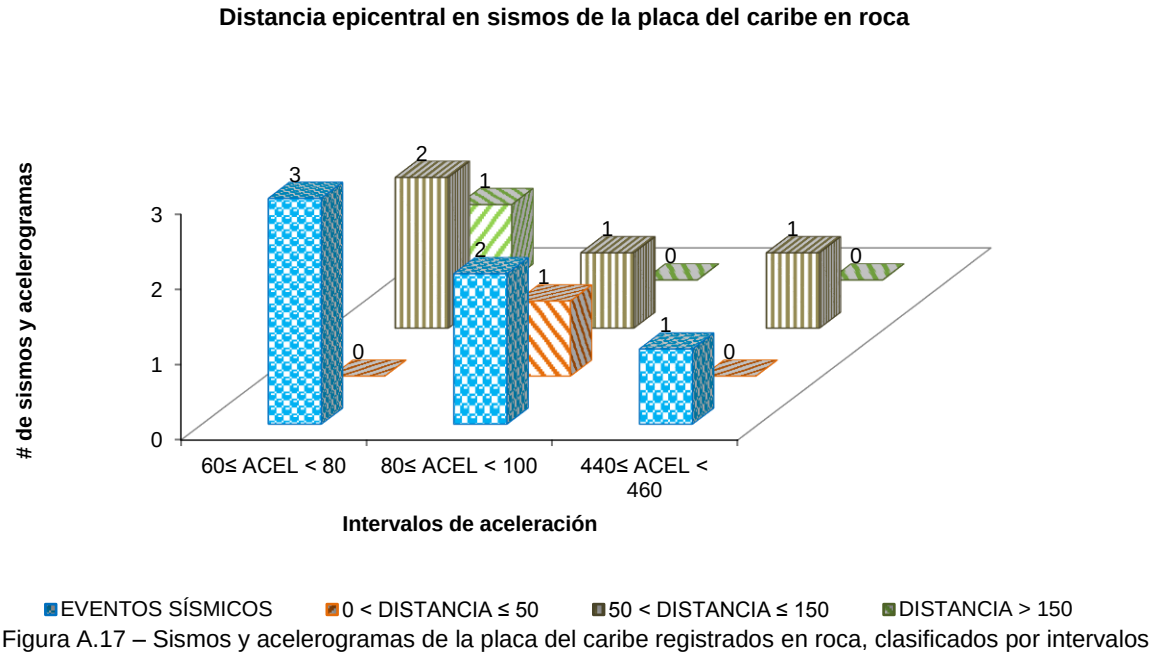


Figura A.17 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 60 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

Eliminando los registros menores a 40 gal para los registrados en arcilla en la placa del caribe, de un total de 179 registros solo quedaron 2 cuyas aceleraciones están en el intervalo entre 40 gal y 60 gal y ambos para distancias epicentrales mayores a 150 km, Figura A.18.

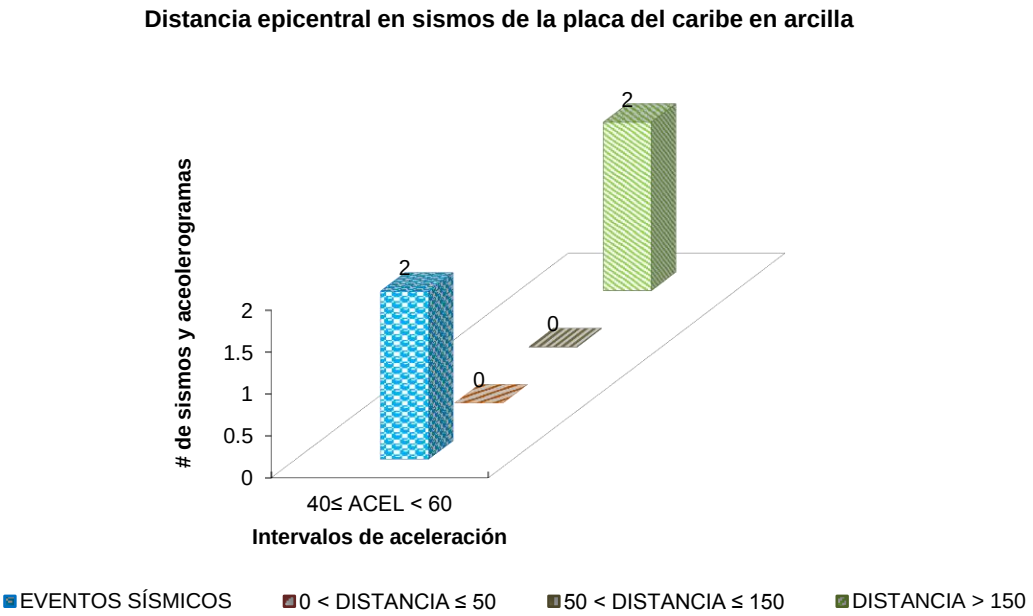


Figura A.18 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en arcilla, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

Para los registrados en suelo blando, Figura A.19, al quitar los de aceleración menor a 40 gal de un total de 45 solo nos quedamos con 8 registros, de los cuales están repartidos de manera equivalente entre los intervalos de aceleración de 40 gal a 60 gal y 60 gal a 80 gal, presentando la mayoría distancias epicentrales mayores a 150 km.

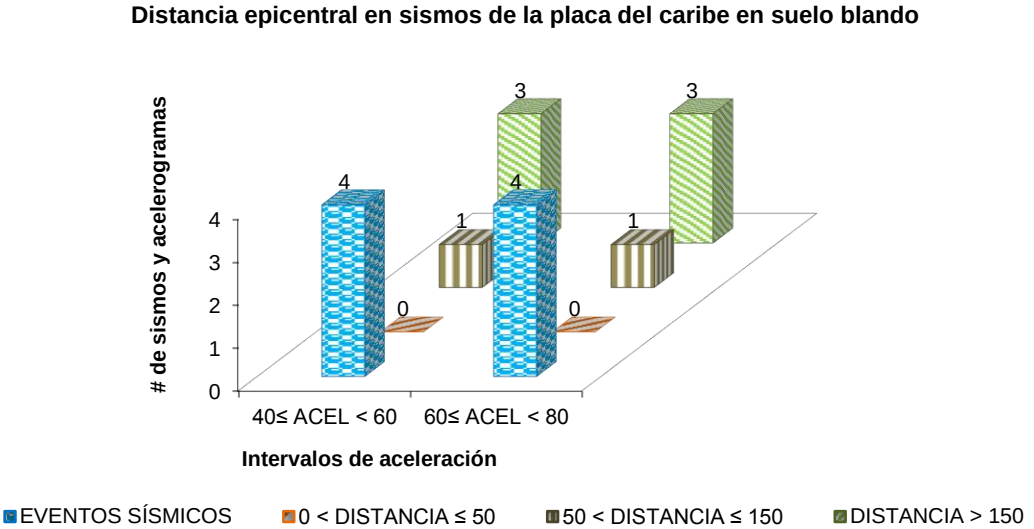


Figura A.19 – Sismos y acelerogramas de placa del caribe registrados en suelo blando, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

Los eventos registrados en suelo aluvial, Figura A.20, de los 23 registros solo quedaron 2 cuyo intervalo de aceleración esta entre 40 gal y 60 gal y su distancia epicentral es mayor a 150 km.

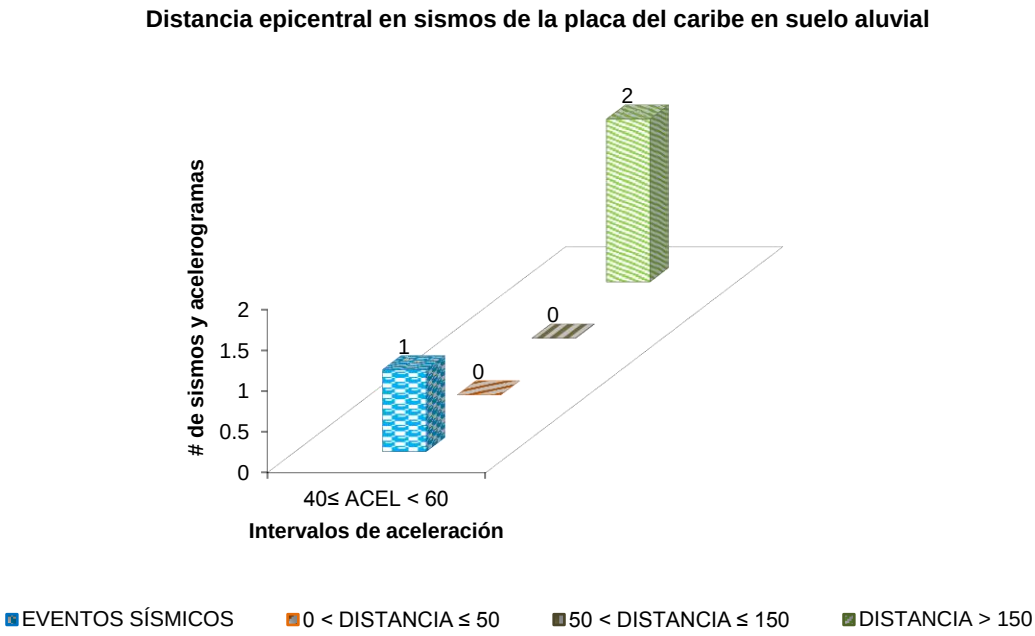


Figura A.20 – Sismos y acelerogramas de la placa del caribe registrados en suelo aluvial, clasificados por intervalos de aceleración mayores o iguales a 40 gal y tres intervalos de distancia epicentral (km).

