

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE
PUENTES EXTRADOSADOS CON PILARES ESBELTOS EN
ZONAS DE ALTA SISMICIDAD**

JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2012

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE
PUENTES EXTRADOSADOS CON PILARES ESBELTOS EN
ZONAS DE ALTA SISMICIDAD**

JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO

Trabajo de Grado para optar al
Título de Magíster en Ingeniería Civil

DIRECTOR

GUSTAVO CHIO CHO

Profesor Titular de la Universidad Industrial de Santander

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2012

A mis padres, Jorge y Zeyda
A mis hermanos Jorge Luis y Adriana
A mi novia Tatiana
A mi sobrino Luis José

*“All the adversity I've had in my life, all my troubles and obstacles, have strengthened me...
You may not realize it when it happens, but a kick in the teeth may be the best thing in the world for you”*

Walt Disney

AGRADECIMIENTOS

En el año 2009, el profesor Gustavo Chio me ofreció participar en un proyecto que buscaba dar a conocer las bondades de una tipología estructural desconocida en nuestro medio: *los puentes extradadosos*. La idea de trabajar bajo la dirección del profesor Gustavo, una persona a quien admiro, en un tema que me apasiona, fue bastante tentadora, y al final opté por aceptarla. Hoy, habiendo finalizado este documento, y participado activamente en el proyecto de investigación del cual ha surgido el tema para mi tesis, estoy seguro de que tomé una decisión acertada. La paciencia, ayuda y amistad que me brindó el profesor Gustavo, sumado a la libertad que me ha dado para desarrollar mi tesis, han ayudado de manera significativa en mi proceso de formación como ingeniero investigador y como profesional, algo de lo cual estaré siempre agradecido. Este proceso de formación no solo tuvo como pilar fundamental al profesor Gustavo. La profesora Esperanza Maldonado, quien ya no está con nosotros, también fue de gran ayuda, pues gracias a su empuje y talante, a su paciencia, y a los consejos que me dio durante las cortas charlas que mantuvimos, pude desarrollar otras habilidades que fueron de gran ayuda durante todo el desarrollo de mi tesis.

Agradezco al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación, COLCIENCIAS, y a la Universidad Industrial de Santander, UIS, por el apoyo recibido para llevar a cabo esta investigación, la cual hace parte del proyecto titulado *Aplicación de puentes de hormigón con pretensado extradadoso en Colombia*. Se aclara en este punto que las opiniones, hallazgos y conclusiones expresadas en este documento son del autor y no necesariamente de las entidades patrocinadoras. Quiero resaltar y reiterar mi gratitud hacia la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander por permitirme dar mis primeros pasos en la docencia, por despertar y afianzar otra más de mis pasiones.

Quiero agradecer al profesor John Wilson, de la Universidad de McMaster, por las dudas que me despejó para realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica durante construcción de los puentes extradados. También agradezco al profesor Ricardo Cruz y a la ingeniera Ana María Porras, por la ayuda que me han dado a la hora de traducir correctamente algunos documentos en alemán. Agradezco al personal administrativo del grupo de Investigación INME y de la escuela de Ingeniería Civil, en especial a Johanna Pimiento, Sandra Marchena y Ludy Cáceres, por toda la colaboración que me dieron a la hora de hacer papeleos y trámites. Agradezco también a todos mis compañeros de maestría, en especial a Neyid Jasbón, por los comentarios y ayudas recibidas para el desarrollo de esta investigación, además de la amistad que me regaló, y a Yerly Martinez, Camilo Celis, Fredy Sotelo, y Rafael Hani, por la compañía y amistad que me brindaron durante todos estos años. Expreso mi más sincero agradecimiento a los ingenieros civiles, Mario Quintana, Diego Romero, Jhon Peña, Andrés Vargas, y en especial a Mario Suárez, con quienes tuve la oportunidad gratificante de participar como co-director de sus tesis de investigación.

Sería injusto dejar por fuera de los agradecimientos a unas personas maravillosas que Dios me ha enviado para hacer mucha más amena mi experiencia de vida estando lejos de mi familia. Estas personas son mi novia Tatiana -quien me acompañó en los momentos duros y difíciles durante mi investigación, pero también en los momentos felices como mi primera ponencia internacional, que era a la vez, la primera vez que salía del país- y sus padres, Javier Antonio y María Eugenia.

Agradezco infinitamente a Dios, porque gracias al amor, la compañía, y la amistad que he recibido de mis padres y mis hermanos, he tenido un motor constante de vida y coraje que me impulsa a lograr las metas que me propongo, a pesar de que en el camino puedan aparecer algunas dificultades.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	27
OBJETIVOS	28
ESTRUCTURA DE LA TESIS	29
1 EL PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO	32
1.1 Reseña Histórica	32
1.2 Concepto del Puente Extradosado	39
1.2.1 Comparación con puentes pretensados de viga cajón y puentes atirantados.	39
1.3 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	43
1.3.1 Influencia del canto del tablero y altura de la torre.....	44
1.3.2 Influencia de las cartelas en el tablero.	45
1.3.3 Influencia de la unión tablero-pilar.	46
1.3.3.1 Conexión Monolítica.	48
1.3.3.2 Tablero apoyado sobre los pilares.	50
1.3.4 Influencia de la longitud del vano lateral.	52
1.3.5 Influencia de la altura de los pilares.	52
1.4 Comportamiento durante construcción.	53
1.4.1 Construcción por el método de voladizos sucesivos.....	54
1.4.1.1 Acciones a considerar.....	59
1.4.1.2 Análisis estructural durante construcción.....	67
1.4.2 Construcción por empuje del tablero.....	69

1.4.2.1	Aplicación del método en puentes extradosados.....	71
1.5	CRITERIOS DE DISEÑO DE LOS PUENTES EXTRADOSADOS.....	74
1.5.1	Canto del tablero y altura de la torre	75
1.5.2	Longitud soportada por cables	76
1.5.3	Longitud del vano lateral	76
1.5.4	Diseño de los cables extradosados	77
1.6	ANÁLISIS DE LAS Realizaciones	80
1.6.1	Evolución	85
1.6.2	Campo de Aplicación	89
1.6.3	Configuraciones geométricas identificadas.....	97
2	COMPORTAMIENTO EN SERVICIO DE PUENTES EXTRADOSADOS SOMETIDOS A ACCIONES SÍSMICAS	103
2.1	DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO.....	105
2.1.1	Geometría de los puentes extradosados estudiados	105
2.1.2	Materiales	111
2.1.3	Dimensionamiento de los cables extradosados	112
2.1.4	Acciones	114
2.1.5	Modelo Numérico y Análisis.....	116
2.1.6	Características Dinámicas	118
2.1.7	Comportamiento de los Cables Extradosados	130
2.1.8	Comportamiento del Tablero.....	137
2.1.8.1	Deflexiones verticales	137
2.1.8.2	Fuerzas Internas	144
2.1.8.3	Esfuerzos normales en las fibras extremas del tablero.....	153
2.1.9	Comportamiento de los pilares	158
2.1.9.1	Desplazamiento en el extremo superior de los pilares.....	159
2.1.9.2	Fuerzas Internas	161
2.1.10	Cantidades de materiales en función de la zona sísmica.....	168
2.1.10.1	Peso de los cables extradosados	175

2.1.10.2 Volumen de concreto y cantidad de preesfuerzo interno del tablero	176
2.1.10.3 Cantidades de obra de los pilares.....	179
2.1.10.4 Total acero y concreto	183
3 COMPORTAMIENTO Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DURANTE CONSTRUCCIÓN.....	186
3.1 ANÁLISIS DURANTE CONSTRUCCIÓN DE LOS PUENTES EXTRADOSADOS	189
3.1.1 Descripción del puente extradado estudiado	190
3.1.2 Materiales	193
3.1.3 Tiempos y fases de construcción	197
3.1.4 Acciones consideradas durante la construcción y en servicio (t=0 y t=50 años)	198
3.1.5 Respuesta estructural durante construcción, en t=0 años y en t=50 años	201
3.1.6 Efecto de la altura de los pilares	215
3.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA DURANTE CONSTRUCCIÓN.....	221
3.2.1 Características del análisis	224
3.2.2 Respuesta sísmica durante construcción.....	228
3.2.3 Evaluación probabilística de la vulnerabilidad.....	233
4 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	238
4.1 CONCLUSIONES PRINCIPALES	239
4.2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	252
BIBLIOGRAFÍA.....	255
ANEXOS.....	281

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1.	Combinación de acciones durante construcción y esfuerzos admisibles en el tablero.	62
Tabla 2.	Características de los puentes estudiados por Umezu et al.	92
Tabla 3.	Comparación de las características principales de los puentes.	106
Tabla 4.	Propiedades geométricas de las secciones empleadas para los pilares.	110
Tabla 5.	Características de los puentes estudiados.	111
Tabla 6.	Relación de esbeltez en los muros de los pilares.	111
Tabla 7.	Esfuerzos admisibles en el concreto después de pérdidas.	112
Tabla 8.	Grupos de carga analizados.	116
Tabla 9.	Fuerzas debido al sismo EQ_1 en los elementos estructurales principales considerando 200 modos de vibración.	125
Tabla 10.	Número de tendones promedio y peso total promedio para los puentes analizados.	132
Tabla 11.	Comparación de cargas vivas de diseño para distintas normativas internacional.	155
Tabla 12.	Factores de mayoración para los grupos de carga analizados.	171
Tabla 13.	Cuantías longitudinales de refuerzo para los puentes estudiados.	181
Tabla 14.	Ecuaciones propuestas para el cálculo de la longitud de plastificación.	181
Tabla 15.	Cálculo de la longitud de plastificación para los pilares de los puentes estudiados.	182
Tabla 16.	Cantidad total de concreto $f'c=400 \text{ kgf/cm}^2$ (tablero, torres, y pilares).	184
Tabla 17.	Propiedades geométricas de las dovelas.	192
Tabla 18.	Esfuerzos admisibles a tensión y compresión para el concreto del tablero.	197

Tabla 19. Duraciones asumidas para la construcción de dovelas con y sin cables extradados.	198
Tabla 20. Grupos de carga analizados para la estructura en t=0 y t=50 años. ...	200
Tabla 21. Variación de tensión en los cables entre t=0 y t=50 años.	206
Tabla 22. Variación de tensión en los cables extradados anclados en el vano lateral (arriba) y en el vano central (abajo), para los puentes con Hp igual a 25 m y 50 m.	220
Tabla 23. Efecto en los pilares de la fluencia y contracción del concreto del tablero, a medida que cambia la altura de los pilares.	221
Tabla 24. Estados del puente considerados para el estudio de vulnerabilidad sísmica durante construcción.	225
Tabla 25. Información modal para el puente L00-Hp=25 m.	225
Tabla 26. Información modal para el puente L00-Hp=37.5 m.	226
Tabla 27. Información modal para el puente L00-Hp=50 m.	226
Tabla 28. Valores de $\psi E, 0$ y $\psi E, 50$ para el puente L100-Hp=25 m (arriba), L100-Hp=37.5 m (centro) y L100-Hp=50 m (abajo).	230
Tabla 29. Valores de $\psi D + E, 0$ y $\psi D + E, 50$ para el puente L100-Hp=25 m (arriba), L100-Hp=37.5 m (centro), y L100-Hp=50 m (abajo).	232
Tabla 30. Valores de ar , probabilidad de excedencia anual, y periodos de retorno obtenidos para los puentes L100-Hp= 25 m.	234
Tabla 31. Valores de $ar, 0$ y $ar, 50$ obtenidos para los puentes L100-Hp= 37.5 m.	235
Tabla 32. Valores de $ar, 0$ y $ar, 50$ obtenidos para los puentes L100-Hp=50 m.	235
Tabla 33. Aceleraciones reducidas recomendadas por normativas internacionales.	237

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1 Acueducto de Tempul en España. Izquierda) Comparación del diseño inicial y final. Derecha) Vista del puente construido.....	33
Figura 2 Primeros puentes atirantados modernos. Derecha) Puente Donzère-Mondragon en Francia. Izquierda) Puente de Strömsund en Suecia.....	33
Figura 3 Puente de Ganter en Suiza.....	35
Figura 4 Comparación del perfil longitudinal del puente de Ganter (izquierda) con uno de torres altas (derecha).....	35
Figura 5 Ejemplo de puente con aleta trasera (izquierda): Puente Barton Creek en Estados Unidos, y de puente con panel de cables (derecha): Puente Socorridos en Portugal.	36
Figura 6 Ejemplo de andamiaje requerido para mantenimiento en el puente Ganter.....	36
Figura 7 Propuesta de Mathivat para el viaducto Arrêt Darré en Francia	37
Figura 8 Puente Odawara Blueway en Japón.....	38
Figura 9 Puente Raftsundet en Noruega.....	40
Figura 10 Puente de Normandía en Francia.....	41
Figura 11 Comparación entre puentes pretensados, puentes extradados y puentes atirantados.	42
Figura 12 Comparación del consumo de materiales para puentes pretensados contruidos por voladizos sucesivos, extradados y atirantados: Izquierda) Espesor promedio de concreto. Derecha) Cuantía volumétrica de acero activo. ..	43
Figura 13 Nomenclatura de las dimensiones del acartelamiento del tablero.	46
Figura 14 Ejemplos de puentes extradados con tablero apoyado en los pilares. Izquierda) Puente Shin-Karato, en Japón. Derecha) Puente Tobiou en Japón.	46
Figura 15 Ejemplos de puentes extradados con tablero unidos monolíticamente a los pilares. Izquierda) Puente Tokunoyama en Japón. Derecha) Puente Shashikubo en Japón.	47
Figura 16 Condiciones de apoyo estudiadas por Tuladhar y Dilger para dos tipo de puentes atirantados.	48

Figura 17 Momentos longitudinales en la superestructura para puentes con conexión rígida entre el tablero y los pilares.	50
Figura 18 Efecto del tipo de conexión entre el tablero y los pilares en la respuesta sísmica elástica del puente.	51
Figura 19 Puente extradadosado típico y variables estudiadas por Meiss.	53
Figura 20 Construcción del Puente Smulli en Estonia. Izquierda) Construcción del tramo no atirantado sobre cimbra. Derecha) Construcción del tramo atirantado con carros de avance.	55
Figura 21 Construcción del Tercer Puente sobre el Karnaphuli en Bangladesh por medio de voladizos sucesivos con dovelas construidas en sitio.	55
Figura 22 Plantas de fabricación y otros mecanismos utilizados para la construcción de los Puentes Ibi Gawa y Kiso Gawa en Japón.	56
Figura 23 Construcción del Puente Pakse en Laos	57
Figura 24 Principales etapas constructivas del Puente Tokunoyama en Japón.	59
Figura 25 Despiece detallado del pretensado interno	59
Figura 26 Ejemplos de cargas variables de construcción. Izquierda) Cargas de posición conocida. Derecha) Cargas aleatorias.	64
Figura 27 Situación temporal de construcción a considerar para estructuras con dovelas fundidas en sitio.	66
Figura 28 Situación accidental de construcción a considerar para estructuras con dovelas fundidas en sitio.	66
Figura 29 Dispositivos utilizados durante la construcción por empuje. Izquierda) Nariz metálica provisional empleada en la construcción del puente Czerniakowski en Polonia. Derecha) Soportes temporales empleados en la construcción del puente sobre el río Caguanas en Puerto Rico	70
Figura 30 Puente de acceso a la torre del embalse Francisco Abellán, en España. Izquierda) Construcción mediante empuje usando los tirantes. Derecha) Puente finalizado.	71
Figura 31 Construcción del puente Sapporo en Japón: a) Vista general de la construcción del puente ilustrando la nariz de lanzamiento. b) Gatos hidráulicos de empuje. c) Equipo de construcción. d) Proceso constructivo del puente.	73
Figura 32 Construcción del Puente Riga en Letonia. a) Sección transversal metálica. b) Nariz de empuje empleada. c) Primer vano con mástil y cables extradadosados. d) Vista del puente al finalizar el empuje. e) Vaciado del concreto del tablero. f) Vista de la superestructura terminada.	74

Figura 33 Parámetro $\Delta\sigma_L$ contra β para puentes extradosados (EDB) y atirantados (CSB).	78
Figura 34 Esfuerzo admisible máximo en los tendones extradosados como función de $\Delta\sigma_L$.	79
Figura 35 Distribución regional de los puentes extradosados construidos, en construcción y en fase de proyecto.	81
Figura 36 Distribución global aproximada de los puentes extradosados. Arriba) Distribución global. Abajo) Ampliación en la zona correspondiente al continente asiático.	82
Figura 37 Ejemplos de primeros puentes extradosados en Asia. Izquierda) Puente Wuhu sobre el Río Yang-Tze en China. Derecha) Puente de Nocksan en Corea.	82
Figura 38 Puentes extradosados en Francia. Izquierda) Puente de Saint Rémy de Maurienne. Derecha) Viaduct de Trois Bassins en La isla Reunión.	83
Figura 39 Primeros puentes extradosados en América. Izquierda) Tercer Puente sobre el Río Acre. Derecha) Puente de La Integración Brasil-Perú	84
Figura 40 Puentes Trillizos en Bolivia abiertos al servicio en 2010.	84
Figura 41 Ejemplares de puentes extradosados construidos en África y Oceanía. Izquierda) Puente Rades-La Goulette en Túnez, 2009. Derecha) Puente Koror-Babeldaob en República de Palaos, 2002.	85
Figura 42 Puente Sobre el Río Deba en España, 2003	86
Figura 43 Puente Sunniberg en Suiza, 1998. Izquierda) Vista general del puente. Derecha) Detalle de la torre, los anclajes sobre el tablero, y el preesfuerzo exterior.	86
Figura 44 Puente Ibi Gawa en Japón. Izquierda) Erección de la viga metálica durante construcción. Derecha) Segmento especial de conexión concreto-acero.	87
Figura 45 Puente Himi Yume en Japón, 2004. Izquierda) Vista general del puente. Derecha) Construcción del diafragma en acero.....	88
Figura 46 Puente Golden Ears en Canadá, 2009. Izquierda) Vista general del puente. Derecha) Detalle en la zona de apoyo sobre los pilares.	88
Figura 47 Vista longitudinal de los puentes estudiados. Arriba) Luz principal de 150 m. Centro) Luz principal de 200 m. Abajo) Luz principal de 250 m.....	90
Figura 48 Costos globales de construcción por m^2 en Yenes (¥). Izquierda) Costo de la superestructura. Derecha) Costo de la superestructura y subestructura.	91
Figura 49 Tipologías estudiadas por Umezu et al	92

Figura 50 Cantidad total de concreto (arriba) y de acero (abajo) para los puentes estudiados por Umezu et al, de acuerdo a la longitud del vano principal y a la tipología estructural.....	93
Figura 51 Costo de la superestructura para los puentes estudiados por Ishii, de acuerdo a la longitud del vano principal.....	94
Figura 52 Puentes estudiados por Mermigas. Arriba) Puente de viga cajón pretensado. Centro). Puente extradadosado de tablero rígido. Abajo) Puente pretensado de torre rígida y tablero esbelto.	95
Figura 53 Relación de número de puentes construidos, en construcción y en fase de proyecto, de acuerdo al rango de luz principal.....	96
Figura 54 Relación del número de puentes de acuerdo a la esbeltez del tablero en la sección de apoyo en pila (izquierda) y en el vano central (derecha), y a la variación de altura del tablero.	98
Figura 55 Relación del número de puentes de acuerdo a la esbeltez del tablero en la sección de apoyo en pila (izquierda) y en el vano central (derecha), y a la vinculación entre el tablero y las pilas.....	99
Figura 56 Relación h_a/h_c de acuerdo a la luz principal y al tipo de vinculación tablero-pilar.	99
Figura 57 Relación del número de puentes de acuerdo a la longitud del vano principal y al grado de acartelamiento del tablero (izquierda), y a la longitud del vano principal y al tipo de vinculación tablero-pilar (derecha).....	100
Figura 58 Relación del número de puentes de acuerdo a la relación L/H_t y al tipo de vinculación tablero-pilar.	101
Figura 59 Relación L/H_t de acuerdo a la luz principal, tipo de vinculación tablero-pilar y acartelamiento del tablero.	101
Figura 60 Relación longitud del vano lateral/longitud principal de acuerdo a la luz principal, tipo de vinculación tablero-pilar y acartelamiento del tablero	102
Figura 61 Parámetros empleados para la comparación de los puentes analizados.	106
Figura 62 Vista longitudinal de los puentes extradadosados estudiados: arriba) Puente L100, centro) Puente L150, abajo) Puente L200.	107
Figura 63 Secciones transversales del tablero para el puente L100: izquierda) Centro de luz y Dovela 1, derecha) En Apoyo.	108
Figura 64 Secciones transversales del tablero para el puente L150: izquierda) Centro de luz y Dovela 1, derecha) En Apoyo.	108
Figura 65 Secciones transversales del tablero para el puente L200: izquierda) Centro de luz y Dovela 1, derecha) En Apoyo.	108

Figura 66 Secciones transversales de los pilares empleadas.	110
Figura 67 Representación del procedimiento utilizado para el cálculo inicial de la fuerza en los tirantes.....	113
Figura 68 Hipótesis de carga viva adoptadas.	114
Figura 69 Espectros de diseño utilizados.....	115
Figura 70 Modelo base de elementos finitos.....	117
Figura 71 Periodos de vibración y porcentajes de participación de la masa en los puentes L100.	119
Figura 72 Periodos de vibración y porcentajes de participación de la masa en los puentes L150.	120
Figura 73 Periodos de vibración y porcentajes de participación de la masa en los puentes L200.	121
Figura 74 Formas modales correspondientes a los periodos fundamentales en los puentes L100.	122
Figura 75 Formas modales correspondientes a los periodos fundamentales en los puentes L150.	123
Figura 76 Formas modales correspondientes a los periodos fundamentales en los puentes L200.	123
Figura 77 Formas modales con mayor participación de masa en cada dirección principal para los puentes L100-A.....	126
Figura 78 Formas modales con mayor participación de masa en cada dirección principal para los puentes L100-M.	127
Figura 79 Valores de aceleración espectral para los primeros 10 modos de vibración en los puentes estudiados.	129
Figura 80 Numeración de cables extradados para los puentes L100, L150, y L200.....	130
Figura 81 Comparación del peso total de los cables extradados para los puentes L100, L150 y L200.	131
Figura 82 Variación de tensión en los cables para los puentes L100, L150, y L200 con H_p/L igual a $3/8$ y los dos tipos de vinculación tablero-pilares estudiados.	133
Figura 83 Influencia del tipo de vinculación tablero-pilar y de la rigidez del pilar en la variación de tensión máxima debido a la carga viva (izquierda) y en el esfuerzo promedio de presolicitación (derecha).	134
Figura 84 Comparación de la variación de tensión en los cables debido a la carga viva, al sismo EQ_1 , y al sismo EQ_2 , para los puentes L100- $H_p/L=1/4$	135

Figura 85 Comparación de los resultados del estudio (Ogawa & Kasuga, 1998) con los del presente estudio.	136
Figura 86 Deformada típica de puentes extradados estudiados para carga permanente (amplificada 200 veces).	137
Figura 87 Comparación de la flecha máxima en el centro de luz y en los vanos laterales para las cargas permanentes.	138
Figura 88 Comparación de flechas en el tablero debido a las hipótesis de carga estudiadas.	139
Figura 89 Deflexión máxima en el centro de luz (arriba) y en los vanos laterales (abajo) debido a la carga viva	140
Figura 90 Relación entre los desplazamientos verticales del centro de luz del tablero y la variación de tensión máxima en los cables para el grupo de carga IA.	141
Figura 91 Comparación de flechas en el tablero para los puentes construidos en zonas de amenaza sísmica baja y alta.	143
Figura 92 Deflexión máxima en el vano central y en los vanos laterales debido al grupo D+P+EQ ₁	144
Figura 93 Deflexión máxima en el vano central y en los vanos laterales debido al grupo D+P+EQ ₂	144
Figura 94 Comparación de diagramas de momento flector en el tablero para los puentes construidos en zonas de amenaza sísmica baja.	146
Figura 95 Comparación de diagramas de momento flector en el tablero para los puentes construidos en zonas de amenaza sísmica alta.	147
Figura 96 Momento flector máximo en la sección de apoyo sobre los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	150
Figura 97 Momento flector máximo en el vano central en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	150
Figura 98 Momento flector máximo en el vano lateral en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	151
Figura 99 Envolventes de fuerza axial típicas para los puentes extradados estudiados.	152
Figura 100 Fuerza axial máxima en el tablero en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	153
Figura 101 Diagrama de esfuerzos en las fibras superior e inferior para los puentes L150-Hp/L=3/8 en la zona de amenaza sísmica baja.	154

Figura 102 Diagrama de esfuerzos en las fibras superior e inferior para los puentes L150-Hp/L=3/8 en la zona de amenaza sísmica alta.	156
Figura 103 Esfuerzo máximo en la fibra inferior del vano lateral en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente. .	157
Figura 104 Esfuerzo máximo en la fibra superior en la sección de apoyo sobre los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	158
Figura 105 Esfuerzo máximo en la fibra inferior del vano central en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente. .	158
Figura 106 Deflexión longitudinal en los pilares del puente L150-Hp/L=3/8 en función del tipo de conexión tablero-pilares y de la zona sísmica.....	160
Figura 107 Desplazamiento longitudinal máximo en la corona de en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	160
Figura 108 Desplazamiento máximo en la dirección transversal de los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	161
Figura 109 Diagramas de momentos flectores longitudinales típicos en los pilares, en función de la zona sísmica y del tipo de vinculación tablero-pilares.	162
Figura 110 Momento flector longitudinal máximo en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente. .	164
Figura 111 Diagramas de cortantes longitudinales típicos en los pilares, en función de la zona sísmica y del tipo de vinculación tablero-pilares.....	165
Figura 112 Cortante longitudinal máximo en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	166
Figura 113 Diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes en la dirección transversal típicos en los pilares, en función de la zona sísmica y del tipo de vinculación tablero-pilares.	167
Figura 114 Momento flector transversal máximo en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente. .	168
Figura 115 Cortante transversal máximo en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.	168
Figura 116 Uso de cables para la estabilización de los voladizos durante construcción.....	169
Figura 117 Representación del pretensado interno en las zonas con esfuerzos no admisibles.....	170
Figura 118 Espectros de diseño para las zonas de amenaza sísmica baja, intermedia, y alta.....	171

Figura 119 Representación del apoyo utilizado en los puentes L100-Hp/L=1/2 construidos en zonas de amenaza sísmica alta.....	172
Figura 120 Comparación de desplazamientos (arriba) y esfuerzos máximos (abajo) en el tablero en función de la rigidez del apoyo en estribo.	174
Figura 121 Comparación de la envolvente de momentos flectores (arriba) y de las fuerzas axiales (abajo) por la combinación D+P+EQ ₂ en los puentes L100-Hp/L=1/2, en función del tipo de vinculación tablero-pilares y la rigidez k del apoyo.	174
Figura 122 Comparación de esfuerzo axial en los cable de los puentes L100-Hp/L=1/2 con esquema A (arriba) y esquema M (abajo).	175
Figura 123 Comparación del espesor promedio de concreto para los puentes estudiados vs puentes pretensados, extradosados y atirantados existentes estudiados por Mermigas.....	176
Figura 124 Comparación del comportamiento del tablero en función de la amenaza sísmica y el tipo de conexión entre el tablero y los pilares, para los puentes L100-Hp/L=3/8.	178
Figura 125 Peso de acero activo del pretensado interno requerido en el tablero, en función de la amenaza sísmica, el tipo de conexión tablero-pilares, y la altura de los pilares.....	178
Figura 126 Cantidad total de acero activo en función de la amenaza sísmica, el tipo de conexión tablero-pilares, y la altura de los pilares.....	179
Figura 127 Sección transversal de los pilares.....	180
Figura 128 Cantidad total de acero por cortante y confinamiento en los pilares como función de la amenaza sísmica, el tipo de conexión tablero-pilares, y la altura de los pilares.....	183
Figura 129 Cantidad total de acero (activo y pasivo) para los puentes estudiados, en función de la amenaza sísmica, el tipo de conexión tablero-pilares, y la altura de los pilares.....	184
Figura 130 Relación del número de puentes construidos y en construcción en función del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares.	185
Figura 131 Variación del momento flector por los efectos de la fluencia y contracción del concreto en puentes extradosados (esbeltez L/50 a la izquierda, esbeltez L/140 a la derecha).....	188
Figura 132 Vista longitudinal del puente extradosado analizado durante construcción.....	192
Figura 133 Secciones transversales del tablero.....	192
Figura 134 Variación con el tiempo del coeficiente de fluencia del concreto en el tablero, los pilares y las torres, para una edad de carga $t_0=7$ días.	195

Figura 135 Variación con el tiempo de las deformaciones por contracción del concreto en el tablero, los pilares y las torres.	196
Figura 136 Diagrama de momento flector durante construcción del tablero.	201
Figura 137 Variación del momento flector, fuerza axial, y esfuerzos en las fibras extremas del tablero debido a los efectos combinados de fluencia y contracción del concreto.	203
Figura 138 Variación de las flechas en el tablero durante construcción (arriba) y entre $t=0$ y $t=50$ años (abajo).	204
Figura 139 Variación de fuerzas en los cables extradados durante construcción, y entre $t=0$ y $t=50$ años: cables anclados en los vanos laterales (arriba), cables anclados en el vano central (abajo).	205
Figura 140 Variación de fuerzas y desplazamientos en los pilares durante construcción, y entre $t=0$ y $t=50$	207
Figura 141 Columnas metálicas y gatos hidráulicos instalados en la dovela de cierre durante la construcción del puente Gateway Bridge.	207
Figura 142 Variación de fuerzas y desplazamientos en los pilares durante construcción, y entre $t=0$ y $t=50$, teniendo en cuenta la fuerza del gato hidráulico.	208
Figura 143 Fuerzas internas en el tablero para los estados $t=0$ y $t=50$	210
Figura 144 Esfuerzos normales en el tablero para los estados $t=0$ y $t=50$, y deformada para el estado $t=50$	211
Figura 145 Fuerzas internas y desplazamientos de los pilares para los estados $t=0$ y $t=50$	212
Figura 146 Despiece del pretensado y número de tendones por cable.	214
Figura 147 Comparación de las cantidades de obra entre el puente estudiado y los puentes existentes estudiados por Kasuga (arriba) y por Mermigas (abajo). ..	215
Figura 148 Modelos numéricos desarrollados en el software SAP2000 para estudiar la altura de pilares durante construcción.	216
Figura 149 Variación de momentos flectores y esfuerzos normales en la fibra inferior durante construcción a medida que cambia la altura de los pilares.	218
Figura 150 Variación de momentos flectores y esfuerzos normales en la fibra inferior entre $t=0$ y $t=50$ años a medida que cambia la altura de los pilares.	219
Figura 151 Estado de esfuerzos en la fibra inferior del tablero en $t=0$ (arriba) y $t=50$ años (abajo) para las cargas de servicio, a medida que cambia la altura de los pilares.	220

Figura 152 Curva de recurrencia de aceleraciones para la ciudad de Bucaramanga.....	227
Figura 153 Ubicación de los puntos de interés y fuerzas internas estudiadas.	227

LISTA DE ANEXOS

Pág.

ANEXO A – PUENTES EXTRADOSADOS EXISTENTES, EN CONSTRUCCIÓN, Y EN FASE DE PROYECTO ESTUDIADOS	281
ANEXO B – EFECTO DEL CREEP Y SHRINKAGE DEL CONCRETO, Y DE LA VARIACIÓN DE TEMPERATURA DURANTE CONSTRUCCIÓN	306
ANEXO C – RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES DEL ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DURANTE CONSTRUCCIÓN	315

RESUMEN

TÍTULO

Evaluación del comportamiento estructural de puentes extradados con pilares esbeltos en zonas de alta sismicidad*

AUTOR

José Miguel Benjumea Royero**

PALABRAS CLAVES

Puentes extradados, altura de pilares, conexión entre el tablero y los pilares, amenaza sísmica, comportamiento en servicio y durante construcción, vulnerabilidad sísmica.

DESCRIPCIÓN

El objetivo de esta investigación es estudiar el comportamiento estructural de los puentes extradados en servicio y durante construcción, y evaluar el efecto en la respuesta estructural al modificar la altura de los pilares, el tipo de conexión tablero-pilares, la longitud del vano central, y la amenaza sísmica de la zona donde se construye el puente. El estudio es de gran importancia porque provee al ingeniero proyectista de un respaldo científico-técnico que servirá de base a la hora de optar por esta tipología, pudiéndose identificar puntos clave para la concepción y diseño. Para cumplir con los objetivos, se desarrollaron modelos de elementos finitos en el software SAP2000©, en los cuales se llevaron a cabo análisis lineales elásticos para estudiar el comportamiento en servicio, y no lineales, teniendo en cuenta los efectos de fluencia y contracción del concreto, para evaluar la respuesta durante y después de construcción. Las fuerzas sísmicas fueron calculadas por medio de un análisis multimodal espectral. A partir de estos análisis se encontró que en zonas con amenaza sísmica baja, donde el diseño es controlado por la carga viva, una vinculación monolítica tablero-pilares es más favorable, mientras que en zonas con amenaza sísmica intermedia y alta parece razonable emplear tableros apoyados sobre los pilares, ya que se logra un mejor comportamiento estructural sísmico del tablero. En todos los casos se observó que la altura de los pilares jugaba un papel poco significativo en el comportamiento de la superestructura. El análisis durante y después de construcción confirmó la importancia de considerar la fluencia y contracción del concreto, efectos que aumentan los momentos flectores del tablero y los pilares, y disminuyen la fuerza de los cables extradados. Por último, se determinó que la vulnerabilidad sísmica del puente extradado durante construcción puede ser mayor que la del estado de servicio.

*Trabajo de grado para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho.

ABSTRACT

TITLE

Evaluation of the Structural Behaviour of Extradosed Bridges with Slender Piers in High-activity Seismic Zones*

AUTHOR

José Miguel Benjumea Royero**

KEYWORDS

Extradosed bridges, height of the piers, type of connection used between the girder and the piers, seismic hazard, structural behaviour in service and during construction, seismic vulnerability.

DESCRIPTION

The focus of this research is to study the structural behaviour of extradosed bridges in service and during construction, and to evaluate the effect of the height of the piers, the type of connection between the girder and the piers, the length of main span, and the seismic hazard, on its structural response. This investigation is important because bridge engineers could count on a scientific and technical report, which could be helpful for conception and design stages of extradosed bridges. In order to accomplish the goals of the research, several finite element models (FEM) were developed using the software SAP2000©, and then, linear-elastic analysis and non-linear analysis, which took into account creep and shrinkage of concrete, were performed so that the structural response of the bridge in service and during construction could be evaluated. In all models, seismic forces were determined using a multimodal response-spectrum analysis. The findings from this research show that for extradosed bridges constructed in low-seismic activity zones, where the design is governed by traffic load, it is recommended to use a monolithic connection between the girder and the piers. On the other hand, for bridges constructed in high-seismic activity zones, a simple supported scheme seems to be favourable because of the better seismic structural behaviour of the deck. In all bridges, it was observed that the height of the piers did not play an important role on the behaviour of the superstructure. The analysis performed during and after construction of the bridge confirmed the importance of considering creep and shrinkage of concrete. These effects produce an increment in maximum bending moments and a significant lose of tension in cables. Finally, it was determined that seismic vulnerability for the bridge during construction could be higher than the obtained for the bridge in service.

*Graduate Project to obtain the degree of Master in Civil Engineering

**Department of Physical and Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Thesis advisor: Gustavo Chio Cho.

INTRODUCCIÓN

Como una combinación del aprovechamiento de los materiales, principalmente del concreto y del acero de pretensado, y de las ventajas que ofrecen dos tipologías fuertemente establecidas como lo son los puentes atirantados y los de viga cajón contruidos por voladizos sucesivos, nacieron los *puentes extradosados*. En estos, los tendones de pretensado se ubican sobre el trasdós del tablero y se anclan en torres de poca altura, generalmente la mitad de la altura de una torre de un puente atirantado, o se desvían en esta por medio de sillas de anclaje ubicadas en la cima de los pilonos. Además, como solución típica, disponen de un tablero de rigidez intermedia, de menores dimensiones a las encontradas en los puentes de viga cajón, lo que permite una participación compartida, entre el tablero y los cables extradosados en la movilización de las cargas de tráfico, resultando en cables extradosados sometidos a variaciones de tensión bajas y por lo tanto, a la posibilidad de usar anclajes convencionales de pretensado exterior, lo que conlleva la reducción del costo de la obra. Como consecuencia de todo esto, los puentes extradosados resultan competitivos para luces entre los 100 y los 200 metros, no solo aplicables a proyectos de carretera, sino que también a proyectos de ferrocarril.

Desde 1994, año en que fue construido el primer puente extradosado, hasta la fecha, han sido erigidos algo más de cien puentes con esta tipología, razón por la cual, junto a los atirantados y a los puentes de viga cajón contruidos por voladizos sucesivos, algunos autores lo llegan a clasificar dentro de las tipologías convencionales. Sin embargo, esa consigna podría ser solo aplicable al continente asiático, región en la cual existe la mayor cantidad de puentes extradosados contruidos y en donde se han llevado a cabo investigaciones numéricas y experimentales para entender el comportamiento estructural de estos puentes frente a diversas acciones. En Europa y en América esta tipología estructural

apenas empieza a tomar auge, por lo tanto su futura aplicación masiva, como es de esperarse, deberá vencer diversos tensores entre los cuales se destacan el poco conocimiento que se tenga acerca de esta, y la búsqueda de la máxima eficiencia estructural ligada a la tecnología de la cual se disponga en el país.

Bajo esa premisa ha sido planteada la presente tesis de investigación: para la construcción de los puentes extradosados no se requieren cambios bruscos en la tecnología existente de las empresas constructoras del país, por lo tanto se deberá profundizar en el estudio del comportamiento estructural de estos puentes, contextualizándolo al medio colombiano. El entendimiento de la respuesta estructural del puente extradosado será de gran ayuda para los ingenieros proyectistas de países en vía de desarrollo donde se gesten proyectos de construcción y modernización de las vías y en donde se requieran puentes de luces medianas, ya que se podrá proveer al ingeniero de un respaldo científico-técnico que servirá de base a la hora de optar por esta tipología, pudiéndose identificar algunos puntos clave para la concepción y diseño de estos puentes. Los objetivos de la investigación, y la estructura del presente documento se presentan a continuación.

OBJETIVOS

Debido a que en países como Colombia y la mayoría de los países andinos se cuenta con la presencia de sistemas montañosos y colinosos, y de ríos con valles planos o profundos en forma de V, nos pareció importante incluir dentro de la investigación el parámetro de la altura de los pilares, por lo tanto se planteó que el objetivo principal de esta investigación buscara responder a la pregunta *¿cuál es la respuesta estructural, durante construcción y en estado de servicio, del puente extradosado con pilares esbeltos en zonas de alta sismicidad?*

Para responder a la pregunta general de investigación, se han formulado los siguientes objetivos específicos:

- Evaluar el efecto de la variación de la altura de la pila en la respuesta estructural del puente extradadosado con pilares esbeltos.
- Evaluar el efecto de la variación de la longitud del vano principal en la respuesta estructural del puente extradadosado con pilares esbeltos.
- Evaluar la respuesta estructural del puente extradadosado con pilares esbeltos para los tipos de vinculación entre el tablero y el pilar: empotrado y simplemente apoyado.
- Evaluar la respuesta estructural del puente extradadosado con pilares esbeltos para zonas de alta y baja sismicidad.

Es importante anotar que el estudio está centrado en la respuesta estructural del puente bajo cargas permanentes y carga de tráfico, y a la acción dinámica de sismos. Otras acciones dinámicas como la carga de tráfico real (teniendo en cuenta los efectos dinámicos), el viento, y la rotura accidental de los cables, que podrían llegar a controlar el diseño del puente en función de la altura de los pilares, y otro tipo de acciones como los cambios térmicos, no fueron estudiadas en la presente investigación.

ESTRUCTURA DE LA TESIS

El trabajo de investigación se ha dividido en 5 capítulos:

En el *Capítulo 1, Introducción*, se define el ámbito del estudio, se presenta el objetivo principal y los objetivos específicos, y se presenta la forma en que se ha estructurado el documento.

En el *Capítulo 2, El Puente con Pretensado Extradosado*, se presenta la revisión bibliográfica de los puentes extradosados que ha servido para establecer el escenario de cálculo de la investigación. En esta se hace un barrido por el contexto histórico de los puentes extradosados, su concepto y la comparación con los puentes atirantados y los de viga cajón, se estudian las características principales del puente que afectan su comportamiento estructural en servicio, se revisan los métodos constructivos empleados para esta tipología, los estudios realizados en el tema y las cargas de construcción establecidas en normativas y guías de diseño internacionales. Por último se presentan los principales criterios de diseño propuestos por investigadores del tema y se analizan los puentes extradosados existentes a nivel mundial, que permiten estudiar las tendencias actuales empleadas en estos puentes.

En el *Capítulo 3, Comportamiento en Servicio de Puentes Extradosados Sometidos a Acciones Sísmicas*, se presenta el estudio de la influencia de tres características principales del puente (longitud del vano principal, tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, y altura de los pilares), y de la amenaza sísmica de la zona donde se construya el puente, en el comportamiento estructural en servicio de los puentes extradosados, bajo la acción de cargas de tráfico y cargas sísmicas. El capítulo inicia con la descripción del estudio paramétrico, en donde se muestran los puentes, materiales, y acciones consideradas en el estudio, para luego presentar los resultados de la respuesta estructural de los cables, el tablero, y los pilares, frente a las modificaciones mencionadas. Además, se presenta en este capítulo un estudio comparativo de las principales cantidades de obra, que servirá de guía a la hora de establecer el tipo de conexión tablero-pilares en función de la amenaza sísmica.

En el *Capítulo 4, Comportamiento y Vulnerabilidad Sísmica durante Construcción*, se presenta el estudio durante construcción, y luego de construcción, del comportamiento estructural del tablero, los cables, y los pilares, teniendo en

cuenta los efectos de la fluencia y contracción del concreto. Además, se evalúa la vulnerabilidad sísmica durante construcción de los puentes extradadosados siguiendo el enfoque presentado por otros autores para puentes atirantados.

En el *Capítulo 5, Conclusiones y Futuras Líneas de Investigación*, se ilustran las principales conclusiones de la presente investigación, relacionadas con los capítulos mencionados anteriormente, y se plantean futuras líneas de investigación que ayudarán a profundizar el estudio del comportamiento estructural de los puentes extradadosados.

1 EL PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO

1.1 RESEÑA HISTÓRICA

Uno de los aportes más significativos realizados en el siglo XX a la ingeniería de puentes ha sido la introducción por Freyssinet en 1928 del hormigón pretensado, quien empleó alambres de acero de alta resistencia para postensar y pretensar vigas de hormigón. Freyssinet acuña la primera definición del hormigón pretensado como:

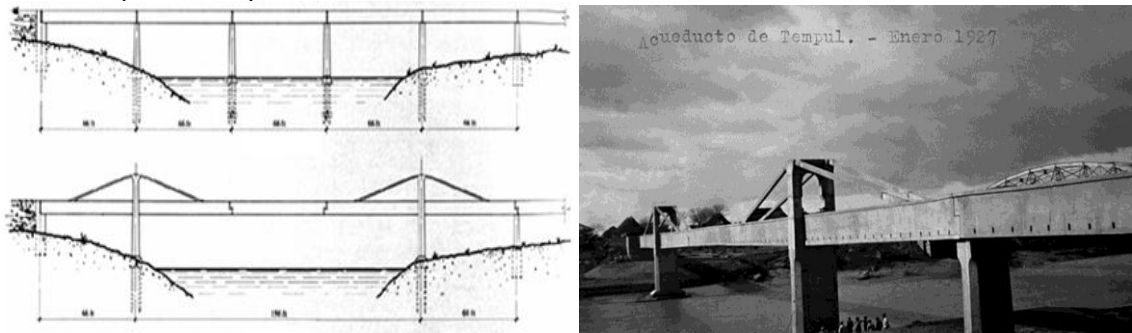
Una pieza de hormigón armado que consta de un elemento de hormigón fraguado y endurecido con muy poca retracción, y de unas armaduras de acero de límite elástico elevado en tracción permanente, ancladas en el hormigón y referidas a él con adherencia longitudinal, a consecuencia de lo cual el hormigón queda sometido a compresión de un modo permanente¹

Inicialmente, el pretensado no fue implementado según el sistema ideado por Freyssinet, sino utilizando barras de gran diámetro de acero de baja resistencia, no adherido al hormigón. En 1930, se realizó un concurso de proyectos para la ejecución del Puente de las Tres Rosas en Basilea, Suiza. Finsterwalder presentó una propuesta con un puente de tres vanos de 51.16 + 102.82 + 51.16 m, y tablero de sección cajón pretensado por 42 cables rectos tensados a 60 kgf/mm², todos externos a la sección (Fernandez, 1961). En 1934, Dischinger, motivado por su preocupación frente a las deformaciones diferidas y la fatiga del acero activo, patentó el sistema de pretensado exterior, que lo lleva a construir en 1937 el puente Aue en Alemania, con vano central de 69 m (Chio G. , 2000).

¹ Eugène Freyssinet, citado por (Fernandez, 1961), Pág. 35.

El uso del pretensado como acción opuesta a las cargas externas tomó auge, y del pretensado interno adherido se pasó a una acción como tirante. Este cambio en la disposición del material produjo la aparición de los puentes atirantados: en 1925, Eduardo Torroja empleó en el Acueducto de Tempul, ver Figura 1, cables presolicitados y apoyados sobre camas de palastro empotradas en las torres, los cuales bajo la acción de cargas permanentes actuaban de manera similar al que estuviesen las pilas que fueron suprimidas por estar expuestas a socavación (Torroja, 1927). Los puentes atirantados modernos aparecerían en los 50 con la construcción del Donzère-Mondragon en Francia, de tablero en concreto y 80 m de luz principal (Torneri, 2002), y el Puente Strömsund en Suecia, de tablero metálico y 182.5 m de luz principal, ver Figura 2 (Duque Oliart, 1986) (Agrawal T. , 1997).

Figura 1 Acueducto de Tempul en España. Izquierda) Comparación del diseño inicial y final. Derecha) Vista del puente construido.



Fuente: Izquierda: (Benjumea, 2008). Derecha: (Junta de Andalucía, s.f.).

Figura 2 Primeros puentes atirantados modernos. Derecha) Puente Donzère-Mondragon en Francia. Izquierda) Puente de Strömsund en Suecia.

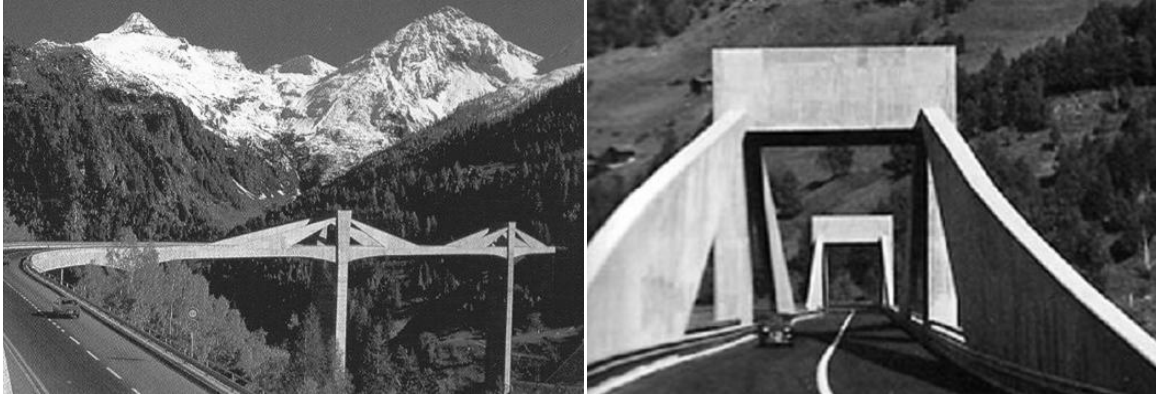


Fuente: Izquierda: (Jacques, 2004). Derecha: (Bernd, s.f.).

Durante los años 60 y 70, la construcción de puentes con pretensado exterior se vería afectada por los problemas de corrosión en los tendones. En los 80, la necesidad de reforzar puentes con pretensado interno que presentaban problemas de fisuración, esto debido a las pérdidas de tensión subestimadas, haría que la técnica de pretensado exterior fuera reutilizada (Dos Santos, 2006). Sin embargo, para salvar el percance de la corrosión en los cables externos, se usarían vainas de polietileno de alta densidad o metálicas, en las cuales eran embebidos los cables y posteriormente se inyectaba la lechada. A partir de entonces, se construyeron un gran número de puentes de luces medias en todo el mundo usando el pretensado externo (Alarcón, 2003).

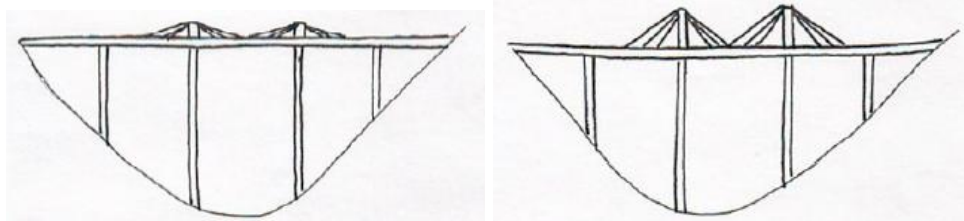
Para el diseño del puente en el paso Simplon sobre el río Ganter en Suiza, la comunidad de ingenieros de Valais eligió al prestigioso ingeniero Christian Menn. Debido a las restricciones topográficas y geológicas del sitio, Menn optó por una estructura de configuración curva en planta, con longitud del vano principal de 174 m. En un proyecto previo sobre el río Felsenau en el norte de Berne en Suiza, Menn se había sorprendido por los grandes momentos flectores en el tablero, producto de la luz principal de 144 m. Por lo tanto para evitar momentos inaceptables en el puente de Ganter, Menn decidió utilizar un tablero de viga cajón sin voladizos ayudado por cables embebidos en muros de concreto y anclados en torres de baja altura (Rossiter, 2008), ver Figura 3. Debido a la gran altura de los pilares, la baja altura de las torres (aproximadamente de 14 m) daba una mejor proporción al puente que si se hubieran usado torres con alturas similares a las de los puentes atirantados, ver Figura 4. Rossiter (Rossiter, 2008) afirma que la configuración adaptada por Menn, quien le dio al aspecto estético una gran importancia, permite un flujo elegante a medida que el ojo del espectador se mueve a lo largo del perfil, y que tal efecto no se hubiera logrado con un puente de viga cajón construido por voladizos.

Figura 3 Puente de Ganter en Suiza.



Fuente: (Zengerling, 2001).

Figura 4 Comparación del perfil longitudinal del puente de Ganter (izquierda) con uno de torres altas (derecha).

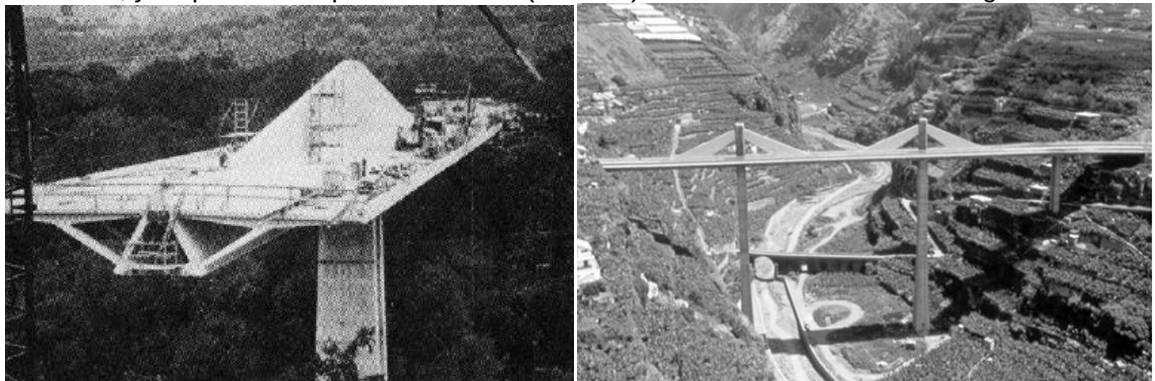


Fuente: (Rossiter, 2008).

La construcción del puente de Ganter inició en 1976. Para esa época, el desarrollo de formaleas deslizantes permitió la construcción eficiente y económica de los pilares, que se elevaban hasta 140 m sobre el valle. Esto animó la elección de construcción del tablero por voladizos libres, desarrollada extensivamente entre los 60 y 70 (Rossiter, 2008). Terminado en diciembre de 1980, el Puente de Ganter aparecía con una configuración novedosa, y era un ejemplar del uso de las innovaciones técnicas de la época, sin embargo, la configuración adoptada fue y ha sido más admirada en la comunidad ingenieril por su apariencia y encaje en el paisaje (Virlogeux, 1999). El Puente de Ganter, sirvió de inspiración para la realización de otros puentes similares, como el de Barton Creek en Estados Unidos, ver Figura 5, construido en 1987 (Gee, 1991), y el de Papagayo en México, construido en 1991 (Fernández, 1999), considerados dentro de la tipología de puente con aleta trasera (*Fin Back Bridge*), y el de Socorridos en

Portugal, terminado en 1993 (Pereira & Reis, 1994) o el Puente Second Mekong International en Tailandia, abierto al servicio en el 2007 (Borvornbhun, 2009), identificados como puentes con panel de cables (*Cable Panel Bridge*). Sin embargo, aunque en estos puentes la acción compuesta entre el concreto y los tirantes ayuda a reducir la fatiga e incrementa la rigidez de la estructura, algunas desventajas como el impedimento de reemplazar los tirantes, los costos adicionales de erección de los muros de concreto, y las dificultades para el mantenimiento de estos elementos, entre estas la gran cantidad de andamiaje, ver Figura 6, no han permitido que sean ampliamente utilizados alrededor del mundo.

Figura 5 Ejemplo de puente con aleta trasera (izquierda): Puente Barton Creek en Estados Unidos, y de puente con panel de cables (derecha): Puente Socorridos en Portugal.



Fuente: Izquierda: (Mermigas, 2008). Derecha: (GRID Ltda.).

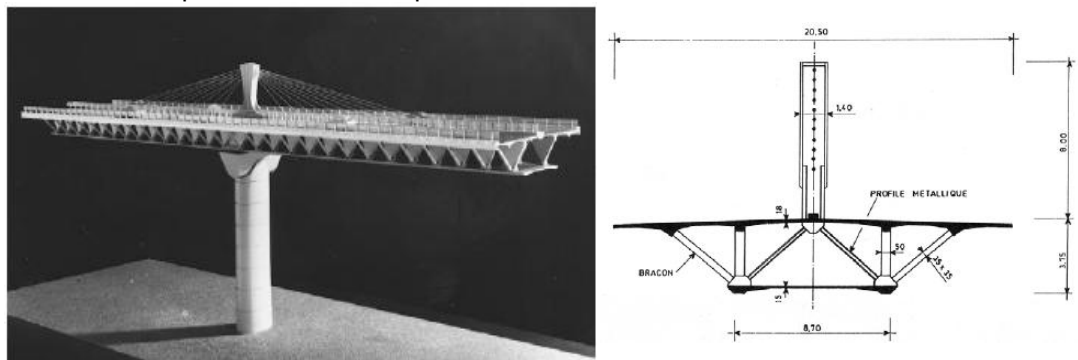
Figura 6 Ejemplo de andamiaje requerido para mantenimiento en el puente Ganter.



Fuente: (Rossiter, 2008).

Entre 1982 y 1983, como solución de concurso del viaducto Arrêt Darré en el sureste de Francia, Jacques Mathivat desarrolla la propuesta de un puente en donde se sustituían los tendones internos en el ala superior de la viga, por cables externos dispuestos sobre las secciones de apoyo en pila y por la parte superior del tablero, a los que llamó tendones “extradosados” (Mathivat, 1988), ver Figura 7. La solución presentada por Mathivat acarrea un ahorro de 30% en materiales respecto de una solución de viga cajón y además permitía el uso efectivo de los cables, al ser tensados al mismo nivel que los tendones de preesforzado convencional (Mermigas, 2008). De acuerdo a Virlogeux (Virlogeux, 1999), una parte del concepto propuesto por Mathivat estaba basada en la “distorsión de las especificaciones de los códigos” en pro de un uso más eficiente de los tendones, puesto que las restricciones para la variación de esfuerzos producidas por carga de tráfico son mucho más rigurosas para los cables de los puentes atirantados que para los tendones de preesforzado. Desafortunadamente, la propuesta de Mathivat no fue elegida, y se construyó un puente pretensado de viga cajón.

Figura 7 Propuesta de Mathivat para el viaducto Arrêt Darré en Francia.



Fuente: (Mermigas, 2008).

Las similitudes entre el Puente de Ganter y la propuesta para el viaducto Arrêt Darré, generaron en los investigadores e ingenieros de puentes la aparición de dos corrientes que atribuyen a Menn o a Mathivat el origen de los puentes con pretensado extradadosado. Sin embargo, la controversia ha sido resuelta, pues de acuerdo a Mermigas (Mermigas, 2008), poco influyó que Menn conociera las ideas

de Mathivat para los puentes extradadosados, puesto que cada ingeniero reflejó en sus propuestas las tendencias y visiones de sus respectivos países de orígenes. En Francia, la construcción de segmentos prefabricados, que buscaba un aumento en los rendimientos de construcción como producto de la mecanización del sistema y además permitía la reutilización de formaletas, favorecía el uso de secciones con alturas constante. Por otra parte, en Suiza, los ingenieros optaban por la construcción in situ, apostándole a la durabilidad y economía provista por el preesforzado parcial, permitiendo la construcción de tableros más esbeltos.

La propuesta de Mathivat inspiró a los ingenieros japoneses quienes construyeron en 1994 el Puente Odawara Blueway, ver Figura 8, considerado por algunos ((Ogawa, Kasuga, & Okamoto, 1998a), (Chio G. , 2000) , (Kasuga A. , 2002), (Ishii, 2006) y (Dos Santos, 2006)) como el primer puente extradadosado en el mundo. A partir de ese momento, el uso de esta tipología ha ido en incremento, tomando un lugar importante para proyectos de carretera y ferrocarril, y compitiendo en el rango de luces medias con los puentes atirantados y con los de viga cajón pretensados. Sin embargo, en algunos países la tipología parece ser desconocida, desaprovechando las bondades que este tipo estructural ofrece.

Figura 8 Puente Odawara Blueway en Japón.



Fuente: (Kasuga A. , 2006).

1.2 CONCEPTO DEL PUENTE EXTRADOSADO

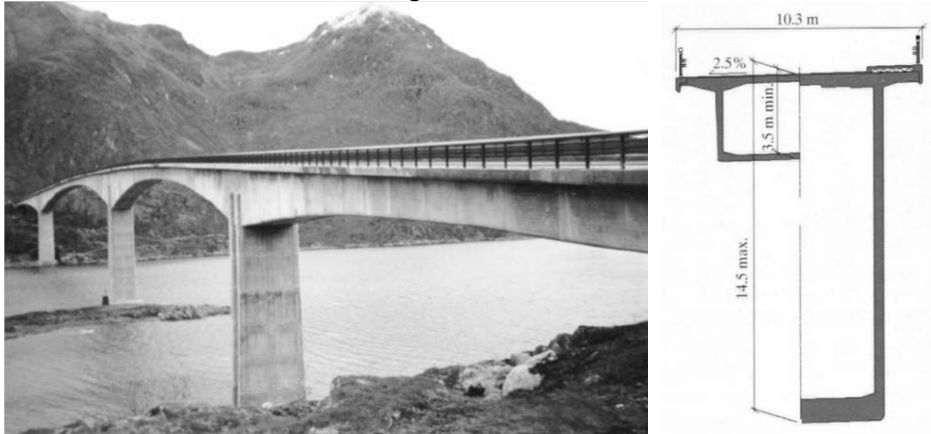
Los puentes de hormigón con pretensado extradadosado han surgido como una nueva tipología de puentes para luces medias. Mediante la utilización del hormigón y la tecnología del pretensado, se busca, en unión con los tendones de acero como cables extradadosados, plantear una solución marcadamente favorable hacia estas estructuras. En los puentes extradadosados los tendones de pretensado se disponen exteriormente al canto de la sección y por la parte superior del tablero, siendo anclados en torres de poca altura, o desviados en estas por medio de sillas de anclaje ubicadas en la cima de los pilonos (Chio & Aparicio, 2002). La morfología de estos puentes se puede explicar a través de la comparación con las tipologías con que se les relaciona comúnmente, a saber, los puentes de viga cajón contruidos por voladizos sucesivos y los atirantados.

1.2.1 Comparación con puentes pretensados de viga cajón y puentes atirantados.

En los puentes pretensando de viga cajón contruidos por voladizos sucesivos, se requiere de una cantidad importante de pretensado interno para resistir los momentos flectores que resultan del proceso constructivo, refuerzo que se dispone en una viga de altura considerable en la sección de apoyo, con esbelteces entre $L/20$ y $L/15$, siendo L la longitud del vano principal. Buscando un mejor ajuste a la ley de momentos, tanto en construcción como en servicio, y economizando los materiales empleados, generalmente se recurre a un tablero de altura variable con intradós de perfil lineal, parabólico o siguiendo una ecuación de tercer grado, llegando hasta alturas del orden de $L/50$ y $L/30$ en la sección central del vano principal. La longitud de los vanos laterales es un poco mayor a $L/2$, generalmente entre $0.6L$ y $0.7L$, evitando tener vanos cortos en donde debido a la carga viva actuando en el vano principal se puedan generar descompresiones en los apoyos sobre los estribos (Benaim, 2008).

En este tipo de puentes, las cargas en el tablero son transmitidas a la subestructura a través de un mecanismo de flexión. En general se prefieren tableros embebidos en las pilas, lo que conduce, para el caso de puentes con vanos laterales de igual longitud, a momentos flectores en la fundación que son casi enteramente debidos a la carga viva, siendo balanceados los efectos por carga muerta (Benaim, 2008). En el tablero, debido a la gran disensión del mismo, los esfuerzos debido al peso propio pueden llegar a ser mayores que los producidos por las otras acciones. Por ejemplo, en el Puente Raftsundet en Noruega, de longitud 298 m en el vano principal, ver Figura 9, se encontró que el momento flector por carga muerta era igual al 90% del momento en el estado límite último (Fergestad & Rambjør, 1999).

Figura 9 Puente Raftsundet en Noruega.



Fuente: (Fergestad & Rambjør, 1999).

Como una manera de aumentar la eficacia del pretensado a través del aumento de la excentricidad de los cables de preesfuerzo, surgen los puentes atirantados. En estos puentes se emplean tableros esbeltos de alturas entre $L/100$ y $L/50$, y tirantes anclados en torres de alturas que varían entre $L/5$ y $L/4$. Debido a que la cantidad de acero requerido para los tirantes es proporcional al peso del tablero (Benaim, 2008), se buscan secciones transversales esbeltas y ligeras, con tablero metálicos y losas ortótropas, como en el Puente de Normandía en Francia, ver

Figura 10, o secciones compuestas de concreto y acero. En cuanto a los vanos laterales, se busca que la longitud de estos sea menor a $L/2$. Esto último hace que los cables superiores actúen como tirantes de retención, requiriéndose medidas para evitar el levantamiento del tablero en los apoyos. Debido al menor peso propio del tablero, los tirantes aumentan su eficacia al tomar la mayor participación en la movilización de las cargas, la cual es transportada en mayor proporción vía axial hasta los apoyos. Sin embargo, el aumento en la eficacia de los tirantes trae consigo un aumento en la variación de tensión en estos debido a la carga viva ($\Delta\sigma_L$), requiriéndose de anclajes con alta resistencia a la fatiga y un menor tensado de los cables.

Figura 10 Puente de Normandía en Francia.

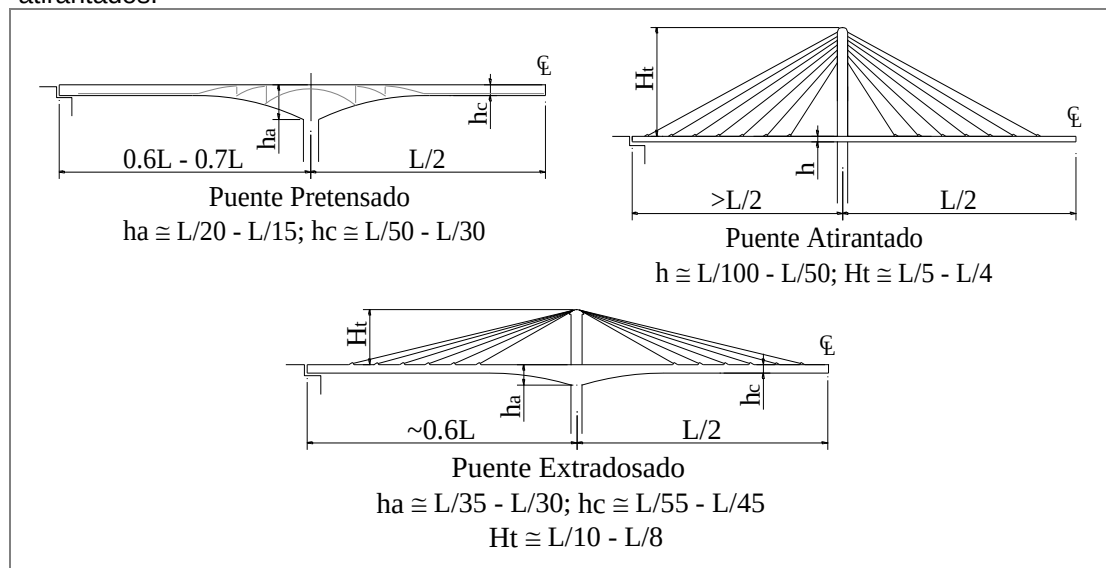


Fuente: (Bourret, 2006).

En un punto intermedio entre los puentes atirantados y los de viga cajón pretensados, aparecen los puentes extradadosados, ver Figura 11. En estos puentes se emplean tableros de canto variable, de alturas entre $L/35$ y $L/30$ en la sección de apoyo en los pilares, y entre $L/55$ y $L/45$ en la sección central del vano principal. Los tendones de pretensado se disponen en torres de alturas correspondientes a la mitad de las empleadas en los puentes atirantados, es decir, entre $L/10$ y $L/8$. En los vanos laterales se emplean longitudes entre el 60% y 70% de la longitud del vano central. En los puentes extradadosados, a diferencia de los

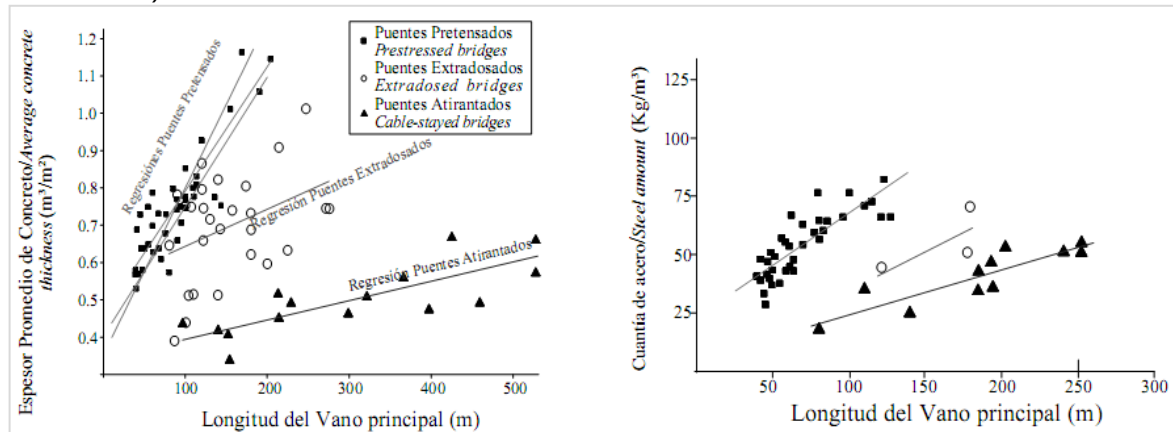
puentes atirantados, al tenerse tableros menos esbeltos, la movilización de la carga no solo se hace vía axial a través de los cables extradadosados, sino que el tablero colabora mediante el mecanismo de flexión presente en los puentes pretensados de viga cajón. Gracias a esto, la variación de tensión en los cables debido a la carga viva no es una limitante para el proyecto, y se puedan usar los anclajes convencionales de pretensado.

Figura 11 Comparación entre puentes pretensados, puentes extradadosados y puentes atirantados.



En cuanto a la cantidad de materiales, los puentes extradadosados tienen un consumo intermedio entre las otras dos tipologías. En la Figura 12 se presenta la comparación para puentes atirantados, extradadosados y puentes de viga cajón, del espesor promedio de concreto (volumen de concreto de la viga/área del tablero) realizada por Mermigas (Mermigas, 2008), y de la cantidad de acero activo requerido llevada a cabo por Kasuga (Kasuga A. , 2002), encontrando en ambos gráficos que el consumo de los materiales principales de los puentes extradadosados recae en una zona intermedia entre las otras dos tipologías.

Figura 12 Comparación del consumo de materiales para puentes pretensados construidos por voladizos sucesivos, extradadosados y atirantados: Izquierda) Espesor promedio de concreto. Derecha) Cuantía volumétrica de acero activo.



Fuente: Izquierda: Modificado de (Mermigas, 2008). Derecha: Modificado de (Kasuga A. , 2002).

1.3 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Debido a que los puentes extradadosados ocupan una zona intermedia entre los puentes de viga cajón pretensados y los atirantados, dependiendo de los criterios de diseño que hayan sido adoptados en la fase de proyecto, su comportamiento estructural puede asimilarse al de una de estas tipologías. En general, un puente extradadosado de tablero rígido tendrá un comportamiento similar al de un puente de viga cajón pretensado, logrando así evitar las altas oscilaciones de tensión en los cables extradadosados y por consiguiente los problemas de fatiga asociados a los cables y anclajes que se tendrían en un puente extradadosado de tablero esbelto, cuyo comportamiento es más similar al de un puente atirantado. Esta particularidad de los puentes extradadosados se añade a las ventajas que ofrece este tipo estructural, puesto que le otorga al ingeniero diseñador un grado de libertad en la elección de las características de los elementos estructurales, de modo tal que se puede obtener un comportamiento de la estructura que esta acotado por el de las otras dos tipologías. Algunos investigadores han realizado estudios paramétricos con el fin de determinar la influencia de algunos elementos estructurales y otras características de estos puentes en su comportamiento

estructural estático y dinámico. Los principales resultados se muestran a continuación.

1.3.1 Influencia del canto del tablero y altura de la torre.

De acuerdo a Chio (Chio G. , 2000), las flechas en el tablero son más sensibles a la variación del canto del tablero que a la modificación de la altura de la torre. A medida que este se hace más esbelto, la deformada del tablero puede tomar valores no admisibles, y tanto las variaciones de tensión en los tirantes debido a la carga viva como los esfuerzos longitudinales en las fibras superior e inferior en el tablero aumentan. En cuanto a los momentos flectores totales en el tablero, estos aumentan aproximadamente de forma lineal con el aumento del canto del tablero y con la disminución de la altura de la torre, siendo esta última la menos influyente ((Chio G. , 2000) (Meiss, 2007)). Para estos puentes la cantidad de acero requerida para los cables extradadosados, se encontró que esta es inversamente proporcional a la altura de la torre, y depende poco del canto del tablero. Sin embargo, la variación de tensión en los tirantes por carga viva está más afectada por la modificación del canto del tablero, puesto que una reducción en esta dimensión hace que los tirantes asuman una mayor parte de las cargas ((Chio G. , 2000) y (Dos Santos, 2006)).

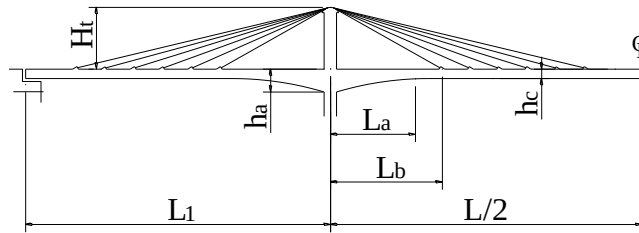
La interacción entre el tablero y la torre para puentes sostenidos con tirantes se puede explicar extrapolando los resultados obtenidos por Ruiz-Terán (Ruiz-Terán, 2005) y Ruiz-Terán & Aparicio (Ruiz-Terán & Aparicio, 2007) en puentes con atirantamiento inferior con un puntal. Para este tipo de puentes, los autores definen un parámetro adimensional (χ) que rige el comportamiento del puente frente a las cargas aplicadas en el tablero, y que da idea de la rigidez relativa del tablero con respecto a la rigidez del sistema de atirantamiento. La eficacia del sistema de atirantamiento (ξ), que es la fracción del momento flector isostático resistida por el par de fuerzas ejercidas en el tablero por el sistema de atirantamiento, aumenta de forma inversamente proporcional a la rigidez relativa χ .

Para puentes de tirantes como el puente extradadosado, la eficacia del sistema de atirantamiento también depende de la rigidez relativa del tablero con respecto a la del sistema de atirantamiento. A medida que la relación entre rigideces disminuye, debido a una disminución en el canto del tablero o un aumento en la altura de la torre, la eficacia del sistema de atirantamiento aumenta, y por lo tanto la participación de los tirantes en la movilización de las cargas también, haciéndolos más sensibles ante las sobrecargas.

1.3.2 Influencia de las cartelas en el tablero.

A diferencia de los puentes atirantados, en los extradadosados los cables situados más próximos a las torres son ineficaces frente a la compensación de las cargas permanentes. Por lo tanto, debido a que generalmente la construcción de estos puentes se hace por el método de voladizos sucesivos, en el arranque es conveniente el uso de un tablero con canto variable. Según Chio (Chio G. , 2000), para un puente extradadosado con luz principal (L) y acartelamiento tipo parabólico, ver Figura 13, al aumentar la relación entre la altura del tablero en la sección de apoyo en pila (h_a) y la altura del tablero en el vano central (h_c), el primer cable extradadosado puede ubicarse más lejos de la torre (L_b), necesitándose una menor cantidad de cables extradadosados para compensar las cargas permanentes, lo que se ve reflejado en una reducción del peso de acero requerido. La variación de tensión en los cables debido a la carga viva se reduce con el incremento en la relación h_a/h_c y de la longitud de la cartela (L_a), siendo poco influyente el segundo parámetro. En cuanto al tablero, un aumento de las relaciones h_a/h_c y L_a/L , genera menores flechas, y aunque ocurre un leve aumento en los esfuerzos sobre la sección de apoyo en pila, se produce una disminución de las tracciones en el tablero.

Figura 13 Nomenclatura de las dimensiones del acartelamiento del tablero.



Fuente: Modificado de (Chio G. , 2000).

1.3.3 Influencia de la unión tablero-pilar.

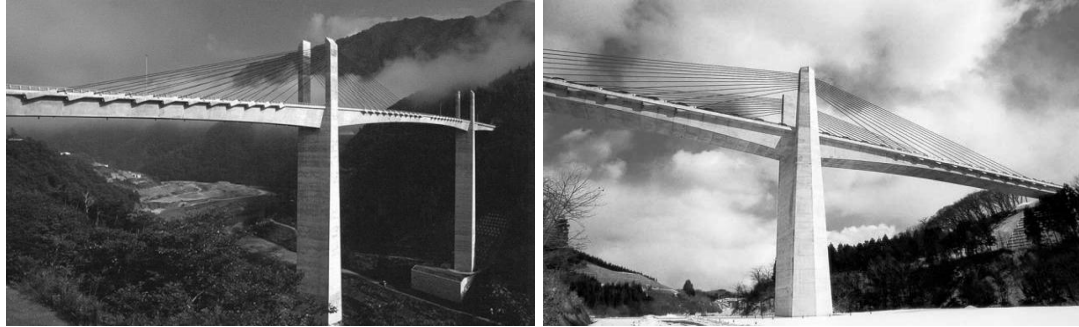
Cuando el tablero se encuentra apoyado sobre los pilares, ver Figura 14, la acción de la sobrecarga en el vano principal produce mayores deflexiones hacia abajo en este vano y hacia arriba en los vanos laterales, que en el caso del tablero conectado monolíticamente al pilar, ver Figura 15, ya que en este último el puente cambia a un esquema tipo pórtico donde la rigidez aportada por el pilar restringe una parte de las rotaciones de los elementos, que se refleja en una disminución de las deflexiones y momentos en los vanos laterales y central, presentando, a su vez, reducción de la variación de tensión en los tirantes. En el estudio realizado por Chio (Chio G. , 2000), el cual solo consideró cargas estáticas, al modificar la vinculación entre el tablero y el pilar se encontró que la máxima oscilación de tensión en los cables debido a la sobrecarga y la cantidad de acero activo requerido no cambiaban significativamente al empotrar el tablero a la pila principal, respecto de la solución con tablero apoyado.

Figura 14 Ejemplos de puentes extradadosados con tablero apoyado en los pilares. Izquierda) Puente Shin-Karato, en Japón. Derecha) Puente Tobiou en Japón.



Fuente: Izquierda: (Tomita, Tei, & Takashi, 1999). Derecha: (DSI, 2007).

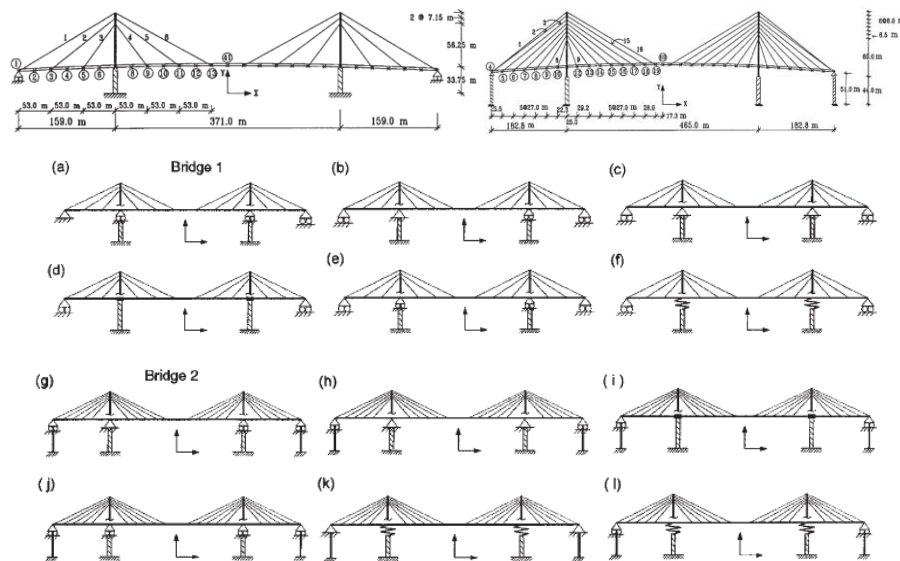
Figura 15 Ejemplos de puentes extradadosados con tablero unidos monolíticamente a los pilares. Izquierda) Puente Tokunoyama en Japón. Derecha) Puente Shashikubo en Japón.



Fuente: Izquierda (JSCE, s.f.). Derecha: (Kawada Construction Co.,Ltd).

Debido a la mayor esbeltez del tablero, el efecto de la carga viva en el momento flector en un puente extradadosado es mayor en comparación al de un puente de viga cajón pretensado, por lo tanto, es claro que la reducción de las acciones sobre los elementos por medio de la modificación de la vinculación entre el tablero y el pilar, resulta en beneficios para los elementos estructurales (Mermigas, 2008). Sin embargo, en el caso de solicitaciones sísmicas, la fijación del tablero y los pilares puede resultar en un aumento en las fuerzas sobre la superestructura, afectando de manera significativa el diseño y los costes del proyecto. Tuladhar y Dilger (Tuladhar & Dilger, 1999), estudiaron el efecto en las características dinámicas y en la respuesta sísmica de puentes atirantados al modificar los tipos de apoyo. Los autores emplearon las condiciones de apoyos presentadas en la Figura 16, y definiendo la acción sísmica como el registro del sismo El Centro-1940, los autores exponen que una conexión rígida (Fix-Fix) genera mayores desplazamientos y momentos flectores en el tablero, y mayores fuerzas axiales en los cables, en comparación a conexiones con el tablero apoyado sobre rodillos (Rol-Rol) y apoyos elásticos materializados por elastómeros (Els-Els). En todos los casos, el tipo de vinculación Els-Els fue el más favorable para la respuesta sísmica del tablero.

Figura 16 Condiciones de apoyo estudiadas por Tuladhar y Dilger para dos tipo de puentes atirantados.



(a) End_Pin, (b) Pin-Rol, (c) Pin-Pin, (d) Fix-Fix, (e) Rol-Rol, and (f) Els-Els for Bridge 1;
(g) Pin-Rol, (h) Pin-Pin, (i) Fix-Fix, (j) Rol-Rol, (k) Els-Els:1, and (l) Els-Els:2 for Bridge 2.

Fuente: (Tuladhar & Dilger, 1999)

Respecto al tema, se presentan a continuación las ventajas y desventajas de los dos tipos de conexión más empleados entre el tablero y el pilar, a saber, conexión rígida y tablero apoyado sobre los pilares, cuando se diseñan puentes en zonas sísmicas. En ambos casos, lo presentado acá es un resumen del tema tratado en (Priestley, Seible, & Calvi, 1996) y se recomienda al lector interesado en una lectura más profunda dirigirse a la referencia.

1.3.3.1 Conexión Monolítica.

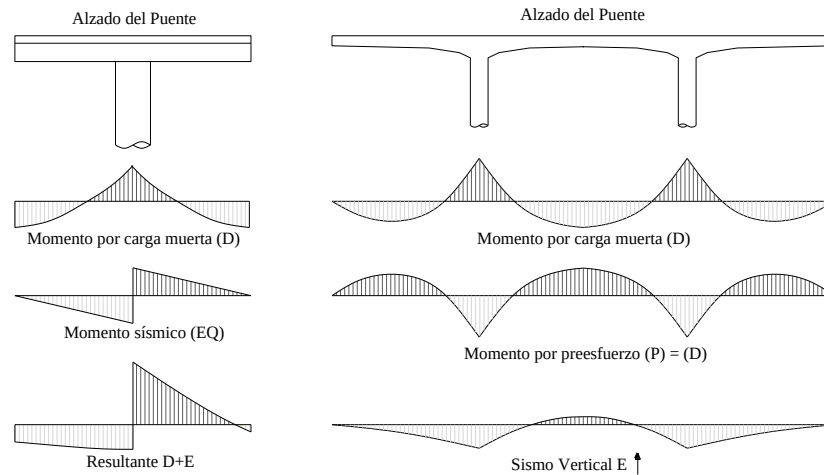
– *Ventajas:* Este tipo de conexión, que es más apropiado para puentes de luces cortas y pilares esbeltos, mejora la respuesta estructural sísmica en la dirección transversal debido a la redundancia lateral por la conexión resistente a momento. Además, si se asume un empotramiento en la base de la columna, la aparición potencial de una rótula plástica en la corona de los pilares agrega una zona

adicional para la disipación sísmica de energía, algo que no ocurre en el otro esquema de conexión. Por último, para la dirección longitudinal, la columna queda sometida a flexión doble, lo cual incrementa la resistencia longitudinal a cortante para una sección dada.

– *Desventajas:* Debido a la conexión rígida tablero-pilares, para una respuesta sísmica longitudinal del puente se inducirán momentos sísmicos en el tablero que se suman y restan a los momentos producidos por las cargas gravitacionales. El caso crítico aparece cuando los momentos sísmicos exceden los momentos generados por las cargas gravitacionales, requiriéndose de un refuerzo longitudinal especial para resistir los momentos y fuerzas actuantes. En este punto es válido anotar que en el caso de puentes en donde se compensa la carga muerta o una parte de ella (por ejemplo, puentes construidos por voladizos sucesivos, puentes extradadosados y atirantados) la sollicitación sísmica en el tablero resulta en un caso crítico de diseño, el cual puede ser más complejo dependiendo de la magnitud del sismo vertical, ver Figura 17, y de acciones sísmicas con desfase actuado en cada uno de los pilares.

Cuando la superestructura es soportada por pilares individuales, la respuesta en la dirección transversal será en forma de voladizo libre, mientras que en la dirección longitudinal la columna está sometida a flexión doble. En el diseño preliminar de los pilares se recomienda un pilar con sección rectangular con la mayor dimensión en la dirección transversal para evitar una subestructura ineficiente. Otra desventaja asociada con este tipo de conexión, aunque no relacionada con las fuerzas sísmicas, son las fuerzas y momentos generados en los pilares debido a movimientos longitudinales en la superestructura como resultado de cambios en la temperatura, fluencia y contracción del concreto. Si los pilares son cortos y sólidos, su gran rigidez causará momentos y fuerzas que podrían no ser resistidas por la sección (SETRA, 2007).

Figura 17 Momentos longitudinales en la superestructura para puentes con conexión rígida entre el tablero y los pilares.



Fuente: Modificado de (Priestley, Seible, & Calvi, 1996).

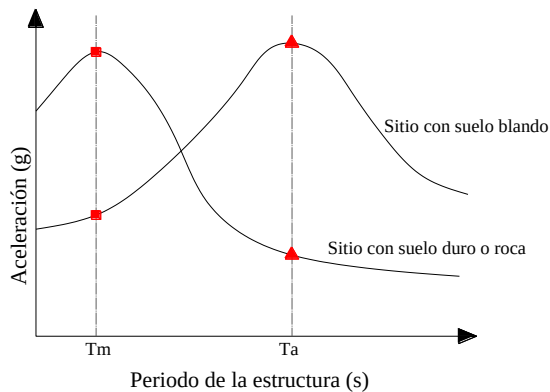
1.3.3.2 Tablero apoyado sobre los pilares.

– *Ventajas:* La mayor ventaja ofrecida por este tipo de conexión es que la superestructura no estará sometida a las fuerzas sísmicas que son transferidas a través de la columna. Como resultado de la separación superestructura-subestructura, el periodo natural del puente se hace mayor, pasando de un periodo T_m correspondiente a una conexión monolítica, a un periodo T_a correspondiente a un tablero apoyado sobre los pilares. Como consecuencia de esto, la respuesta elástica sísmica del puente se verá reducida significativamente para el caso en que este se construya sobre suelos en donde el espectro de respuesta de aceleración muestre una caída rápida con el incremento del periodo, tal y como sucede en sitios con suelos duros y/o roca, ver Figura 18.

– *Desventajas:* Cuando se utilizan tableros apoyados sobre los pilares, el diseño es mucho más sensible a los desplazamientos sísmicos que en el caso de puentes con conexiones monolíticas, esto debido a la menor rigidez global de la estructura. Para los sitios en donde el espectro respuesta de aceleración presenta un pico en

un periodo comparativamente grande, como sucede en el caso de suelos blandos, el uso de puentes con este tipo de conexión resultará en una respuesta sísmica amplificada. En este tipo de suelos, se espera una mejor respuesta sísmica para puentes con conexión monolítica. Para el caso de sismos severos (aceleraciones mayores a 1.0g), la separación existente entre la superestructura y la subestructura podría hacer al puente mucho más susceptible al daño y colapso, como resultado de los grandes desplazamientos en los apoyos que pueden exceder la capacidad de estos elementos.

Figura 18 Efecto del tipo de conexión entre el tablero y los pilares en la respuesta sísmica elástica del puente.



Fuente: Modificado de (Priestley, Seible, & Calvi, 1996).

De acuerdo a Otsuka *et al.* (Otsuka, Wakasa, Ogata, Yabuki, & Takemura, 2002), las fuerzas en los pilares para un puente atirantado de igual longitud en el vano principal que un puente extradadosado, son menores (entre 20%-y 30% para cortante, y entre 50% y 60% para momento flector) debido al efecto de amortiguamiento de la estructura suspendida, lo que no sucede en puentes extradadosados y viga cajón con conexiones rígidas entre el tablero y los pilares. En el puente de Shin-Karato en Kobe, Japón, se emplearon pilares separados de la superestructura por medio de apoyos de caucho para reducir las solicitaciones sísmicas en la superestructura (Tomita, Tei, & Takashi, 1999).

1.3.4 Influencia de la longitud del vano lateral.

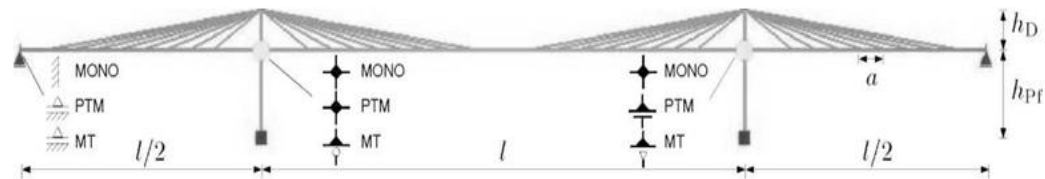
Kasuga (Kasuga A. , 2006) sostiene que debido a la similitud de la conducta estructural de los puentes extradadosados con los de viga cajón pretensados, la longitud de los vanos laterales debe elegirse de manera proporcional a estos, generalmente entre 0.6 y 0.8 de la longitud del vano principal. Sin embargo, Chio (Chio G. , 2000) aclama que para un puente extradadosado con canto constante del tablero, el uso de relaciones L_1/L mayores a 0.60, produce fuertes incrementos en las deflexiones, esfuerzos y tensiones en el tablero, en comparación a un puente con vanos laterales más cortos. De acuerdo a Chio (Chio G. , 2000), la variación de la longitud del vano lateral (L_1) tiene efectos significativos en los momentos flectores del tablero en el vano lateral, los cuales disminuyen a medida que decrece la relación L_1/L . En el vano central y en los tirantes, la disminución de la longitud del vano lateral produce menores deflexiones y momentos flectores, y mayores variaciones de tensión respectivamente, aunque en ambos casos los cambios no son significativos. El uso de vanos laterales cortos (L_1/L menores a 0.4) y, por lo tanto, de cables actuando como tirantes de retención similares a los de los puentes atirantados, genera reacciones de levantamiento en los apoyos laterales que requerirán de soluciones tecnológicas para resolver el problema.

1.3.5 Influencia de la altura de los pilares.

El efecto de la altura de los pilares, y por lo tanto de la rigidez de estos, fue abarcado en el estudio realizado por Meiss (Meiss, 2007). Entre otras variables, Meiss modificó la longitud del vano principal, considerando longitudes de 100, 150, 200 y 250 metros, y la altura de los pilares (20 y 100 m). Además, consideró el efecto de la conexión entre los pilares y el tablero, considerando tres tipos de apoyo: vinculación rígida en ambos pilares, tablero apoyado sobre los pilares, y tablero con apoyo rígido en un pilar y con apoyo móvil en el otro, ver Figura 2.19. Para cargas permanentes y de tráfico, Meiss afirma que debido a que la rigidez del tablero de los puentes extradadosados es relativamente alta, la influencia de los pilares en el comportamiento de este elemento estructural es despreciable.

Además, si la unión entre la superestructura y los pilares es articulada (sistema MT de la Figura 2.19), entonces la rigidez y altura de los pilares prácticamente no tienen influencia sobre el comportamiento de la estructura. Para una unión monolítica (sistemas MONO y PTM), con el aumento de rigidez de la conexión pilón-pilares, aumenta la sollicitación por flexión en las pilas.