En el caso de los 18 registros correspondientes a la placa del caribe ya no se continuo con la depuración de esta información porque históricamente no han provocado daños al territorio mexicano por tal motivo no serán considerados en este trabajo.

Los eventos sísmicos de transformación solo tienen 1 registro en roca y 5 en suelo aluvial por lo que no se considera una muestra representativa para este tipo de falla.

B
ANEXO

B.1 CURVAS DE CAPACIDAD

En este anexo se presentan las curvas de capacidad obtenidas en los análisis estáticos no lineales para los 48 puentes estudiados, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

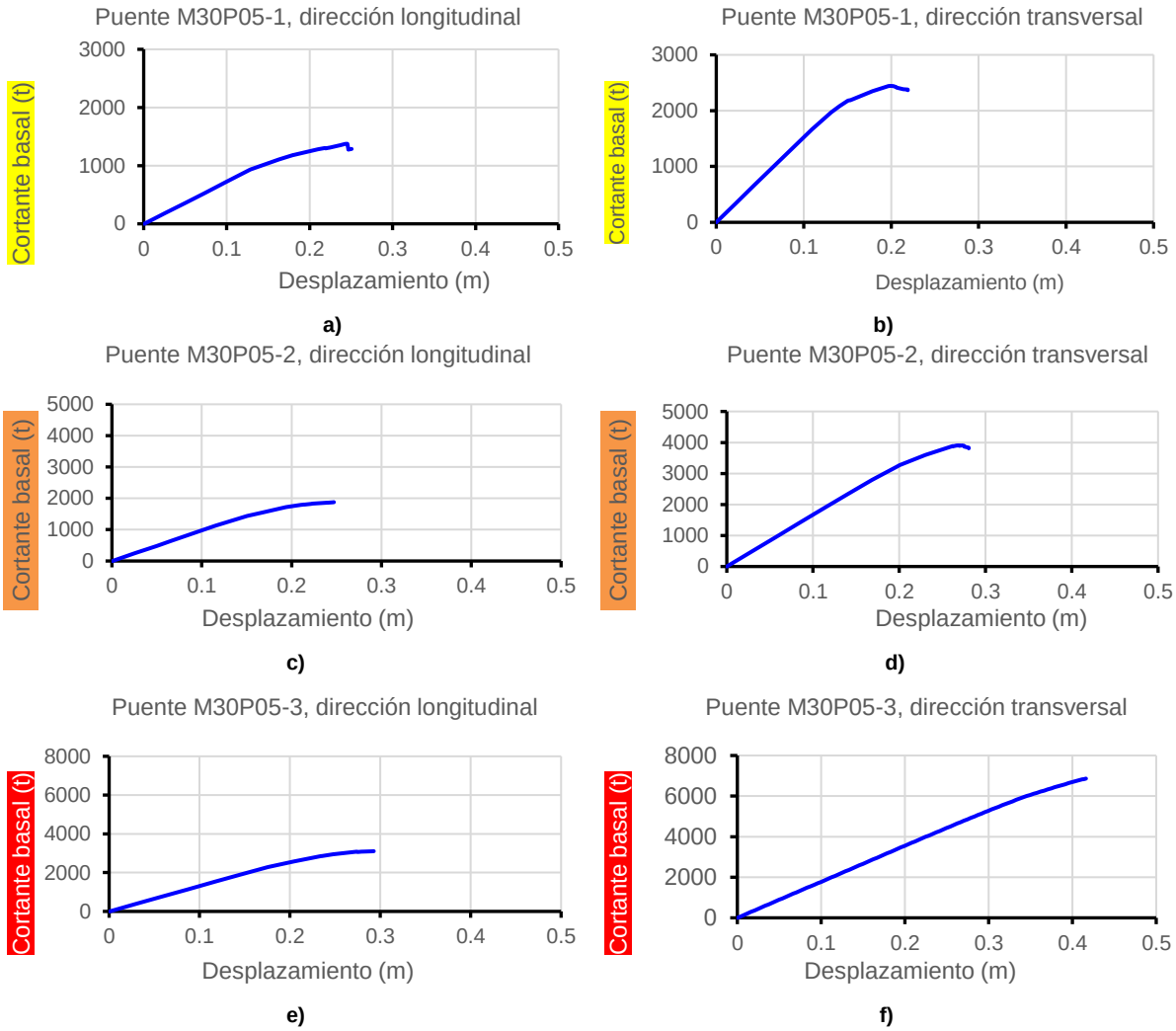


Figura B. 1 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y alturas de 5 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

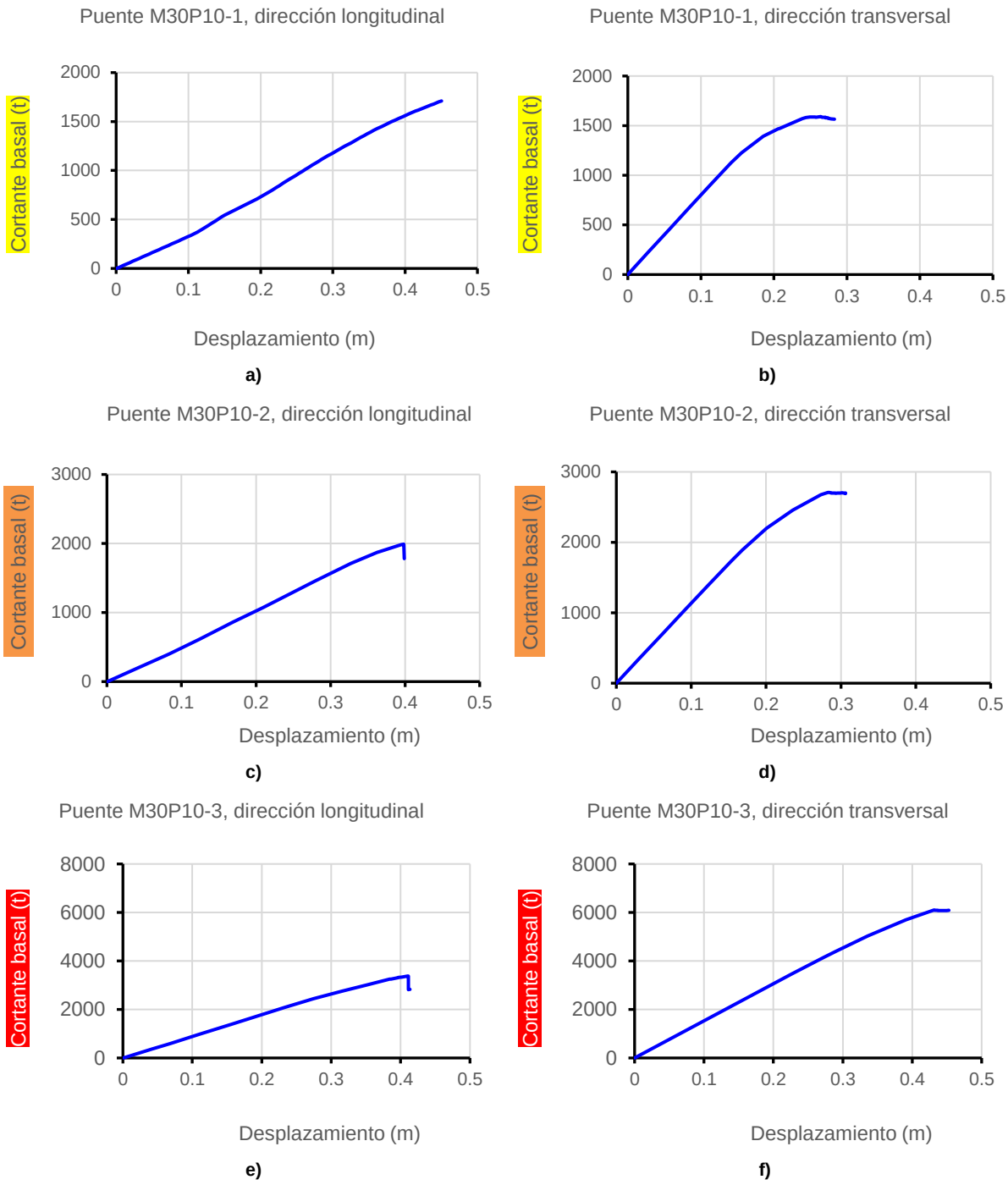


Figura B. 2 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y alturas de 10 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