Figura 19 Puente extradadosado típico y variables estudiadas por Meiss.



Fuente: (Meiss, 2007).

1.4 COMPORTAMIENTO DURANTE CONSTRUCCIÓN.

Debido a la distribución final de esfuerzos en los elementos por las propiedades inherentes de los materiales, en algunos puentes un análisis de la estructura en su configuración final sin tener en cuenta la secuencia de erección podría dar resultados alejados de la realidad. Durante las fases de construcción, las propiedades geométricas y mecánicas pueden variar fuertemente, por eso estas son consideradas tan importantes como el estado de servicio ((Somja & De Ville de Goyet, 2008), (Grabow, 2004)). Para los puentes de concreto, las deformaciones por fluencia se desarrollan en las primeras etapas del proceso constructivo y evolucionan significativamente después de que el puente esté construido. Otros efectos dependientes del tiempo, como la contracción, el envejecimiento y la fisuración del concreto, sumados a la relajación del acero activo, también pueden tener lugar, haciendo el análisis aún más complejo. En su mayoría, la construcción de los puentes extradadosados se hace utilizando el método de voladizos sucesivos, sin embargo, ya se empiezan a utilizar otros métodos constructivos como el de empuje. Ambos métodos se explican a continuación.

1.4.1 Construcción por el método de voladizos sucesivos.

Gracias a la facilidad de erección y a que se puede prescindir de apoyos auxiliares durante construcción, el método de voladizos sucesivos ha sido exitosamente utilizado en la construcción de puentes atirantados (Pao-Hsii, Tzu-Yang, & Hou-Nong, 2004) y en puentes de viga cajón pretensadas. Aprovechando las similitudes morfológicas con estas dos tipologías, en la construcción de los puentes extradadosados también ha sido ampliamente empleado este método constructivo en sus dos alternativas básicas, a saber, la construcción de un solo voladizo y la del doble voladizo sucesivo. La construcción por el método de voladizos sucesivos inicia en las pilas y avanza por medio de voladizos en ambos lados, atando el segmento construido en cada fase al construido en la fase anterior por medio de tendones de postensado incorporados en la estructura permanente (Gimsing, 1997). Dependiendo de la altura de los pilares y del peso de la superestructura, puede resultar conveniente construir el tramo no atirantado sobre cimbra, siendo los siguientes tramos construidos mediante voladizos sucesivos, ver Figura 20.

Para la construcción de la dovela se pueden usar dos técnicas básicas: dovelas fundidas en sitio ó dovelas prefabricadas. En la primera técnica, que es la más implementada en la construcción de puentes extradadosados, el hormigonado de las dovelas se ejecuta con el auxilio de encofrados deslizantes anclados en los tramos ya construidos, tensando las dovelas cuando se alcanza una resistencia adecuada, ver Figura 21. Esto conlleva a un procedimiento constructivo lento, en donde la exposición de las dovelas a las condiciones climáticas y las deformaciones dependientes del tiempo en el concreto se tornan importantes debido a que el concreto es cargado a una edad temprana. En algunos casos los vanos laterales no pueden ser completados por la construcción del voladizo, por lo tanto se recurre a varias técnicas para alcanzar a los estribos como la

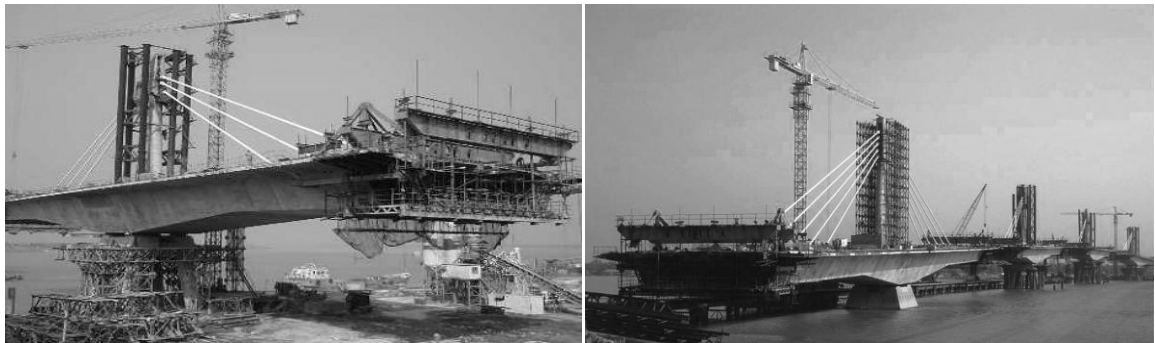
construcción sobre cimbra, que es la más económica, o el uso de pilares auxiliares.

Figura 20 Construcción del Puente Smulli en Estonia. Izquierda) Construcción del tramo no atirantado sobre cimbra. Derecha) Construcción del tramo atirantado con carros de avance.



Fuente: (ABES, s.f.).

Figura 21 Construcción del Tercer Puente sobre el Karnaphuli en Bangladesh por medio de voladizos sucesivos con dovelas construidas in situ.



Fuente: (Astin, Hongbing, & Gillarduzzi, 2010).

Por otra parte, con el uso de dovelas prefabricadas se tienen algunas ventajas como la reducción del tiempo de construcción, como ocurrió en la construcción de los puentes Shin-Karato en Japón (Tomita, Tei, & Takashi, 1999), el cual puede disminuir dependiendo del sistema de erección empleado. Otras ventajas son la disminución de los efectos ambientales, una mejor calidad del producto como resultado de un proceso industrializado de la construcción de los segmentos, y debido a que la construcción de las dovelas puede iniciar a la par con la construcción de la subestructura, las deformaciones dependientes del tiempo son

menos importantes porque el concreto habrá alcanzado una mayor edad para cuando sea colocado en la estructura (Sauvageot, 2000). Sin embargo, la principal desventaja de esta técnica son las grandes inversiones requeridas en las plantas de fabricación, moldes, mecanismos de alzado, transporte y equipos de erección (Sauvageot, 2000), como aquellos implementados en la construcción de los Puentes extradadosados Ibi y Kiso Gawa en Japón, ver Figura 22.

Figura 22 Plantas de fabricación y otros mecanismos utilizados para la construcción de los Puentes Ibi Gawa y Kiso Gawa en Japón.



Fuente: (Kasuga A. , 2002).

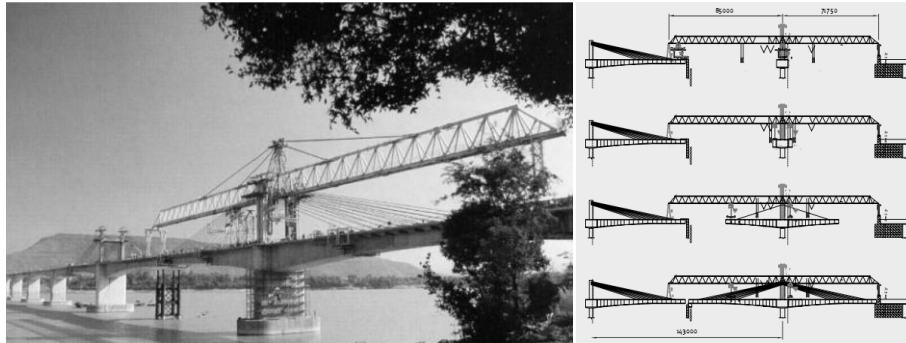
Respecto de los tipos de erección, de acuerdo a López y Vanegas (López & Vanegas, 2009) existen varios factores determinantes al momento de elegir el sistema adecuado, siendo las condiciones propias del sitio de construcción (topografía, accesibilidad, tipo de obstáculo a salvar entre otros) y las características propias del proyecto (capacidad económica para acceso a equipos y tecnologías constructivas adecuadas), los principales factores a tener en cuenta. Mathivat (Mathivat J. , 1980) agrupa los diferentes sistemas de erección y ensamblaje en tres categorías, independientemente si el transporte de las dovelas hasta el sitio de obra se realiza por tierra o agua:

- Erección de dovelas mediante un dispositivo autónomo (grúas)
- Erección de dovelas mediante un equipo móvil para izar o un levantamiento apoyado directamente sobre el tablero erigido (piernas de cortante ó *shear legs*).

- Erección de dovelas mediante una viga de lanzamiento (*launching girder*).

Para la última categoría, aunque la presencia de las torres podría generar problemas constructivos como la imposibilidad del montaje y libre lanzamiento de la viga sobre el tablero del puente, las dificultades en el acople de los tirantes entre dovelas y torres, y de lograrse, el no poder realizarse simultáneamente con el montaje de las dovelas, lo que genera problemas de estabilidad y retarda el proceso constructivo considerablemente (López & Vanegas, 2009), el hecho de que las torres tengan una baja altura en comparación a los puentes atirantados, ha permitido el uso de este sistema de erección en puentes extradadosados, como en el caso del puente de Pakse, construido en el 2000 en la República Democrática de Laos, en el cual el vano principal se construyó por el método de voladizos sucesivos, siendo los segmentos erigidos por medio de un pórtico de lanzamiento apoyado sobre el tablero, ver Figura 23.

Figura 23 Construcción del Puente Pakse en Laos.



Fuente: (VSL, 2000).

En general, la construcción de los puentes extradadosados por voladizos sucesivos puede agruparse en varias grandes etapas (ver Figura 24):

- a) Construcción de la subestructura.
- b) Construcción de la primera dovela del tablero y del pilono.
- c) Construcción del primer tramo del voladizo libre hasta el primer tirante. En este caso caben dos posibilidades: un atirantamiento provisional, o un

pretensado interno superior, tal como se usa en un puente de tramo recto de hormigón pretensado.

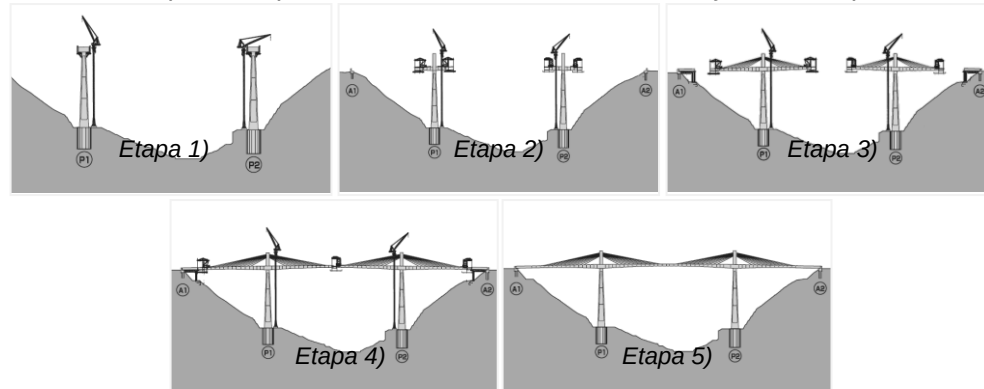
- d) Construcción del tramo atirantado que comprende etapas sucesivas de colocación de dovelas y a continuación, la instalación y tesado de los tirantes.
- e) Construcción del vano lateral (la totalidad o una porción de este puede ser restante sobre cimbra dependiendo del perfil del terreno), y del apoyo sobre el estribo.
- f) Construcción del voladizo libre, no atirantado, en el vano central antes de la dovela de cierre y en los vanos laterales.
- g) Cierre de la estructura.
- h) Colocación de la carga permanente.
- i) Entrada en servicio.

El despiece del preesfuerzo interno requerido para lograr un estado tensional aceptable durante construcción requiere (ver Figura 25):

- *Tendones de voladizo*: Consiste en un pretensado interno superior (P_{sup-1}) para resistir los momentos negativos durante la construcción del voladizo inicial antes del primer tirante. Este pretensado se va anclando en las caras frontales de cada dovela.
- *Tendones internos de continuidad*: Resisten los momentos positivos durante construcción debido a las cargas de construcción, gradiente térmico, y las deformaciones del concreto. Se disponen en el vano central (P_{inf-1} y P_{inf-2}) para el cierre de la estructura y para soportar la sobrecarga de servicio, y en el vano lateral (P_{inf-vl}). También se requiere un pretensado interno superior (P_{sup-2}) para resistir la construcción del voladizo final después del último tirante, el cual debe anclarse sobre resaltos que salen del forjado superior, y un pretensado interno superior (P_{sup-Q}) para soportar la sobrecarga de servicio. Este pretensado debe

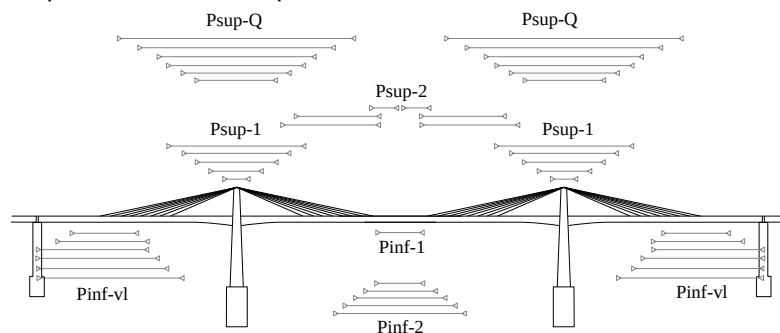
ponerse en tensión después de cerrarse el puente, y se ancla también sobre resaltos que surgen del forjado superior.

Figura 24 Principales etapas constructivas del Puente Tokunoyama en Japón.



Fuente: (Incorporated Administrative Agency Japan Water Agency, s.f.).

Figura 25 Despiece detallado del pretensado interno.



Psup-1 (pretensado superior de voladizo);
 Psup-2 (pretensado superior de anclaje de la últimas dovelas);
 Psup-Q (pretensado superior para sobrecargas);
 Pinf-vl (pretensado inferior vano lateral);
 Pinf-1 (pretensado inferior de cierre);
 Pinf2 (pretensado inferior para sobrecargas).

Fuente: Modificado de (Chio G. , 2000).

1.4.1.1 Acciones a considerar.

La construcción de los puentes extradadosados por el método de voladizos sucesivos pone de antemano resolver los problemas de estabilidad del sistema construido en cada etapa. La estructura debe resistir cargas muertas, cargas de construcción, efectos climáticos, y cargas variables como vientos y/o sismos. Además, otras acciones accidentales como el colapso de un carro de avance o de

un segmento prefabricado deben ser tenidas en cuenta (SETRA, 2007). Dependiendo del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, los problemas y acciones durante la construcción del puente pueden variar considerablemente. Por lo tanto, la evaluación acertada de las acciones durante construcción se convierte en una etapa importante en el diseño estructural de puentes construidos por este método. A continuación se presentan las recomendaciones establecidas por algunas normativas internacionales. Cabe anotar que la normativa colombiana para el diseño sísmico de puentes (AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1995) no provee información general y/o específica acerca de las acciones a considerar en este tipo de proyectos, por lo tanto los ingenieros diseñadores optan por implementar lo establecido en normativas de otros países.

• **American Association of State Highway and Transportation – Load Resistant Factor Design (AASHTO-LRFD) Bridge Design Specification, Estados Unidos** (AASHTO-LRFD, 2010): Las cargas recomendadas por esta normatividad son:

- *DC*: Peso de la estructura soportada.

- *DIFF*: Carga diferencial. Esta carga se aplica a uno de los dos voladizos y su magnitud se toma como un 2% del peso de uno de los voladizos. Por medio de esta, se tienen en cuenta posibles variaciones en la sección del elemento construido o irregularidades durante construcción.

- *DW*: Carga superimpuesta.

- *CLL*: Carga viva de construcción. En esta se incluyen diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, sin incluir el equipo especializado de erección. La magnitud de esta carga se toma como 4.8×10^{-4} MPa por área del tablero en un voladizo y de 2.4×10^{-4} MPa en el otro voladizo. Esta carga puede ser omitida cuando el puente se construye por empuje.

- *CE*: Equipo especializado de construcción (carros de avance, vigas de lanzamiento, grúas, etc...). De acuerdo a información recopilada en campo, los carros de avance típicos para secciones de dos carriles pesan entre 70 y 80 Ton, y para el caso de secciones de doble celdas, el peso de estos puede llegar hasta los 125 Ton.

- *IE*: Carga dinámica del equipo. En el caso donde el proceso de izado se hace de manera gradual y los efectos dinámicos esperados son pequeños, esta carga puede suponerse como un 10% del peso del segmento izado.

- *CLE*: Carga longitudinal del equipo de construcción.

- *U*: Desbalance del segmento. En esta situación se tiene en cuenta el desbalance de uno de los segmentos construidos u otra situación presentada en obra.

- *WS* y *WE*: Viento horizontal en la estructura y en el equipo respectivamente. La última se toma como 4.8×10^{-3} MPa por el área expuesta.

- *WUP*: Viento en la dirección vertical. Su magnitud es de 2.4×10^{-4} MPa por área del tablero y se aplica en un solo voladizo.

- *CR*, *SH*, *T*: Efectos de fluencia y contracción del concreto, y cambios térmicos (cambio uniforme y gradiente térmico).

La combinación de acciones durante construcción y el esfuerzo admisible (esfuerzo principal a tensión y esfuerzo de tensión por flexión) en el concreto se especifican en la Tabla 1. La distribución y aplicación de las cargas individuales de construcción deben ser seleccionadas para producir efectos desfavorables. En ningún caso el esfuerzo a compresión en el concreto debe exceder valor de $0.5f'_c$.

Además, el esfuerzo a tensión del concreto no deberá exceder el módulo de rotura del mismo.

Tabla 1. Combinación de acciones durante construcción y esfuerzos admisibles en el tablero.

Comb.	Carga Muerta			Carga Viva			Carga Viento			Otras Cargas				Tensión flexión		Tensión Principal	
	DC	DIFF	U	CE CLL	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	(1)	(2)	(1)	(2)
A	1.0	1.0	-	1.0	1.0	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	MPa	$0.58 \sqrt{f'_c}$	$0.289 \sqrt{f'_c}$	$0.331 \sqrt{f'_c}$
B	1.0	-	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}				
C	1.0	1.0	-	-	-	-	0.7	0.7	-	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}				
D*	1.0	1.0	-	1.0	-	-	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}				
E**	1.0	-	1.0	1.0	1.0	-	0.3	-	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}				
F***	1.0	-	-	1.0	1.0	1.0	0.3	-	1.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}				

Notas:

(1) Esfuerzo admisible a tensión en el concreto incluyendo “Otras Cargas”. (2) Esfuerzo admisible en el concreto excluyendo “Otras Cargas”. * Equipo no trabajando; ** Montaje normal; *** Equipo en movimiento.

Fuente: (AASHTO-LRFD, 2010).

En el numeral 3.10.10 - *Requirements for Temporary Bridges and Staged Constructions*, la normatividad AASHTO-LRFD establece que debido a que el periodo de exposición de la estructura durante el proceso constructivo es corto, el coeficiente de aceleración sísmico empleado para definir la acción sísmica puede ser reducido por un factor no mayor a 2. Además, el factor de modificación de respuesta (R) utilizado para el cálculo de las fuerzas sísmica de diseño, puede ser amplificado por un factor no mayor a 1.5

• ***Prestressed Concrete Bridges Built Using the Cantilever Method, Francia*** (SETRA, 2007): En esta guías de diseño se establecen algunos requerimientos generales para la construcción por voladizos sucesivos de puentes de viga cajón, las cuales podrían ser implementadas, en la construcción de puentes extradadosados debido a su similitud morfológica. De acuerdo a SETRA (SETRA, 2007), durante la fase de construcción se debe garantizar la estabilidad de los segmentos en voladizo, para lo cual se tendrán en cuenta dos tipos de situaciones que conducen a una situación de desbalance. La primera consiste en una situación temporal que ocurre cuando uno de los voladizos está desbalanceado debido al peso del segmento que es construido antes de que construyan su

contraparte simétrica, debido a la presencia de cargas asimétricas en el tablero, o por la acción de vientos en la dirección vertical en uno de los voladizos. La segunda situación accidental corresponde al colapso de un carro de avance o del segmento prefabricado. Las acciones a ser consideradas durante construcción son:

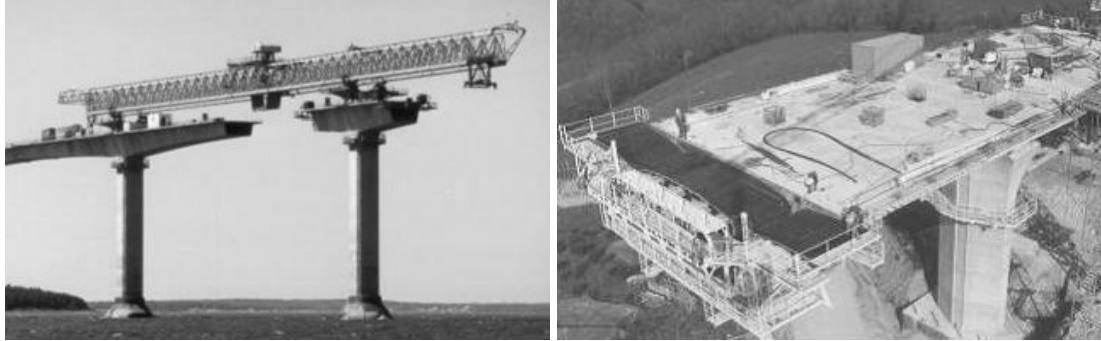
- *Carga Muerta (G)*: La evaluación debe hacerse con gran exactitud, teniendo en cuenta la geometría precisa del tablero, los desviadores, bloques de anclajes y otras características morfológicas. Para tener en cuenta el desbalance (similar a la carga *DIFF* en AASHTO), el peso en uno de los voladizos debe incrementarse por un 2% ($G_{\text{máx}}$), mientras que el peso del otro voladizo se reduce en un 2% ($G_{\text{mín}}$).

- *Cargas variables de construcción*: En esta parte se hace una distinción entre las cargas cuya magnitud y posición es conocida (Q_{PRC}), y aquellas cargas aleatorias (Q_{PRA}), ver Figura 26. Para los segmentos fundidos en el sitio, las primeras hacen referencia principalmente al carro de avance, cuyo peso varía entre 30 y 90 toneladas dependiendo de la longitud y ancho de los segmentos. Para cálculos simplificados suele tomarse como la mitad del peso del segmento más pesado. En los cálculos, esta carga debe incrementarse un 6% en el voladizo más pesado ($Q_{\text{PRC1máx}}$), o reducirse un 4% en el lado opuesto ($Q_{\text{PRC1mín}}$).

Las cargas aleatorias (Q_{PRA}) corresponden a materiales almacenados sobre el tablero, equipos pequeños, trabajadores y factores climáticos como vientos ascendentes sobre medio voladizo. De esta se distinguen dos cargas: una carga distribuida (Q_{PRA1}) de magnitud 200 N/m^2 para tamaños de voladizos estándar (vanos menores a 120 metros), la cual incluye la carga vertical de viento y se aplica a los segmentos completados y al carro de avance. La segunda carga (Q_{PRA2}) es una carga puntual de magnitud $50 + 5 \cdot b$ en KN (b es el ancho de la placa superior de la sección) aplicada en el extremo del voladizo del último segmento completado. Esta carga incluye el peso del personal, materiales

almacenados sobre la sección como rollos de cables, equipos pequeños entre otros. Para estructuras cuyos vanos superen los 120 metros, las cargas Q_{PRA1} y Q_{PRA2} deben ser calculadas usando el equipo real con el que se está construyendo.

Figura 26 Ejemplos de cargas variables de construcción. Izquierda) Cargas de posición conocida. Derecha) Cargas aleatorias.



Fuente: (SETRA, 2007).

- *Fuerza vertical del Viento (Q_w)*: Para estructuras cuya longitud del vano principal exceda los 120 metros, o para vanos principales de longitud corta pero que están sometidos a fuertes vientos, aparte de la carga Q_{PRA1} debe adicionarse otra carga distribuida Q_w de magnitud variable entre 100-200 N/m² dependiendo de las condiciones climáticas locales. Esta carga distribuida se debe aplicar en dirección vertical ascendente sobre toda la sección horizontal del voladizo y de manera longitudinal desde el carro de avance hasta el eje del pilar. Para casos en los que se tiene estructuras altas con pilares flexibles, se aconseja un estudio dinámico para evaluar la estabilidad del voladizo y el método de estabilización mas adecuado.

- *Fuerza Horizontal del Viento (Q_{wt})*: Este tipo de carga debe ser evaluado para estructuras altas construidas en sitios que generan fuertes vientos (costas, valles profundos). De acuerdo a la normatividad SETRA, esta acción debe ser evaluada individualmente para cada proyecto específico.

- *Acciones accidentales* (F_A): Esta acción consiste en el colapso parcial o total de un carro de avance durante una o varias fases de la construcción, o al colapso de una sección cuando es prefabricada. Para el análisis de las cargas accidentales con segmentos prefabricados se puede tomar como el colapso total del carro de avance. Para calcular esta situación, se recomienda utilizar una carga en dirección opuesta a $Q_{PRC1m\acute{a}x}$. Se recomienda además utilizar un factor de amplificación dinámico de 2.0, el cual tiene en cuenta la energía acumulada por la deformación de uno de los voladizos afectado por la caída.

Las cargas anteriormente nombradas se combinan y la estabilidad del voladizo se garantiza para el estado límite último de equilibrio y el estado límite último de resistencia. En este punto, la normativa francesa dispone dos tipos de combinaciones dependiendo de la naturaleza de las acciones:

- *Combinaciones de carga durante situaciones temporales de construcción (tipo A)*: El voladizo debe analizarse con un desbalance de una sección, aun si la secuencia de ensamble es simultánea y simétrica, ya que por algún incidente en la preparación o vaciado del concreto tenga que ser desocupado el carro de avance. Para estructuras con dovelas fundidas en sitio las combinaciones de acciones son (ver Figura 27):

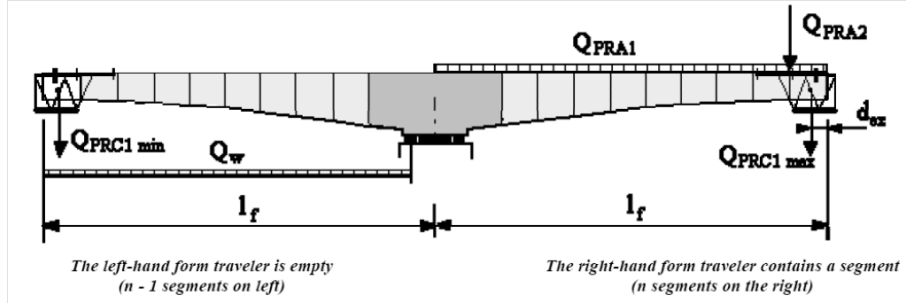
$$A1 = 1.1 (G_{m\acute{a}x} + G_{m\acute{i}n}) + 1.25 (Q_{PRC1m\acute{a}x} + Q_{PRC1m\acute{i}n} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + [Q_w])$$

Ecuación (2.1)

$$A2 = 0.9 (G_{m\acute{a}x} + G_{m\acute{i}n}) + 1.25 (Q_{PRC1m\acute{a}x} + Q_{PRC1m\acute{i}n} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + [Q_w])$$

Ecuación (2.2)

Figura 27 Situación temporal de construcción a considerar para estructuras con dovelas fundidas en sitio.



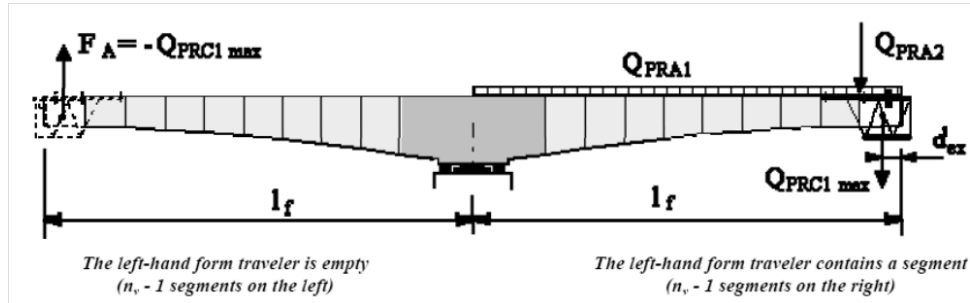
Fuente: (SETRA, 2007).

- *Combinaciones de carga accidentales (tipo B)*: Estas combinaciones de carga son usadas para verificaciones en estado límite último de resistencia. En estas situaciones la estructura debe ser capaz de resistir el colapso de un carro de avance. Para estructuras con dovelas fundidas en sitio las combinaciones de acciones son (ver Figura 28):

$$B1 = 1.1 (G_{\text{máx}} + G_{\text{mín}}) + F_A + (Q_{\text{PRC1máx}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}) \quad \text{Ecuación (2.3)}$$

$$B2 = 0.9 (G_{\text{máx}} + G_{\text{mín}}) + F_A + (Q_{\text{PRC1máx}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}) \quad \text{Ecuación (2.4)}$$

Figura 28 Situación accidental de construcción a considerar para estructuras con dovelas fundidas en sitio.



Fuente: (SETRA, 2007).

- **Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-98), España** (Ministerio de Fomento, 1998): La instrucción IAP-98 recomienda que la aceleración sísmica durante la construcción sea tomada según la Ecuación 2.5.

$$a_{\text{construcción}} = a_{\text{básica}} * 0.3Lc^{0.37} \quad (\text{Ecuación 2.5})$$

Donde Lc corresponde al periodo de construcción del puente en años.

- **Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07), España** (Ministerio de Fomento, 2007): Con relación al sismo de construcción, la normatividad española establece que “cuando se considere necesario tener en cuenta la acción sísmica durante la construcción, se tomará el sismo correspondiente a un periodo de retorno no menor de cinco veces la duración de la etapa constructiva”.

1.4.1.2 Análisis estructural durante construcción.

Durante el análisis, para encontrar las fuerzas en los elementos estructurales y la configuración geométrica en cada una de las etapas constructivas previamente definidas, se pueden implementar dos procedimientos: uno hacia adelante (*forward process analysis* o *FPA*) y un procedimiento hacia atrás (*backward process analysis* o *BPA*). En el primero se sigue la secuencia de erección del puente, mientras el segundo se hace en dirección reversa, partiendo desde el sistema entero y liberando elementos estructurales. En ambos casos es necesario conocer la forma inicial de la estructura entera bajo la acción de la carga muerta de la viga y la torre, y las fuerzas de pretensado en los tendones. La principal ventaja del método FPA es que los efectos dependientes del tiempo en los materiales pueden ser tenidos en cuenta, sin embargo, como en cada etapa constructiva se deben realizar iteraciones para calcular la forma de la estructura, en general se requieren mayores tiempos de cálculo que en el método BPA (Pao-Hsui, Tzu-Yang, & Hou-Nong, 2004). Los efectos no lineales (geométricos y

mecánicos) a tener en cuenta en el análisis constructivo de puentes atirantados y extradadosados, fueron agrupados por Cluley y Shepherd (Cluley & Shepherd, 1996) como efectos lineales dependientes del tiempo (Fluencia, contracción y envejecimiento del concreto, y relajación del acero) y efectos no lineales no dependientes del tiempo (efecto de la catenaria del cable, efectos P-Delta o de segundo orden, grandes deformaciones o efectos de tercer orden, y pérdidas de deslizamiento en los anclajes). En los puentes extradadosados, debido a la rigidez relativamente alta del tablero y a la poca inclinación de los cables, las grandes deformaciones y el efecto de la catenaria del cable pueden ser despreciables.

Teniendo en cuenta la fluencia del concreto y los efectos de segundo orden, Chio (Chio G. , 2000) estudió la conducta de un puente extradadosado de dimensiones semejantes a las del Odawara Blueway. Chio encontró que si el puente se construye por voladizos sucesivos, se requiere de una compensación del 80% peso propio de cada dovela para evitar valores altos de tracción en la fibra inferior del tablero que se generaban en las secciones próximas al apoyo en pila con una compensación del 100% del peso de cada dovela. Para el 80% de compensación, la deformada final de la estructura es descendente, por lo tanto las flechas de peso propio y carga permanente se amplifican en el tiempo por la fluencia del hormigón, por lo que se modificará la tensión de los tendones del pretensado extradadosado. La obligación de considerar la fluencia en el comportamiento de los puentes extradadosados, se puede vislumbrar a través de los estudios comparativos entre puentes extradadosados y atirantados realizados por Otsuka *et al.* (Otsuka, Wakasa, Ogata, Yabuki, & Takemura, 2002). Como uno de sus resultados, los autores señalan que existe una disminución entre 20 y 30 MPa en el esfuerzo efectivo de los cables de un puente atirantado, mientras que para un puente extradadosado la disminución oscila entre 80 y 120 MPa.

1.4.2 Construcción por empuje del tablero

El método de construcción por empuje aparece en su forma actual en los años 60 con la construcción del puente sobre el río Caroni en Venezuela, diseño fue realizado por el profesor Fritz Leonhardt y su compañero Willi Baur (Podolny, 1982 y Baur, 1977, citados en (LaViolette, Wipf, Lee, Bigelow, & Phares, 2007)). Este método, que requiere de una gran cantidad de análisis y de equipos especiales de construcción, consiste en la construcción por secciones de la superestructura del puente en un área de prefabricación detrás de uno de los estribos, que luego es empujada hacia adelante por medio de gatos. El método parece en un principio ideal para puentes metálicos, sin embargo, con el uso de medidas especiales como un pretensado central², una nariz metálica temporal, soportes auxiliares cuando la capacidad portante del suelo así lo permita, o tirantes anclados en un mástil provisional, ver Figura 29, ha sido posible su aplicación en puentes de concreto de viga cajón (Gohler & Pearson, 2000). Aunque la sección metálica es más ligera que la de concreto, los problemas con los grandes esfuerzos de contacto aplicados a las aletas, sumado las ventajas asociadas a las secciones de concreto como su mayor rigidez a flexión y a torsión, también favorecen el uso de este material (LaViolette, Wipf, Lee, Bigelow, & Phares, 2007). El método puede ser utilizado en puentes rectos o con curvatura horizontal y vertical de radio constante, en donde la sección tenga un canto constante (esbelteces entre $L/17$ y $L/12$ para secciones en concreto), los vanos tengan longitudes iguales o muy similares y la longitud de los vanos laterales no exceda el 75% de la longitud del vano principal.

² En el pretensado central los cables son arreglados de tal forma que el esfuerzo equivalente de compresión en todos los puntos de la sección del tablero sean iguales.

Figura 29 Dispositivos utilizados durante la construcción por empuje. Izquierda) Nariz metálica provisional empleada en la construcción del puente Czerniakowski en Polonia. Derecha) Soportes temporales empleados en la construcción del puente sobre el río Caguanas en Puerto Rico



Fuente: Izquierda: (Freyssinet Polska Sp.z o.o.). Derecha: (Veegh, s.f.).

Al igual que el método de voladizos sucesivos, el análisis del proceso constructivo del método de empujes conduce a diferentes estados tensionales en la superestructura y la subestructura. Durante el empuje del tablero, la superestructura se encuentra sometida a momentos flectores de signos alternantes, por lo tanto en el caso de puentes de concreto se emplea un pretensado central. El uso de pretensado central, que es ineficiente en relación a un pretensado con curvatura, hace que se requiera de aproximadamente un 20% más de acero de preesfuerzo respecto de los otros métodos de construcción (Benaim, 2008). Durante el proceso de empuje, las pilas sufrirán fuerzas horizontales en la dirección del empuje, generando un momento de volcamiento respecto de la fundación. Para resistir estas fuerzas se opta por secciones robustas diseñadas con cuidado especial, la aplicación de un preesfuerzo en estas, o el uso de tirantes de retención. En el caso de pilas altas, la fuerza horizontal puede eliminarse usando un equipo de gatos de empuje localizados en la corona de estas.

En cuanto a los equipos auxiliares requeridos durante la erección del puente, se destaca el uso de un mástil unido al tablero, cuyos tirantes se anclan al extremo líder del puente, ver Figura 30. Esta técnica supera al uso de la nariz metálica a

medida que la longitud del vano principal es mayor, sin embargo, aunque el método es eficiente, cuando el pilón está en el centro de luz se produce un momento positivo indeseable en el tablero, requiriendo de procesos repetitivos de ajustes en las fuerzas de los tirantes durante las etapas del lanzamiento (Sauvageot, 2000). Los primeros puentes atirantados construidos por este método aparecieron en los 90, siendo el puente Palizzi Tramway una de las primeras aplicaciones (Rosignoli & Rosignoli, 2007). Debido a su majestuosidad, el viaducto de Millau, se convierte en el principal exponente de puentes atirantados construidos por este método.

Figura 30 Puente de acceso a la torre del embalse Francisco Abellán, en España. Izquierda) Construcción mediante empuje usando los tirantes. Derecha) Puente finalizado.



Fuente: (EIPSA, s.f.).

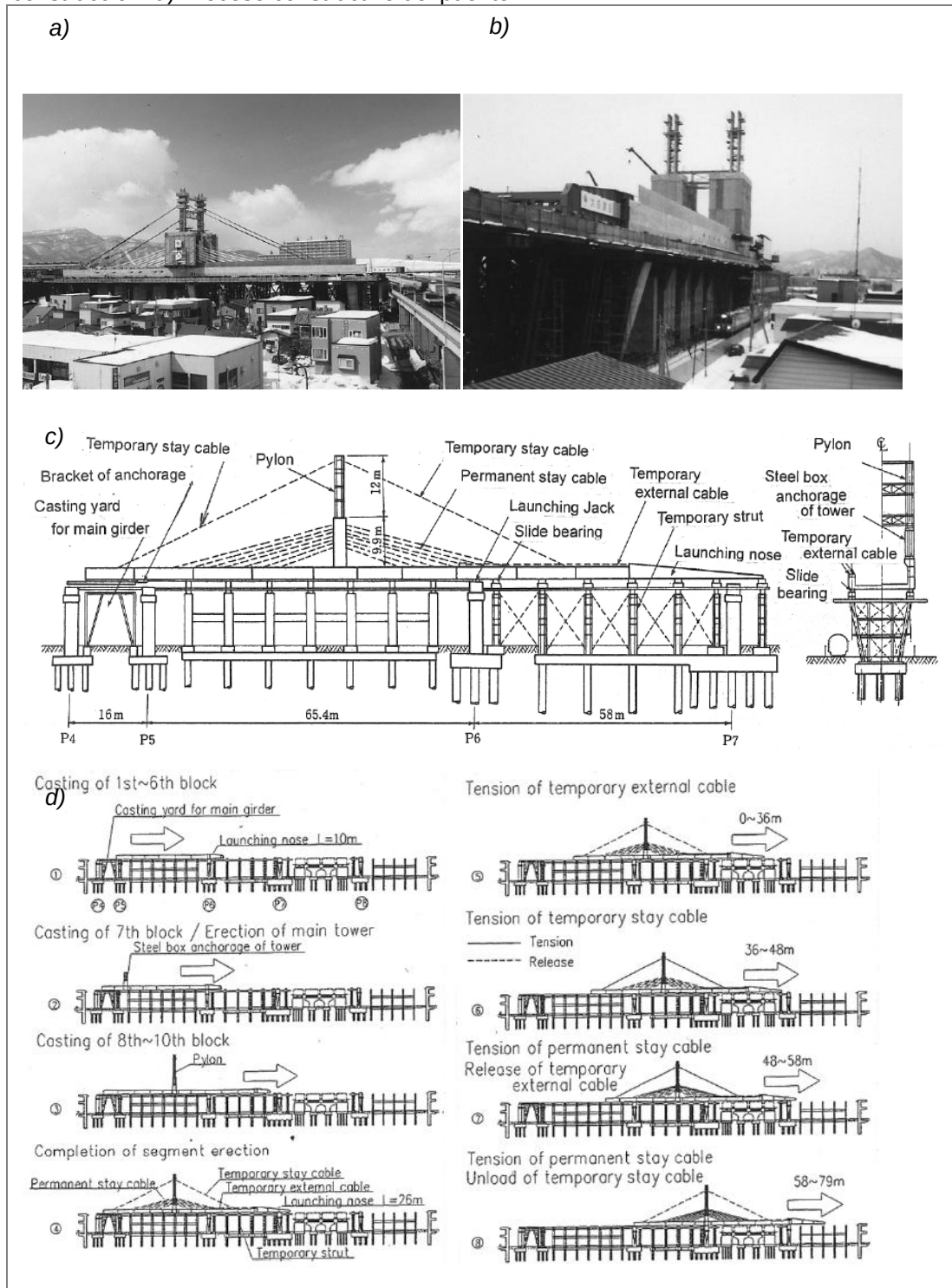
1.4.2.1 Aplicación del método en puentes extradadosados

El método de construcción por empuje ha sido empleado para la realización de dos puentes extradadosados. El primero es el puente ferroviario de Sapporo en Japón, de dos vanos con longitudes 51.4 m y 58.4 m, cuya construcción inició en 1997. Los diseñadores optaron por un puente extradadosado teniendo en cuenta aspectos como el mantenimiento, las limitaciones de construcción en el sitio, la estética, y la reducción del ruido (Tsukamoto, Okagawa, Yoshino, & Konishi, 2002). Durante el empuje del tablero los ingenieros constructores se vieron obligados a realizar ajustes en el tensionamiento de los cables temporales y permanentes, así como la liberación de cables temporales, ver Figura 31, de modo tal que se pudieran reducir las fuerzas en el tablero. Además debido a la

concentración de esfuerzos que se tenían en la zona de la torre, fue necesaria la instalación de puntales metálicos separados cada 9 m. El empuje se hizo con dos gatos de de capacidad 400 toneladas, siendo la velocidad de avance de 4m/hr para una fuerza de lanzamiento de magnitud igual al 3.5% del peso de la viga principal. La construcción del puente termina en 1999, lo cual marca un precedente en la tecnología constructiva de puentes, debido a que este era el primer puente extradadosado construido por el método de empuje.

La otra aplicación del método de empuje en puentes extradadosados fue en la construcción del puente Riga sobre el río Daugava en Letonia, para el cual se iniciaron labores en el año 2002 y fue abierto al tránsito en el 2008, convirtiéndolo en el primer puente de vanos múltiples sostenido por tirantes que pasan por sillas multitubos (Freyssinet, 2007). Con una longitud total de 803 m, comprendida por 6 vanos de 110 m, dos vanos laterales de 77 m y dos vanos de aproximación de 49.5 m, se optó por construir este puente por el método de empuje. La sección transversal del puente consiste en una sección híbrida formada por dos secciones viga cajón metálicas, con losa en concreto en la parte superior. Durante el proceso de empuje se empleó una nariz metálica para aliviar las flexiones en el tablero, ayudada por el uso del primer pilono con dos cables extradadosados instalados, ver Figura 32. El peso total de la estructura (6700 Ton) fue empujado por medio de 6 gatos hidráulicos, luego, una vez el proceso de empuje finalizó, se utilizaron otros gatos hidráulicos de 400 Ton para unir la estructura a los pilares. Por último se realizaron las labores de vaciado de concreto, instalación y tesado de los cables extradadosados, y la instalación de las barreras de tráfico y la capa de asfalto (Gridnev, 2009).

Figura 31 Construcción del puente Sapporo en Japón: a) Vista general de la construcción del puente ilustrando la nariz de lanzamiento. b) Gatos hidráulicos de empuje. c) Equipo de construcción. d) Proceso constructivo del puente.



Fuente: (Tsukamoto, Okagawa, Yoshino, & Konishi, 2002).

Figura 32 Construcción del Puente Riga en Letonia. a) Sección transversal metálica. b) Nariz de empuje empleada. c) Primer vano con mástil y cables extradadosados. d) Vista del puente al finalizar el empuje. e) Vaciado del concreto del tablero. f) Vista de la superestructura terminada.



Fuente: Figuras a),b),d),e),f) (Dienvidu Tilts). Figura c) (TILTS, Ltd).

1.5 CRITERIOS DE DISEÑO DE LOS PUENTES EXTRADOSADOS

Un puente extradadosado puede diseñarse desde dos enfoques, debido a la libertad con que se cuenta para elegir la distribución de rigidez entre los cables y el tablero para soportar la carga viva. En el primer enfoque, se usa una distribución de rigideces apropiada entre el tablero, los cables y la subestructura, de modo tal que

la variación de tensión en los cables debido a la carga viva no sobrepase los límites establecidos por las especificaciones (ver Numeral 2.5.4) y estos puedan ser tensados al máximo. En general, un tablero rígido acompañado de vinculación fija entre la torre, el tablero y los pilares, tal y como se usó en los primeros puentes extradadosados, corresponde al primer enfoque.

El segundo enfoque de diseño, que consiste en puentes con torres rígidas y tableros esbeltos, se atribuye a Menn, quien en 1987 presentó sus ideas acerca de las ventajas que acarrearía el uso de torres rígidas en los puentes atirantados (Menn, 1987 citado en (Mermigas, 2008), p.8). Menn trasladó sus ideas a los puentes extradadosados con la concepción de los puentes Sunniberg (Suiza, 1998 (Drinkwater, 2007)), y la propuesta para el Puente de Poya en Suiza, que no fue aceptada por el jurado (Menn, 1991). Bajo este enfoque, el tablero se diseña lo mas esbelto posible de modo tal que la carga viva sea transmitida directamente a los pilares, como un par de fuerzas axiales en los cables y la viga, similar a los puentes atirantados (Mermigas, 2008). Este diseño produce valores altos de variación de tensión en los tirantes, y por lo tanto estos elementos se deben tensar a un nivel inferior que el del primer enfoque, haciendo un uso poco eficiente de estos elementos.

De acuerdo a Mermigas (Mermigas, 2008), el enfoque del puente extradadosado con tablero rígido no ofrece ninguna ventaja significativa sobre el enfoque con torre rígida, distinta de su capacidad para abarcar vanos apoyados simplemente sobre múltiples pilares. Pocas investigaciones han sido desarrolladas para definir criterios de proyecto para puentes extradadosados, de aquí la necesidad de profundizar en el tema. Sin embargo, a continuación se presentan las principales conclusiones obtenidas por algunos estudios.

1.5.1 Canto del tablero y altura de la torre

Mathivat (Mathivat J. , 1988) propone un tablero con canto constante de esbeltez L/h entre 30 y 35, y una altura de la torre de modo que L/H_t sea igual a 15.

Komiya (Komiya M. , 1995), sugiere para tableros empotrados en la pila, un canto con esbelteces de 35 en la sección de apoyo en pila y 55 en el centro del vano principal, y alturas de torre variando entre $L/12$ y $L/8$. Chio (Chio G. , 2000) propone como criterio de proyecto un canto en la sección de apoyo en pila de $L/30$ y en el centro de luz de $L/45$, esto es, h_a/h_c igual a 1.5. Recomendada además una altura de la torre igual a $L/10$ de modo que las oscilaciones de tensión en los tirantes debido a la sobrecarga estén acotadas por el valor de 8 kgf/mm^2 (80 MPa). Dos Santos (Dos Santos, 2006) propone una altura de tablero constante de $L/33$ y una altura de la torre de $L/10$, sin embargo, debido a que este último no tuvo en cuenta los efectos de fluencia en el concreto y relajación en el acero, la sugerencia es de limitada aplicación.

1.5.2 Longitud soportada por cables

Debido a que los tirantes más próximos a la torre son ineficaces, para una disposición de los tirantes en forma de abanico, Chio (Chio G. , 2000) recomienda que el primer tirante esté anclado a una distancia entre 0.18 y 0.25 de la luz principal. Este valor difiere del valor sugerido por Mathivat, según el cual el primer tirante debe estar a 0.1 de la luz principal. De acuerdo a Komiya (Komiya M. , 1995) el costo combinado de los cables extradadosados y tendones internos, para los primeros tirantes anclados a 0.14, 0.20, y 0.24 de la luz principal, está dentro del 2% de diferencia entre cada uno, siendo el arreglo más económico el que corresponde a un primer tirante anclado a 0.20 de la luz principal.

1.5.3 Longitud del vano lateral

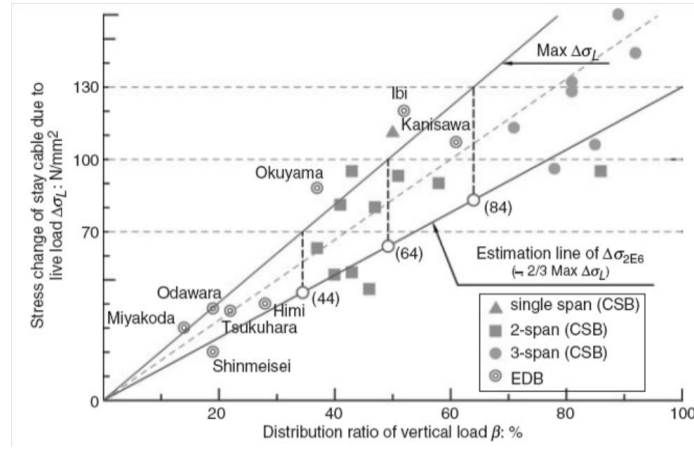
Para puentes extradadosados con tablero rígido, Chio (Chio G. , 2000) recomienda longitudes de los vanos laterales menores que el 60% de la longitud del vano principal. Dos Santos (Dos Santos, 2006) sugiere longitudes entre 60% y 65 % del vano lateral. Mermigas (Mermigas, 2008) encontró que para un puente extradadosado de tablero esbelto y luz principal de 140 m, no es posible el uso de vanos laterales de longitud mayor al 50% de la longitud del vano principal, debido a que los momentos son muy significativos y exceden la capacidad del tablero.

1.5.4 Diseño de los cables extradadosados

En su propuesta, Mathivat (Mathivat J. , 1988) empleó un esfuerzo admisible en los cables extradadosados de $0.6 f_{pu}$, criterio adoptado en los primeros puentes extradadosados construidos (Ogawa, Matsuda, & Kasuga, 1998b); (Tomita, Tei, & Takashi, 1999); (Kasuga A. , 2002), ya que su vinculación rígida entre el tablero y los pilares, sumado a luces principales entre 90 y 180 metros, producían valores bajos de variación de tensión en los tirantes debido a la carga viva. Sin embargo, la aparición de puentes con luces más grandes vencidas por tableros esbeltos, provocaban grandes variaciones de tensión debido a la carga viva, por lo cual el esfuerzo admisible en los cables se redujo, utilizando en algunos casos valores menores al límite de $0.45f_{pu}$, normalmente empleado en los puentes atirantados, como en el puente de Kanisawa construido en Japón en 1998, en donde se empleó un esfuerzo máximo de $0.40f_{pu}$ (Kikuchi & Tabata, 1998).

Este inconveniente permitió observar que no existía una distinción clara entre el esfuerzo admisible a adoptar en los cables de los puentes atirantados y puentes extradadosados, lo que podría colocar del lado de la inseguridad algunos puentes extradadosados si se regulara el valor de $0.6 f_{pu}$. Ogawa y Kasuga (1998, citado por (Kasuga A. , 2002), p.10) definieron el índice β , que expresa la distribución de carga entre los cables y el tablero, debido a una carga vertical uniforme aplicada en el vano principal. Para algunos puentes extradadosados y atirantados construidos en Japón, Kasuga (Kasuga A. , 2006) graficó la variación de esfuerzos en los tirantes debido a carga viva ($\Delta\sigma_L$) versus el índice β , mostrando que el máximo esfuerzo permisible en los tirantes no debía ser determinado a partir del tipo de estructura, si no que dependía de la fatiga en los cables debido a la variación de tensión por carga viva, ver Figura 33.

Figura 33 Parámetro $\Delta\sigma_L$ contra β para puentes extradosados (EDB) y atirantados (CSB).



Fuente: (Modificado de Kasuga, 2006).

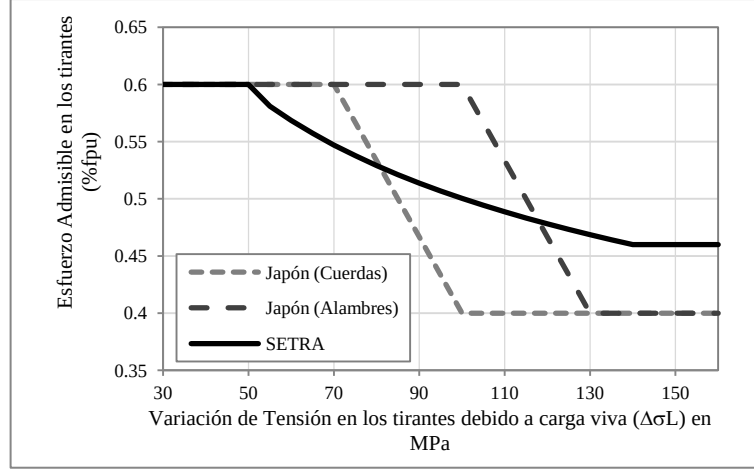
Para tener en cuenta el efecto de la variación de tensión por carga viva en la elección del esfuerzo permisible en los tirantes, distintas especificaciones han sido propuestas. A continuación se mencionan las más importantes en la literatura:

- **Specifications for Design and Construction of Cable-Stayed Bridges and Extradosed Bridges, Japón:** En Japón, The Japan Prestressed Concrete Engineering Association's Specifications propone un esfuerzo admisible que varía entre $0.40f_{pu}$ y $0.6f_{pu}$, para variaciones de tensión debido a carga viva entre 70 y 100 MPa cuando el sistema de tirantes está conformado por cuerdas, y entre 100 y 130 MPa cuando se usan alambres prefabricados (Kasuga A. , 2006), ver Figura 34 y Ecuaciones 2.6 y 2.7. Una vez se satisface el esfuerzo admisible, se verifica luego que para las cargas mayoradas el esfuerzo en los cables (f_u) no sobrepase el esfuerzo de fluencia (f_{py}).

$$f_{a \text{ sist.cuerdas}} = \begin{cases} 0.6f_{pu}, si \Delta\sigma_L < 70 \text{ MPa} \\ (1.067 - 0.00667\Delta\sigma_L)f_{pu}, si 70 \leq \Delta\sigma_L \leq 100 \text{ MPa} \\ 0.4f_{pu}, si \Delta\sigma_L > 100 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Ecuación (2.6)}$$

$$f_{a \text{ sist.alambres}} = \begin{cases} 0.6f_{pu}, si \Delta\sigma_L < 100 \text{ MPa} \\ (1.267 - 0.00667\Delta\sigma_L)f_{pu}, si 100 \leq \Delta\sigma_L \leq 130 \text{ MPa} \\ 0.4f_{pu}, si \Delta\sigma_L > 130 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Ecuación (2.7)}$$

Figura 34 Esfuerzo admisible máximo en los tendones extradadosados como función de $\Delta\sigma_L$



Fuente. Modificado de (Kasuga A. , 2006) y (SETRA, 2001).

• **Service d'études sur les Transports les Rutes es leurs Aménagements (SETRA), Francia:** En el artículo 14.8 de las recomendaciones del SETRA (SETRA, 2001) el esfuerzo admisible (f_a) en los cables extradadosados se calcula a partir de la función compuesta establecida en la Ecuación 2.8.

$$f_a = \left\{ \begin{array}{l} 0.6f_{pu}, \text{ si } \Delta\sigma_L < 50 \text{ MPa} \\ 0.46 \left(\frac{\Delta\sigma_L}{140} \right)^{-0.25}, \text{ si } 50 \leq \Delta\sigma_L \leq 140 \text{ MPa} \\ 0.46f_{pu}, \text{ si } \Delta\sigma_L > 140 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{Ecuación (2.8)}$$

La verificación de los cables para las cargas mayoradas debe cumplir la siguiente ecuación:

$$f_u \leq \frac{f_{pu}}{\gamma_{m1}\gamma_{m2}} \quad \text{Ecuación (2.9)}$$

Donde el factor γ_{m1} se toma como 1.15 si luego de ensayos mecánicos el procedimiento del preesfuerzo extradadosado clasifica en la categoría B (cables expuestos a la intemperie y sometidos a importantes variaciones de tensión), o en caso contrario, se toma un factor de 1.30. Debido a la escasa sensibilidad a los

efectos del viento, el factor de seguridad parcial γ_{m2} es de 1.15. Para aquellos cables extradadosados en los cuales no se hace la calificación mecánica propuesta por SETRA, el esfuerzo admisible para cargas mayoradas se puede tomar como:

$$f_u \leq 0.70f_{pu} \quad \text{Ecuación (2.10)}$$

Por otra parte, se recomienda que para la fase de construcción el esfuerzo admisible en los cables no debe sobrepasar el límite de $0.55f_{pu}$ cuando se adopten las disposiciones necesarias adoptadas para limitar las fuerzas de flexión en los extremos de los cables, y de $0.50f_{pu}$ en caso contrario.

1.6 ANÁLISIS DE LAS REALIZACIONES

El crecimiento de la popularidad de los puentes extradadosados como solución para proyectos de carretera y ferrocarril ha sido significativamente más acelerado en comparación al de otras nuevas tipologías como los puentes con atirantamiento inferior, y con atirantamiento combinado superior e inferior. Desde su introducción en 1994 con la construcción del puente Odawara Blueway en Japón (Ogawa, Kasuga, & Okamoto, 1998a), han sido construidos hasta la fecha 98 puentes, otros 10 se encuentran en construcción, y 2 están en fase de proyecto, ver Anexo A. De estos se puede concluir que la mayoría de las apariciones a nivel mundial están localizadas en el continente asiático (83 del total), seguidos de Europa (15), América (9), África (2) y Oceanía (1), ver Figuras 35 y 36. El éxito obtenido con la construcción de los primeros puentes extradadosados en Japón, que es hasta la fecha el país con mayor número de ejemplares, se expandió rápidamente a los países aledaños. En China, con la construcción del Puente Wuhu Yang-Tze en el año 2000, ver Figura 37, se introduce la tipología en ese país (Fang, 2004). En Corea del Sur, el primer ejemplar fue el Puente Nocksan, construido en el 2002 (Kim, Joo, Kim, & Choi, 2005). Desde entonces, los puentes extradadosados se han

convertido en una tipología bien recibida en el continente asiático, demostrado a partir de los 77 puentes construidos, 5 en construcción y uno en fase de proyecto.

Figura 35 Distribución regional de los puentes extradadosados construidos, en construcción y en fase de proyecto.

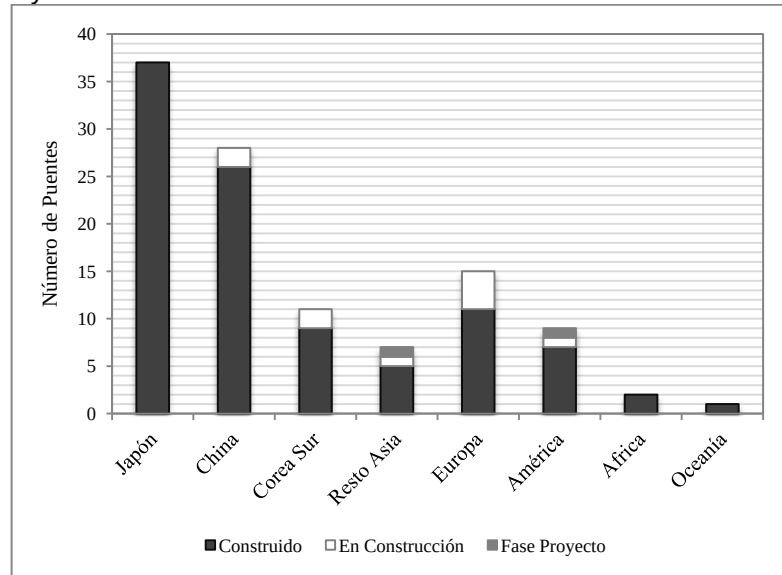


Figura 36 Distribución global aproximada de los puentes extradadosados. Arriba) Distribución global. Abajo) Ampliación en la zona correspondiente al continente asiático.

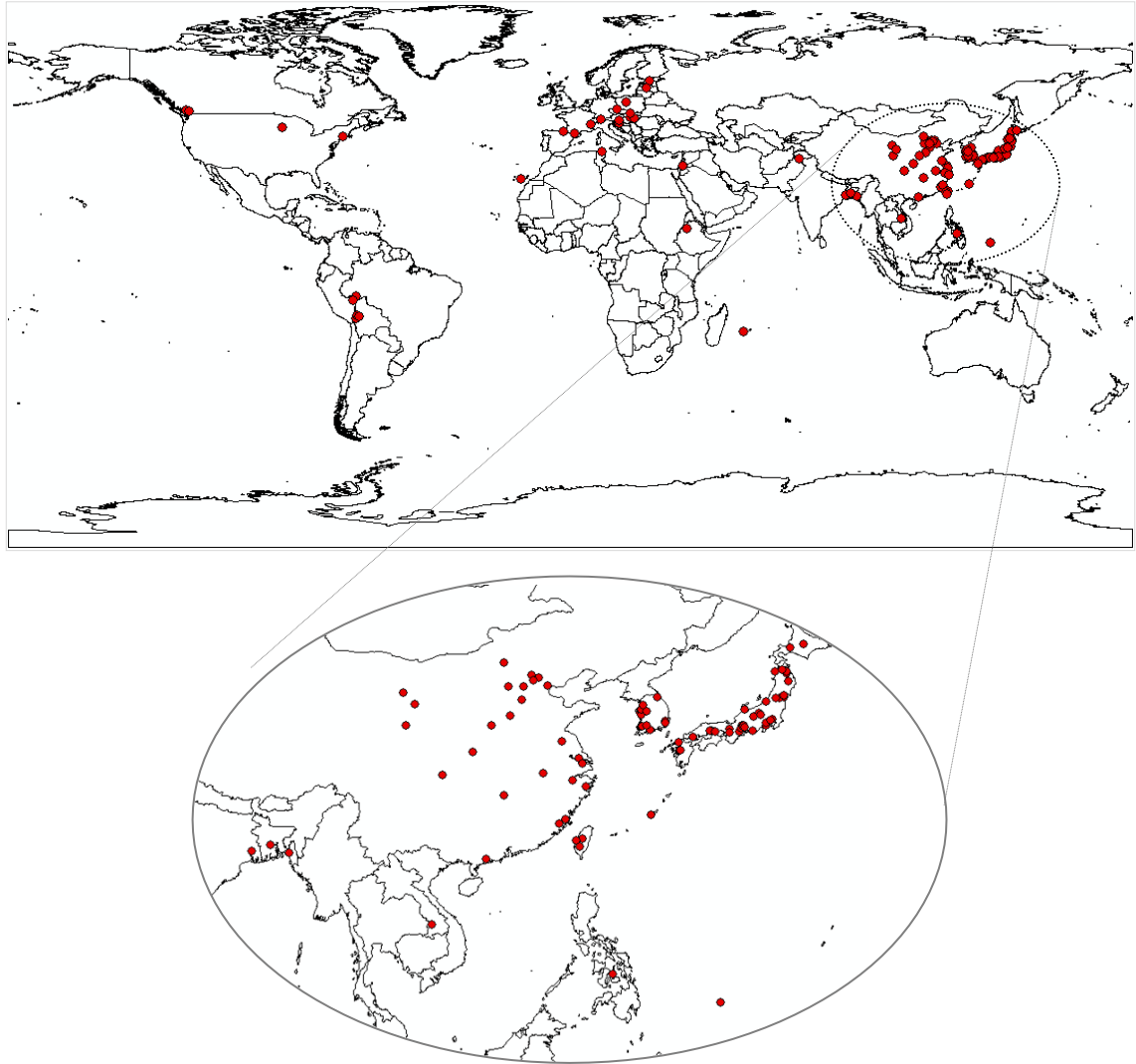


Figura 37 Ejemplos de primeros puentes extradadosados en Asia. Izquierda) Puente Wuhu sobre el Río Yang-Tze en China. Derecha) Puente de Nocksan en Corea.



Fuente: Izquierda: (Anónimo, Wuhu Changjiang Bridge). Derecha: (Kim, Joo, Kim, & Choi, 2005).

En Europa, la construcción de los puentes extradadosados se ha visto limitada por la falta de las normativas para el diseño de los cables extradadosados y las altas restricciones impuestas, como en el caso de Alemania, donde se impide el uso de tendones de preesfuerzo externo por fuera de la viga (Kasuga A. , 2006). El primer puente extradadosado construido en Europa fue el puente de Saint Rémy de Maurienne, ver Figura 38, terminado en 1996, en Francia (Grison & Tonello, 1997). Con la construcción en el 2008 del Viaducto de Trois Bassin en la Isla Reunión perteneciente a Francia (Charlon & Frappart, 2008), se completan en Europa 11 puentes construidos y otros 4 se encuentran en construcción.

Figura 38 Puentes extradadosados en Francia. Izquierda) Puente de Saint Rémy de Maurienne. Derecha) Viaduct de Trois Bassins en La isla Reunión.

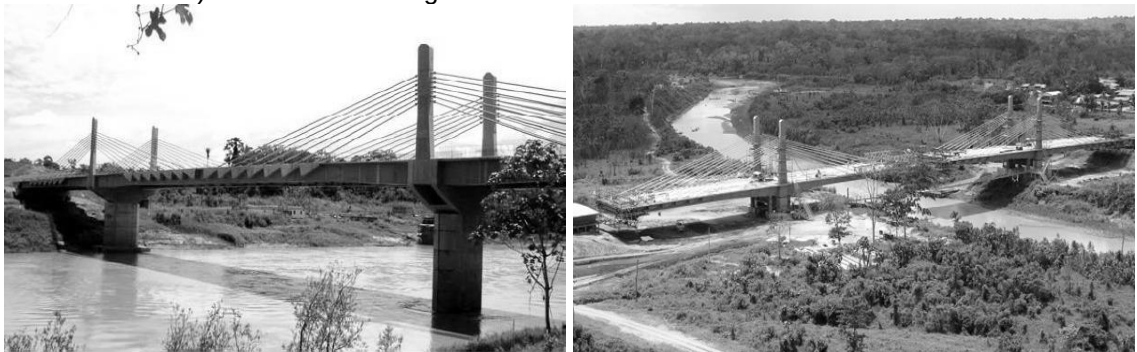


Fuente: Izquierda: (Mossot, 2005). Derecha: (Lesur, 2008).

La introducción de los puentes extradadosados en el continente americano se dio en Brasil con la construcción del Tercer Puente sobre el Río Acre y del puente de La Integración Brasil-Perú, ambos en el 2006 (Dos Santos, 2006), ver Figura 39. Los puentes North Arm (Griezic, Scollard, & Bergman, 2006) y Golden Ears (Mermigas, 2008) en Canadá, y otros tres puentes en Bolivia (Sobrino, 2009) llamados puentes Trillizos, ver Figura 40, completan la lista de realizaciones en América. Por otra parte, se ha iniciado la construcción del Puente Quinnipac en Estados Unidos (ConDOT, 2010) y se encuentra en fase de proyecto otro puente para cruzar el Río St. Croix en el estado de Minnesota (MnDOT, 2010). En África, con la ayuda de empresas japonesas se han construido dos puentes

extradosados: el Puente Blue Nile Gorge en Etiopía, construido en el 2008 (ITN-Source, 2008) y el Rades-La Goulette en Túnez, ver Figura 41, construido en el 2009 (JICA, 2009). El único puente extradadosado construido en Oceanía es el Puente Koror-Babeldaob en República de Palaos, terminado en el 2002, ver Figura 41, también diseñado y construido por empresas japonesas ((Oshimi, Nobuyuki, Kashiwamura, & Ichiro, 2002), (Ishii, 2006)).

Figura 39 Primeros puentes extradadosados en América. Izquierda) Tercer Puente sobre el Río Acre. Derecha) Puente de La Integración Brasil-Perú



Fuente: Izquierda: (Ishii, 2006). Derecha: (Da Silva, 2005).

Figura 40 Puentes Trillizos en Bolivia abiertos al servicio en 2010.



Fuente: (PEDELTA, 2010)

Figura 41 Ejemplares de puentes extradadosados construidos en África y Oceanía. Izquierda) Puente Rades-La Goulette en Túnez, 2009. Derecha) Puente Koror-Babeldaob en República de Palaos, 2002.



Fuente: Izquierda: (Anónimo, 2009). Derecha: Fuente: (Jones, 2002).

1.6.1 Evolución

Los primeros puentes extradadosados construidos en Japón se caracterizaron por usar pilares embebidos al tablero, y por utilizar dos planos de cables anclados a los pilonos y a lo largo del borde del tablero. Estructuralmente, esta configuración genera mayor rigidez transversal, reduciendo los efectos dinámicos en la estructura producto de la acción del viento y del sismo. Además, debido a que la variación de la tensión en los tirantes no es alta, en estos se podían utilizar una tensión admisible de $0.6f_{pu}$. En 1996, con la construcción del Puente Saint Rémy de Maurienne, apareció una nueva configuración para los puentes extradadosados, sin embargo, los planos de suspensión empleados hicieron poco atractiva esta solución estructural. El puente sobre el Río Deba construido en España en el 2003, ver Figura 42, también usó este arreglo (Llombart & Revoltós, Puente sobre el Río Deba, 2005). La construcción del Puente de Sunniberg en Suiza en 1998 (Strasky, 2003) marcó un cambio en la concepción estructural de los puentes extradadosados, ver Figura 43. En esta estructura se empleó uno de los esquemas usados en puentes atirantados para proveer rigidez y estabilidad al usar torres rígidas. Esta solución permitía tableros más esbeltos, dando una apariencia más ligera, sin embargo, debido a que las oscilaciones de tensión en los tirantes son mayores que en los primeros puentes construidos en Japón, la fuerza de tesado en los cables es menor.

Figura 42 Puente Sobre el Río Deba en España, 2003.



Fuente: (Llombart J. , 2005).

Figura 43 Puente Sunniberg en Suiza, 1998. Izquierda) Vista general del puente. Derecha) Detalle de la torre, los anclajes sobre el tablero, y el preesfuerzo exterior.

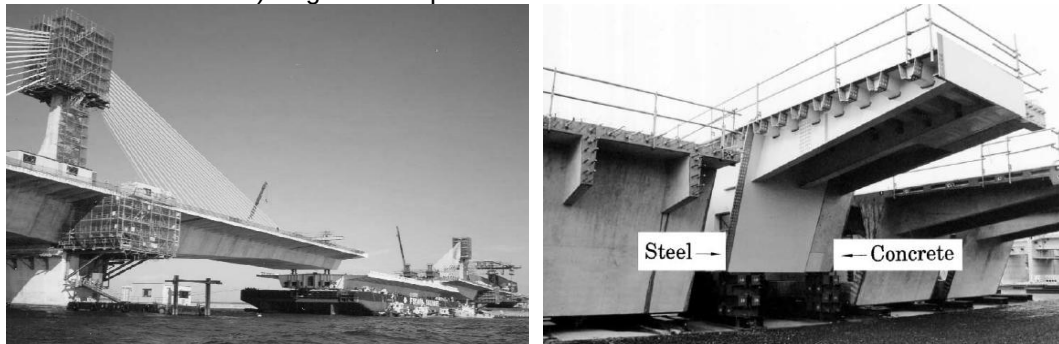


Fuente: (Ruíz-Terán, 2008).

En los últimos diez años, la evolución de los puentes extradosados ha ido de la mano del uso de tableros híbridos, tal y como sucedió en los puentes atirantados. En el año 2000, se construyó el Puente Wuhu sobre el Río Yang-Tze en China, que es hasta la fecha el record mundial de longitud principal para los puentes extradosados. En esta estructura se empleó un tablero doble, separando el tráfico de automóviles y el de trenes, y se rigidizó el sistema lateral y verticalmente por medio de la acción híbrida entre la losa de concreto del tablero y una cercha metálica ubicada entre los dos niveles (Fang, 2004). Buscando una reducción del peso de la superestructura, y al mismo tiempo incrementar la luz abarcada, en los puentes Ibi Gawa y Kiso Gawa en Japón, se empleó una estructura compuesta en los vanos centrales (Kasuga A. , 2002), ver Figura 44. La superestructura de estos puentes consiste en un elemento híbrido, en donde los primeros 90 metros en el

vano principal, que son elementos de concreto prefabricado, están soportados por cables, y en el vano central se ha dispuesto una viga metálica ortotrópica de 100 m de longitud, la cual es continua con las secciones de concreto gracias al uso de segmentos especiales de conexión prefabricados (Nakamura, Momiyama, Hosaka, & Homma, 2002), ver Figura 44. Esta solución también fue implementada en el puente Koror Babeldaop (Ishii, 2006).

Figura 44 Puente Ibi Gawa en Japón. Izquierda) Erección de la viga metálica durante construcción. Derecha) Segmento especial de conexión concreto-acero.



Fuente: Izquierda: (Yoshioka, 2005). Derecha: (Kasuga A. , 2006).

En el puente Himi Yume construido en Japón en el 2004, se emplearon tableros con almas metálicas corrugadas ((Hino, 2005) y (Kasuga A. , 2006)), ver Figura 45. Este concepto, introducido en el puente Cognac en Francia (Combault, y otros, 1988), busca reducir el peso de la superestructura, aumentar la eficiencia de transmisión del pretensado a las losas superior e inferior del tablero, y disminuir las labores de trabajo (Mutsuyoshi & Minh, 2008). Debido a que esta técnica no había sido implementada en puentes extradadosados, se construyó un modelo parcial del puente a escala 1:1/2, buscando verificar el comportamiento de los miembros diagonales en los puntos de anclaje. Los ensayos realizados permitieron verificar la seguridad del puente y la validez de los diseños (Maeda, Iijima, Hosaka, & Kasuga, 2005). Esta técnica también fue implementada en el Puente de Rittou u OmiOdori, construido en Japón en el 2005 (Ouchi, Nakamura, Osterberg, & Lwin, 2006).

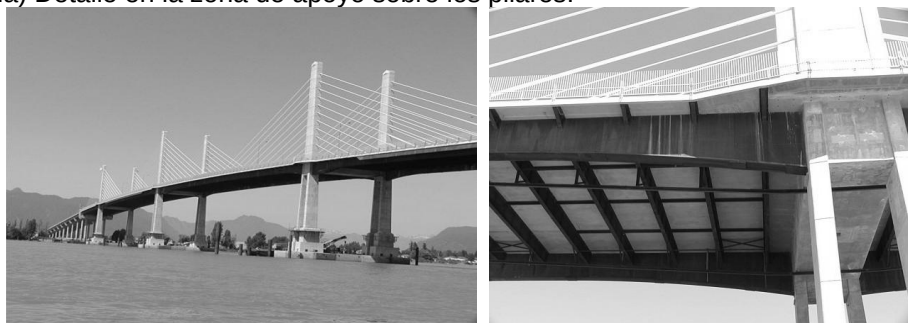
Figura 45 Puente Himi Yume en Japón, 2004. Izquierda) Vista general del puente. Derecha) Construcción del diafragma en acero.



Fuente: Izquierda: (Kappa Club, 2008). Derecha: (Hino, 2005).

Recientemente se construyó en Canadá el puente Golden Ears (Mermigas, 2008), el cual es el primer puente híbrido entre un atirantado y un extradadosado, ver Figura 46. Las restricciones a la altura de los pilonos impuestas por la cercanía a un aeropuerto no permitían el uso de un puente atirantado o uno colgante. Por lo tanto se optó por un puente híbrido en el cual “existe un poco de la conducta de puente extradadosado particularmente cerca de las pilas... pero una gran parte de la carga es tomada por los tirantes”³. El tablero del puente principal está compuesto por una losa en concreto, que forma una sección híbrida con dos vigas metálicas longitudinales ubicadas en los bordes y conectadas entre sí por vigas transversales también en acero.

Figura 46 Puente Golden Ears en Canadá, 2009. Izquierda) Vista general del puente. Derecha) Detalle en la zona de apoyo sobre los pilares.



Fuente: (Feldman, 2008).

³ Don Bergman, citado por (Trim bath, 2006), Pág. 28.

1.6.2 Campo de Aplicación

Debido a que los puentes extradadosados participan morfológica y estructuralmente de los puentes de viga cajón pretensados y de los atirantados, el campo de aplicación de los puentes extradadosados recae en un punto intermedio entre el rango de luces de las otras dos tipologías. Investigaciones desarrolladas por grupos de investigación de universidades, en ocasiones en conjunto con empresas consultoras, han tratado de establecer el campo de aplicación en el cual los puentes extradadosados son económicamente competitivos en comparación a otras tipologías, sin embargo aún no hay un rango definido. Las principales investigaciones encontradas en la literatura se mencionan a continuación.

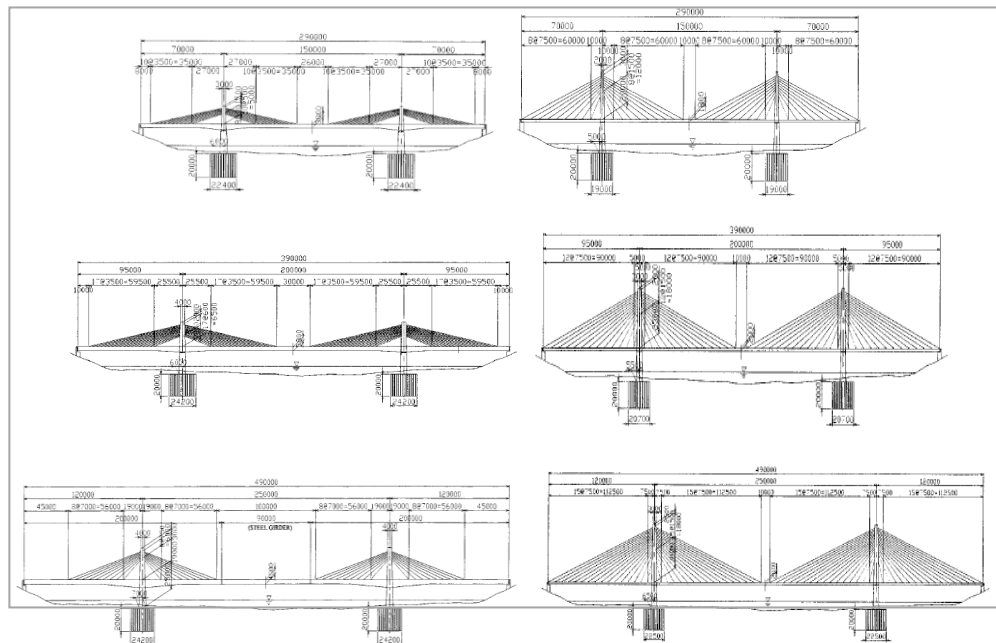
- ***Investigación realizada en la Universidad de Kyushu, Japón (2002).***

La investigación desarrollada en la Universidad de Kyushu, en conjunto con las firmas consultoras New Structural Engineering Ltd. e Ingerosec Corporation, buscaba comparar el comportamiento estructural estático y dinámico, y los costos aproximados de las principales materiales para puentes extradadosados y atirantados de luces de 150, 200 y 250 m, ver Figura 47, de modo que se establezca una guía aproximada de la tipología a elegir en países con alta amenaza sísmica (Otsuka, Wakasa, Ogata, Yabuki, & Takemura, 2002). Los parámetros de estudio que se han fijado son la distribución de vanos y luz principal del puente, el ancho del tablero (13 m) y la altura del tablero por encima de la cimentación (25 m). Para el análisis sísmico se tomaron dos registros sísmicos de Japón, y las condiciones sísmicas se han tomado de grado de importancia alta para los puentes, con región clase A (la más severa) y dos tipos de suelo (suelo rígido y suelo con capas blandas). Los parámetros restantes se han tomado para cada tipología así: para los puentes atirantados la altura del tablero se tomó entre $L/120$ y $L/80$, la altura de la torre como $L/5$ y dos tipo de conexión entre el tablero y el pilón (embebido y conexión vertical libre con tablero totalmente suspendido). Para los puentes extradadosados el tablero se tomó con canto variable ($L/35$ en la pila y $L/55$ en el vano principal), la altura de la torre como $L/10$, y dos tipos de

conexión (embebido y tablero apoyado). Para el puente extradadosado de luz principal 250 m, se ha empleado una viga metálica central de 100 m, buscando reducir el peso de la superestructura.

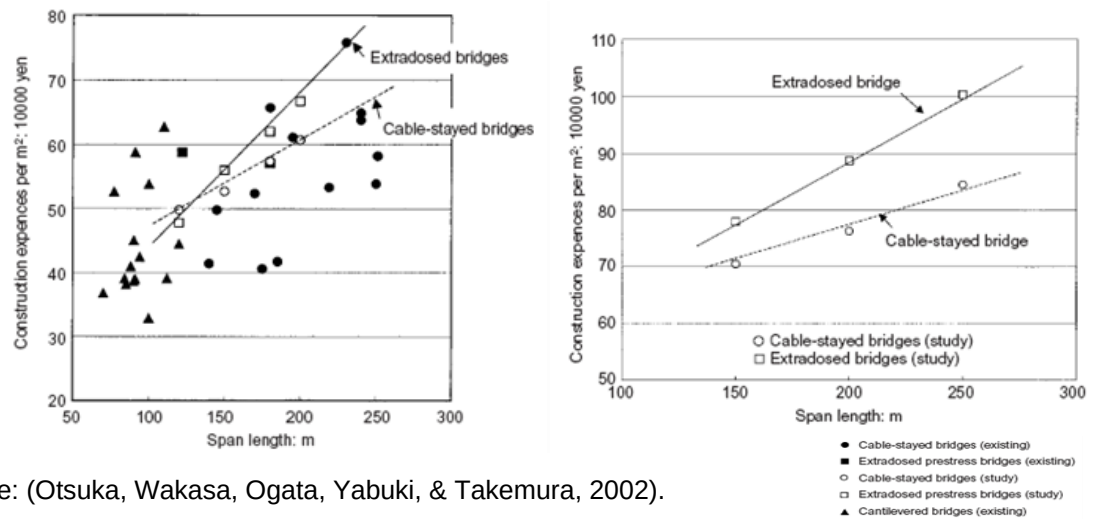
De la comparación de los costos de construcción para los puentes extradadosados y atirantados estudiados, los autores concluyen que el costo de la superestructura de los puentes atirantados para la luz principal de 150, 200 y 250 m, es 6%, 9%, y 16% respectivamente menor que en los extradadosados. El costo total, teniendo en cuenta la subestructura de los puentes atirantados es entre 14% y 16% menor que en los puentes extradadosados, ver Figura 48. De acuerdo a los autores, el rango óptimo de los puentes extradadosados es entre 80 y 150 metros para la luz del vano principal, superando a los puentes de viga cajón, pues se puede obtener un tablero más esbelto. Longitudes mayores a 150 metros se prestan para los puentes atirantados.

Figura 47 Vista longitudinal de los puentes estudiados. Arriba) Luz principal de 150 m. Centro) Luz principal de 200 m. Abajo) Luz principal de 250 m.



Fuente: (Otsuka, Wakasa, Ogata, Yabuki, & Takemura, 2002).

Figura 48 Costos globales de construcción por m^2 en Yenes (¥). Izquierda) Costo de la superestructura. Derecha) Costo de la superestructura y subestructura.

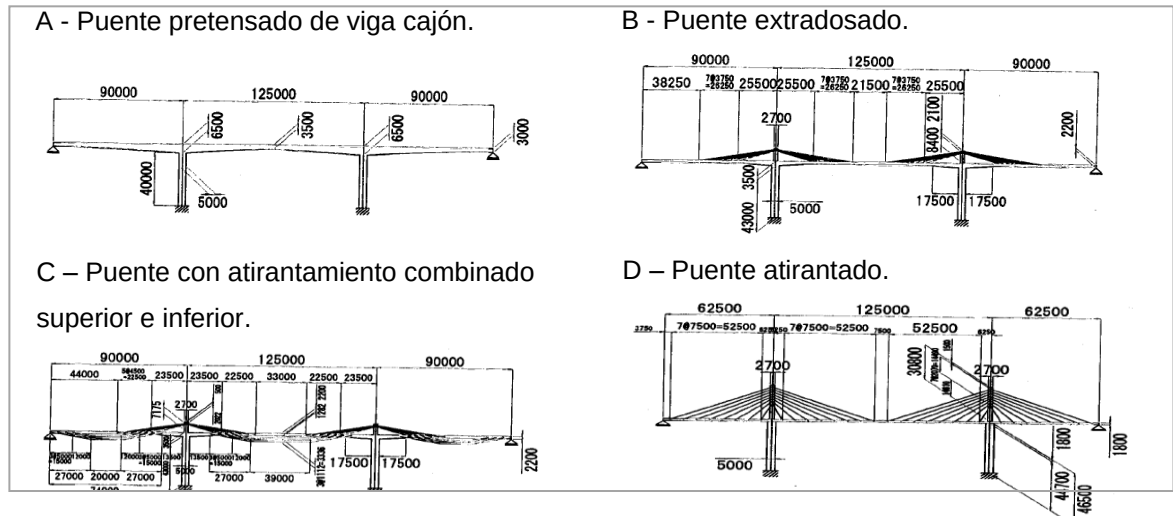


Fuente: (Otsuka, Wakasa, Ogata, Yabuki, & Takemura, 2002).

• **Investigación realizada en por la consultora Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd., y la Universidad de Nihon, Japón (2005).**

Umezu et al. (Umezu, Sakai, Fujita, Arai, & Yamazaki, 2005) compararon cuatro tipologías de puentes, a saber, puentes de viga cajón pretensados, extradadosados, atirantados, y con atirantamiento combinado superior e inferior, para luces principales entre 75 y 225 m, ver Figura 49 y Tabla 2. De la comparación de las cantidades de obra principales requeridas (volumen de concreto para el tablero, los pilares y los pilonos, y el peso total de acero activo y de pretensado interno) para las tipologías estudiadas, que se presenta en la Figura 50, los autores afirman que los puentes extradadosados son ventajosos en relación a economía hasta luces principales de 225 m.

Figura 49 Tipologías estudiadas por Umezu et al.



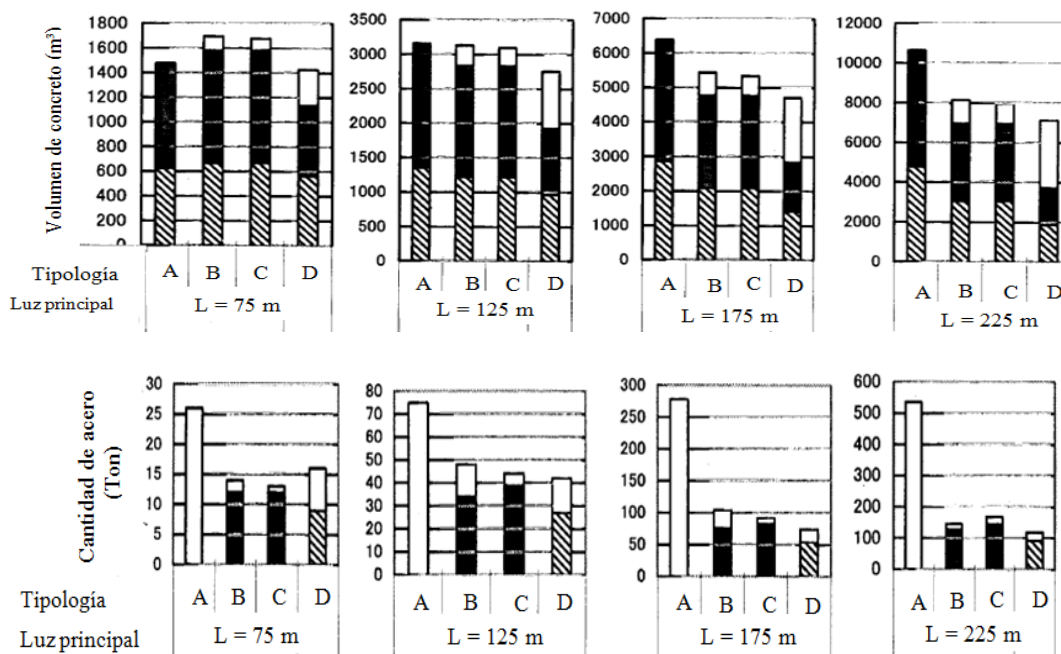
Fuente: (Umezu, Sakai, Fujita, Arai, & Yamazaki, 2005).

Tabla 2. Características de los puentes estudiados por Umezu et al.

Luz Principal (m)	Tipología*	Configuración longitudinal	Luz total (m)	Hp (m)	ha (m)	hc (m)
75	A	55 + 75 + 55 m	185	44	1.8	4.0
	B	55 + 75 + 55 m	185		2.0	3.0
	C	55 + 75 + 55 m	185		2.0	3.0
	D	37.5 + 75 + 37.5 m	150		1.5	1.5
125	A	90 + 125 + 90 m	305	46.5	3.0	6.5
	B	90 + 125 + 90 m	305		2.2	3.5
	C	90 + 125 + 90 m	305		2.2	3.5
	D	62.5 + 125 + 62.5 m	250		1.8	1.8
175	A	125 + 175 + 125 m	425	49	4.0	9.0
	B	125 + 175 + 125 m	425		3.2	5.0
	C	125 + 175 + 125 m	425		3.2	5.0
	D	87.5 + 175 + 87.5 m	350		2.1	2.1
225	A	160 + 225 + 160 m	545	51.5	5.0	11.5
	B	160 + 225 + 160 m	545		4.2	6.5
	C	160 + 225 + 160 m	545		4.2	6.5
	D	112.5 + 225 + 112.5 m	450		2.4	2.4

Fuente: (Umezu, Sakai, Fujita, Arai, & Yamazaki, 2005). * Ver Figura 2.48.

Figura 50 Cantidad total de concreto (arriba) y de acero (abajo) para los puentes estudiados por Umezu et al, de acuerdo a la longitud del vano principal y a la tipología estructural.



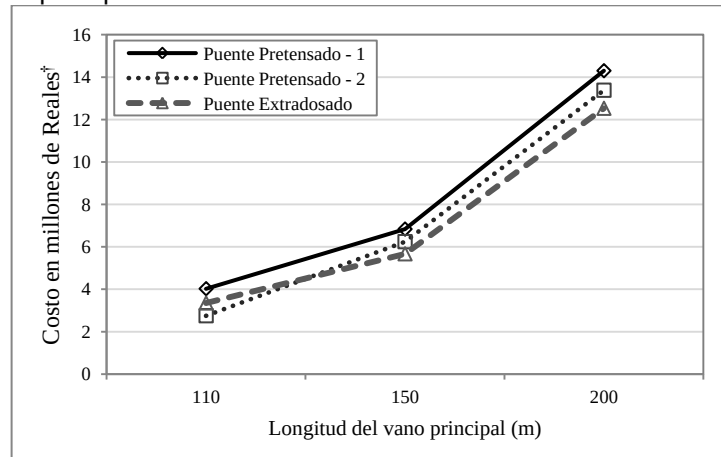
Fuente: Modificado de (Umezu, Sakai, Fujita, Arai, & Yamazaki, 2005).

• **Investigación realizada en la Universidad de Sao Paulo, Brasil (2006).**

El estudio realizado por Ishii (Ishii, 2006) buscaba comparar las cantidades de obra principales (concreto y acero de preesfuerzo) de la superestructura para puentes de viga cajón pretensados y puentes extradadosados, ambos construidos por el método de voladizos sucesivos, y con luces principales de 100, 150 y 200 m. Para obtener los esfuerzos solicitantes críticos, se adoptaron algunas etapas constructivas y los esfuerzos son sumados durante cada una de las etapas, asumiendo una redistribución de esfuerzos mínima debido a los cables extradadosados. Una de las principales falencias del estudio de Ishii es la omisión de los efectos no lineales mecánicos de los materiales, lo cual, de acuerdo a los estudios realizados por Chio (Chio G. , 2000) y Otsuka et al. (Otsuka, Wakasa, Ogata, Yabuki, & Takemura, 2002), puede conducir a variaciones importantes en los resultados luego del análisis del proceso constructivo. De acuerdo a los precios unitarios adoptados por Ishii, el autor concluye que para luces entre 150 y 200 m,

aunque los puentes extradadosados resultan ser más económicos que los puentes pretensados de viga cajón, la diferencia de costos no es tan grande, ver Figura 51, y podría afectarse por alteraciones en los precios locales de los materiales o por otras variables como las condiciones topográficas y geológicas del sitio, y el trazado geométricos de la vía.