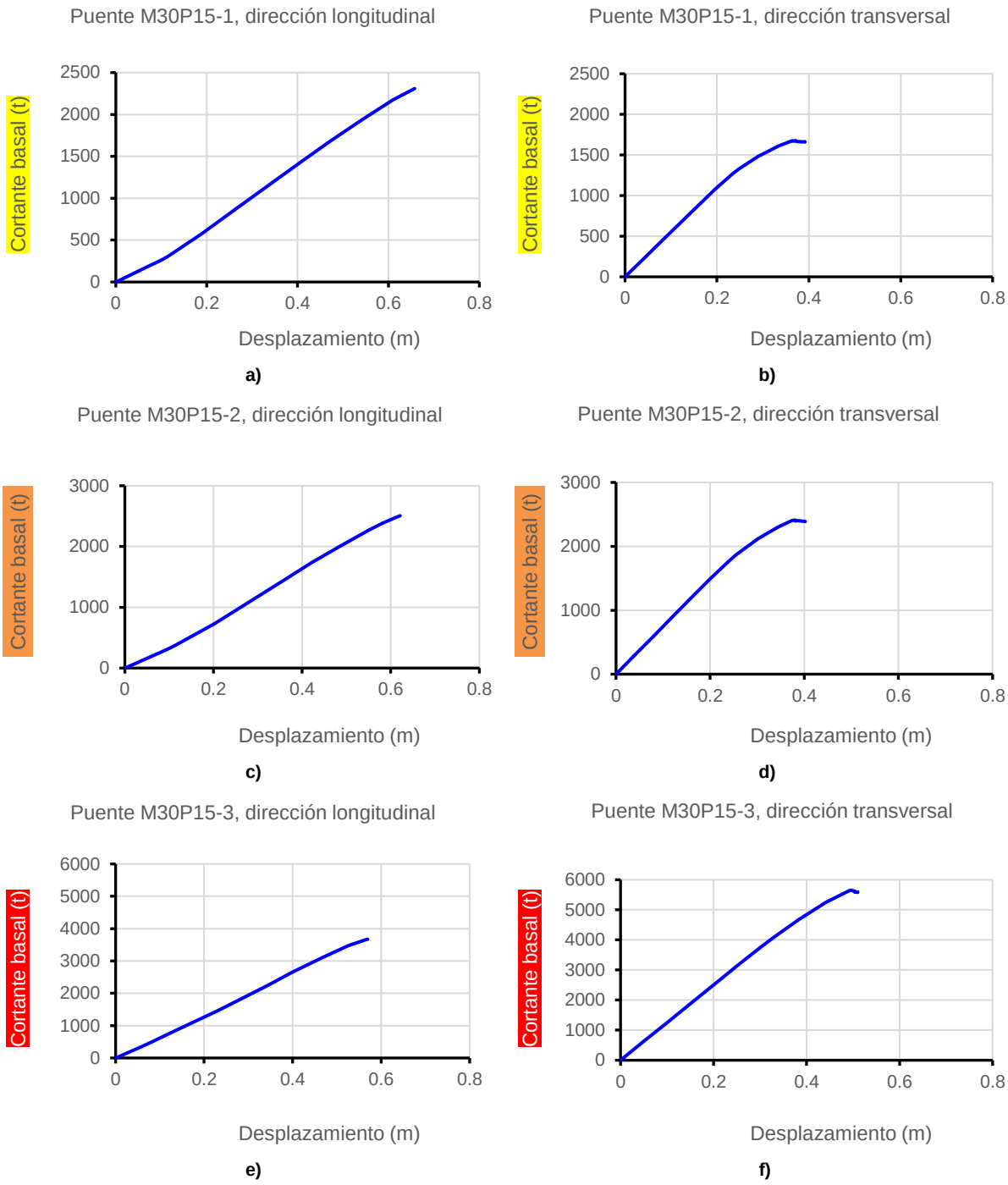


Figura B. 3 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y alturas de 15 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

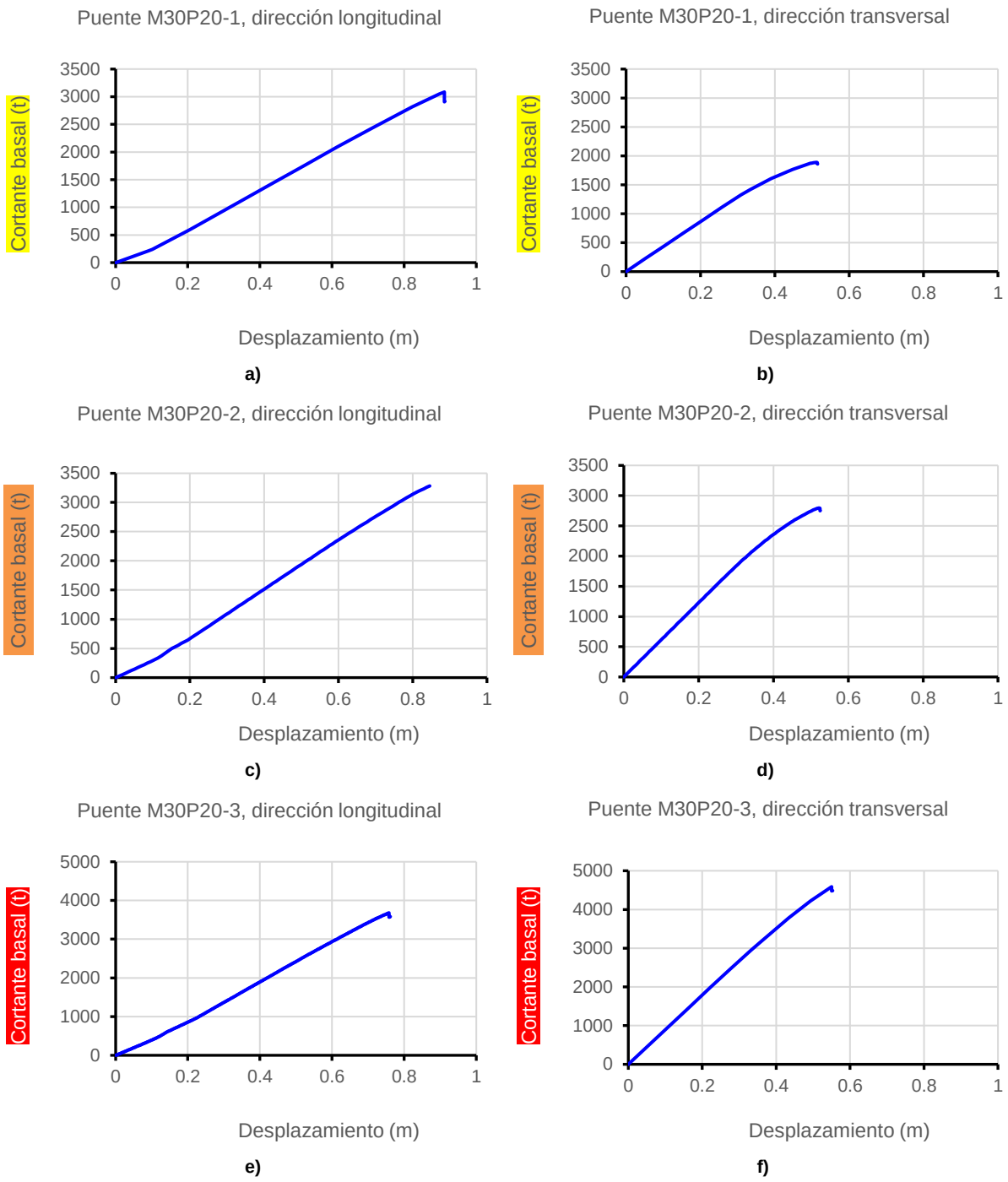


Figura B. 4 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 30 m y alturas de 20 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