Figura 51 Costo de la superestructura para los puentes estudiados por Ishii, de acuerdo a la longitud del vano principal.



Fuente: Modificado de (Ishii, 2006).

- **Investigación realizada en la Universidad de Stuttgart, Alemania (2007).**

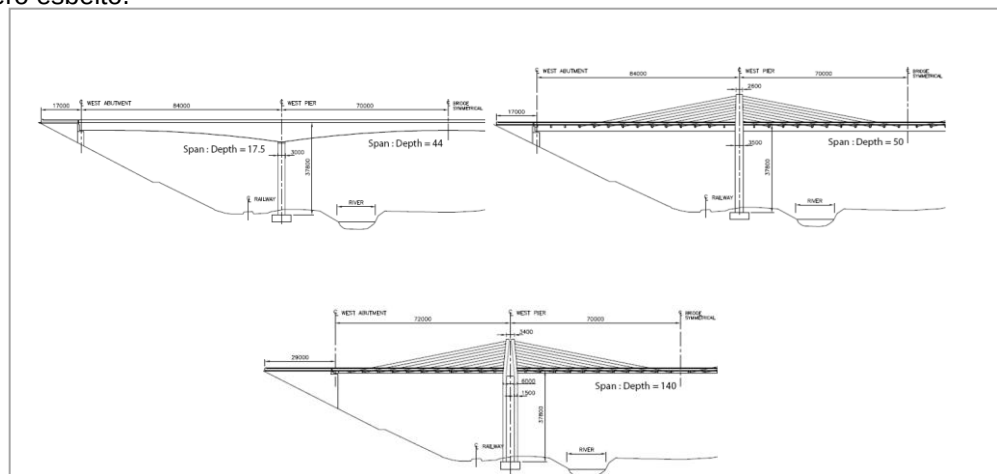
Teniendo en cuenta factores como la sección transversal de la viga, la sección y altura de pilonos, la luz del vano principal, y los precios unitarios de los cables, Meiss (Meiss, 2007), concluyó que para luces medias, la solución de diseño óptima entre un puente atirantado y un puente extradadosado, tiende hacia el último, sobre todo cuando los precios unitarios de los cables son bajos y las solicitaciones permanentes por vibración en los cables son bajas.

- **Investigación realizada en la Universidad de Toronto, Canadá (2008).**

Mermigas (Mermigas, 2008) realizó una comparación de los costos de construcción para el tablero de acuerdo al diseño detallado para un puente pretensado de viga cajón, uno extradadosado de tablero rígido y otro con torre rígida,

con luz principal de 140 m, ver Figura 52. A diferencia del estudio de Ishii, en este estudio si se tienen en cuenta los efectos diferidos a largo plazo, como la relajación del acero y la fluencia y contracción del concreto. La comparación de las cantidades de obras muestra que el puente extradadosados de tablero rígido requiere 10% más de acero de preesfuerzo que el puente de viga cajón pretensado, pero 6% y 15% menos de acero de refuerzo y concreto respectivamente. El puente pretensado con torre rígida requiere 6% más de acero de preesfuerzo, 34% menos de concreto y 40% menos de acero de refuerzo, en comparación al puente de viga cajón pretensado. En cuanto a los costos de construcción del tablero, en comparación al costo para el puente pretensado de torre rígida, el puente pretensado de tablero esbelto y el puente de viga cajón construido por voladizos sucesivos son 2% y 4% respectivamente más costosos. Sin embargo, debido a que no se han incluido los costos de construcción de los pilares, algo no favorable para el puente de torre rígida, ni de las torres, Mermigas aclama que el puente de viga cajón pretensado podría resultar más económico.

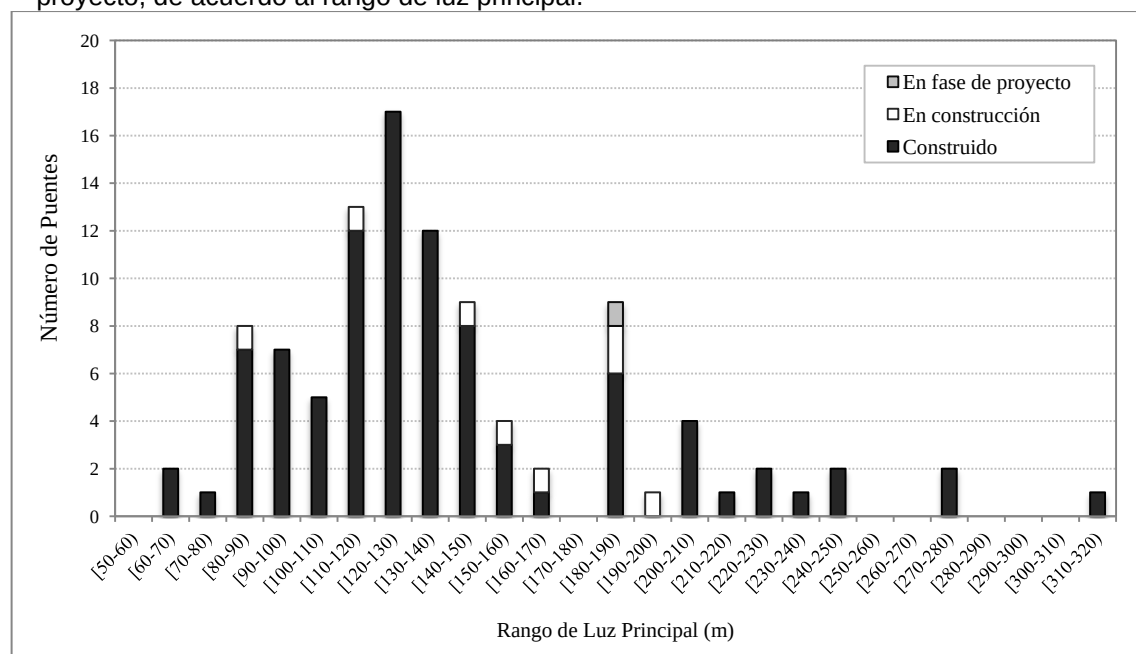
Figura 52 Puentes estudiados por Mermigas. Arriba) Puente de viga cajón pretensado. Centro). Puente extradadosado de tablero rígido. Abajo) Puente pretensado de torre rígida y tablero esbelto.



Fuente: (Mermigas, 2008).

De los puentes extradadosados estudiados en el presente trabajo con datos de luz principal disponible (104/109), se puede concluir que la mayoría de las aplicaciones se han usado para luces principales entre 100 y 150 metros (56/104), seguido de las aplicaciones con luces entre 50 y 100 metros (18/104), y entre 150 y 200 metros (16/104), ver Figura 53. Aunque el número de aplicaciones para luces principales mayores a 150 metros es de 29, aún sin sobrepasar a las aplicaciones entre 100 y 150 metros, la evolución de estos puentes a través del uso de tableros mixtos y metálicos hace pensar que en poco tiempo el número de soluciones con luces mayores a 150 metros se incrementará.

Figura 53 Relación de número de puentes construidos, en construcción y en fase de proyecto, de acuerdo al rango de luz principal.



El record mundial de luz principal para puentes extradadosados lo tiene el Puente Wuhu, sobre el Río Yang-Tze en China, con longitud principal del puente es de 312 metros, y vanos laterales de 180 m (Fang, 2004). En segundo lugar aparecen los puentes con tableros híbridos, los cuales han seguido la idea empleada en los puentes atirantados de disminuir el peso del tablero de la luz del vano principal. Los Puentes Kiso e Ibi Gawa, construidos en Japón en el 2001, ostentan el

segundo y tercer lugar, con vanos de hasta 275 y 271.5 metros respectivamente. El puente de Koror-Babeldaob en la República de Palaos (247 m, terminado en 2002) y el Puente Golden Ears en Canadá (242 m, 2009) ocupan el cuarto y quinto lugar respectivamente. Para los puentes extradadosados con tableros de hormigón, que aparecen en un tercer rango, la luz principal máxima lograda es de 230 metros en el Puente Hemaxi construido en China en el 2006. A este le siguen los puentes japoneses Tokuyama (220 m, 2006), Miyakodagawa (212.8 m, 2001), Yanagawa (209.12 m, 2006), y el Puente Karnaphuli en Bangladesh (200 m, 2009).

1.6.3 Configuraciones geométricas identificadas

Al realizar un análisis detallado de las características principales del puente (canto del tablero, altura de la torre, vinculación tablero-pilar y longitud del vano lateral), siguiendo lo presentado en (Mermigas, 2008) pero con una mayor base de datos, se pudieron observar las siguientes tendencias

- ***Canto del tablero, y vinculación entre el tablero y los pilares.***

En general se prefiere el uso de tableros con altura variable (48 de 63 puentes), con canto en la sección de apoyo en pila entre $L/30$ y $L/35$, que concuerda con la recomendación de Mathivat (Mathivat, 1988), y entre $L/45$ y $L/50$ para la sección en el centro de luz, empatando con la recomendación de Chio (Chio G. , 2000). Para el caso de tableros con altura constante (15 de 63 puentes), se prefieren cantos con esbelteces entre $L/30$ y $L/45$, ver Figura 2.54. El empleo de tableros con mayores esbelteces, tanto en la sección de apoyo en los pilares como en el centro de luz, está ligado con tableros empotrados en los pilares, ver Figura 2.55.

De las Figuras 56 y 57 se observa que los puentes extradadosados con tablero de altura constante son empleados en su mayoría (12 de 17 puentes) para luces principales entre 75 y 150 m, siendo el rango entre 100 y 125 m el más usado. Además, cuando la altura del tablero es constante, se prefieren tableros apoyados

sobre los pilares que en lugar de tableros embebidos en los pilares. El uso de acartelamiento en el tablero con relaciones h_a/h_c entre 1 y 1.5 se prefiere para longitudes entre 75 y 175 m, siendo el rango entre 100 y 125 m, al igual que los puentes con tablero de altura constante, el más empleado. Para estos puentes también se prefieren tableros apoyados sobre los pilares (8 de 12 puentes) por encima de tableros embebidos en los pilares.

Relaciones h_a/h_c mayores a 1.5 han sido las más implementadas para los puentes estudiados (34 de 63 puentes). Estas se usan en un amplio rango de luz principal que va desde los 80 hasta los 275 metros, ver Figura 57. Respecto de la vinculación entre el tablero y el pilar, se observa que para luces entre 80 y 175 m, se emplean casi en la misma proporción tableros apoyados en los pilares (10 de 19 puentes) y tableros embebidos en los pilares. Pero a medida que la luz principal se incrementa, por ejemplo, por encima de los 175 m, se prefiere un acartelamiento con h_a/h_c mayor a 1.5 y tablero embebido en las pilas (13 de 15 puentes).

Figura 54 Relación del número de puentes de acuerdo a la esbeltez del tablero en la sección de apoyo en pila (izquierda) y en el vano central (derecha), y a la variación de altura del tablero.

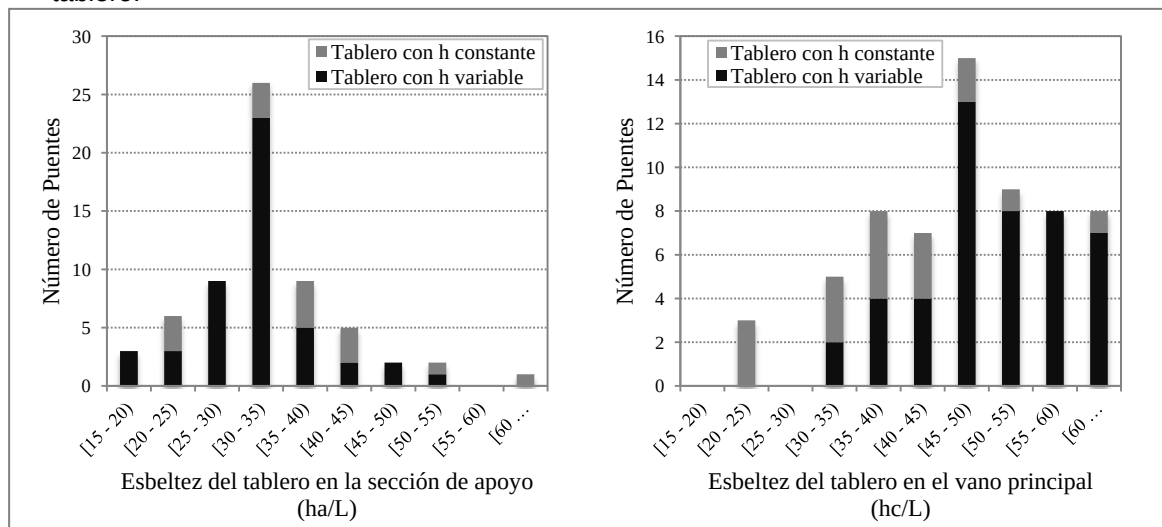


Figura 55 Relación del número de puentes de acuerdo a la esbeltez del tablero en la sección de apoyo en pila (izquierda) y en el vano central (derecha), y a la vinculación entre el tablero y las pilas.

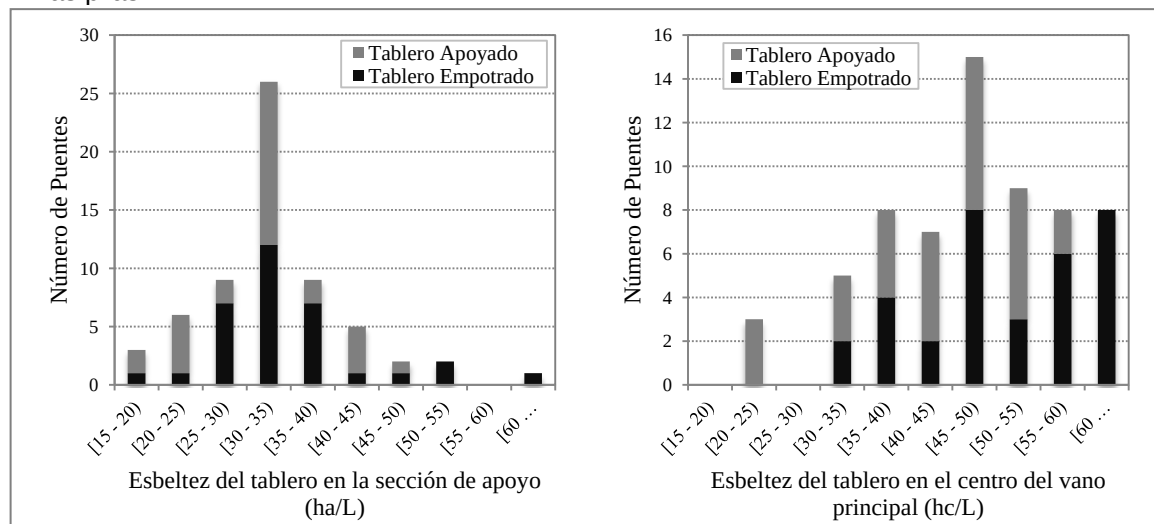


Figura 56 Relación h_a/h_c de acuerdo a la luz principal y al tipo de vinculación tablero-pilar.

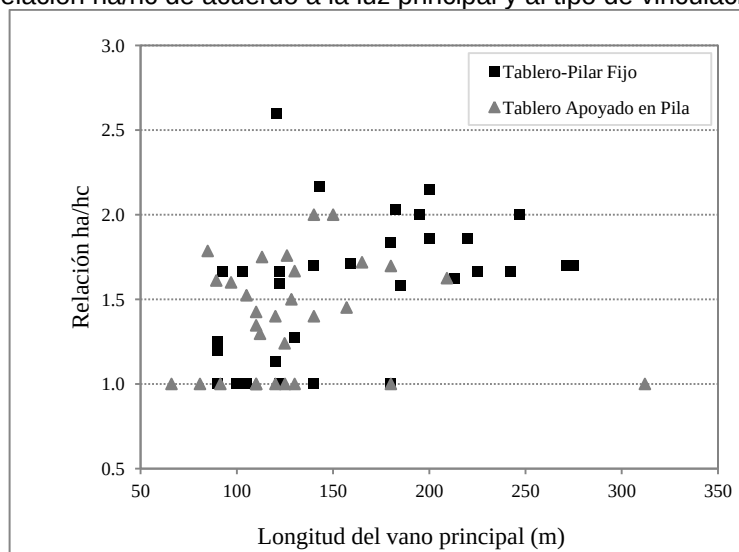
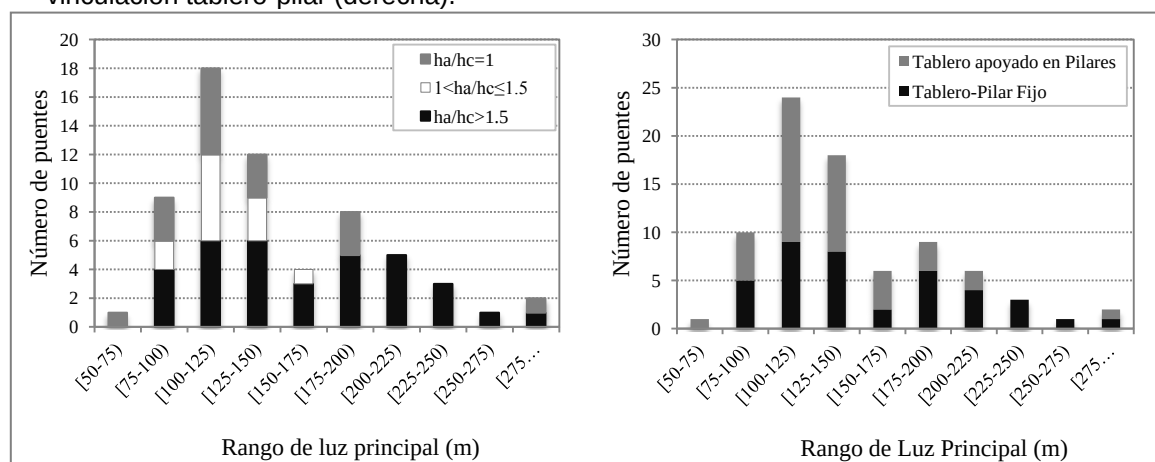


Figura 57 Relación del número de puentes de acuerdo a la longitud del vano principal y al grado de acartelamiento del tablero (izquierda), y a la longitud del vano principal y al tipo de vinculación tablero-pilar (derecha).



- **Altura de la torre.**

En general se prefieren alturas de torres entre $L/12$ y $L/8$. El uso de torres con alturas entre $L/8$ y $L/4$, también es representativo, lo que habla de la tendencia de buscar puentes extradadosados cuyo comportamiento estructural se asemeje al de los puentes atirantados, ver Figura 58. Cuando se emplean torres de poca altura, menores a $L/12$, se prefieren tableros apoyados en los pilares, siendo el caso opuesto para las torres con alturas mayores. En relación a la luz principal del puente y al grado de acartelamiento del tablero, se puede observar a partir de la Figura 59, que para tableros de altura constante, independiente del tipo de vinculación tablero-pilar, se emplean mayoritariamente torres con altura entre $L/10$ y $L/8$ que es el rango propuesto por Komiya (Komiya, 1995). Para el caso de tableros con canto variable, la altura de la torre se emplea abarcando el rango entre $L/12$ y $L/6$, siendo más implementadas torres con altura entre $L/10$ y $L/8$, sobre todo a medida que se incrementa la luz del vano principal.

Figura 58 Relación del número de puentes de acuerdo a la relación L/H_t y al tipo de vinculación tablero-pilar.

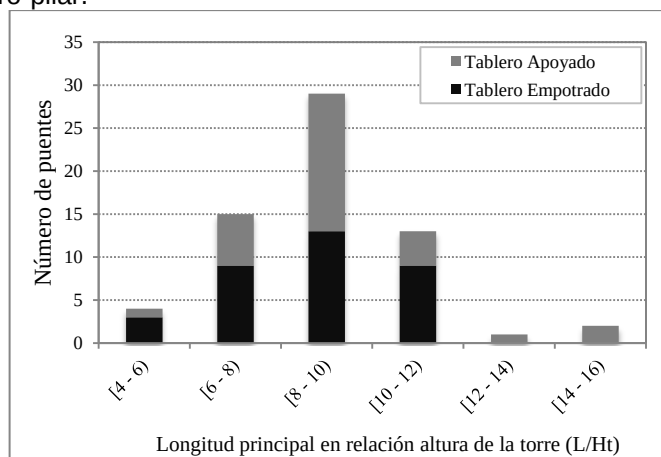
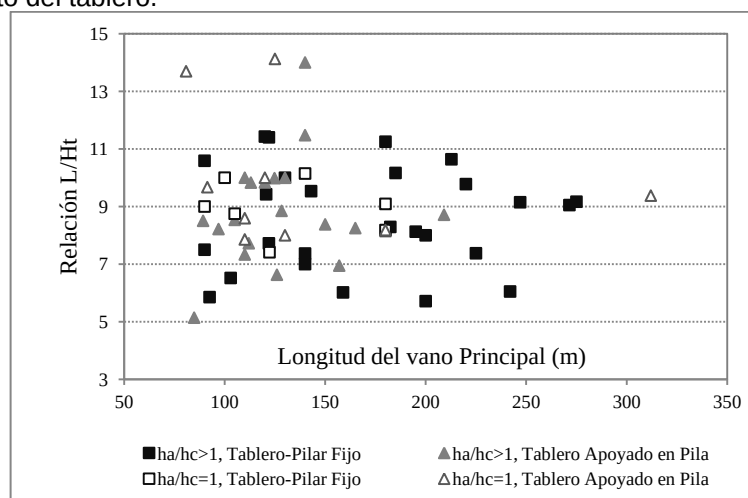


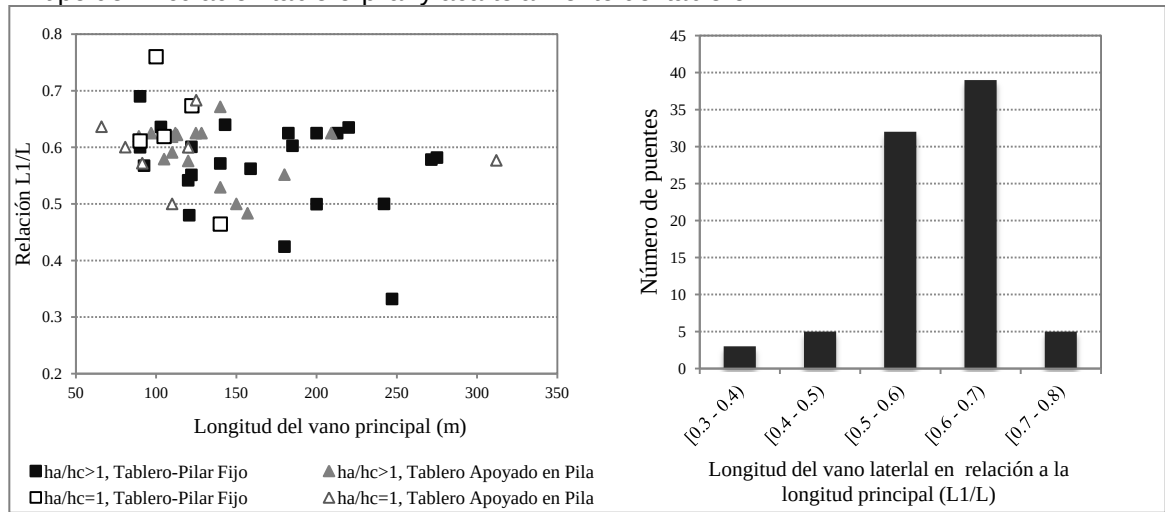
Figura 59 Relación L/H_t de acuerdo a la luz principal, tipo de vinculación tablero-pilar y acartelamiento del tablero.



• Longitud del vano lateral

Para los puentes estudiados se emplean preferiblemente vanos laterales de longitudes entre 0.5 y 0.7 veces la longitud del vano principal, ver Figura 60, lo que concuerda con las recomendaciones expuestas en el numeral 2.4.3. La longitud del vano lateral no parece ser afectada por el tipo de vinculación entre el tablero y el pilar, ni por el grado de acartelamiento del tablero.

Figura 60 Relación longitud del vano lateral/longitud principal de acuerdo a la luz principal, tipo de vinculación tablero-pilar y acartelamiento del tablero



2 COMPORTAMIENTO EN SERVICIO DE PUENTES EXTRADOSADOS SOMETIDOS A ACCIONES SÍSMICAS

El comportamiento sísmico de los puentes extradosados depende, entre varios factores, de las características del sismo de entrada, de la distribución de la masa y rigidez de la estructura, en donde afectan las características geométricas del puente, y del tipo de apoyos que existan en los estribos y entre el tablero y los pilares. Por lo tanto, el estudio del efecto en el comportamiento del puente extradosado al modificar dichas variables y aquellas relacionadas intrínsecamente con las mismas, resulta importante para el diseño de este tipo de puentes, puesto que el ingeniero proyectista podrá controlar los esfuerzos en los elementos mediante la modificación de estas, y lograr ahorros en el costo de la estructura.

En este capítulo se estudia la influencia de tres características de los puentes extradosados (longitud del vano principal, tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, y altura de los pilares) en el comportamiento estructural en servicio de los puentes extradosados, bajo la acción de cargas de tráfico y cargas sísmicas. Varios autores han llevado a cabo estudios analíticos con puentes extradosados involucrando estos parámetros. Chio (Chio G. , 2000) analizó un puente extradosado con luz principal de 100 m, estudiando los dos tipos de vinculación típicos, a saber, una solución con vinculación rígida entre el tablero y los pilares, y una solución con tablero articulado en los pilares. Para cargas estáticas y verticales, el autor expone que la vinculación rígida es preferible, pues las flechas y esfuerzos en el tablero son menores a los obtenidos con una unión articulada. En cuanto a la variación de tensión en los cables extradosados, estas son mayores para la vinculación articulada.

También para solicitaciones estáticas y verticales, Meiss (Meiss, 2007) estudió puentes extradados con luces principales entre 100 m y 250 m. El efecto de la vinculación tablero-pilar fue tenido en cuenta al analizar, además de las vinculaciones típicas, una con el tablero fijado a un pilar y con un apoyo móvil sobre el otro. Los resultados apuntan en la misma dirección a los encontrados por Chio, siendo ventajoso para el tablero, la torre y los cables, los tipos de apoyo que involucraban uniones rígidas entre el tablero y los pilares. En este estudio también fue analizado el efecto de la altura de los pilares, encontrando que la rigidez de estos elementos no afecta significativamente el comportamiento de la superestructura, esto debido a que en los puentes extradados generalmente se tienen tableros con rigideces relativamente altas. Por otra parte, Otsuka *et al.* (Otsuka, Wakasa, Ogata, Yabuki, & Takemura, 2002) llevaron a cabo análisis dinámicos no lineales en puentes extradados y atirantados con luces de 150 m, 200 m y 250 m, para condiciones sísmicas severas de Japón. Como una variable de estudio, los autores emplean los dos tipos de vinculación típicos, sin embargo no se presentan conclusiones respecto al efecto de este parámetro o el de la carga sísmica, en el comportamiento estructural del tablero o de los cables, ya que el estudio estaba encaminado a hacer una comparación de costos entre las tipologías estudiadas y los puentes de viga cajón.

A excepción del trabajo realizado por Otsuka *et al.*, en los demás trabajos solo se consideraron los efectos producidos por cargas estáticas y verticales, omitiendo el estudio de las acciones sísmicas en el comportamiento estructural del puente. Por lo tanto, esta parte del trabajo pretende complementar los estudios ya realizados, de modo tal que se disponga de un documento que sirva como base para tomar decisiones a la hora de proyectar estos puentes. El estudio se ha realizado siguiendo el procedimiento hecho por otros autores, quienes han optado por un análisis paramétrico modificando algunas de las características del puente mientras las otras permanecen constantes. Puesto que en este capítulo se analizan los puentes en estado de servicio, para obviar los efectos derivados del

proceso constructivo se ha considerado que los puentes han sido contruidos sobre cimbra en una sola fase, estando tensados los tirantes con el grado de compensación deseado. El análisis paramétrico tiene como objetivo determinar cuál tipo de vinculación entre el tablero y los pilares resultaría más favorable a la hora de proyectar un puente extradados en función de la amenaza sísmica de la zona en que se construya el puente, y además evaluar el efecto de la esbeltez de los pilares en el comportamiento estructural del puente.

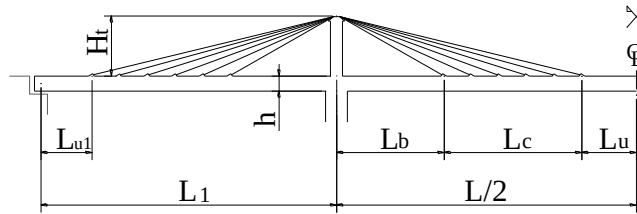
A continuación se presenta la geometría de los puentes estudiados, se detallan los parámetros fijos y variables, y se describen las bases del análisis numérico. Más adelante se exponen los principales resultados en relación al comportamiento estructural de los puentes en servicio bajo acciones sísmicas y cargas de tráfico.

2.1 DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

2.1.1 Geometría de los puentes extradados estudiados

Las características geométricas de los puentes estudiados se han definido a partir de los criterios de diseño recomendados por (Mathivat J. , 1988), (Komiya, 1995), (Chio G. , 2000), (Dos Santos, 2006) y (Mermigas, 2008), y a partir de las tendencias actuales en los puentes extradados que fueron presentadas en el numeral 2.6.3. En todos los casos se procuró guardar las mismas proporciones para los puentes, de modo tal que el análisis paramétrico no sea sesgado por alguna otra variable, ver Figura 61 y Tabla 1. Los puentes estudiados tienen longitudes en el vano central (L) igual a 100 m, 150 m y 200 m, y en los vanos laterales se ha adoptado una longitud igual al 60% de la longitud del vano central, ver Figura 62.

Figura 61 Parámetros empleados para la comparación de los puentes analizados.



Ht: Altura de la torre
 L1: Longitud del vano lateral
 h: Altura del tablero
 Lb: Distancia al primer tirante
 Lc: Longitud sostenida por cables
 Lu1: Longitud no atirantada en el vano lateral
 Lu: Distancia entre último cable y el centro de Luz

Tabla 3. Comparación de las características principales de los puentes.

Parámetro \ Puente	L100	L150	L200
Longitud del vano central (L)	100 m	150 m	200 m
Altura de la torre (Ht)	10 m	15	20
Ht/L	0.1	0.1	0.1
Longitud del vano lateral (L1)	60 m	90	120
$L1/L$	0.6	0.6	0.6
Altura del tablero (h)	2.9 m	4.3	5.75
Esbeltez	$L/34.48$	$L/34.88$	$L/34.78$
Distancia al primer tirante (Lb)	18.75 m	27	39
Lb/L	0.188	0.180	0.190
Longitud sostenida por cables (Lc)	27.5 m	42	54
Lc/L	0.275	0.280	0.270
Longitud no atirantada en el vano lateral	13.75 m	21	28
$Lu1/L$	0.138	0.140	0.140
Distancia entre último cable y el centro de Luz (Lu)	7.5 m	12	16
Lu/L	0.075	0.08	0.08
Altura de los Pilares (Hp)	25, 37.5, 50 m	37.5, 56.25, 75	50, 75, 100
Hp/L	$\frac{1}{4}, \frac{3}{8}, \frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}, \frac{3}{8}, \frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}, \frac{3}{8}, \frac{1}{2}$

Para el tablero se ha escogido una sección tipo cajón con una celda, de canto constante y esbeltez aproximada a $L/35$. El ancho del tablero es de 14.30 m y comprende dos carriles de 3.65 m, dos bermas de 2.0 m, dos barreras de tráfico vehicular de ancho 0.4 m cada una, y un voladizo de 1.1 m a cada lado. El espesor de la losa inferior se ha modificado a lo largo de la luz principal mediante

interpolación lineal entre el espesor de la sección en el centro del vano principal y el de la dovela 1, y para los vanos laterales entre la sección en el estribo, que es la misma sección en el centro de luz, y la sección de la dovela 1. Para rigidizar la sección en las zonas donde los cables se anclan sobre el tablero se empleó elementos de concreto tipo “costillas”. En la zona de apoyo y conexión con los pilares se empleó una dovela con sección maciza y pasahombres en su centro, cuya longitud es igual a la dimensión longitudinal de la torre, ver Figuras 63 a 65.

Figura 62 Vista longitudinal de los puentes extradosados estudiados: arriba) Puente L100, centro) Puente L150, abajo) Puente L200.

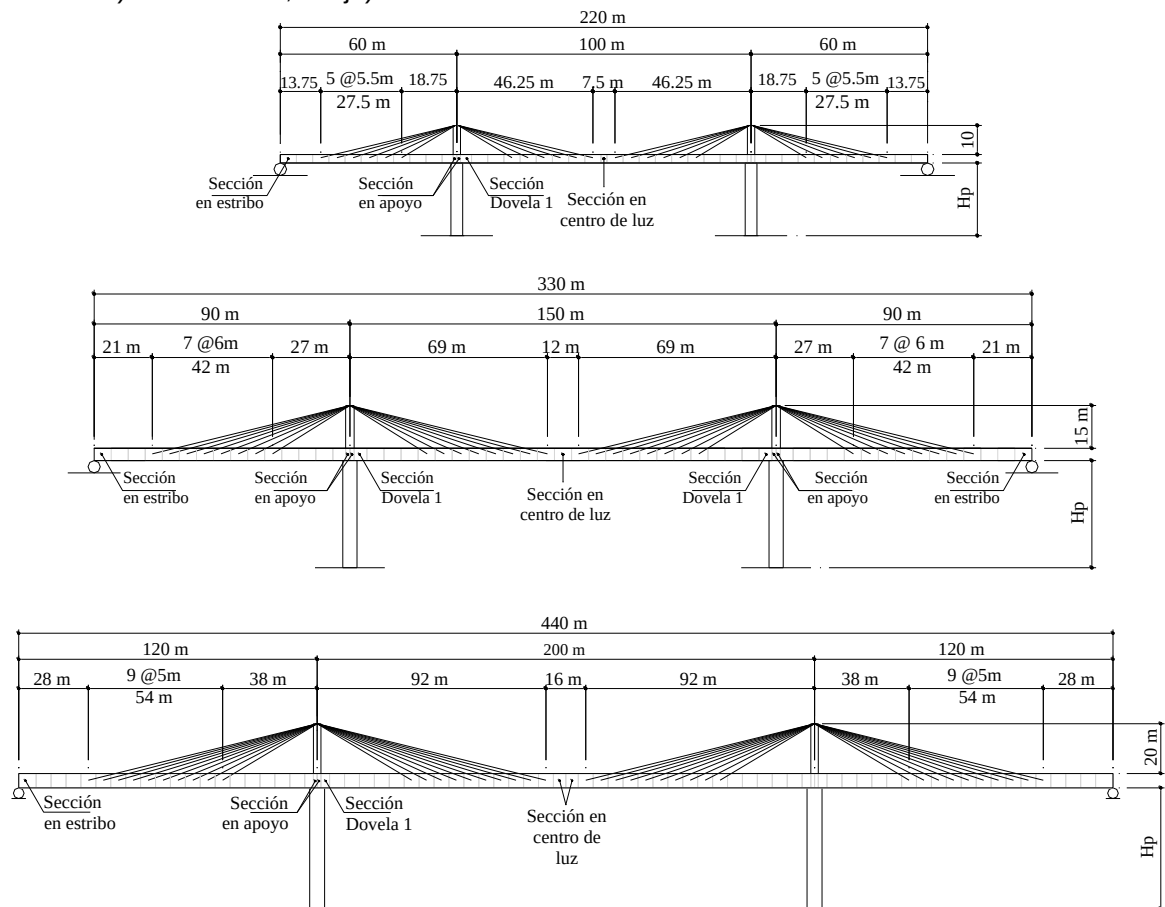


Figura 63 Secciones transversales del tablero para el puente L100: izquierda) Centro de luz y Dovela 1, derecha) En Apoyo.

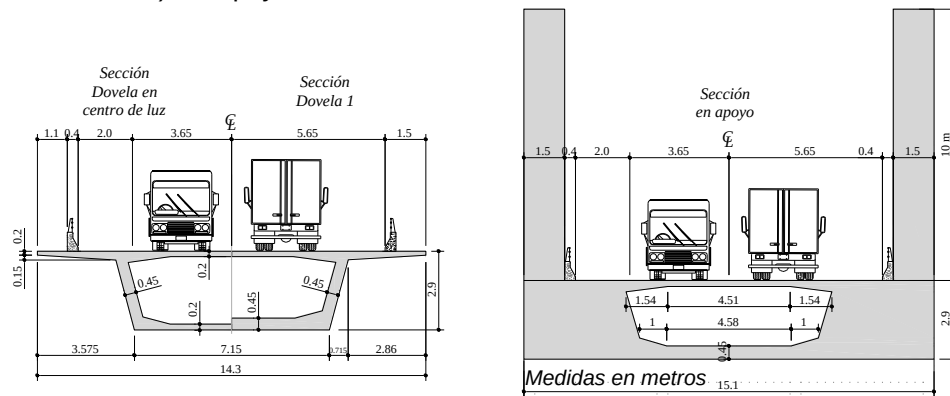


Figura 64 Secciones transversales del tablero para el puente L150: izquierda) Centro de luz y Dovela 1, derecha) En Apoyo.

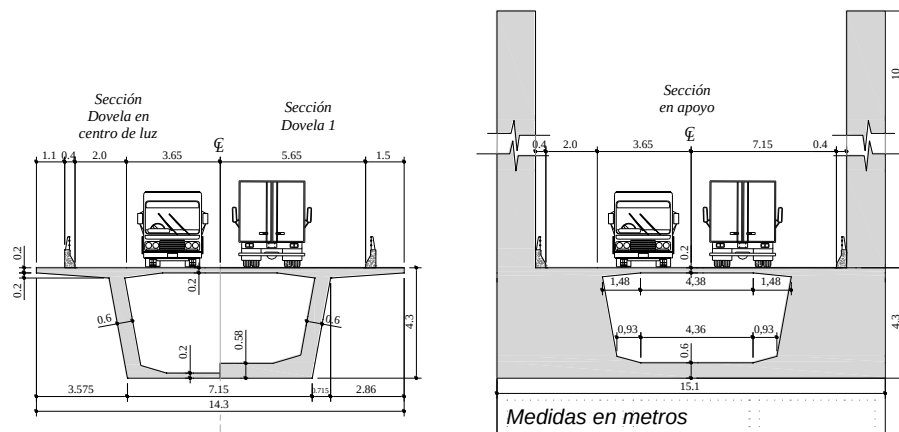
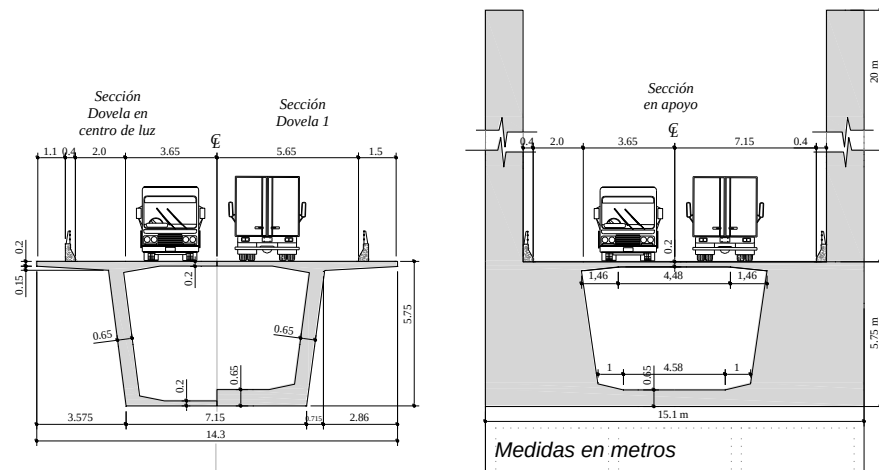


Figura 65 Secciones transversales del tablero para el puente L200: izquierda) Centro de luz y Dovela 1, derecha) En Apoyo.



Las torres son de altura igual a $L/10$ y consisten en elementos de sección transversal rectangular maciza (2×1.5 m para el puente L100, y 3×1.5 m para los puentes L150 y L200) con la mayor dimensión en la dirección longitudinal del puente. Estas se han modelado como elementos unidos rígidamente al tablero. En cuanto a los cables extradados, se han empleado dos planos laterales en donde los cables pasan por sillas de anclaje ubicadas en la cima de la torre, y están anclados en sus extremos en el tablero, conformando una disposición en abanico. El primer cable se ancla a una longitud promedio igual a $0.186 \cdot L$ a partir del eje de la torre, y luego se anclan con una separación igual a la longitud de la dovela.

En los extremos izquierdo y derecho sobre los estribos se han usado soportes tipo rodillo, permitiendo movimientos traslacionales en la dirección longitudinal y restringiendo los movimientos en la dirección transversal. Los pilares se han supuesto empotrados en la cimentación, y en la corona se modificó el tipo de vinculación con el tablero, siendo estudiados un esquema con conexión monolítica (*conexión tipo M*), y otro con el tablero apoyado sobre los pilares mediante apoyos tipo “pot” o de caja (*conexión tipo A*), los cuales establecen una vinculación tipo articulación entre el tablero y los pilares (Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, 1995). Además del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, el estudio de la rigidez de los pilares se complementó modificando la altura de estos. Para ello se usaron alturas correspondientes a relaciones H_p/L de $1/4$, $3/8$, y $1/2$ respectivamente, siendo H_p la altura de los pilares. La sección transversal de los pilares consiste en una sección rectangular con huecos, ver Figura 66 y Tabla 4. En todos los casos se ha verificado que la relación de esbeltez de los pilares $k \frac{L_u}{r}$ no sea mayor a 100, ver Tabla 5. Además, se ha controlado la esbeltez local de los muros de acuerdo a lo establecido en el numeral 5.7.4.7 - *Hollow Rectangular Compression Members* del código AASHTO (AASHTO-LRFD, 2010), ver Tabla 6.

Figura 66 Secciones transversales de los pilares empleadas.

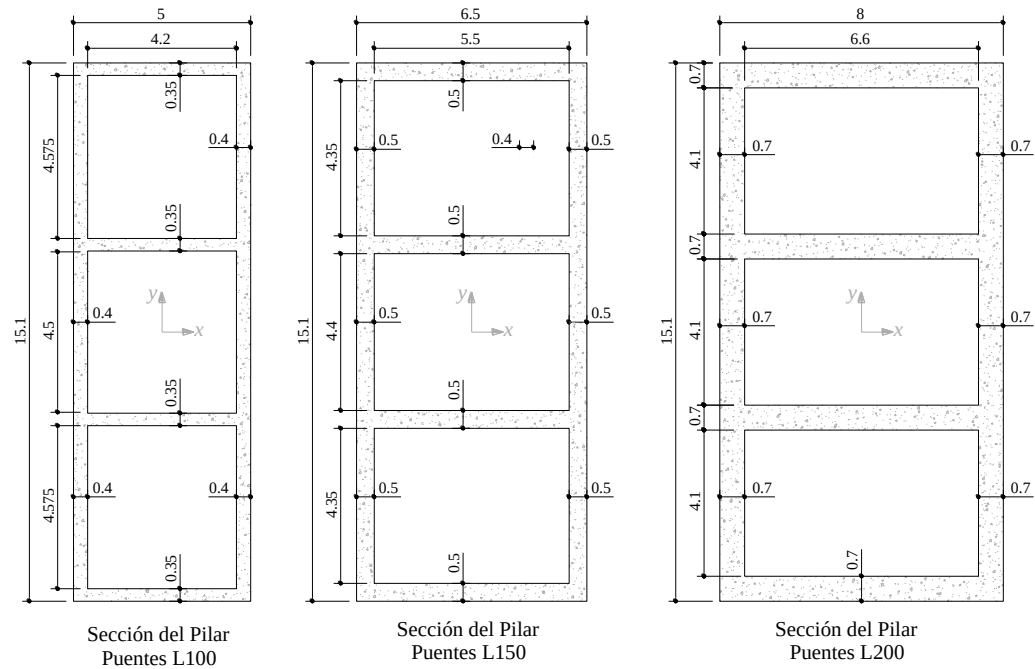


Tabla 4.Propiedades geométricas de las secciones empleadas para los pilares.

Propiedades	Pilares puentes L100	Pilares puentes L150	Pilares puentes L200
Área (m ²)	17.96	26.1	39.62
I_{xx} (m ⁴)	72.71	163.94	349.58
I_{yy} (m ⁴)	407.15	613.25	934.66
J (m ⁴)	192.36	393.08	762.38
r_x (m)	2.012	2.506	2.970
r_y (m)	4.761	4.847	4.857

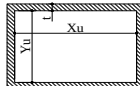
Tabla 5.Características de los puentes estudiados.