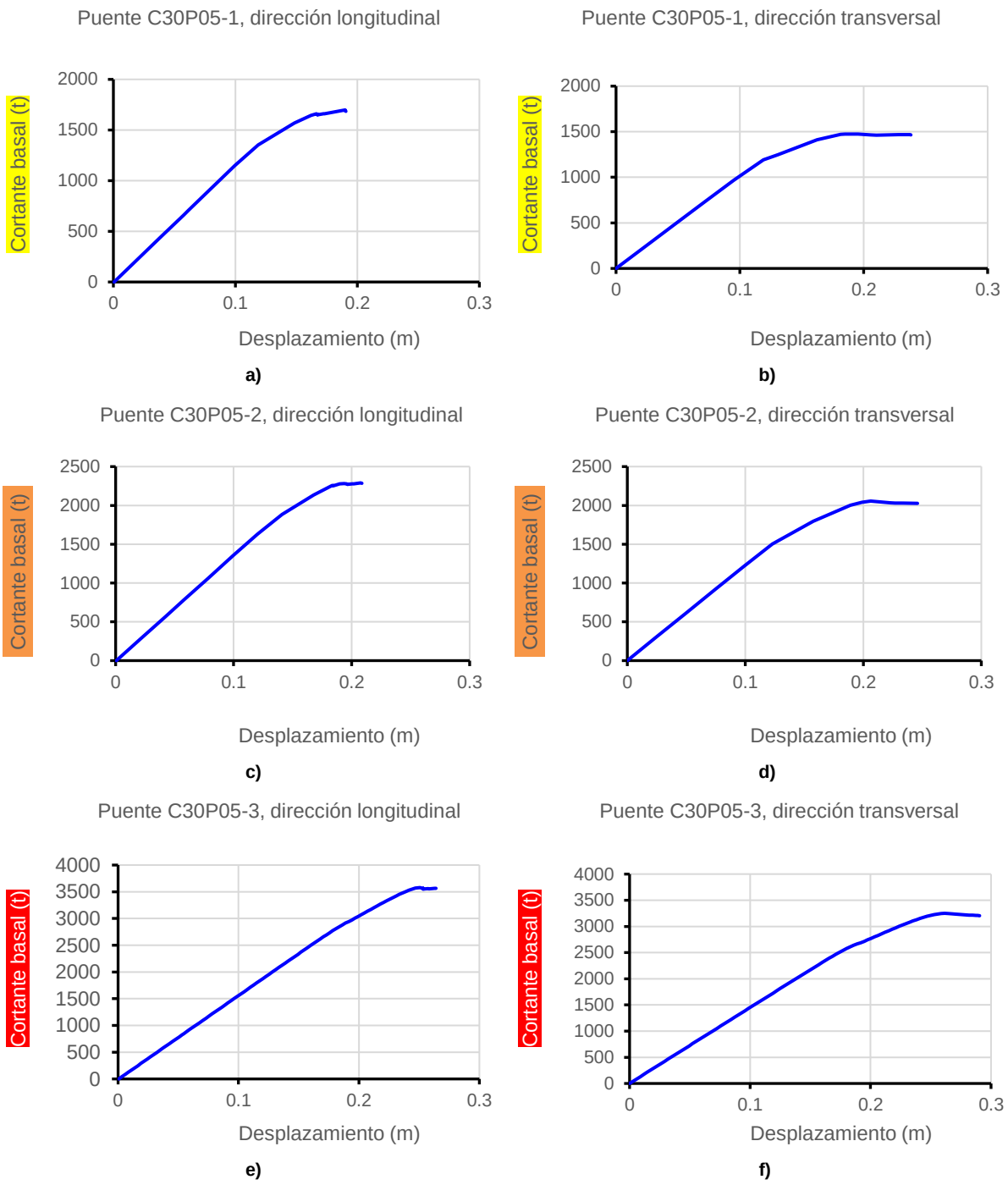


Figura B. 5 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y alturas de 5 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

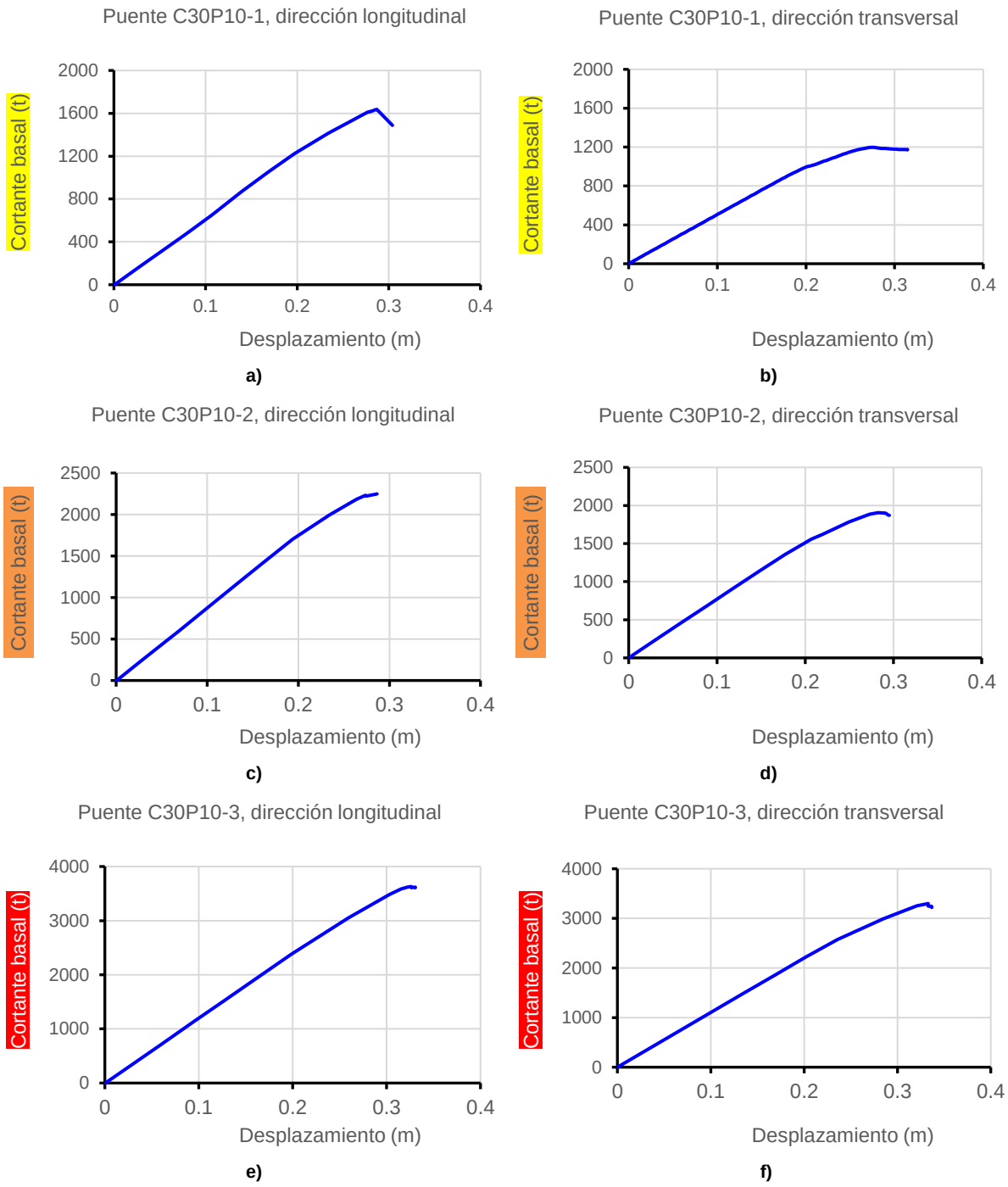


Figura B. 6 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y alturas de 10 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

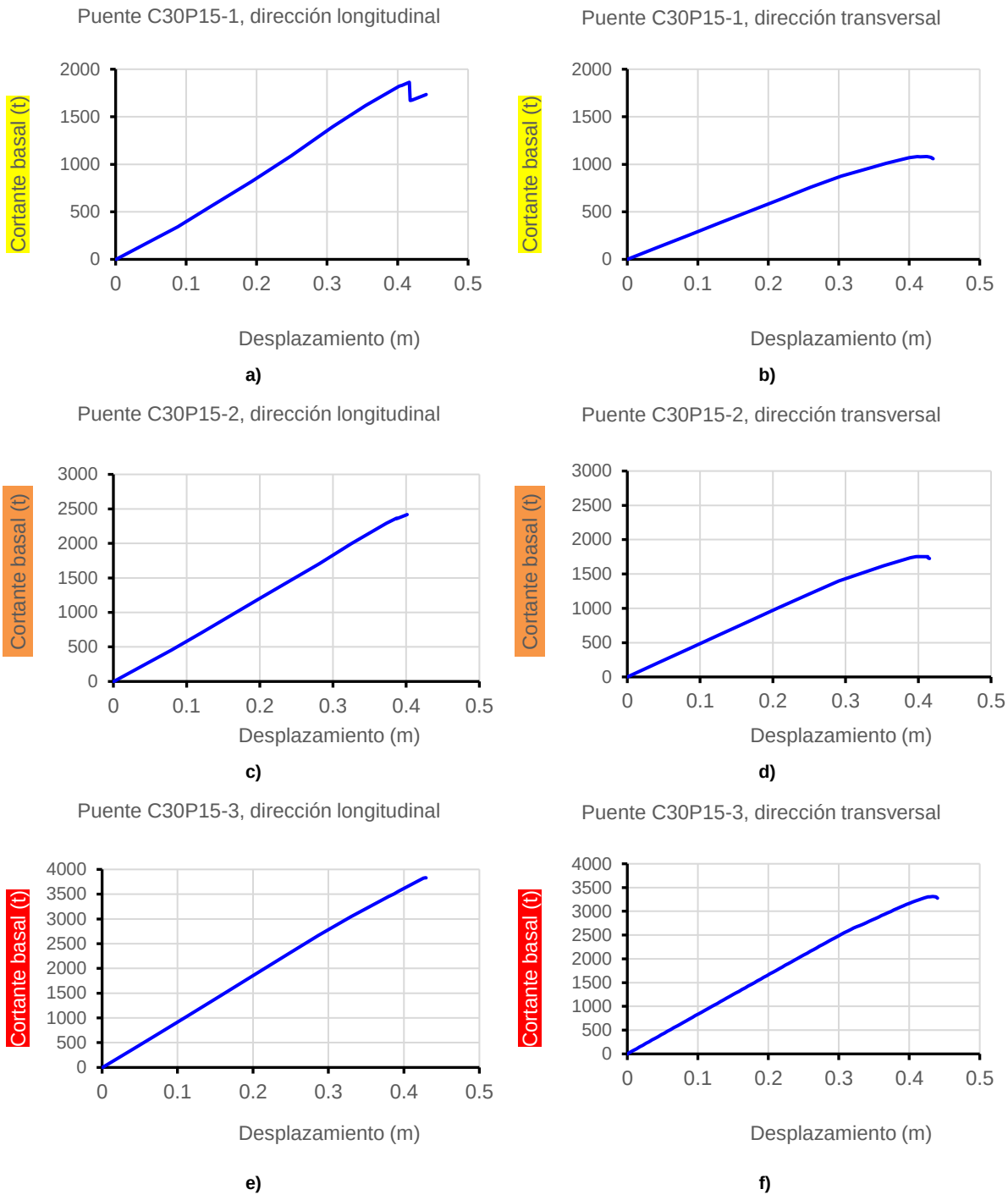


Figura B. 7 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y alturas de 15 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

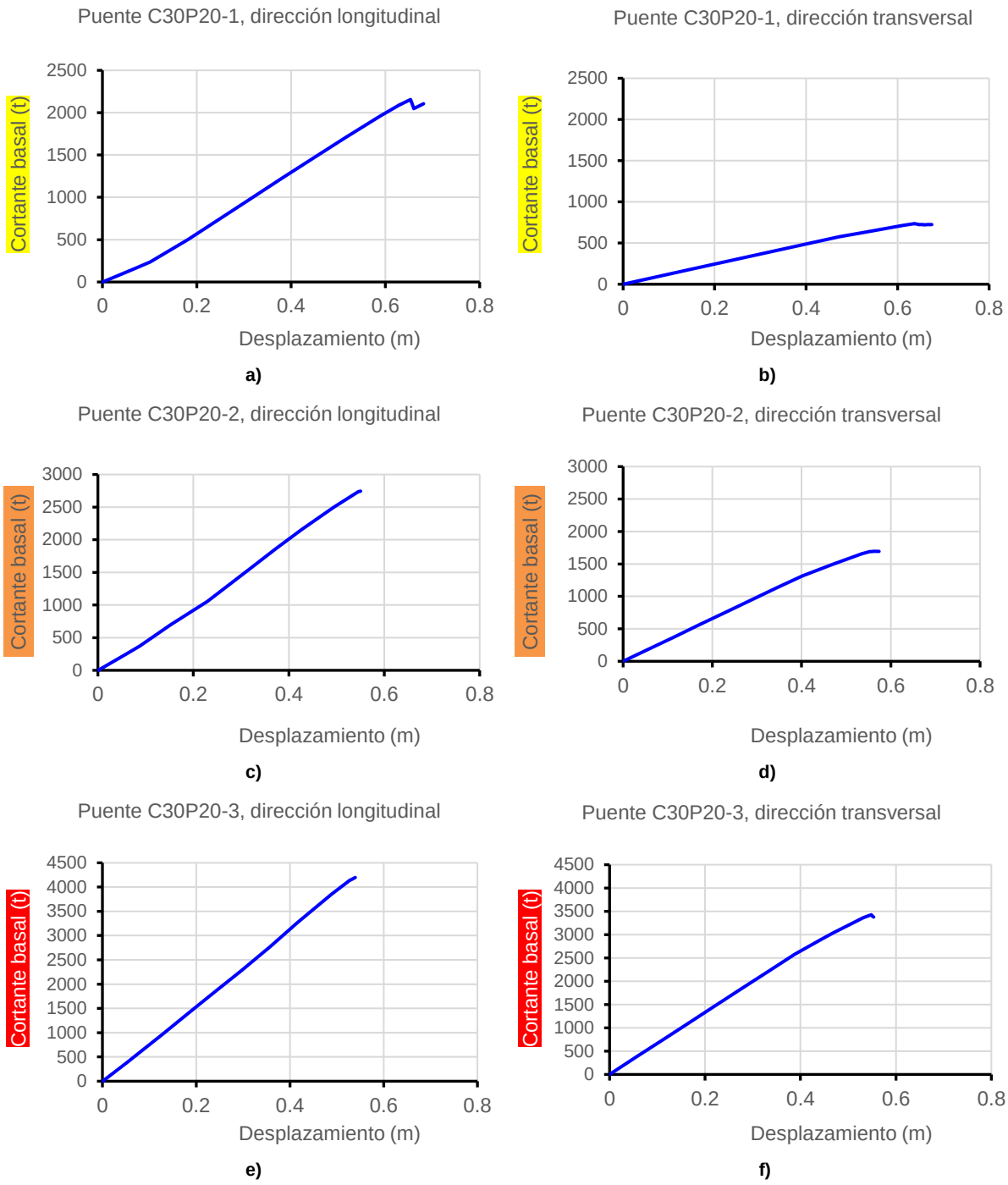


Figura B. 8 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 30 m y alturas de 20 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

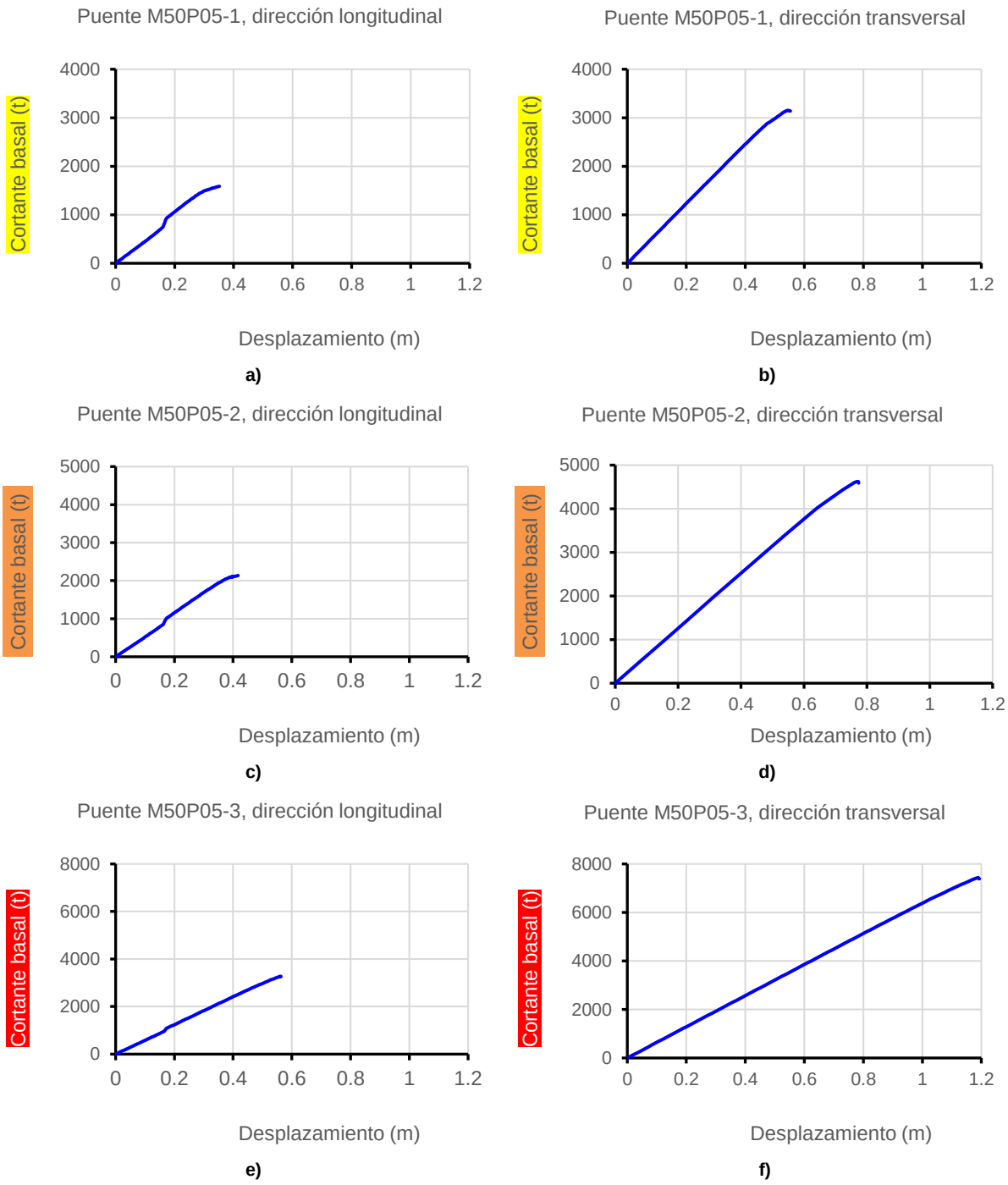


Figura B. 9 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 50 m y alturas de 5 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