Modelo			Vinculación tablero-pilar	Hp/L	Esbeltez Pilares ($k_x H_p / r_x$ - $k_y H_p / r_y$)
L100-M	1	L100-Hp25-M	M	$\frac{1}{4}$	14.9 – 10.5
	2	L100-Hp37.5-M	M	$\frac{3}{8}$	22.4 – 15.8
	3	L100-Hp50-M	M	$\frac{1}{2}$	29.8 – 21.0
L100-A	4	L100-Hp25-A	A	$\frac{1}{4}$	24.9 – 10.5
	5	L100-Hp37.5-A	A	$\frac{3}{8}$	37.3 – 15.8
	6	L100-Hp50-A	A	$\frac{1}{2}$	49.7 – 21.0
L150-M	7	L150-Hp37.5-M	M	$\frac{1}{4}$	18.0 – 15.5
	8	L150-Hp56.25-M	M	$\frac{3}{8}$	26.9 – 23.2
	9	L150-Hp75-M	M	$\frac{1}{2}$	35.9 – 30.9
L150-A	10	L150-Hp37.5-A	A	$\frac{1}{4}$	29.9 – 15.5
	11	L150-Hp56.25-A	A	$\frac{3}{8}$	44.9 – 23.2
	12	L150-Hp75-A	A	$\frac{1}{2}$	59.9 – 30.9
L200-M	13	L200-Hp50-M	M	$\frac{1}{4}$	20.2 – 6.9
	14	L200-Hp75-M	M	$\frac{3}{8}$	30.3 – 10.4
	15	L200-Hp100-M	M	$\frac{1}{2}$	40.4 – 13.9
L200-A	16	L200-Hp50-A	A	$\frac{1}{4}$	33.7 – 6.9
	17	L200-Hp75-A	A	$\frac{3}{8}$	50.5 – 10.4
	18	L200-Hp100-A	A	$\frac{1}{2}$	67.3 – 13.9

Para puentes con vinculación tipo *M* → $k_x=1.2$; $k_y=2.0$

Para puentes con vinculación tipo *A* → $k_x=2.0$; $k_y=2.0$

Tabla 6.Relación de esbeltez en los muros de los pilares.

	X_u/t	Y_u/t	Definición de la relación de esbeltez del muro
Pilares puentes L100	10.5	13.07	 $X_u/t \wedge Y_u/t < 15$
Pilares puentes L150	11.0	8.80	
Pilares puentes L200	9.43	5.86	

2.1.2 Materiales

Las propiedades mecánicas del concreto del tablero, las torres y los pilares son: f'_c igual a 400 kgf/cm², E_c igual a 260000 kgf/cm², y γ_c igual a 2.4 Ton/m³. Los

esfuerzos admisibles a tensión y compresión después de pérdidas en el preesfuerzo interno se presentan en la Tabla 7. Para el acero de los cables extradosados se emplearon torones compuestos por 7 cordones, de diámetro 0.6” y las siguientes propiedades: f_{pu} igual a 18966.7 kgf/cm² (1860 MPa), f_{py} igual a 17070.05 kgf/cm², E_{ps} de 2038901.9 kgf/cm², y γ_{ps} igual a 7.866 Ton/m³.

Tabla 7. Esfuerzos admisibles en el concreto después de pérdidas.

	Sin carga sísmica		Con carga sísmica	
	Tensión	Compresión	Tensión	Compresión
Ecuación (AASHTO, 2002)*	$6\sqrt{f'_c}$ en Psi	0.4 f'_c	$7.5\sqrt{f'_c}$ en Psi	0.6 f'_c
Valor (kgf/cm ²)	31.82	160	39.77	240

*Numeral 9.15.2.2- Stress at Service Load after losses have occurred.

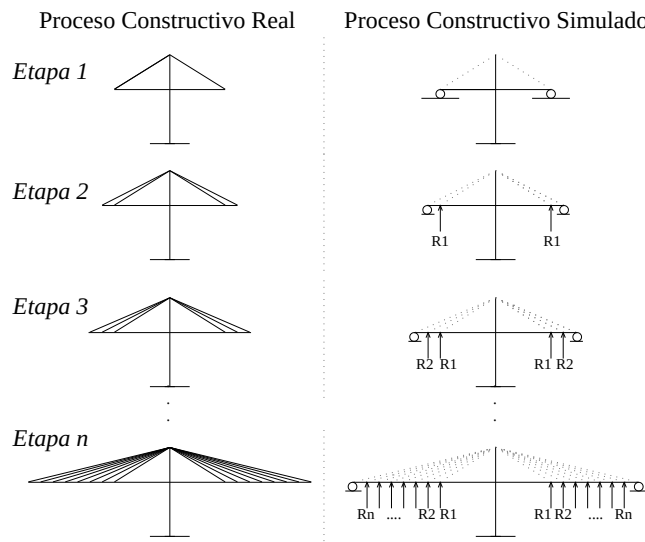
2.1.3 Dimensionamiento de los cables extradosados

Aunque en la mayoría de los estudios paramétricos para puentes sostenidos con cables el predimensionamiento de los cables se hace de modo tal que se compense un 100% de las cargas permanentes, en este no se ha seguido tal premisa. Teniendo en cuenta el procedimiento constructivo, Chio (Chio G. , 2000) encontró que el supuesto de compensación total de carga permanente en puentes extradosados conduce a valores muy altos de tracción en la zona cercana a los apoyos, por lo tanto los resultados encontrados en el presente estudio siguen siendo válidos, aún cuando no se compense el 100% de la carga permanente. El área de los tirantes se predimensionó siguiendo el procedimiento empleado por Dos Santos (Dos Santos, 2006). En este se simula de manera simplificada el proceso constructivo del puente: en la primera etapa se construyen las dovelas hasta el primer cable, el cual se reemplaza por un apoyo de rodillo. La fuerza del tirante se determina de modo tal que su componente vertical sea igual a la reacción obtenida del análisis de la viga sobre el apoyo. En la segunda etapa se ejecuta la dovela siguiente y se reemplaza el segundo cable por otro apoyo de rodillo. Sin embargo se supone que la componente vertical de la fuerza en el primer cable permanece constante. En las siguientes etapas se sigue la misma

filosofía que en las 1 y 2 hasta llegar al último cable, ver Figura 67. Las áreas obtenidas en esta parte del proceso son actualizadas posteriormente, buscando que la deformada del tablero ante la acción de las cargas permanentes sin pretensado interno sea menor o igual a $L/10000$, esto es, no se compensa la totalidad de las cargas permanentes.

Para evitar los problemas de fatiga asociados a los cables extradosados, se siguieron las recomendaciones del Service d'études sur les Transports les Routes et leurs Aménagements (SETRA, 2001), en donde se limita la tensión para cargas sin mayorar (ELS) y cargas mayoradas de acuerdo a las ecuaciones 2.9 y 2.10 presentadas en el numeral 2.5.4. Además, para los grupos de cargas sin mayorar en donde se suma la acción sísmica, se ha limitado el esfuerzo máximo al esfuerzo de fluencia f_{py} . La verificación del criterio de fatiga se hace solo para el grupo de cargas sin mayorar que involucra la carga viva, mientras que la verificación en ELU se hace para todos los grupos de carga, tal y como se establece en (FIB, 2005).

Figura 67 Representación del procedimiento utilizado para el cálculo inicial de la fuerza en los tirantes.

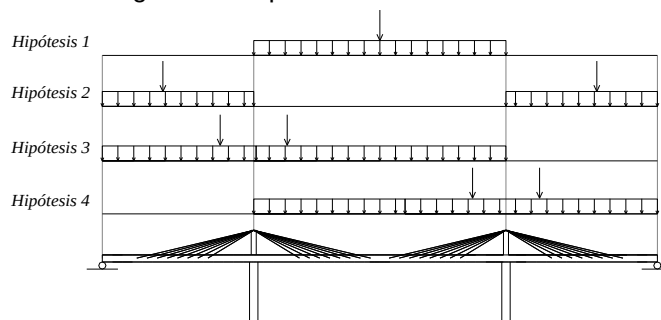


2.1.4 Acciones

Para el estudio se consideraron las siguientes acciones:

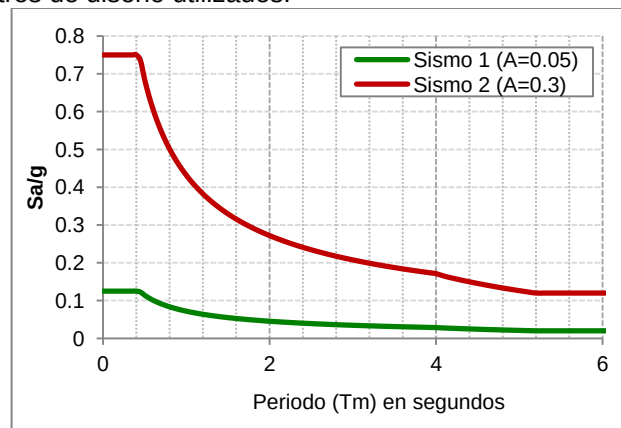
- *Carga muerta (D)*: consiste en el peso propio de los elementos estructurales y una carga permanente distribuida de 1.656 Ton/m en el tablero, que tiene en cuenta el peso de las barreras y de la carpeta asfáltica.
- *Presolicitud de los cables extradosados (P)*: consisten en la fuerza de tensión en los cables extradosados.
- *Carga de tráfico (L+i)*: es la definida en (AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1995), y por cada carril consiste en una carga de 1.14 ton/m y una carga flotante de 12 Ton ubicada de modo tal que se obtengan situaciones desfavorables a flexión. Para el análisis, en lugar de construir las líneas de influencia para las fuerzas internas en los elementos, se han empleado las hipótesis de carga mostradas en la Figura 68. El incremento por efecto de impacto se ha calculado para cada una de las hipótesis de carga viva de acuerdo a la fórmula $i = 16/(L + 40)$. Estos factores de impacto, que dan buenas aproximaciones para puentes convencionales, pueden resultar en valores conservadores para los puentes extradosados. Por ejemplo, para el diseño del Puente de Ferrocarril North-Arm en Canadá, se asumió un factor de impacto de 10%. Estudios posteriores de la interacción dinámica tren-estructura mostraron que la amplificación de las deflexiones estáticas tan solo eran del orden del 1% (Griezic, Scollard, & Bergman, 2006). Por último, los esfuerzos por carga viva se reducen en un 90%, esto por suponer tres carriles cargados simultáneamente.

Figura 68 Hipótesis de carga viva adoptadas.



– *Carga sísmica (EQ)*: Se han empleado dos espectros de aceleración para coeficientes de aceleración (A) de 0.05 y 0.30, que corresponden a zonas de amenaza sísmica baja y alta respectivamente. Para ambos espectros se ha usado un perfil de suelo tipo S_2 , lo que da un coeficiente de sitio de 1.2. El amortiguamiento de la estructura (ξ) se ha asumido igual a 2% para todos los modos de vibración, valor que es ligeramente mayor al encontrado por Niihara et. al (Niihara, Tetsuya, Yamanobe, & Hishiki, 2001) a partir de mediciones de vibración ambiental en puentes extradosados construidos en Japón. Los espectros de diseño, expresados como fracción de la gravedad se ilustran en la Figura 69.

Figura 69 Espectros de diseño utilizados.



Las fuerzas sísmicas se obtienen de la siguiente manera: en un primer caso, las fuerzas en cada uno de los ejes principales se obtienen sumando el 100% del valor absoluto de las fuerzas sísmicas elásticas provenientes del análisis en la dirección longitudinal con el 30% del valor absoluto de las fuerzas sísmica elásticas provenientes del análisis en la dirección transversal y vertical. En el otro caso, se suman el 100% de las fuerzas del análisis en la dirección transversal y el 30% de las fuerzas del análisis en la dirección longitudinal y vertical. En ambos casos la componente vertical se ha definido multiplicando las aceleraciones horizontales por un factor de 2/3, y adicionando un 30% de estas, tal y como lo establece el código colombiano (AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería

Sísmica, 1995). Los estados límite de servicio (ELS) y límite último (ELU) a considerar se obtienen de la combinación de las cargas para los grupos IA, IB y VII, definidos en el código colombiano, y se presentan en la Tabla 8. En esta parte no se ha tenido en cuenta el pretensado interno que se requiere en el tablero para lograr controlar los esfuerzos máximos en las fibras extremas, el cálculo de estas fuerzas se presenta más adelante cuando se hagan las comparaciones de cantidades de obra en función de la amenaza sísmica y del tipo de vinculación tablero-pilares. Además, puesto que el objetivo primordial de la tesis está encaminado a estudiar los efectos de las acciones sísmicas, no se han incluido acciones como el viento, la temperatura, la situación accidental de rotura de cables, que si deben tenerse en cuenta a la hora de un proyectar un puente de esta tipología.

Tabla 8. Grupos de carga analizados.

Grupo	ELS	ELU
IA	$D + (L+i) + P$	$1.3[\beta_D D + \beta_{L+i} (L+i)] + P$
IB	$D + P$	$1.3[\beta_D D] + P$
VII-EQ ₁	$D + EQ_1 + P$	$1.3[\beta_D D] + EQ_1/R + P$
VII-EQ ₂	$D + EQ_2 + P$	$1.3[\beta_D D] + EQ_2/R + P$

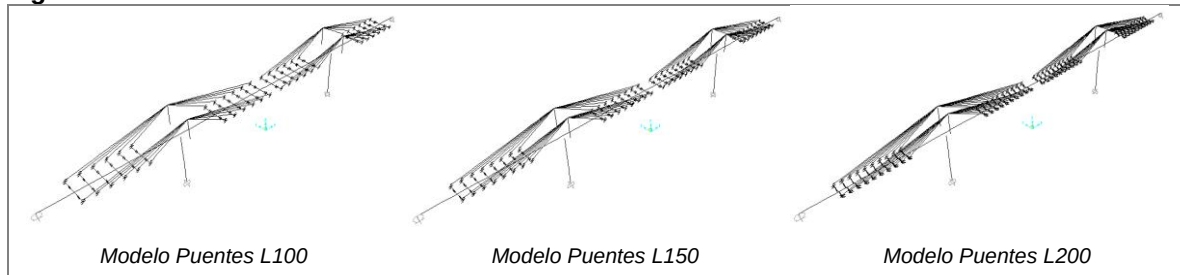
* β_D se toma igual a 1.0 y 0.75; β_{L+i} se toma igual a 2.2; Para el diseño a flexo-compresión de los pilares se usó un coeficiente R igual a 3. Para el diseño y verificación a contante se usó un coeficiente R igual a 1.

2.1.5 Modelo Numérico y Análisis

El análisis lineal estático y dinámico se desarrolló empleando el software comercial de elementos finitos SAP2000 Advanced v.14.2.4®. Para esto se usaron elementos tipo viga-columna en el tablero, las torres y los pilares, y elementos tipo cable que tienen en cuenta el efecto de la catenaria para los cables extradados. La transmisión de la fuerza de los cables al tablero se logró por medio del uso de elementos tipo link, que son rígidos y de masa nula, ver Figura 70. Para el modelamiento de la geometría de los pilares y las torres, y su conexión con el tablero, se emplearon *constraints* tipo *body*, los cuales garantizan un movimiento

de cuerpo rígido entre los nodos conectados (CSI, Computers & Structures Inc., 2010). En los puentes con tablero apoyado sobre los pilares se liberaron los grados de libertad de rotación en el extremo superior de los pilares. En ninguno de los casos se han tenido en cuenta los fenómenos reológicos del concreto ni del acero, ni los efectos de segundo orden.

Figura 70 Modelo base de elementos finitos.



El análisis de los puentes estudiados consiste en los siguientes pasos:

- Aplicación de la tensión en los cables, de las cargas muertas y las de tráfico sobre el tablero.
- Obtención de los modos de vibración. El problema del cálculo de los valores propios se ha resuelto usando la matriz de rigidez del puente en el estado deformado para el caso de carga no lineal D+P, de acuerdo a lo recomendado en (Abdel-Ghaffar & Nazmy, 1991). En todos los casos se han considerado 200 modos de vibración.
- Análisis multimodal espectral de acuerdo a la regla de combinación modal CQC y posterior combinación para las direcciones ortogonales (X,Y,Z) de acuerdo a la regla SRSS.
- Cálculo de esfuerzos en las fibras extremas del tablero, y en los cables, para las combinaciones en ELS.
- Verificación de la variación de tensión en los cables debido a la carga viva de acuerdo al criterio de la normatividad SETRA, y de la deformada máxima en el tablero. Además, se verifican los esfuerzos en ELU para los cables.

2.1.6 Características Dinámicas

- **Periodos de vibración y porcentajes de participación de masa:** Las Figuras 71 a 73 presentan, para todos los puentes estudiados, la relación entre los periodos de vibración de los 200 modos analizados y los porcentajes de participación de masa en las direcciones principales. De estas se observa que los diez primeros periodos de vibración de los puentes con conexión tipo A son mayores que en los puentes con conexión tipo M, y que los periodos de vibración se hacen más largos a medida que aumenta la altura de los pilares. En ambos casos el incremento en los periodos de vibración obedece a la reducción de la rigidez global del puente. En cuanto a los porcentajes de participación de masa, para la dirección Y se logra una participación del 90% en los primeros 50 modos, mientras que para la dirección Z son necesarios 100 modos para lograr el mismo porcentaje de participación. En la dirección X se logra movilizar entre un 82% y un 87% de la masa para los 200 primeros modos. El Código Colombiano de Diseño de Puentes no establece restricción alguna acerca del porcentaje mínimo de masa modal que debe ser considerado en el análisis, sin embargo los valores obtenidos son cercanos al 90% exigido en otras normas internacionales como el Eurocódigo 8 (Nicolucci, 2004), por lo tanto, debido a que el porcentaje de participación de masa para la dirección X es bajo en los modos superiores (en la mayoría de los casos, para los cuatro primeros modos ya se tiene un porcentaje de participación de la masa modal en la dirección X entre 60% y 70%, lo que habla de formas modales dominantes en el cálculo de las cargas de aceleración en esta dirección), la respuesta estructural sísmica obtenida con los 200 modos se considera adecuada.

Para las relaciones H_p/L igual a $1/4$, $3/8$, y $1/2$, los periodos fundamentales de los puentes con longitud principal 100 m son 1.33 s, 1.47 s, y 2.29 s para la vinculación tipo A, y 0.89 s, 1.26 s, y 1.85 s para la vinculación tipo M. En los puentes con $L=150$ m son 2.02 s, 2.55 s, y 3.99 s para la vinculación tipo A, y 1.38

s, 2.09 s, y 3.09 s para la vinculación tipo *M*. Por último, para los puentes con $L=200$ m, los periodos fundamentales para la vinculación tipo *A* son 2.66 s, 3.38 s, y 5.37 s, mientras que para la vinculación tipo *M* son 1.87 s, 2.81 s, y 4.21 s. Por lo tanto se concluye que los periodos de vibración crecen a medida que aumenta la longitud del vano central del puente, esto debido al incremento considerable de la masa total del puente.

Figura 71 Periodos de vibración y porcentajes de participación de la masa en los puentes L100.

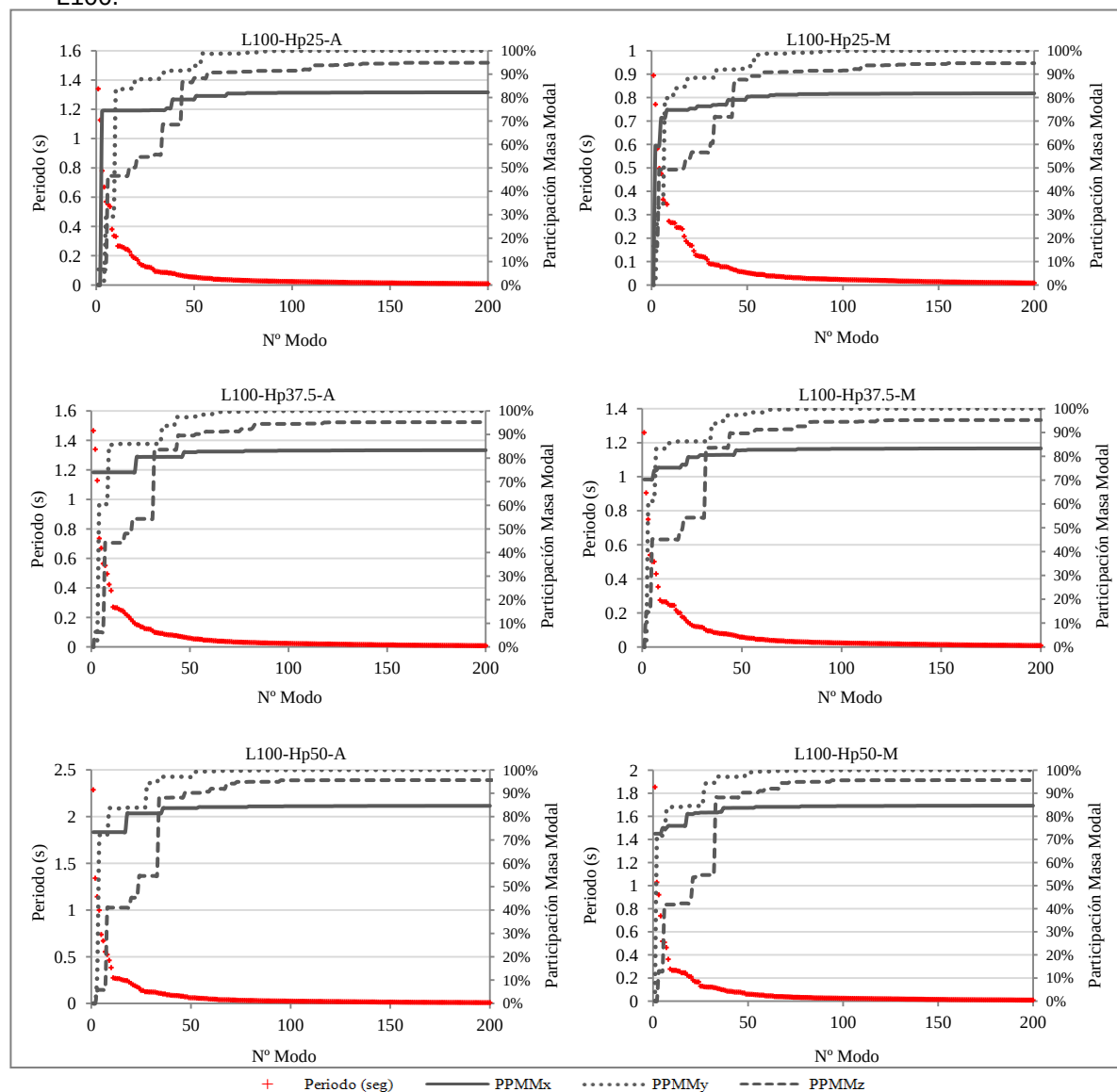


Figura 72 Periodos de vibración y porcentajes de participación de la masa en los puentes L150.

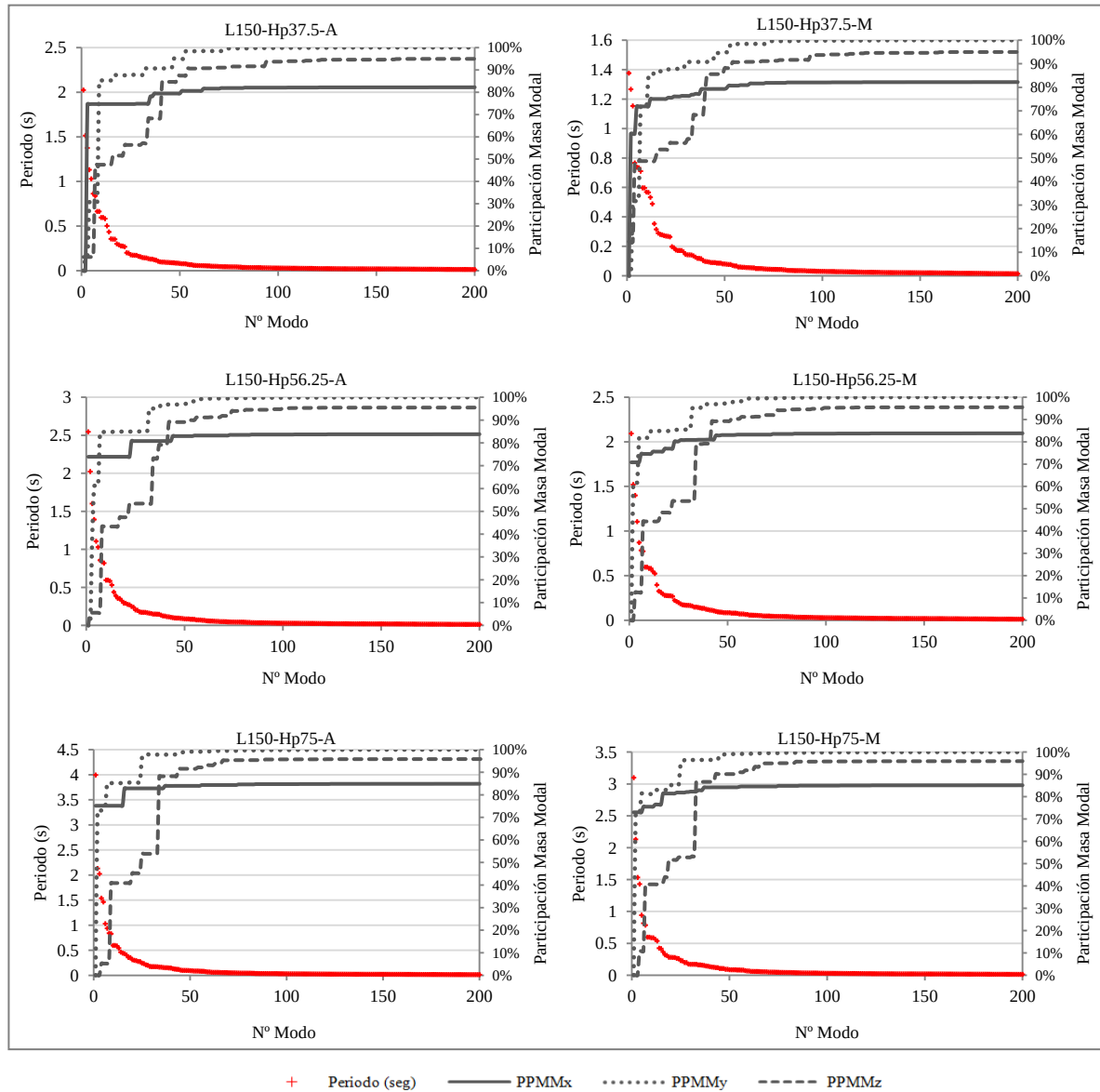
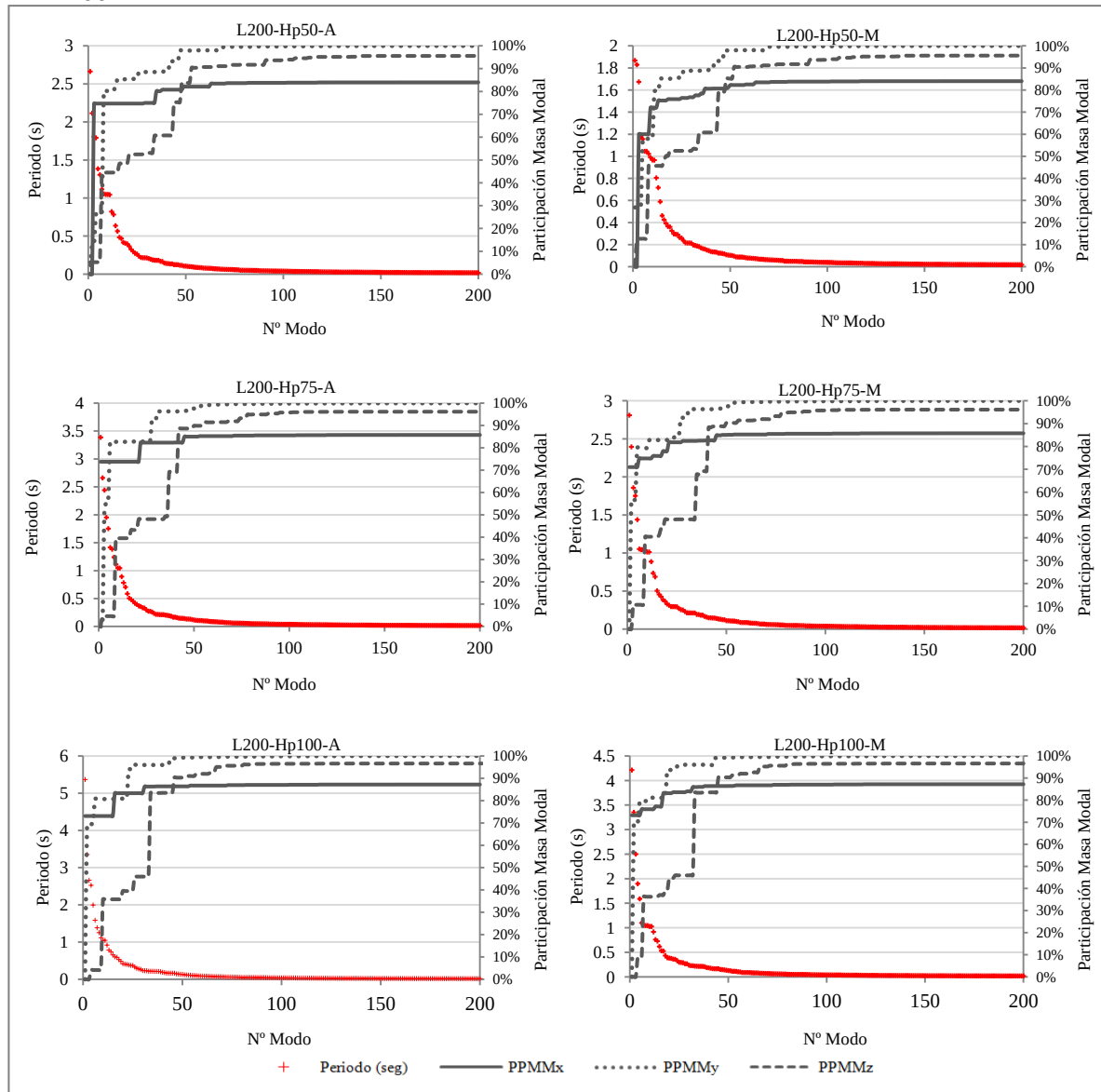


Figura 73 Periodos de vibración y porcentajes de participación de la masa en los puentes L200.



- **Formas modales:** Las formas modales permiten identificar las debilidades que pueda tener la estructura frente a las acciones dinámicas. En las Figuras 74 a 76 se ilustran los modos de vibración correspondientes a los periodos fundamentales de cada uno de los puentes estudiados. De estas figuras se puede anotar que en los puentes con pilares cortos ($H_p < L/4$), la forma modal fundamental corresponde a movimientos verticales debido a la flexión longitudinal del vano central del

tablero, o como en el caso del puente L200-Hp50-M, a movimientos horizontales resultado de la flexión transversal del tablero. Sin embargo, a medida que incrementa la altura de los pilares el puente se hace mucho más débil en la dirección longitudinal, y la forma modal corresponde a un desplazamiento global de todo el puente en esa dirección. Ahora, si bien es cierto que las formas modales dan una idea de la debilidad del puente, aquellas obtenidas para el primer periodo de vibración no necesariamente representan la condición más crítica para la determinación de las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales, esto debido a que el porcentaje de participación de masa modal no coincide en todos los casos con el mayor porcentaje para cada una de las direcciones principales. Por lo tanto, resulta interesante analizar las formas modales en las cuales se tiene un porcentaje alto de participación de masa en cada dirección.

Figura 74 Formas modales correspondientes a los periodos fundamentales en los puentes L100.

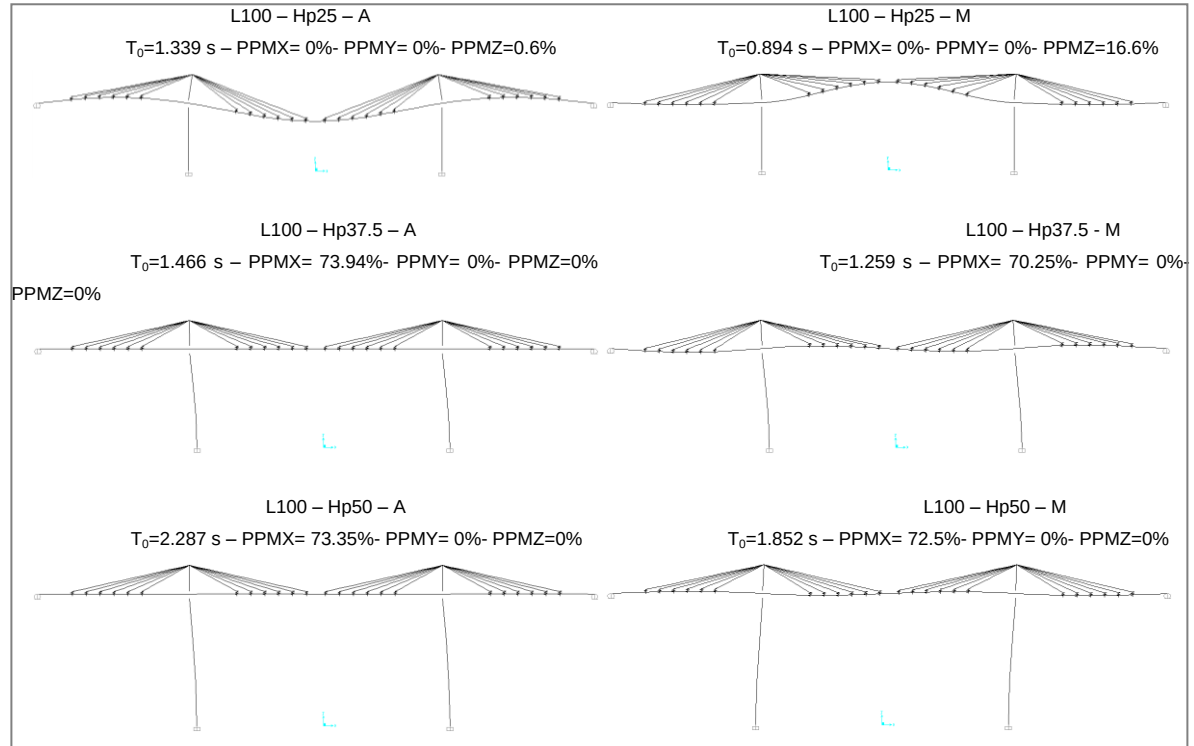


Figura 75 Formas modales correspondientes a los periodos fundamentales en los puentes L150.

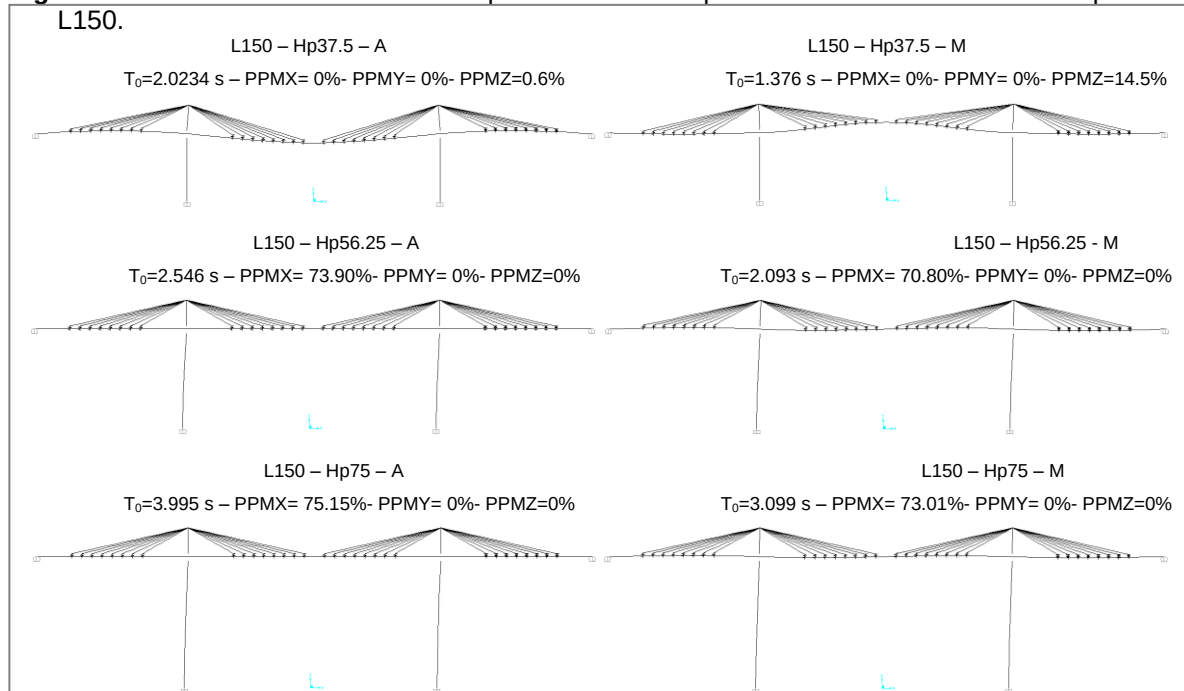
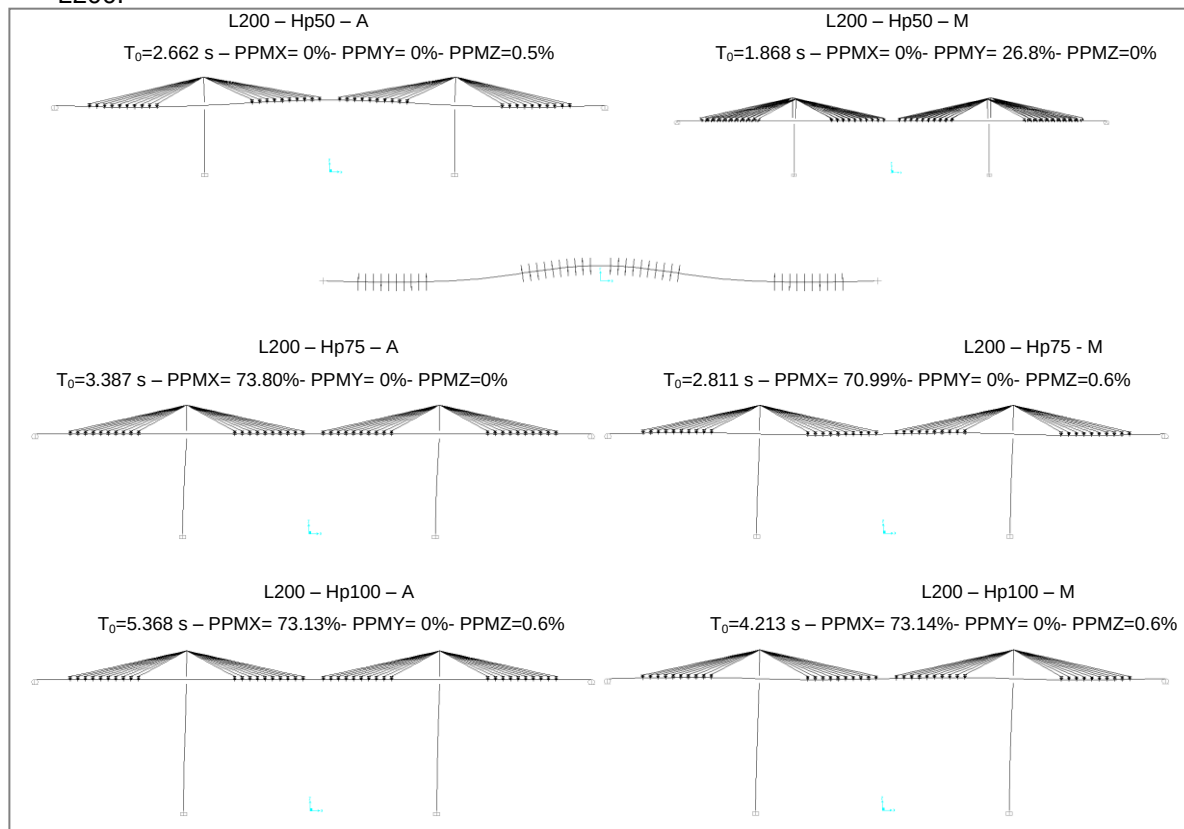


Figura 76 Formas modales correspondientes a los periodos fundamentales en los puentes L200.



En las Figura 77 y 78 se ilustran, para los puentes L100, las formas modales que corresponden a los periodos de vibración con mayor porcentaje de participación en masa modal en las direcciones principales. En estas figuras se presenta además el diagrama de momentos que genera cada modo de vibración, lo cual es de gran ayuda para identificar el elemento estructural con mayor deformabilidad para ese modo. Como complemento a las figuras, se presenta en la Tabla 9 la relación entre los momentos flectores calculados considerando los modos de vibración hasta el modo en cuestión, y la fuerza interna calculada considerando los 200 modos analizados, lo cual da una idea de la importancia que tiene el modo de vibración en las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales. De las figuras se puede observar que en los modos predominantes en la dirección X, que corresponden a un desplazamiento longitudinal de la estructura, los pilares son los elementos con mayor deformabilidad, y debido a que el porcentaje de masa modal para estos modos es alto ($>60\%$), la fuerza sísmica en estos elementos calculada usando dichos modos es prácticamente igual a la fuerza calculada con los 200 modos. En la dirección transversal, el tablero y los pilares tienen mayor deformabilidad, y los modos asociados a estos movimientos son generalmente entre el modo 2 y el modo 4, a excepción del caso en que los pilares son cortos y rígidos (modos 7 y 10). Por otra parte, los momentos sísmicos en dirección longitudinal en el tablero están asociados a las formas modales con flexión longitudinal del tablero, en donde los porcentajes de participación de masa modal en la dirección Z superan el 30%. Para estos modos, independientemente del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, y de la altura de los pilares, los periodos no varían significativamente y tienen una media de 0.527 segundos.

Tabla 9. Fuerzas debido al sismo EQ₁ en los elementos estructurales principales considerando 200 modos de vibración.

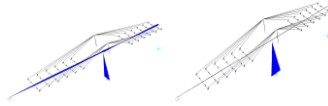
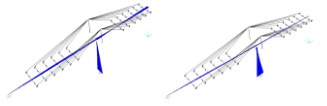
	Puentes con conexión tipo A		Puentes con conexión tipo M	
				
Hp=L/4	MPL ₂₀₀ :	12808.8	MPL ₂₀₀ :	9893.58
	MPT ₂₀₀ :	10279.62	MPT ₂₀₀ :	10359.53
	MTap ₂₀₀ :	341.23	MTap ₂₀₀ :	1319.37
Hp=3/8L	MTvl ₂₀₀ :	324.34	MTvl ₂₀₀ :	1157.78
	Tvc ₂₀₀ :	197.97	MTvc ₂₀₀ :	209.58
	MTtr ₂₀₀ :	3012.68	MTtr ₂₀₀ :	3127.71
Hp=L/2	MPL ₂₀₀ :	13908.79	MPL ₂₀₀ :	11861.39
	MPT ₂₀₀ :	15688.43	MPT ₂₀₀ :	16192.98
	MTap ₂₀₀ :	341.13	MTap ₂₀₀ :	1397.84
	MTvl ₂₀₀ :	279.44	MTvl ₂₀₀ :	983.16
	MTvc ₂₀₀ :	199.718	MTvc ₂₀₀ :	215.94
	MTtr ₂₀₀ :	3283.81	MTtr ₂₀₀ :	3343.06
	MPL ₂₀₀ :	14800.09	MPL ₂₀₀ :	12805.95
	MPT ₂₀₀ :	17488.77	MPT ₂₀₀ :	20111.48
	MTap ₂₀₀ :	343.91	MTap ₂₀₀ :	1862.75
	MTvl ₂₀₀ :	279.28	MTvl ₂₀₀ :	1503.91
	MTvc ₂₀₀ :	203.14	MTvc ₂₀₀ :	217.47
	MTtr ₂₀₀ :	2114.64	MTtr ₂₀₀ :	2353.63
	MPL ₂₀₀ : Momento flector longitudinal en los pilares		MPT ₂₀₀ : Momento flector transversal en los pilares	
	MTap ₂₀₀ : Momento en el tablero en apoyo		MTvl ₂₀₀ : Momento en el tablero en el vano lateral	
	MTvc ₂₀₀ : Momento en el tablero en el vano central		MTtr ₂₀₀ : Momento transversal máximo en el tablero	

Figura 77 Formas modales con mayor participación de masa en cada dirección principal para los puentes L100-A.