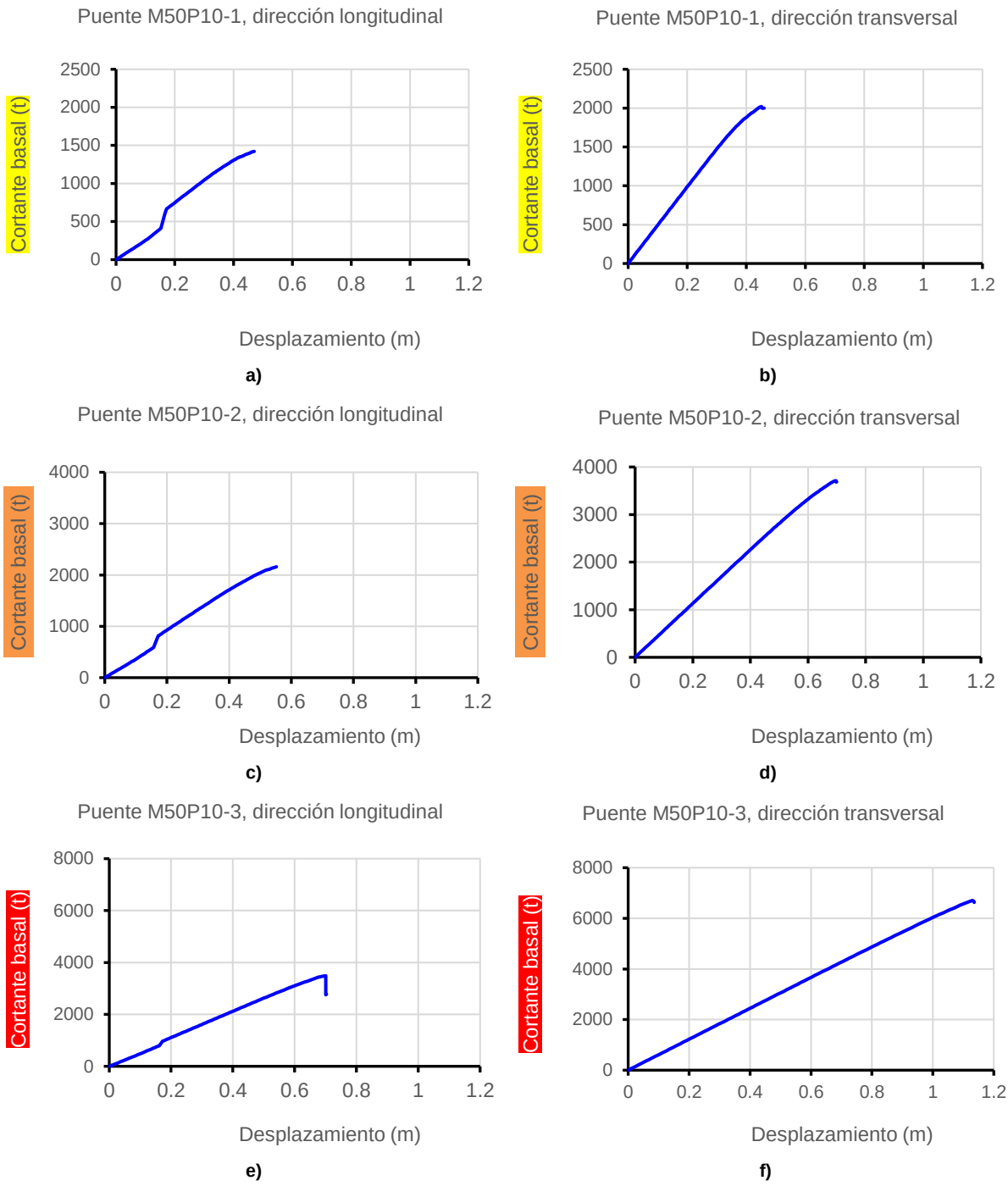


Figura B. 10 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 50 m y alturas de 10 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

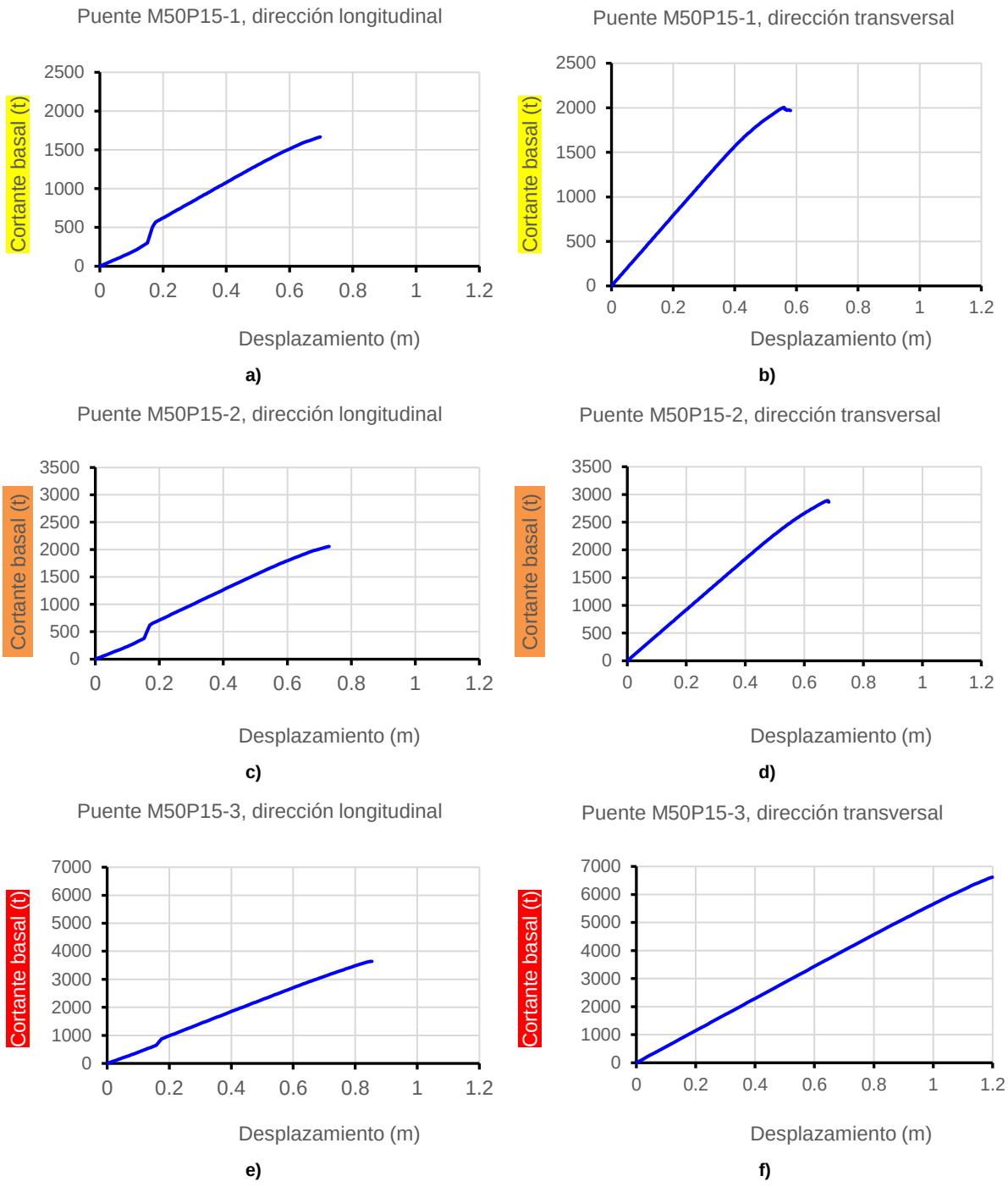


Figura B. 11 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 50 m y alturas de 15 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

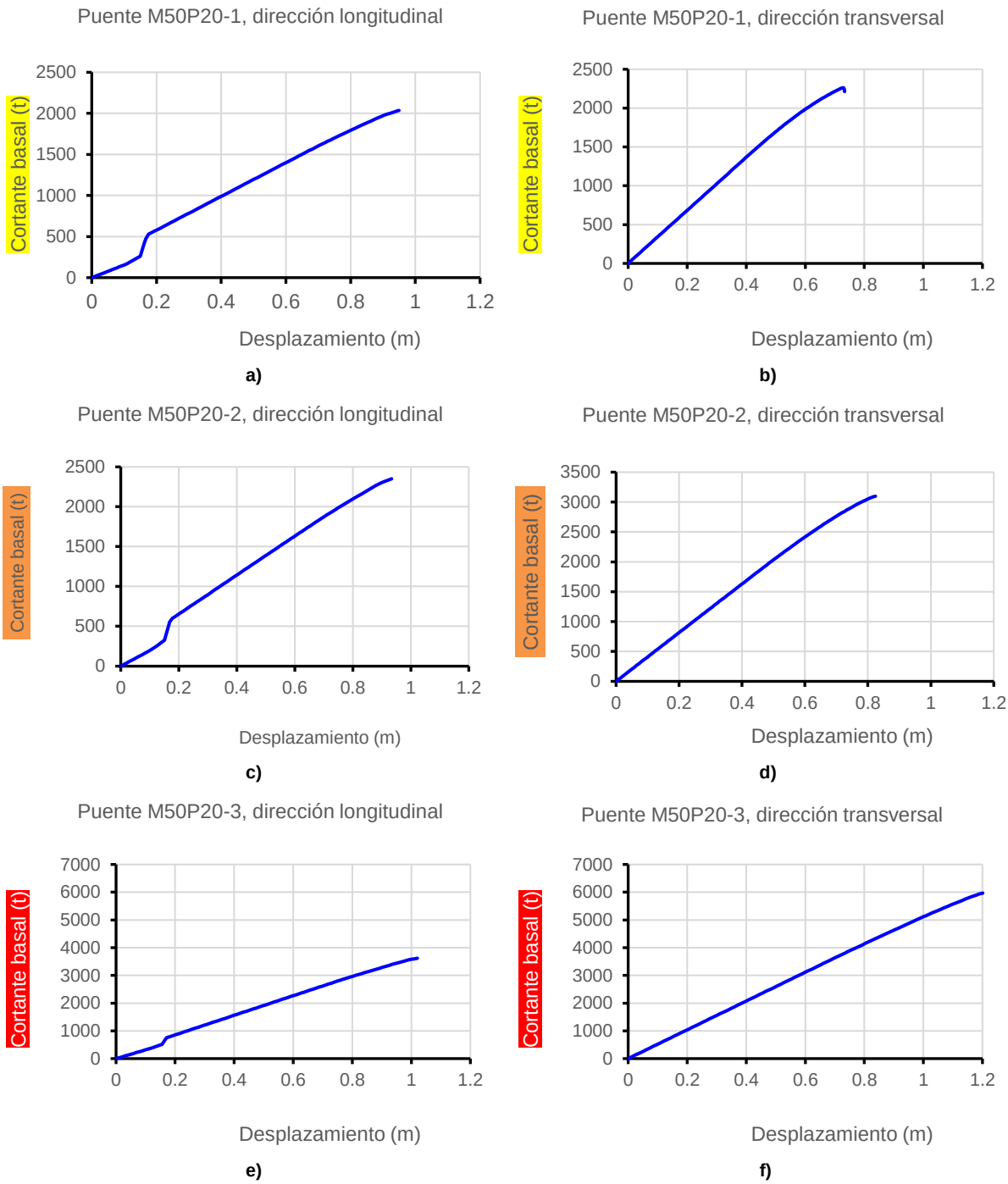


Figura B. 12 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de cuatro columnas para vanos de 50 m y alturas de 20 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

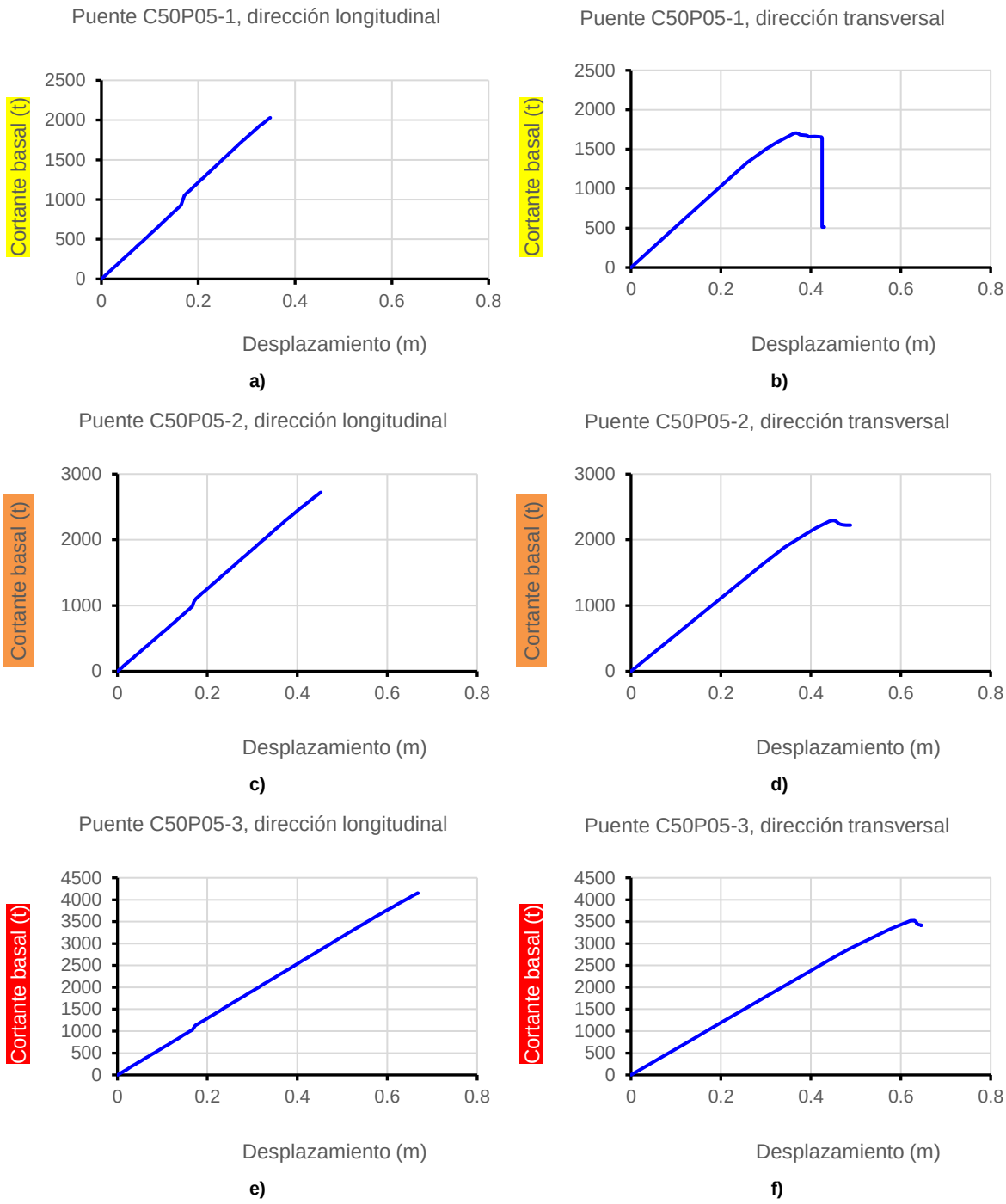


Figura B. 13 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 50 m y alturas de 5 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

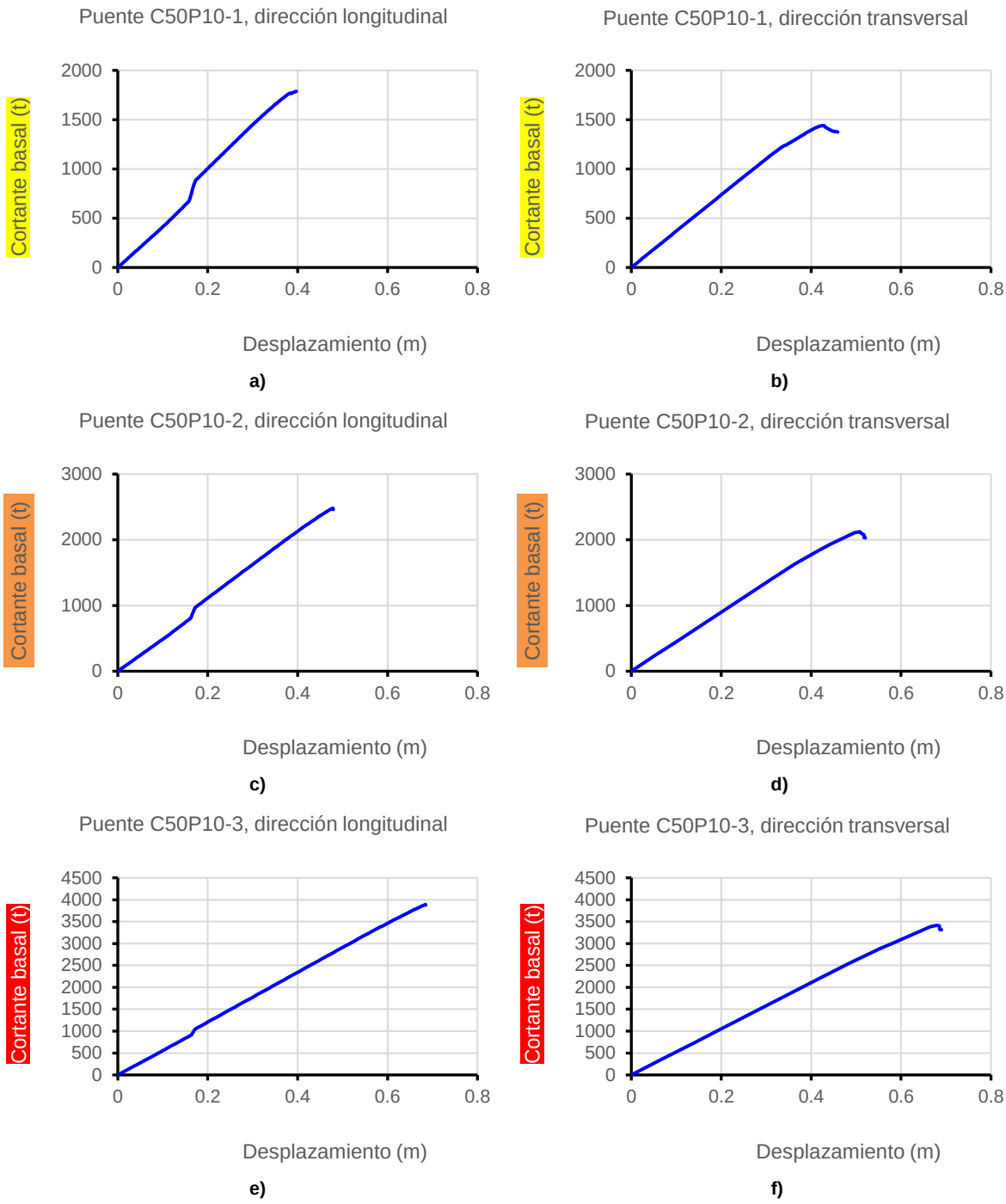


Figura B. 14 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 50 m y alturas de 10 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