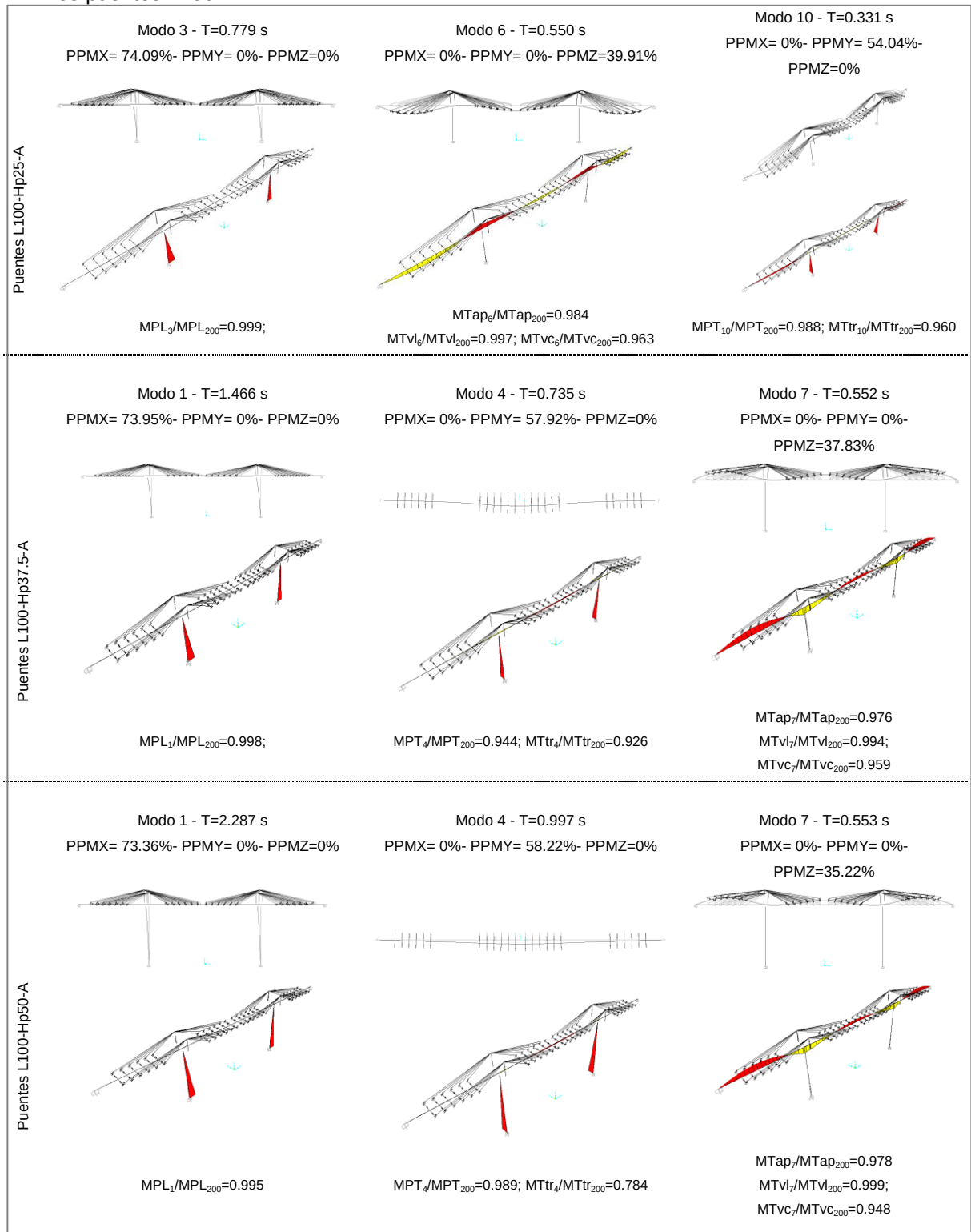
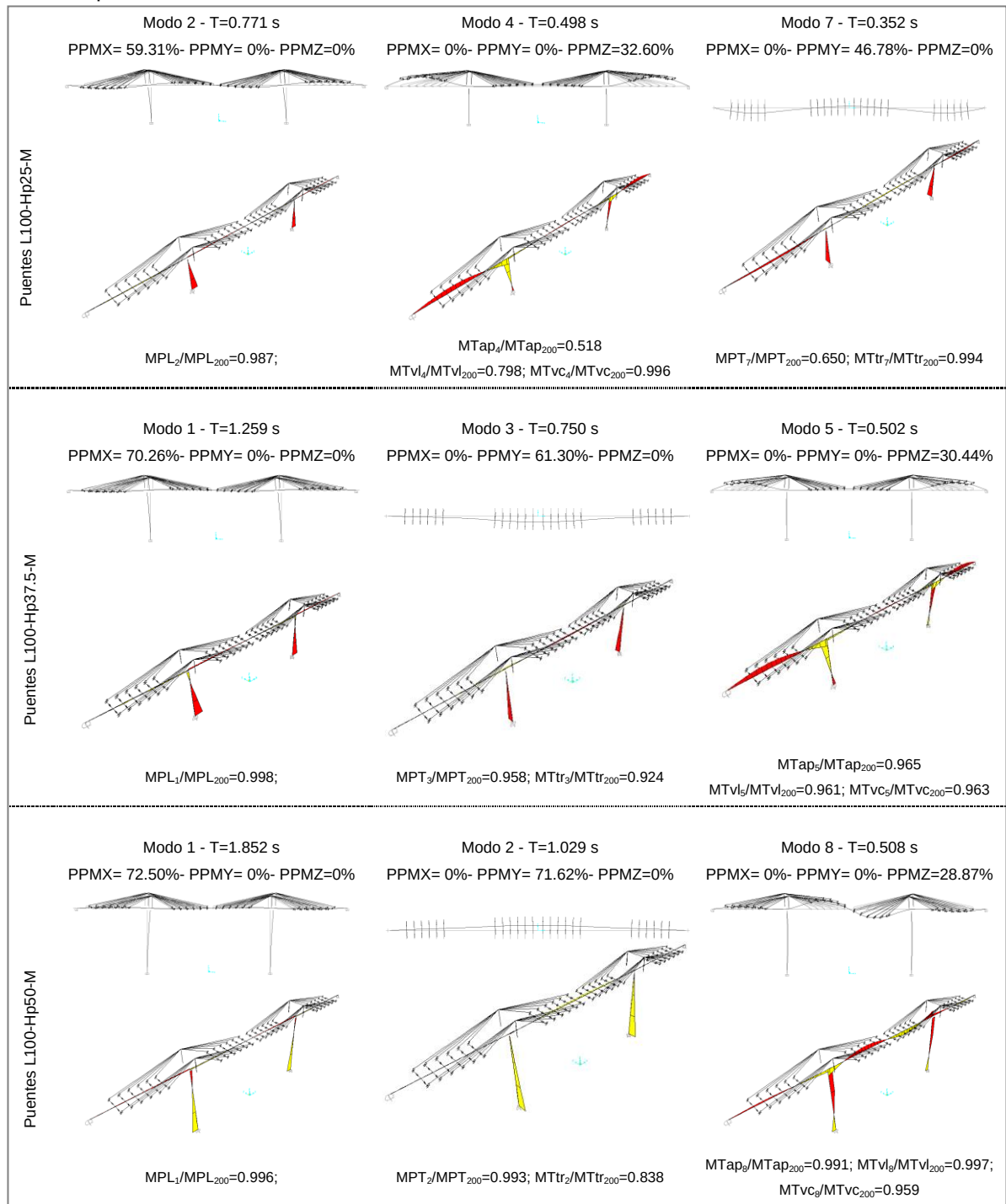


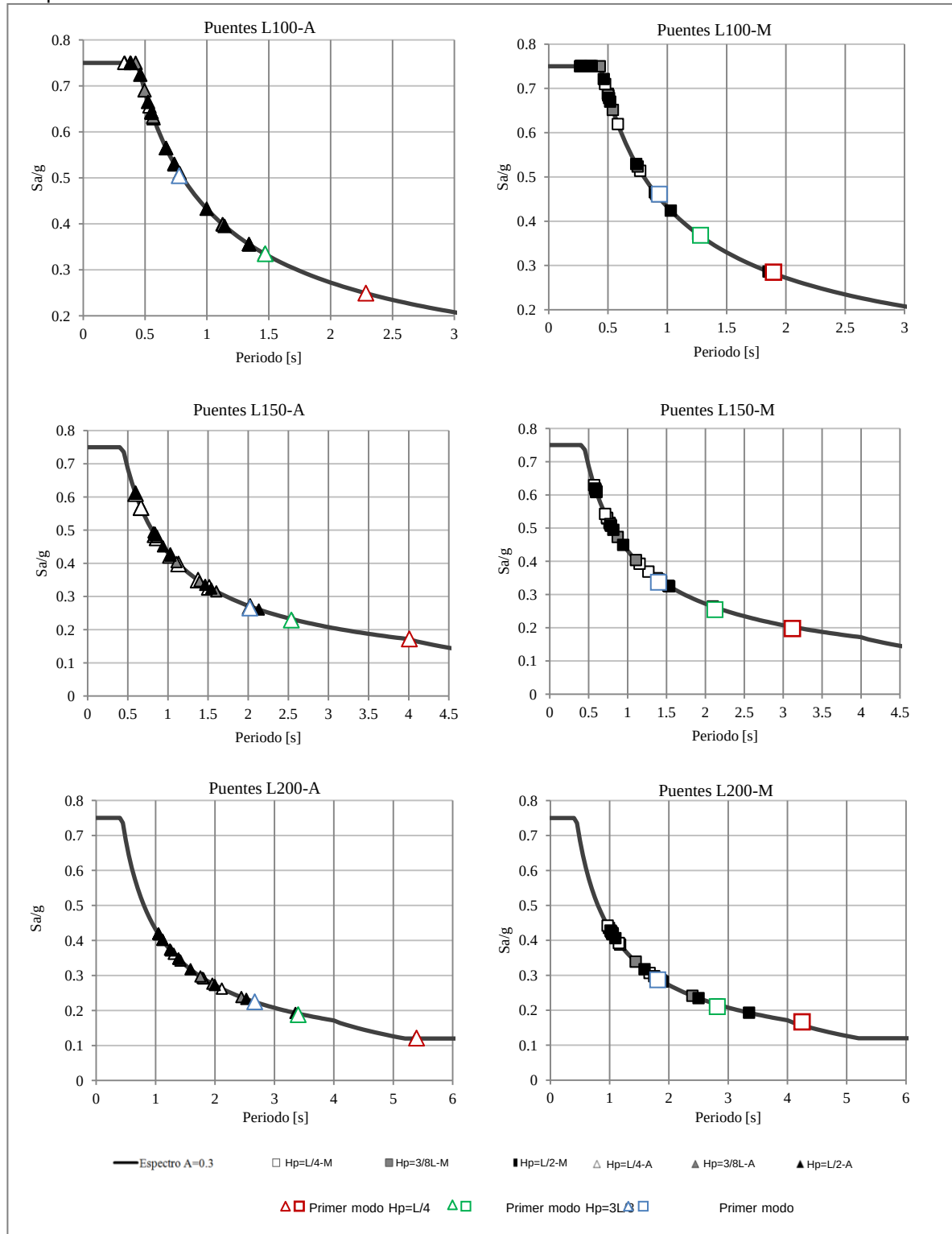
Figura 78 Formas modales con mayor participación de masa en cada dirección principal para los puentes L100-M.



Por último, se presenta en la Figura 79 la magnitud de la aceleración espectral para los primeros diez modos de vibración, que son aquellos con mayor

participación de masa modal en las direcciones principales. De esta figura se puede observar la ventaja que puede llegar a ofrecer la conexión tipo A entre tablero y pilares, ya que debido a la menor rigidez del puente, los periodos de vibración son mayores y por lo tanto la ordenada, que es el valor de aceleración espectral para cada modo, es menor, pudiendo reducir las fuerzas sísmicas sobre algunos elementos estructurales.

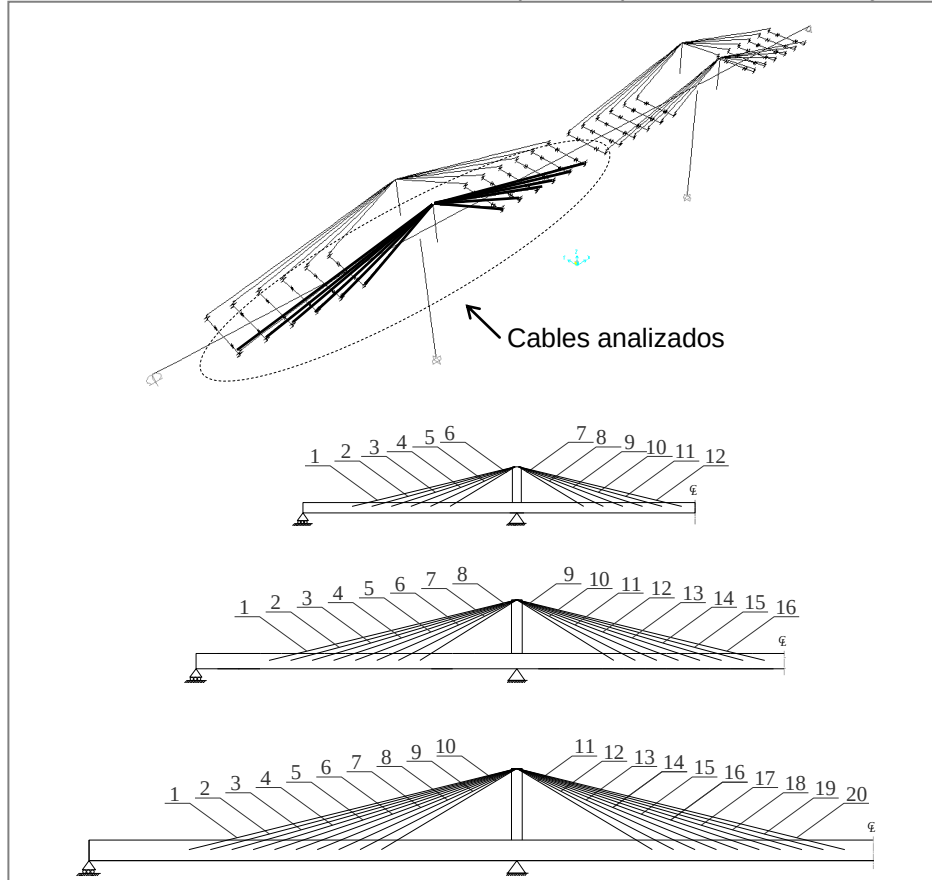
Figura 79 Valores de aceleración espectral para los primeros 10 modos de vibración en los puentes estudiados.



2.1.7 Comportamiento de los Cables Extradados

La nomenclatura de los cables empleados para los puentes L100, L150 y L200 se presenta en la Figura 80. Debido a la simetría de los puentes y de las cargas aplicadas (tanto en la dirección longitudinal como en la transversal), los resultados que se presentan a continuación corresponden solo a la mitad izquierda y a los cables que pasan por una torre.

Figura 80 Numeración de cables extradados para los puentes L100, L150, y L200.



Como era de esperarse, la cantidad total de cables extradados requeridos para los puentes L200 es mayor que la de los puentes L150 y L100. En promedio se requieren 141.82 Ton de acero activo para los cables de los puentes L200, magnitud que es 202.40% y 516.45% mayor que el peso promedio de cables requeridos para los puentes L150 y L100 respectivamente, ver Figura 81. En todos

los casos analizados, el tipo de vinculación entre el tablero y los pilares no afecta significativamente la cantidad de cables requeridos, ya que las variaciones porcentuales están acotadas entre 0.25% y 3.17%, siendo menor la cantidad de cables para el esquema de vinculación tipo A. El efecto de la altura de los pilares en la cantidad de cables puede considerarse despreciable, puesto que la cantidad de cables para los puentes con esquema *M* no cambió en función de la altura, y en los puentes con esquema tipo *A* el aumento en la cantidad de cables debido a una mayor altura de los pilares oscila entre 0.30% y 0.47%. En la Tabla 10 se presentan el número promedio de tendones de diámetro 0.6" que fueron utilizados en cada cable extradados los puentes estudiados.

Figura 81 Comparación del peso total de los cables extradados para los puentes L100, L150 y L200.

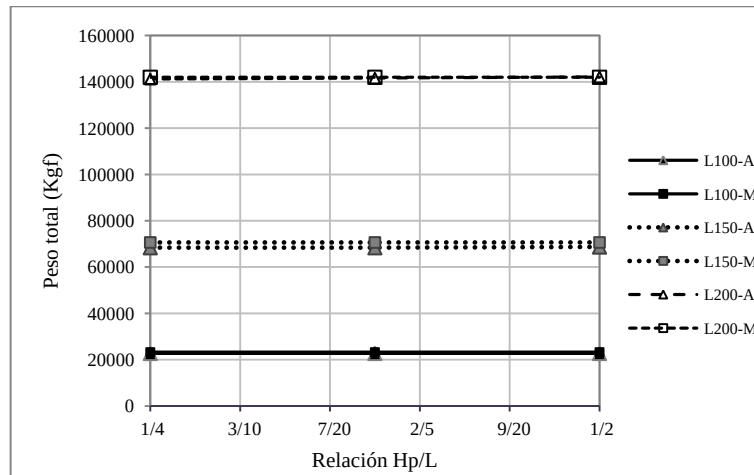


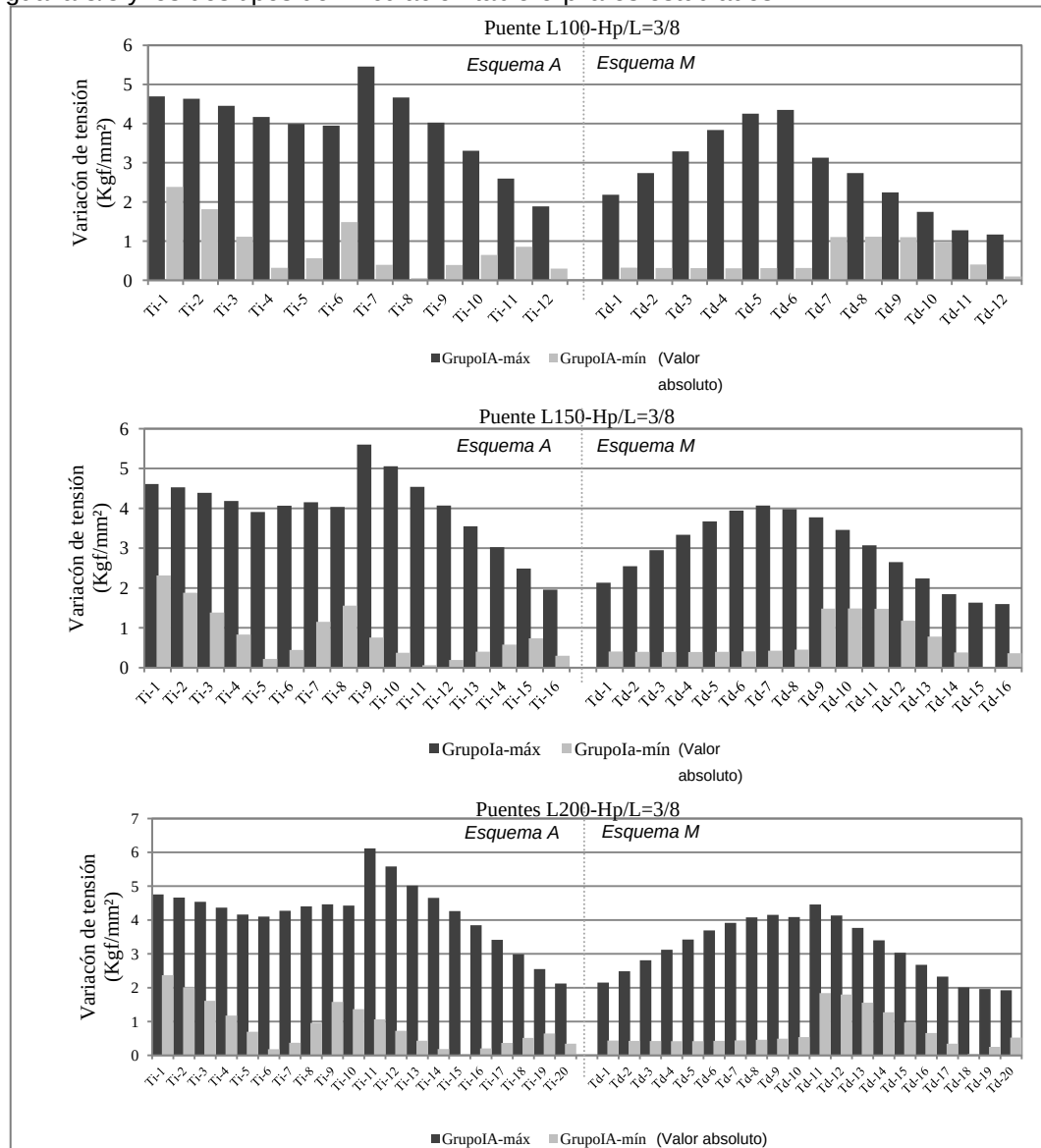
Tabla 10. Número de tendones promedio y peso total promedio para los puentes analizados

Cable	Puentes L100 (Esquema A / Esquema M)		Puentes L150 (Esquema A / Esquema M)		Puentes L200 (Esquema A / Esquema M)	
	#Tend. de 0.6"	Peso (Tonf)	#Tend. de 0.6"	Peso (Tonf)	#Tend. de 0.6"	Peso (Tonf)
1	15 / 16	0.782 / 0.835	22 / 23	1.712 / 1.790	27 / 28	2.801 / 2.905
2	14 / 15	0.649 / 0.692	21 / 22	1.499 / 1.571	26 / 27	2.530 / 2.627
3	13 / 14	0.526 / 0.566	19 / 20	1.235 / 1.300	25 / 25	2.272 / 2.272
4	9 / 7	0.312 / 0.243	18 / 19	1.055 / 1.114	24 / 24	2.028 / 2.028
5	10 / 10	0.290 / 0.290	16 / 17	0.837 / 0.890	21 / 21	1.641 / 1.641
6	12 / 12	0.283 / 0.283	15 / 15	0.692 / 0.692	20 / 20	1.437 / 1.437
7	12 / 12	0.283 / 0.283	14 / 13	0.574 / 0.521	18 / 18	1.181 / 1.181
8	10 / 10	0.290 / 0.290	28 / 28	0.956 / 0.956	17 / 17	1.030 / 1.010
9	9 / 7	0.312 / 0.243	28 / 28	0.956 / 0.956	17 / 15	0.889 / 0.800
10	13 / 14	0.526 / 0.566	14 / 13	0.574 / 0.521	40 / 39	1.897 / 1.850
11	14 / 15	0.648 / 0.692	15 / 15	0.692 / 0.692	40 / 39	1.897 / 1.820
12	15 / 16	0.783 / 0.835	16 / 17	0.837 / 0.890	17 / 15	0.889 / 0.800
13	-	-	18 / 19	1.055 / 1.114	17 / 17	1.030 / 1.010
14	-	-	19 / 20	1.235 / 1.300	18 / 18	1.181 / 1.181
15	-	-	21 / 22	1.499 / 1.571	20 / 20	1.437 / 1.437
16	-	-	22 / 23	1.712 / 1.790	21 / 21	1.641 / 1.641
17	-	-	-	-	24 / 24	2.028 / 2.028
18	-	-	-	-	25 / 25	2.272 / 2.272
19	-	-	-	-	26 / 27	2.530 / 2.627
20	-	-	-	-	27 / 28	2.801 / 2.905
Subtotal*	146 / 148	5.682 / 5.821	307 / 314	17.122 / 17.665	470 / 468	35.411 / 35.500
Total	584 / 592	22.727 / 23.284	1227 / 1256	68.488 / 70.661	1880 / 1872	141.644 / 142.001

* El subtotal equivale a los cables que llegan a una sola torre.

El análisis de la variación de tensión en los cables debido a la carga viva reveló que el máximo valor, independientemente del tipo de vinculación tablero-pilares y/o de la altura de los pilares, se presenta en el cable más próximo a la torre, mientras que los cables más alejados están sometidos a menores fluctuaciones de tensión. Esto se muestra en la Figura 82, la cual presenta los resultados solo para los puentes con relación Hp/L igual a 3/8, pero cuyo comportamiento es típico para todos los puentes restantes.

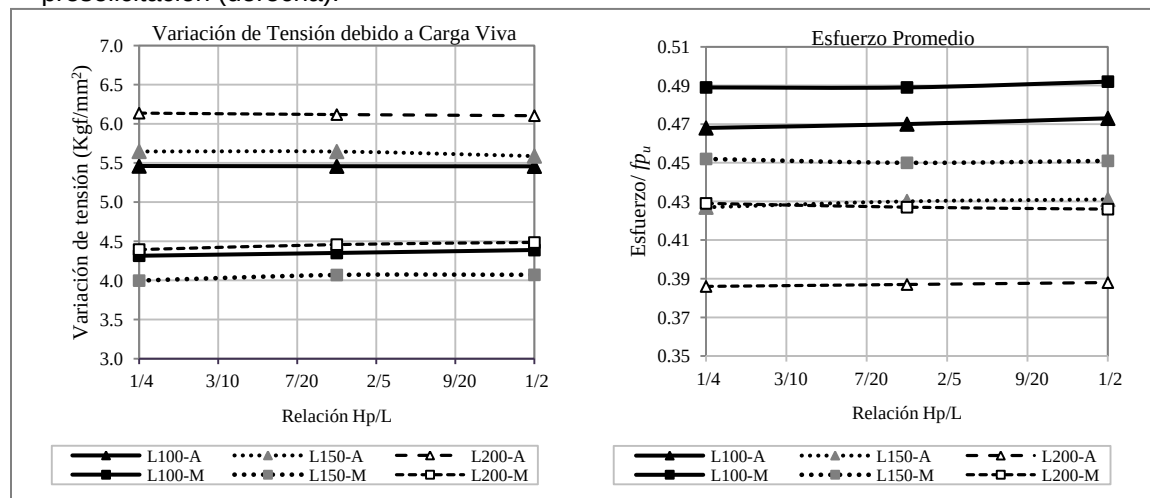
Figura 82 Variación de tensión en los cables para los puentes L100, L150, y L200 con Hp/L igual a 3/8 y los dos tipos de vinculación tablero-pilares estudiados.



La comparación de los valores máximos de variación de tensión en los cables debido a la carga viva, y el esfuerzo de presolicitación en los cables se presentan en la Figura 83. De esta se observa que los valores máximos de variación de tensión ocurren en los puentes con esquema tipo A, los cuales son mayores entre 1.1 kgf/mm^2 y 1.7 kgf/mm^2 que en el esquema tipo M. Además, se observa que a medida que aumenta la longitud del puente, también lo hace la variación de

tensión máxima en los cables, lo que obedece a un mayor efecto de la carga viva por una mayor área del tablero. Por último, al ser mayor la variación de tensión en los cables, el ingeniero proyectista tiene la obligación de reducir la tensión del preesfuerzo, lo que se traduce en un uso menos eficiente del material.

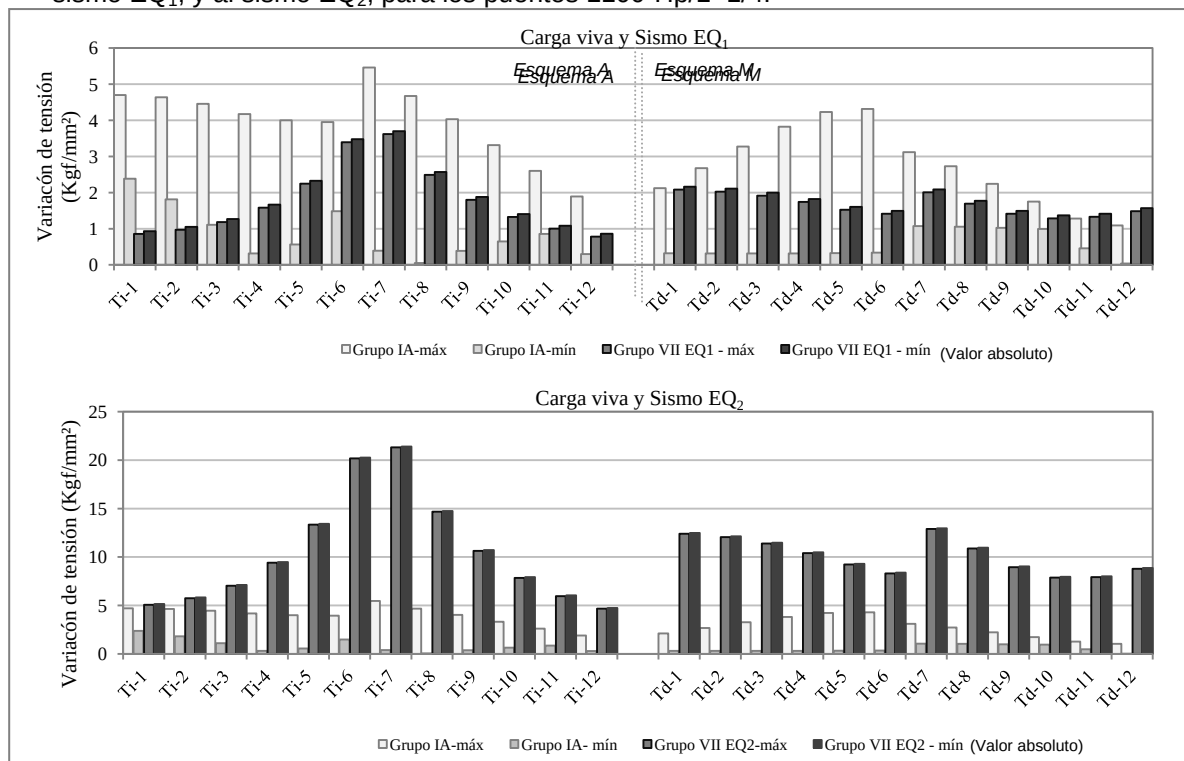
Figura 83 Influencia del tipo de vinculación tablero-pilar y de la rigidez del pilar en la variación de tensión máxima debido a la carga viva (izquierda) y en el esfuerzo promedio de presolicitación (derecha).



Por otra parte, aunque solo para la zona de amenaza sísmica alta la variación en la tensión de los cables extradados debido al sismo de diseño es mayor que la que produce la carga viva, ver Figura 84, esta situación no supone un riesgo para la integridad estructural de estos elementos. La explicación a esto es la siguiente: en los ensayos bajo carga dinámica a los que se somete el conjunto tendón-anclaje, la probeta es sometida a tensiones variables por encima y por debajo de la carga característica de rotura, durante dos millones de ciclos (Ruiz Terán, 2005). El ensayo se considera satisfactorio si no se detectan roturas que supongan una disminución mayor o igual al 5% de la sección (2% en la guía de diseño SETRA). Si se tiene en cuenta que el Código Colombiano de Diseño de Puentes define la acción sísmica con una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de la estructura de 50 años, y al tener esfuerzos de tensión que para el grupo de carga VII en ELU no superan el límite admisible de $0.75f_{pu}$

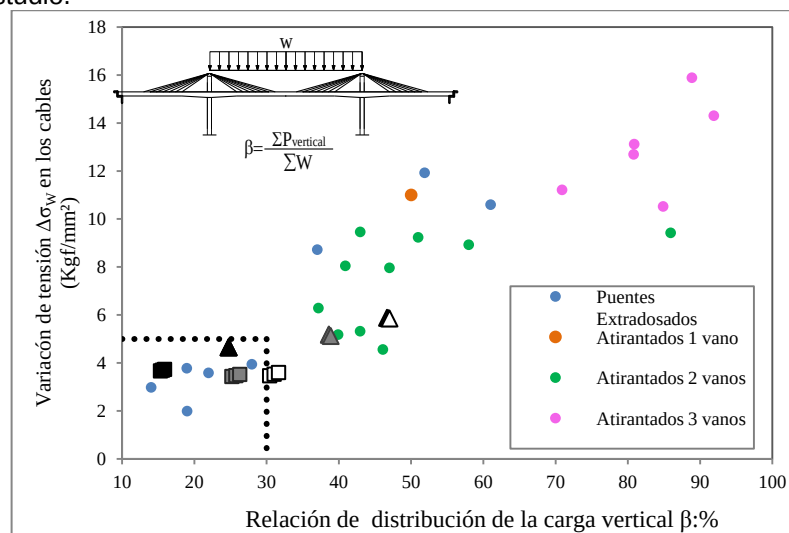
recomendado por la guía de diseño SETRA, entonces para que exista daño acumulado por fatiga en los cables debido al sismo, estos eventos, o aquellos de mayor magnitud, tendrían que ocurrir muy a menudo, lo cual es un escenario poco real, sobre todo si se tiene en cuenta que la probabilidad de excedencia por año es del 0.21%. De lo anterior queda patente que el problema de fatiga en los cables extradosados construidos en zonas con alta o baja amenaza sísmica estará controlado por la carga viva y no por las acciones sísmicas. Además, debido a que últimamente se emplean sistemas de control pasivo que consisten en amortiguadores instalados en el extremo inferior de los cables para reducir las vibraciones de estos elementos frente a la lluvia y al viento ((Ogawa, Matsuda, & Kasuga, 1998b), (Ogawa & Kasuga, 1998), (Griezic, Scollard, & Bergman, 2006), (Kasuga A. , 2006)), el uso de estos elementos para la construcción de puentes extradosados en Colombia dejaría el estado de fatiga en los cables del lado de la seguridad.

Figura 84 Comparación de la variación de tensión en los cables debido a la carga viva, al sismo EQ₁, y al sismo EQ₂, para los puentes L100-Hp/L=1/4.



Tal y como se mencionó en el numeral 2.5.4, a partir del índice β y de la variación de tensión en los cables debido a una carga distribuida w actuando en el vano central, Kasuga (Kasuga A. , 2002) sugirió que el límite entre los puentes extradosados y los atirantados podría ser $\Delta\sigma_w = 5 \text{ kgf/mm}^2$ (50 MPa) y $\beta = 30\%$. Para los puentes analizados en el presente estudio, aquellos con tablero unido monolíticamente a los pilares quedaron acotados dentro de ese límite o muy cerca de este, como es el caso de los puentes L200-M. En este grupo también se incluyen los puentes L100-A. Sin embargo, los puentes L150-A y L200-A presentan características similares a los de los puentes atirantados de dos vanos estudiados por (Ogawa & Kasuga, 1998), esto es, mayor participación de los cables en el transporte de la carga, que se refleja en un mayor índice β , y una mayor variación de tensión en los cables extradosados, ver Figura 85. Esto muestra que el límite sugerido por Kasuga solo es aplicable a puentes extradosados con dimensiones típicas y tableros unidos monolíticamente a los pilares, o a puentes extradosados con tablero apoyado en los pilares, cuya longitud no sea tal que los efectos de carga viva sean tan significativos en el comportamiento de los cables.

Figura 85 Comparación de los resultados del estudio (Ogawa & Kasuga, 1998) con los del presente estudio.



Fuente: Modificado de (Kasuga A. , 2006).

2.1.8 Comportamiento del Tablero

Al variar el tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, la altura de los pilares, la longitud del vano central del puente, y la amenaza sísmica, fueron analizadas las flechas, fuerzas internas, y esfuerzos normales en el tablero, obteniéndose lo siguiente:

2.1.8.1 Deflexiones verticales

- **Debido a la carga permanente:** En la Figura 86 se presenta la deformada típica para cargas permanentes en los puentes extradosados estudiados. El análisis de las flechas máximas muestra que para el vano central, estas corresponden a un valor aproximado de $L/10000$, lo cual obedece a la hipótesis de no compensar la totalidad de la carga permanente. En los vanos laterales se presentan flechas de mayor magnitud, esto debido a que las longitudes del vano central y los vanos laterales son diferentes, generando una asimetría de las cargas, y por lo tanto no se logra el mismo grado de compensación que en el vano central, ver Figura 87.

Figura 86 Deformada típica de puentes extradosados estudiados para carga permanente (amplificada 200 veces).

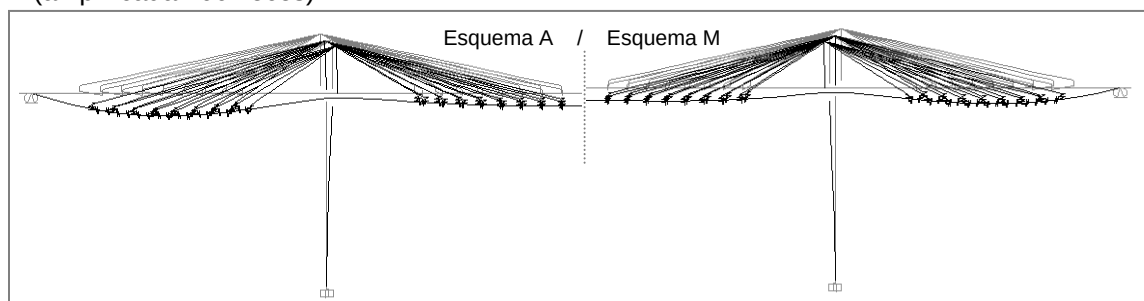
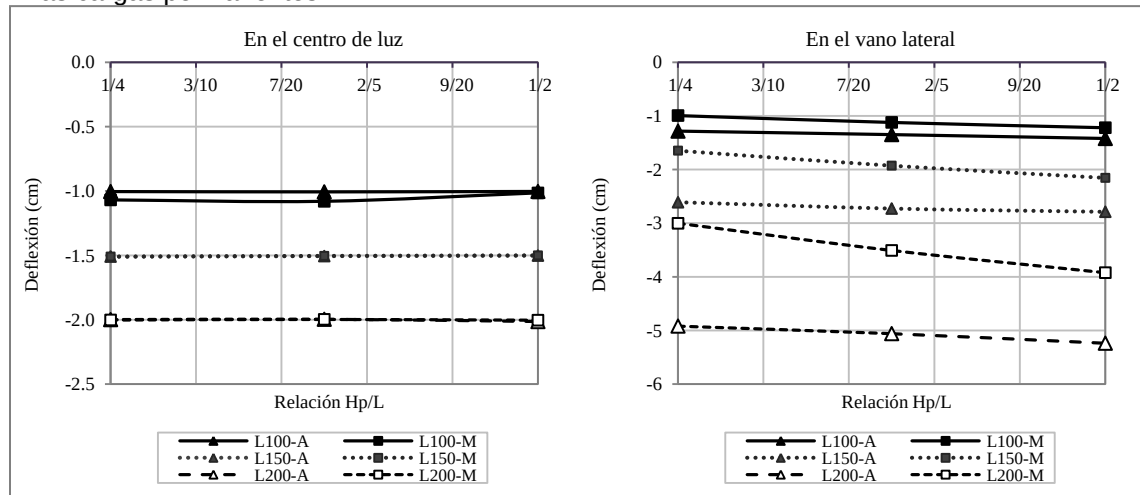
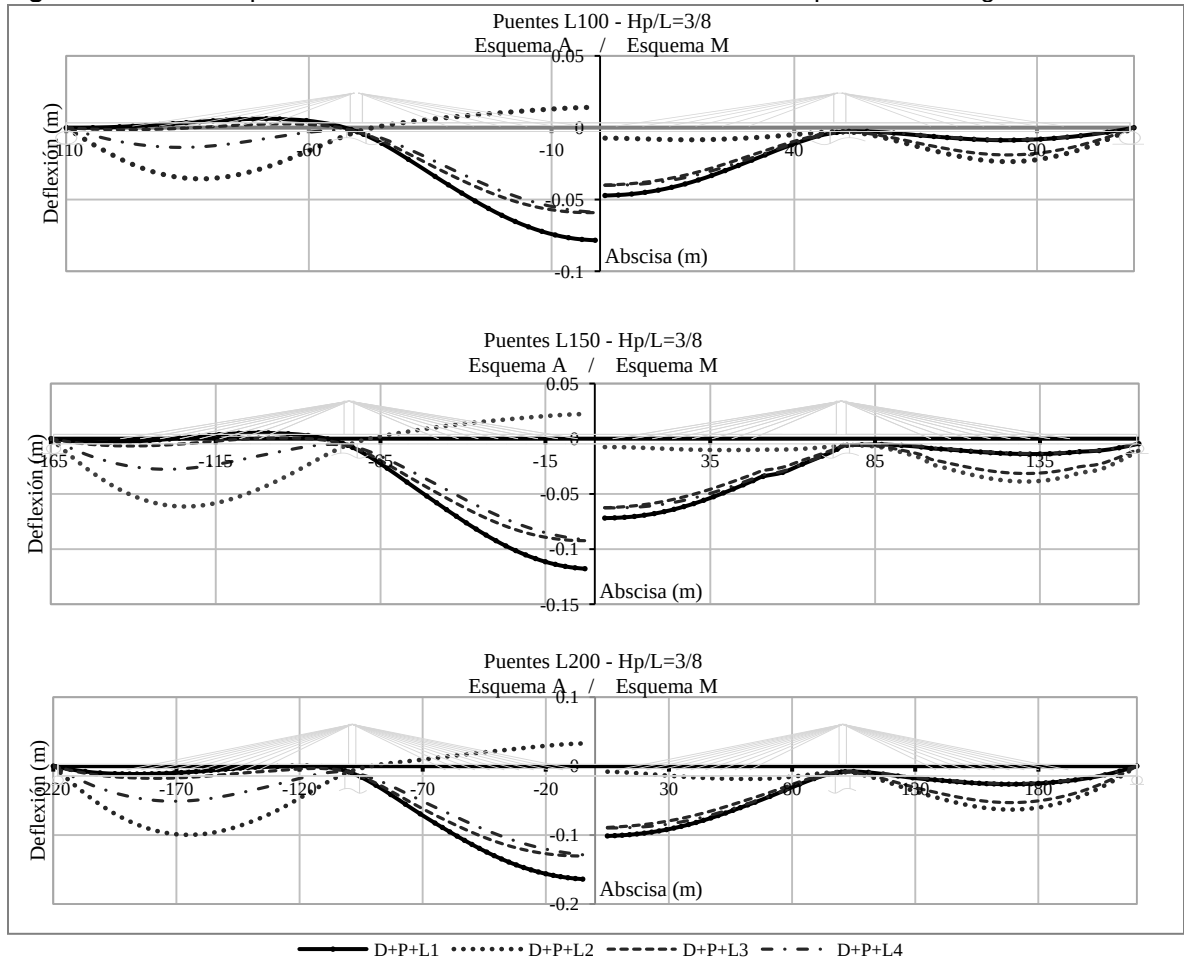


Figura 87 Comparación de la flecha máxima en el centro de luz y en los vanos laterales para las cargas permanentes.



- **Debido a la carga viva:** En cuanto a la deflexión por carga viva, resulta interesante observar las flechas para las hipótesis de carga viva asumidas, comparación que se muestra en la Figura 88 y la cual presenta curvas típicas para todos los puentes estudiados. De esta figura se observa que la hipótesis de carga 1 (carga viva en el vano central) genera flechas descendentes en el vano central, mientras que en los vanos laterales las flechas son ascendentes para los puentes con esquema A y descendentes para los puentes con esquema M. La hipótesis de carga 2 genera flechas descendentes en los vanos laterales, y ascendentes en el vano central para puentes con esquema A, y descendentes para puentes con esquema M. Estas dos hipótesis de carga controlan el problema de deflexión en el tablero, ya que en todos los casos las flechas debido a las hipótesis de carga 3 y 4 están dentro de la envolvente de flechas de las hipótesis 1 y 2.

Figura 88 Comparación de flechas en el tablero debido a las hipótesis de carga estudiadas.



Si se analizan los valores máximos de deflexión en el centro de luz y en los vanos laterales debido a la carga viva, ver Figura 89, se observa que en los puentes con vinculación rígida entre el tablero y los pilares las flechas máximas son menores (entre 58% y 68% en el vano central, y entre 50% y 71% en el vano lateral) que para los puentes con tableros apoyados sobre los pilares. Lo anterior se debe a que en el caso de puentes con esquemas tipo *M*, los pilares aportan una rigidez adicional que ayuda a restringir las deflexiones y rotaciones en el tablero. En todos los casos se observa que el efecto de la altura de pilares es prácticamente despreciable, esto debido a la rigidez relativamente alta del tablero en puentes extradosados de dimensiones típicas, resultado que coincide con lo expuesto por Meiss (Meiss, 2007).

Al observar la relación entre las flechas en el tablero debido a la carga viva, y la variación de tensión en los cables, ver Figura 90, se puede concluir que debido a que las envolventes máxima y mínima del grupo IA generan mayores desplazamientos verticales del tablero para los puentes con esquema A en comparación a los puentes con esquema M, los cables extradosados estarán sometidos a mayores fluctuaciones de fuerza axial, lo que explica los resultados presentados previamente en la Figura 83.

Figura 89 Deflexión máxima en el centro de luz (arriba) y en los vanos laterales (abajo) debido a la carga viva

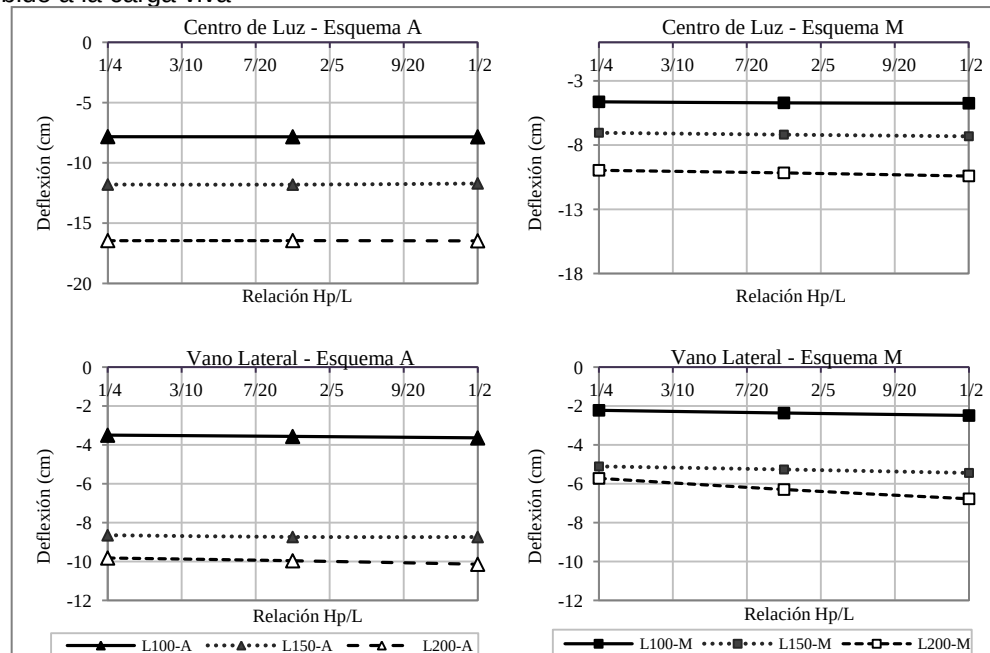
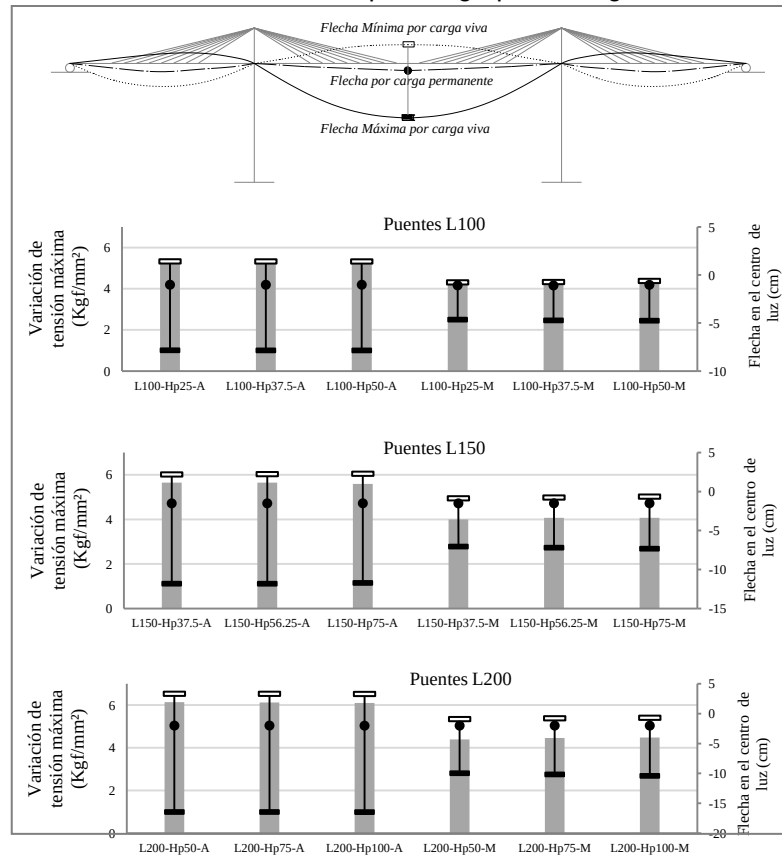


Figura 90 Relación entre los desplazamientos verticales del centro de luz del tablero y la variación de tensión máxima en los cables para el grupo de carga IA.