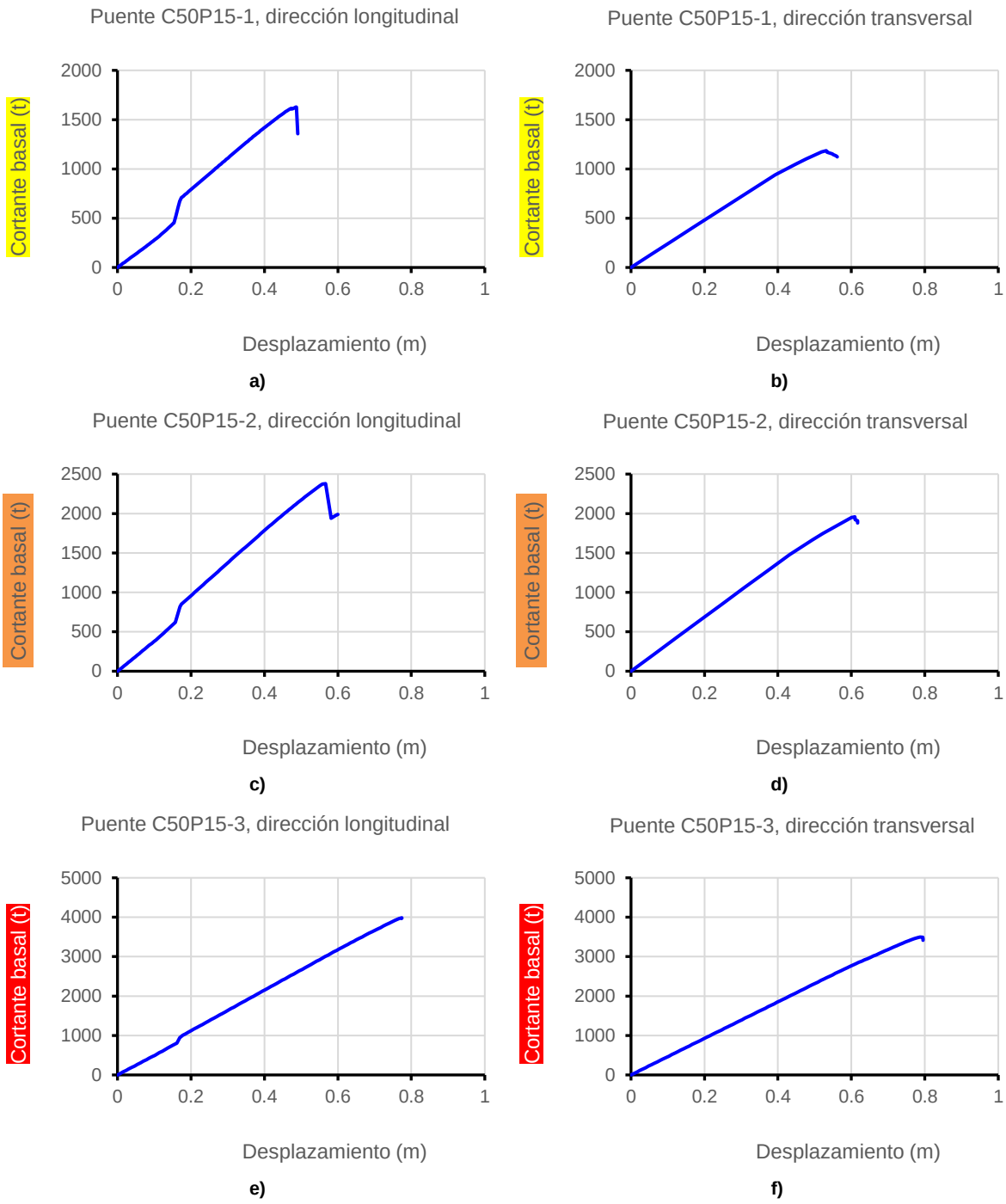


Figura B. 15 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 50 m y alturas de 15 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.

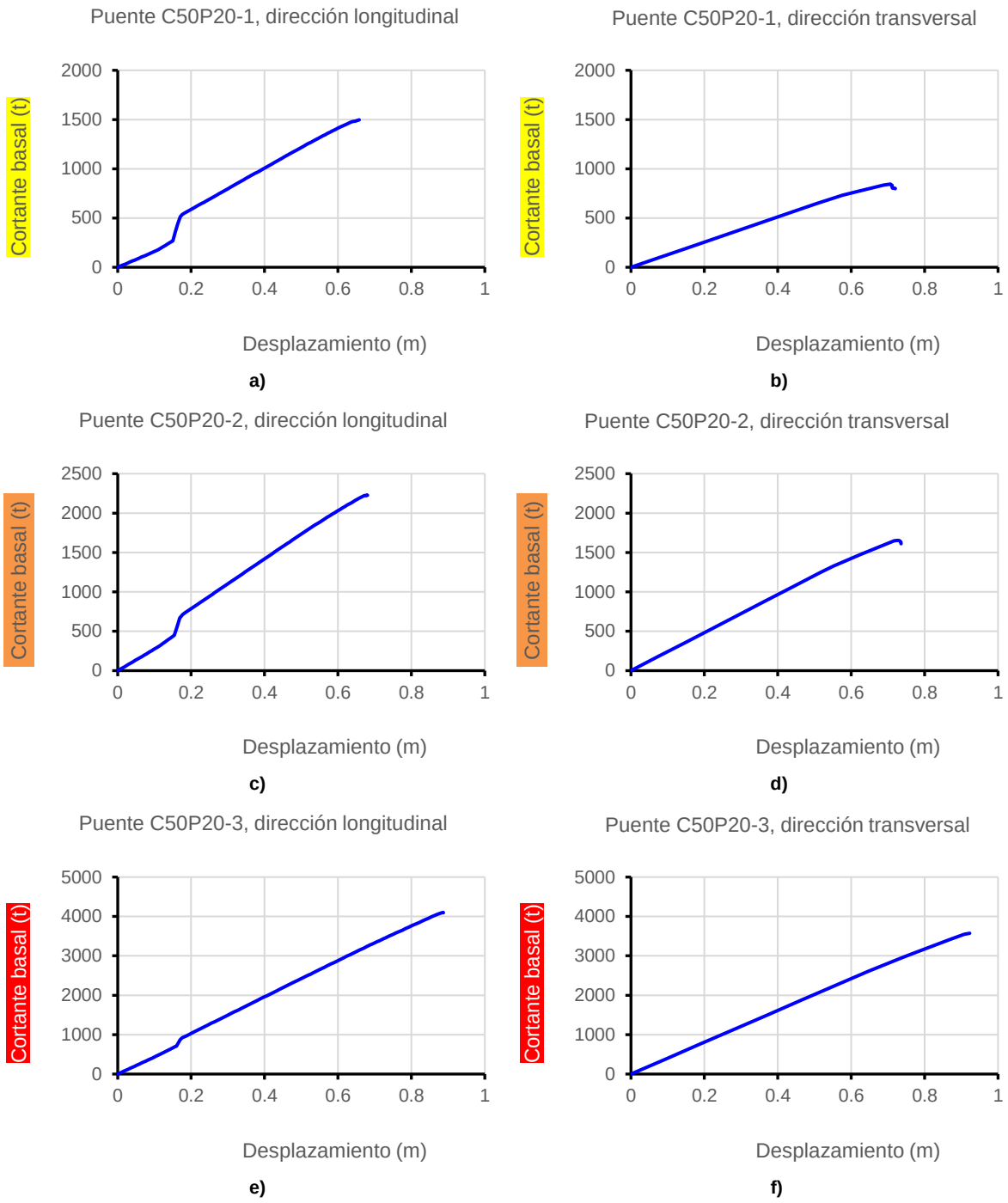


Figura B. 16 – Curva de capacidad de los puentes con pilares de una columna para vanos de 50 m y alturas de 20 m, a) y b) baja sismicidad, c) y d) sismicidad intermedia y e) y f) sismicidad alta, a la izquierda en la dirección longitudinal y a la derecha en la dirección transversal.