• **Debido a las acciones sísmicas:** En la Figura 91 se presenta la comparación de las flechas en el tablero para los puentes L100, L150 y L200 con relación Hp/L igual a 3/8 y para los dos tipos de vinculación entre el tablero y los pilares, resaltando en ambas figuras las flechas debido a las acciones sísmicas. Para los puentes construidos en zonas de baja sismicidad se observa que independientemente del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, el problema de flechas máximas en el vano central estará controlado por la carga viva, mientras que en los vanos laterales la carga viva controla solo en los puentes con esquema A, ya que en los puentes con esquema M las deflexiones máximas se deben a la acción sísmica, aunque son muy similares en magnitud a las que genera la carga viva. En ambos tipos de vinculación tablero-pilares, las flechas

debido a la carga viva no sobrepasan el valor máximo admisible de $L/800$ establecido en el código colombiano.

Por otra parte, si el puente se construye en una zona de amenaza sísmica alta, el comportamiento frente a las acciones sísmicas será muy diferente para los dos tipos de conexión entre el tablero y los pilares, lo cual muestra la sensibilidad de la estructura frente al tipo de esquema estático y de vinculación tablero-pilares que se adopte. En el caso de puentes con esquema tipo A, nuevamente la carga viva controla el problema de flechas máximas en el vano central, mientras que en el vano lateral, las flechas por las acciones sísmicas ya superan ligeramente aquellas debido a la carga viva. Cuando el tablero se une rígidamente a los pilares, las flechas debido a la acción sísmica se amplifican en toda la longitud del tablero, sobre todo en los vanos laterales. Este comportamiento del tablero es similar al encontrado por Tuladhar y Dilger (Tuladhar & Dilger, 1999) en sus estudios para puentes atirantados, quienes recomendaron vinculaciones entre el tablero y los pilares materializadas por apoyos elastoméricos para reducir las fuerzas y desplazamientos en el tablero del puente.

A partir de los valores máximos de la deflexión vertical en el tablero debido a los grupos con acciones sísmicas ($D+P+EQ_1$ y $D+P+EQ_2$) que se presentan en las Figuras 92 y 93, se puede concluir que el efecto de la altura de los pilares es totalmente despreciable para los puentes con esquema A, mientras que en los puentes con esquema M las flechas aumentan proporcionalmente a medida que aumenta la altura de los pilares. El efecto de la longitud del vano central del puente consiste en la amplificación de las deflexiones, lo cual responde a la mayor cantidad de masa en la dirección vertical que logra mover la acción sísmica.

Figura 91 Comparación de flechas en el tablero para los puentes construidos en zonas de amenaza sísmica baja y alta.

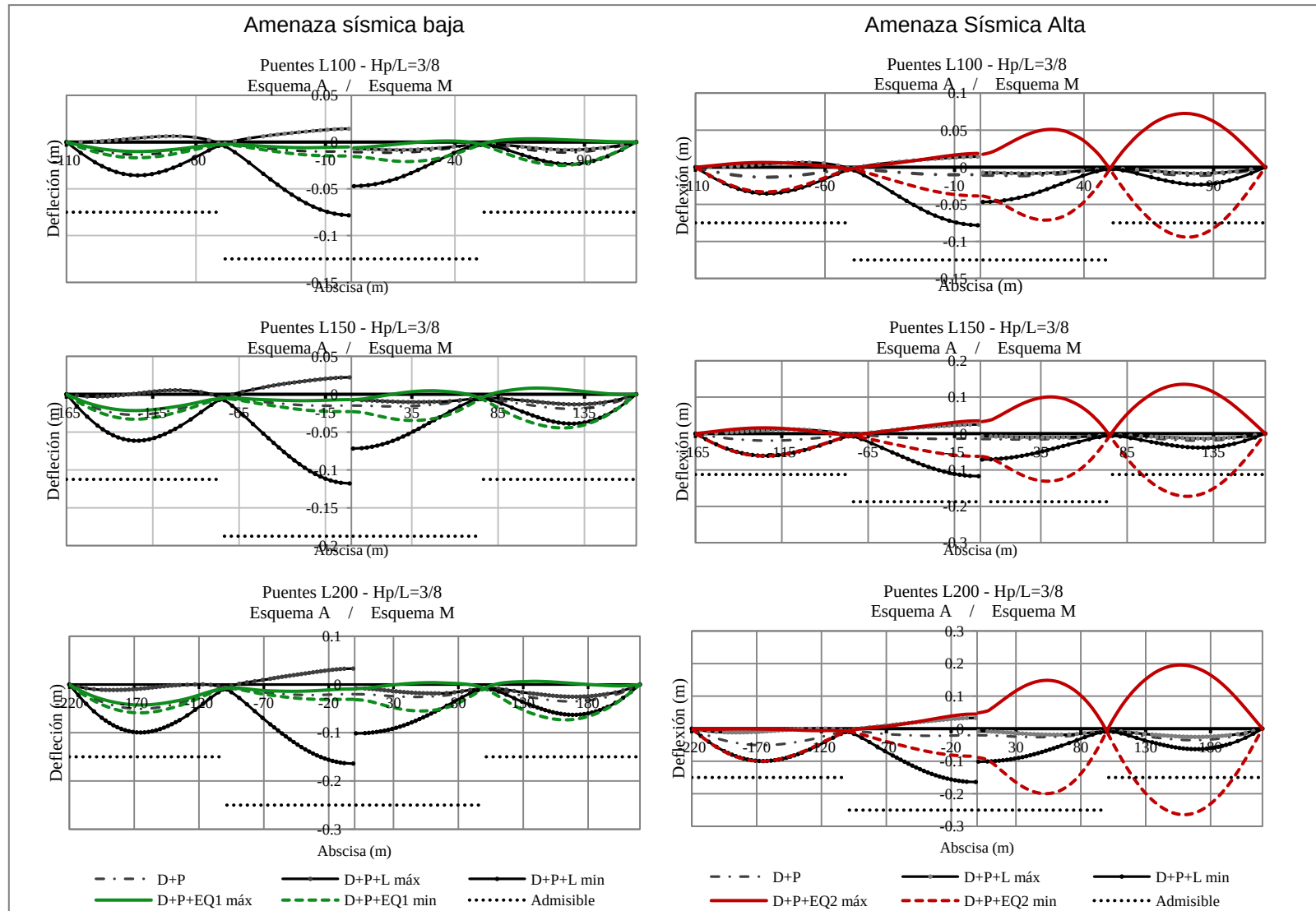


Figura 92 Deflexión máxima en el vano central y en los vanos laterales debido al grupo D+P+EQ₁.

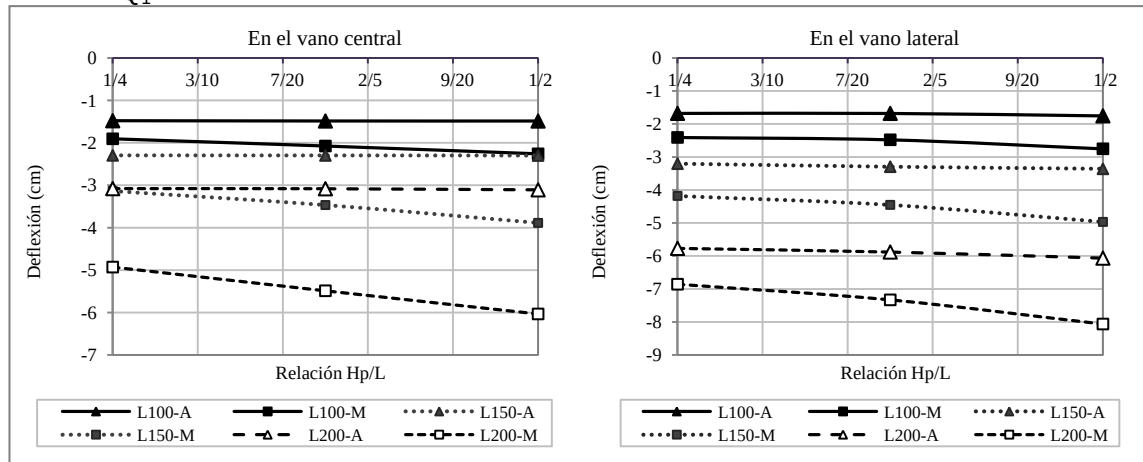
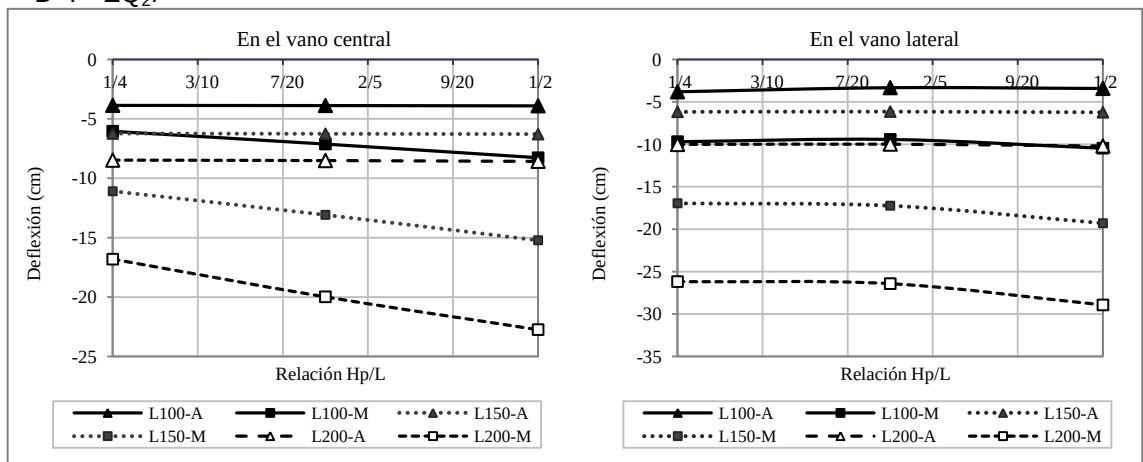


Figura 93 Deflexión máxima en el vano central y en los vanos laterales debido al grupo D+P+EQ₂.

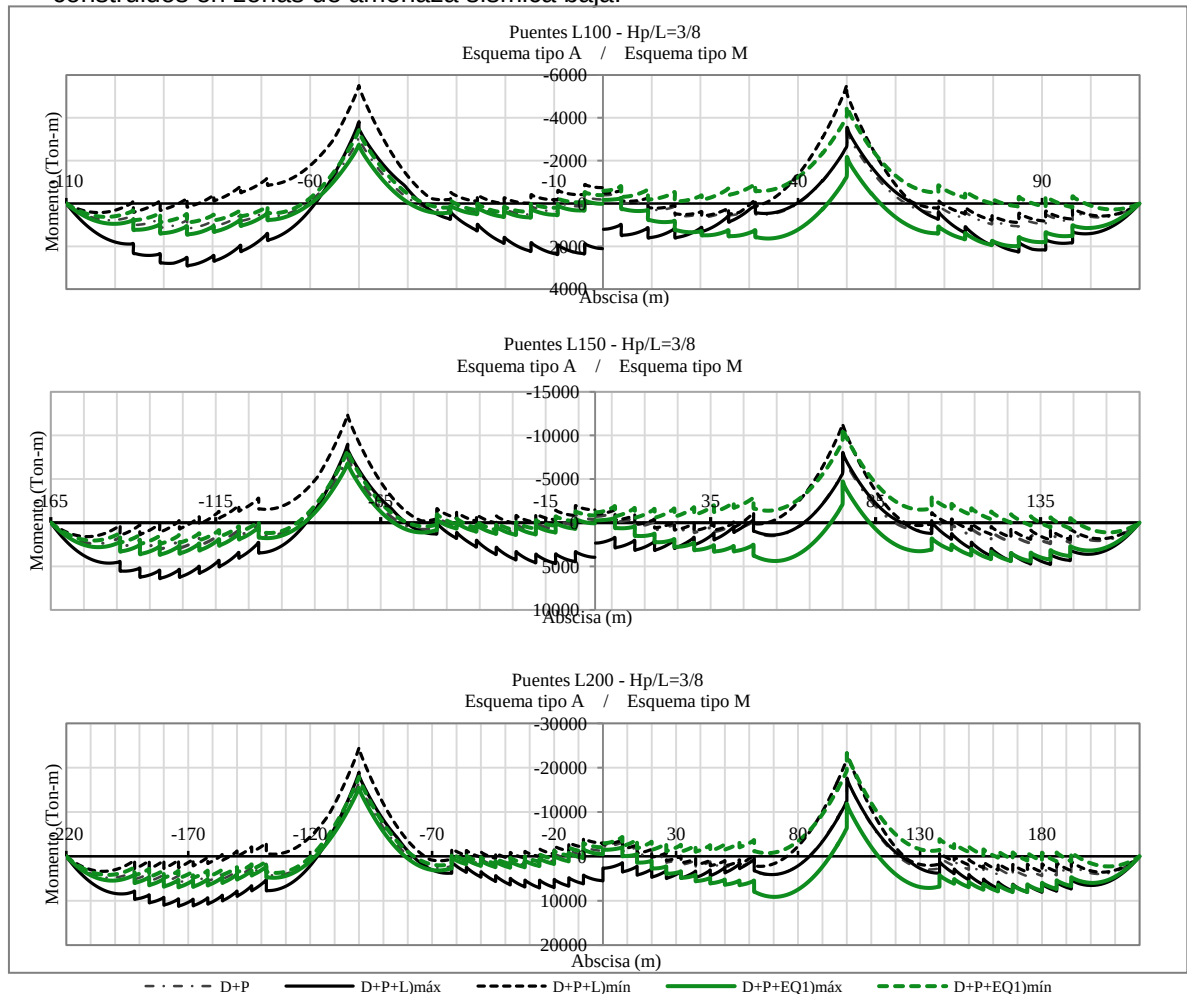


2.1.8.2 Fuerzas Internas

• **Momento flector longitudinal:** Los diagramas de envolventes de momentos flectores para los grupos de carga en ELS se presentan en la Figura 94 y 95. En estas figuras solo se presentan, por razones de espacio, los resultados para los puentes L100, L150 y L200 con relación H_p/L igual a 3/8, aunque estos diagramas son representativos del comportamiento de los demás puentes estudiados. De la Figura 94, que presenta los resultados para los puentes construidos en zonas de baja amenaza sísmica, se observa un comportamiento que difiere en función del tipo de conexión tablero-pilares. Para los puentes con esquema A, los momentos

flectores máximos en el vano central, en los laterales, y en la sección de apoyo sobre los pilares están controlados por el grupo de carga IA (D+P+L), estando dentro de esta envolvente los momentos debido al grupo de carga VII (D+P+EQ₁). Esta respuesta estructural ocurre en todos los puentes independientemente de la longitud del vano central. Sin embargo, cuando el tablero se une rígidamente a los pilares (esquema *M*), a medida que se incrementa la longitud del vano central del puente, los momentos flectores debido a la combinación de carga con sismo empiezan a tener mayor importancia, y se puede pasar de un diseño del tablero controlado por el grupo de carga IA para el caso de puentes de longitud 100 m, a un grupo VII controlando el diseño en el tablero para puentes de longitud 200 m. En todos los casos de puentes con esquema tipo *M*, el momento flector máximo positivo en el vano central, debido a la combinación con carga sísmica, se presenta en la zona no atirantada, lo cual se presta para tableros con acartelamiento de modo tal que se reduzcan los esfuerzos en esa zona.

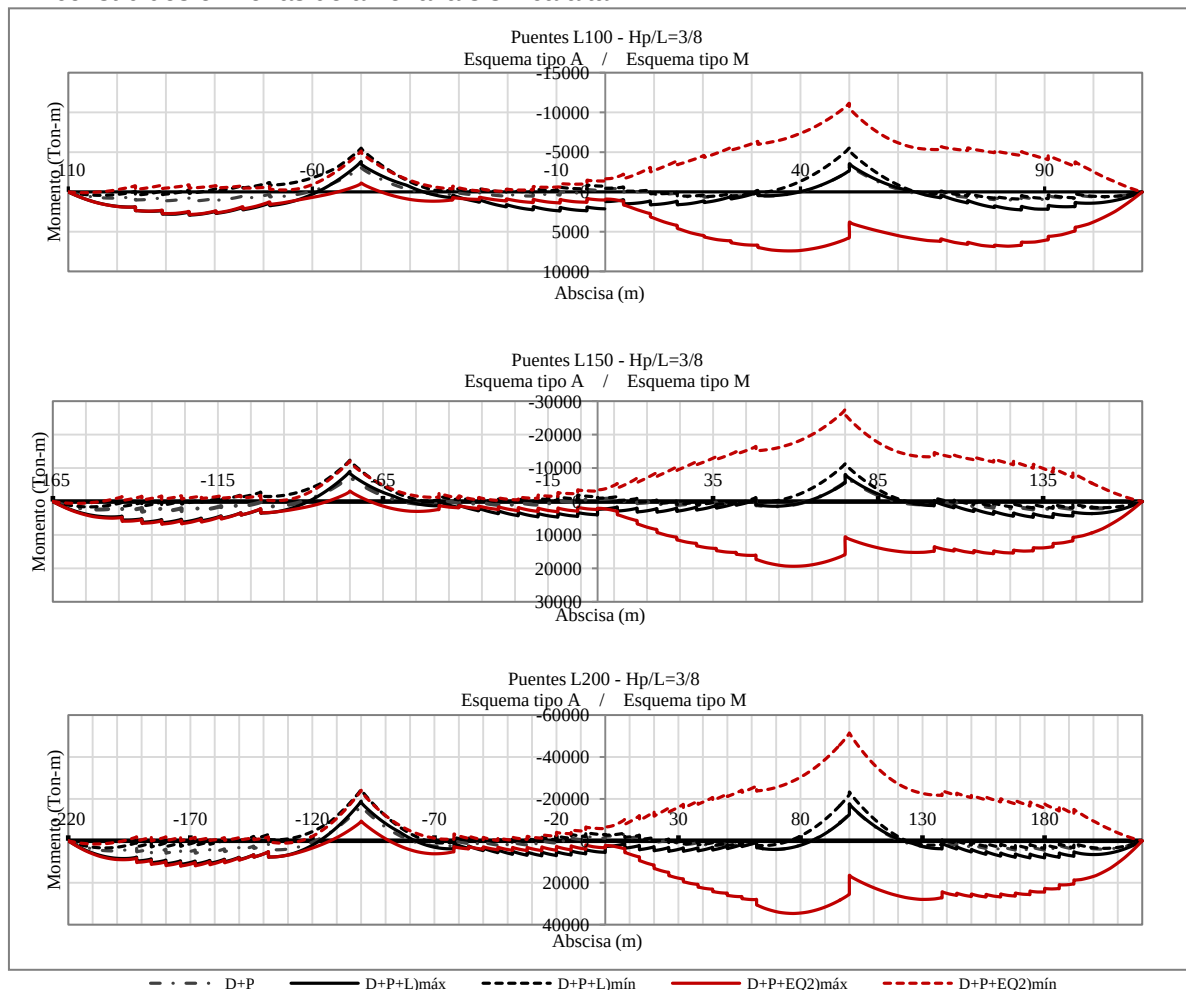
Figura 94 Comparación de diagramas de momento flector en el tablero para los puentes construidos en zonas de amenaza sísmica baja.



En los puentes extradosados construidos en zonas de amenaza sísmica alta, ver Figura 96, se observa un comportamiento que refleja los resultados presentados anteriormente cuando se examinaron las flechas en el tablero, esto es, que debido a la conexión rígida entre el tablero y los pilares, estos últimos inducen momentos flectores sísmicos de gran magnitud que llegan a duplicar los momentos máximos debido a la carga viva, algo que no ocurre en los puentes con el tablero apoyado sobre los pilares, en los cuales se observa que los momentos flectores debido a las acciones sísmicas son similares a los generados por el grupo de carga que contiene la carga de tráfico. Nuevamente, el momento flector

máximo en el vano central se presenta en la zona sin cables, lo cual asegura la opción del tablero con arranque de canto variable como alternativa para reducir los esfuerzos normales.

Figura 95 Comparación de diagramas de momento flector en el tablero para los puentes construidos en zonas de amenaza sísmica alta.



Si se examinan los valores máximos en las secciones críticas para el diseño a flexión del tablero (vano central, vano lateral y sección de apoyo sobre los pilares), los cuales se presentan en las Figuras 96 a 98, se puede concluir lo siguiente:

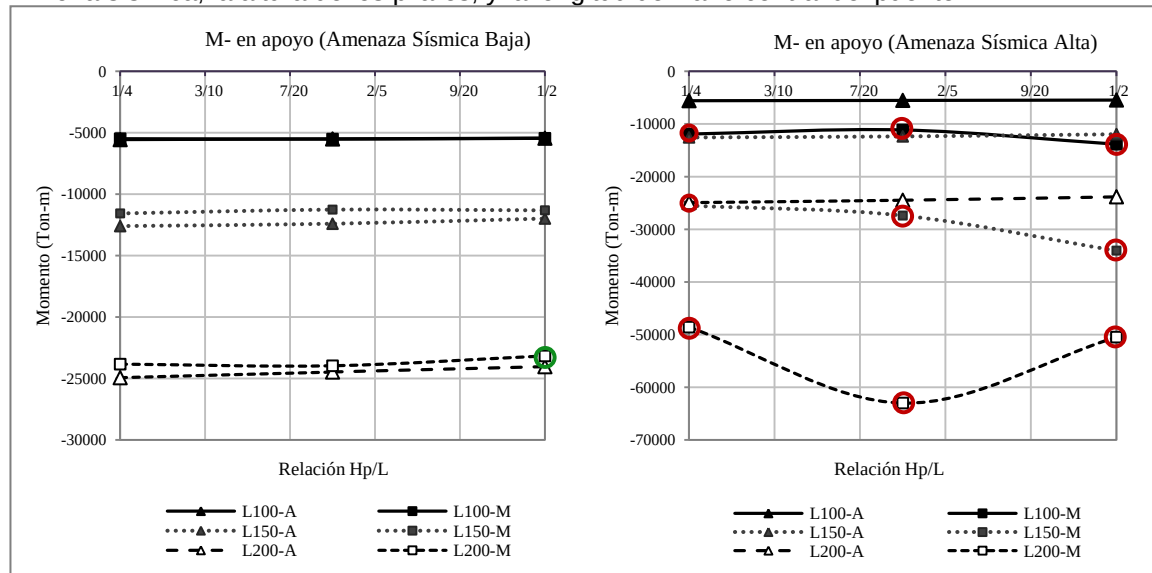
- En zonas de amenaza sísmica baja: el momento de diseño en la sección de

apoyo sobre los pilares está controlado por la carga viva, y es menor (entre 1% y 10%) para los puentes con conexiones rígidas entre el tablero y los pilares. Para este grupo de carga, el efecto de la altura de los pilares es despreciable, lo cual obedece a la rigidez relativamente alta del tablero. Los momentos de diseño en el vano central están controlados por la carga viva para los puentes con esquema A, mientras que en los puentes con esquema M la acción sísmica controla el diseño a medida que aumenta la longitud del vano central del puente y la altura de los pilares, aunque afectando en mayor proporción el primer parámetro, y llegan a ser mayores que los obtenidos para el esquema tipo A. Por ejemplo, cuando el puente tiene una longitud en el vano central de 100 m, los momentos de diseño para la vinculación tipo A son mayores (entre 18% y 33%) que los de la vinculación tipo M, mientras que para una longitud del vano principal de 200 m, los momentos de diseño para la vinculación tipo A son menores (entre 15% y 46%) que los de la vinculación tipo M. Para los puentes con longitud del vano central igual a 150 m se presenta la transición, ya que los momentos de diseño para la vinculación A son mayores (entre 2% y 34%) y menores (13%) que para la vinculación tipo M. El efecto de la altura de los pilares en el momento en el vano central es despreciable para los puentes con esquema A, mientras que para los puentes con esquema M se presenta un incremento a medida que aumenta la altura de los pilares. En cuanto a los momentos de diseño para el vano lateral, la carga viva controla el diseño en todos los puentes, exceptuando los puentes L200-M, en los cuales el grupo de carga con sismo genera valores ligeramente mayores que el grupo de carga viva. En general, el efecto de la altura de los pilares en el momento máximo en los vanos laterales es despreciable para los puentes con esquema A, y aunque los puentes con esquema M son más sensibles a esa variable, su efecto no es tan significativo.

- *En zonas de amenaza sísmica alta:* el momento de diseño en la sección de apoyo sobre los pilares está controlado por la carga viva para los puentes con vinculación tipo A, y por la carga de sismo para los puentes con vinculación tipo M,

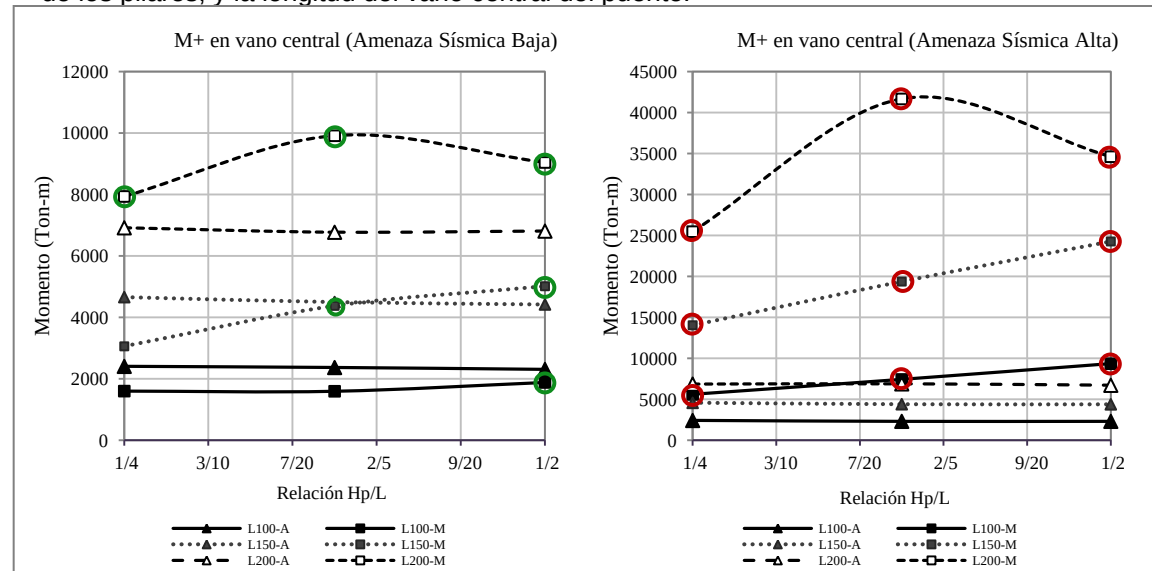
siendo mayores (entre 2.02 y 2.54 veces para los puentes L100; entre 2.03 y 2.85 veces para los puentes L150; entre 1.95 y 2.57 veces para los puentes L200) las magnitudes en los puentes con conexiones rígidas en comparación con tableros apoyados sobre los pilares. Los momentos de diseño en el vano central están controlados por la carga viva para los puentes con esquema A, mientras que en los puentes con esquema M la acción sísmica controla el diseño, siendo mayores (entre 2.32 y 4.05 veces para los puentes L100; entre 3.07 y 5.53 veces para los puentes L150; entre 3.72 y 6.06 veces para los puentes L200) las magnitudes para los puentes con conexiones rígidas. El efecto de la altura de los pilares en el momento en el vano central es despreciable para los puentes con esquema A, mientras que para los puentes con esquema M se presenta un incremento a medida que aumenta la altura de los pilares. Un comportamiento diferente ocurre en el vano lateral, ya que la carga viva controla el diseño solo en los puentes L100-A, aunque para este tipo de vinculación y para luces de 150 m y 200 m en el vano central, los momentos flectores debido al sismo y a la carga viva presentan magnitudes similares. En todos los casos, una vinculación tipo A es preferible, ya que los momentos flectores en el vano lateral son menores (entre 38% y 43% para los puentes L100; entre 34% y 45% para los puentes L150; entre 30% y 43% para los puentes L200) en comparación a los momentos flectores para la vinculación tipo M.

Figura 96 Momento flector máximo en la sección de apoyo sobre los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



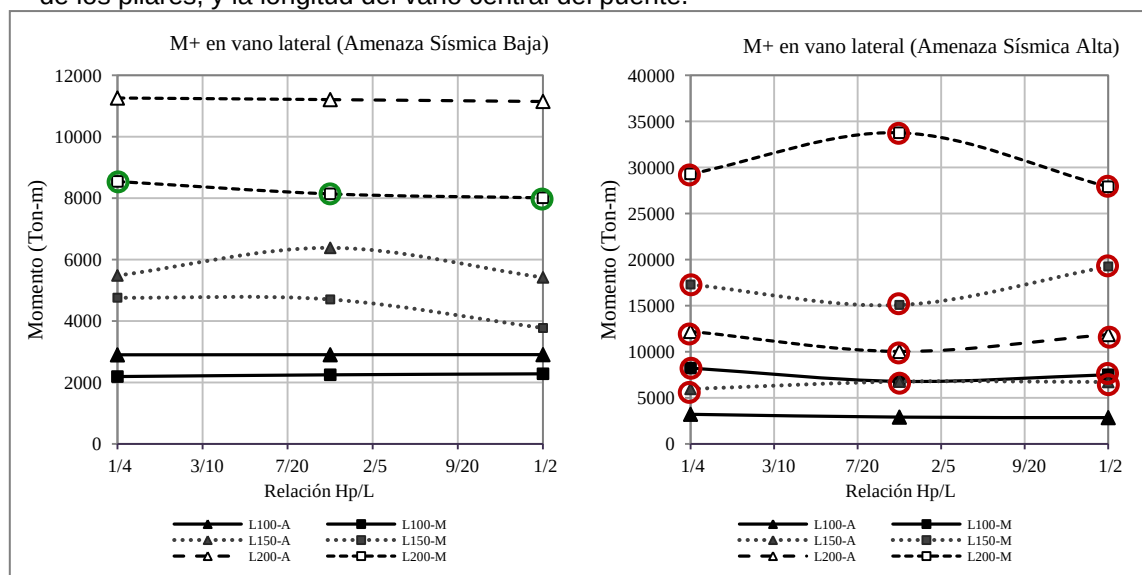
En esta figura se utilizan círculos verdes y rojos para indicar los casos en que los valores máximos están gobernados por los grupos de carga VII-EQ₁ y VII-EQ₂ respectivamente. En caso contrario el grupo IA es el que gobierna.

Figura 97 Momento flector máximo en el vano central en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



En esta figura se utilizan círculos verdes y rojos para indicar los casos en que los valores máximos están gobernados por los grupos de carga VII-EQ₁ y VII-EQ₂ respectivamente. En caso contrario el grupo IA es el que gobierna.

Figura 98 Momento flector máximo en el vano lateral en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



En esta figura se utilizan círculos verdes y rojos para indicar los casos en que los valores máximos están gobernados por los grupos de carga VII-EQ₁ y VII-EQ₂ respectivamente. En caso contrario el grupo IA es el que gobierna.

- **Fuerza Axial:** La Figura 99 presenta la envolvente de fuerza axial en el tablero para los puentes L150-Hp/L=3/8, diagramas que son representativos para los demás puentes estudiados. De esta figura se puede observar que para la zona de amenaza sísmica baja, los axiales debido a la carga viva y al sismo son similares, todo lo contrario en la zona de amenaza sísmica alta en donde la fuerza axial debido a las acciones sísmicas difiere en gran magnitud del axial por carga viva, sobre todo en la sección de apoyo sobre los pilares. De esta gráfica se observa también que en la zona cercana a los apoyos sobre los estribos pueden ocurrir fuerzas de tensión considerables en el tablero aunque solo para el grupo de carga VII-EQ₂.

Si se analizan los valores de fuerza axial máximos en el tablero, presentados en la Figura 100, que ocurren en la sección de apoyo sobre los pilares y que se deben a los grupos de carga que contienen las fuerzas sísmicas (Grupos VII-EQ₁ y VII-EQ₂), se observa que en todos los casos el axial es mayor para la vinculación rígida (esto indica que también es menor debido a que la acción sísmica suma y

resta un delta de axial), y que el efecto de la altura de los pilares no es significativo para los puentes construidos en zonas de amenaza sísmica baja, aunque si hay un ligero incremento del axial máximo en el caso de puentes construidos en zonas de amenaza sísmica alta.

Figura 99 Envolturas de fuerza axial típicas para los puentes extradosados estudiados.

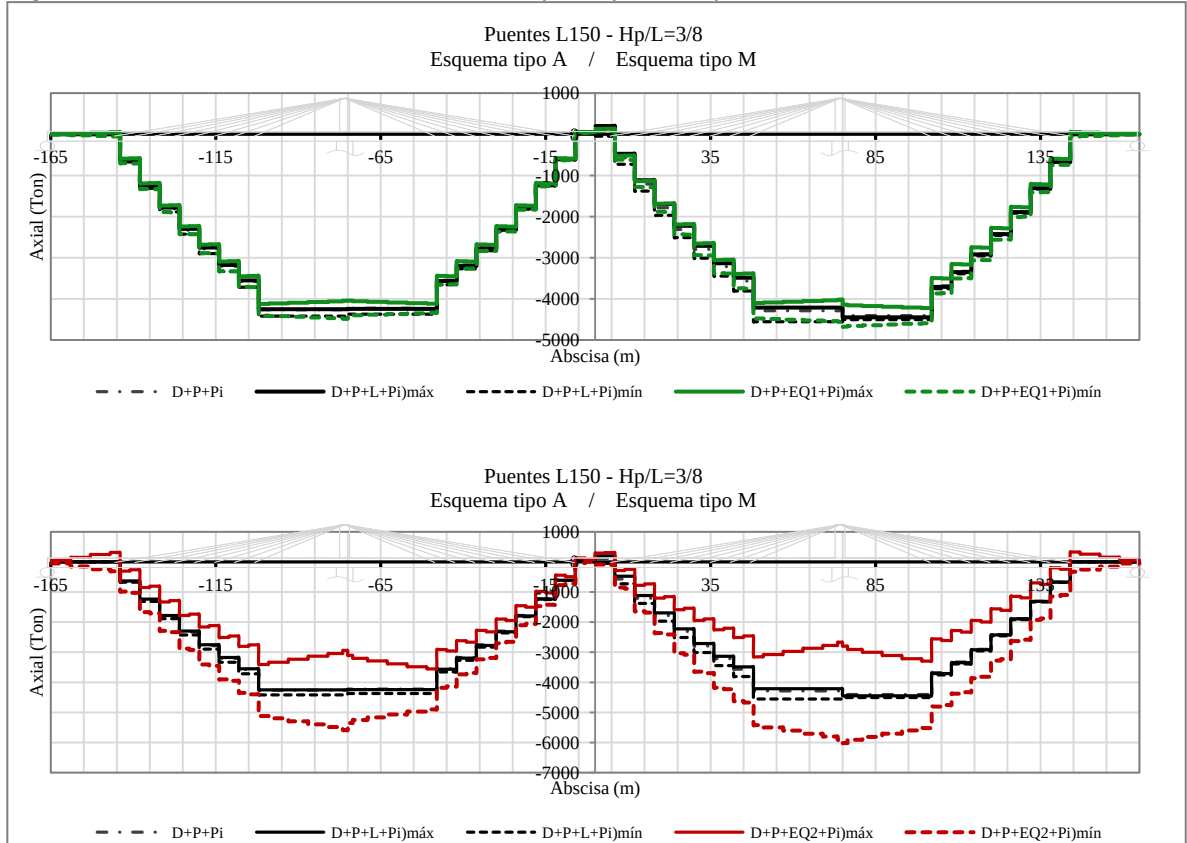
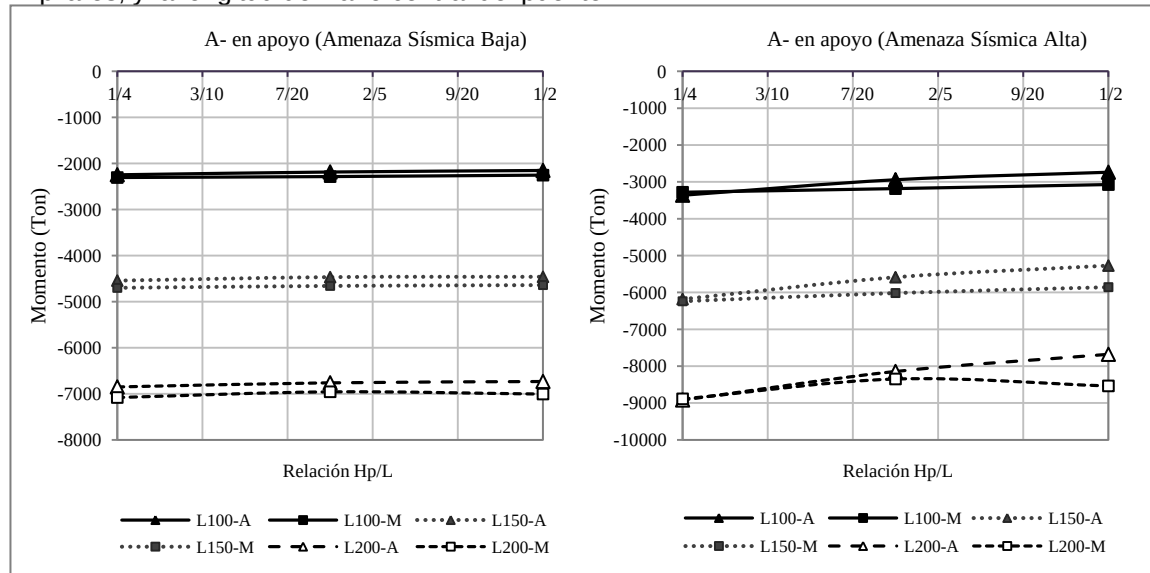


Figura 100 Fuerza axial máxima en el tablero en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



2.1.8.3 Esfuerzos normales en las fibras extremas del tablero

Los diagramas de esfuerzos normales en las fibras extremas superior e inferior, para las dos zonas sísmicas, y para los puentes L150- $H_p/L=3/8$ se presentan en las Figuras 101 y 102. Para la zona con amenaza sísmica baja, presentado en la Figura 101, se observa que independientemente del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, el esfuerzo máximo a tracción en la fibra inferior en los vanos laterales y en el vano central, y el esfuerzo máximo en la fibra superior en la sección de apoyo sobre los pilares está controlado por la envolvente de carga viva $D+P+L$, aunque en los puentes con vinculación tipo M los esfuerzos en las fibras superior e inferior debido a la envolvente $D+P+EQ_1$ son similares a los de la envolvente $D+P+L$. En todos los casos los esfuerzos normales a compresión están por debajo del límite admisible, mientras que los esfuerzos a tracción exceden el esfuerzo admisible en el vano central y en los vanos laterales, por lo tanto se requerirá de un preesfuerzo en esas zonas. El hecho de que el esfuerzo a tracción en la fibra superior en la sección de apoyo sobre los pilares no exceda el valor máximo obedece a la sección maciza con pasa-hombres que se utilizó en ese lugar. En este punto es válido anotar que para una esbeltez del tablero de $L/35$,

los esfuerzos que tienen lugar debido a la carga viva establecida por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puente, son bajos, por lo tanto se podrían emplear tablero con mayores esbelteces. Esto podría obedecer al hecho de que para luces mayores a 100 m, la carga de vía y las cargas flotantes establecidas en el código Colombiano están por debajo de otras cargas recomendadas en las normativas internacionales con las que se han propuesto de criterios de diseño para puentes extradados, ver Tabla 11.

Figura 101 Diagrama de esfuerzos en las fibras superior e inferior para los puentes L150- $H_p/L=3/8$ en la zona de amenaza sísmica baja.

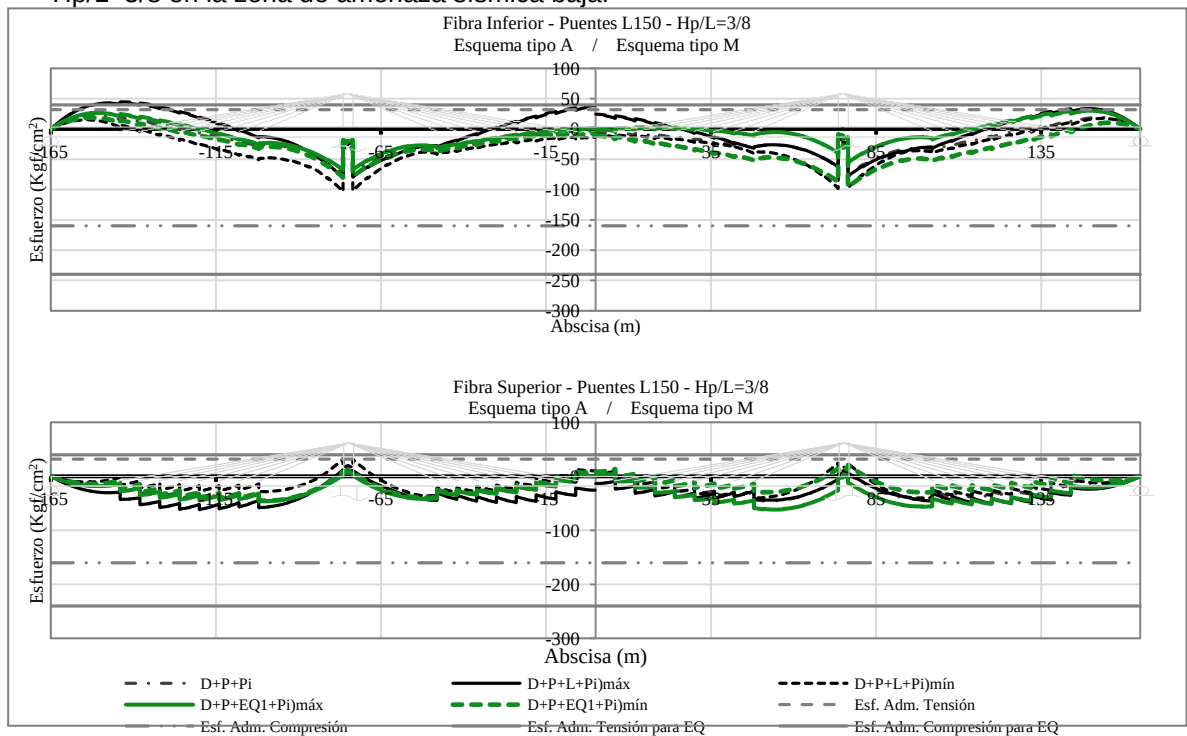
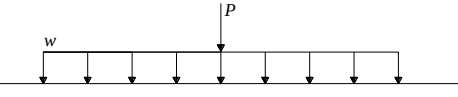
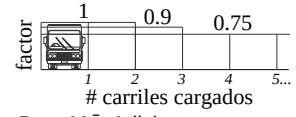
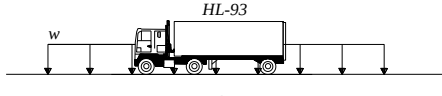
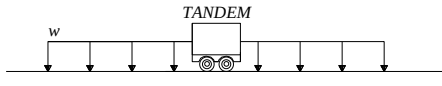
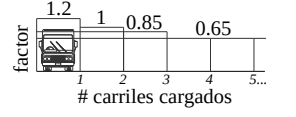
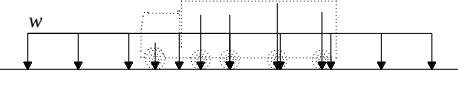
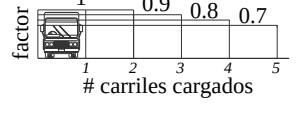
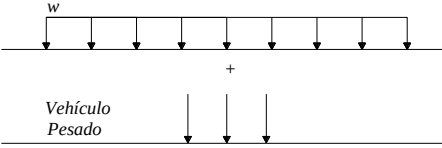
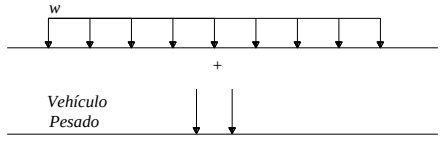
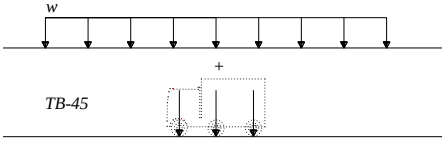


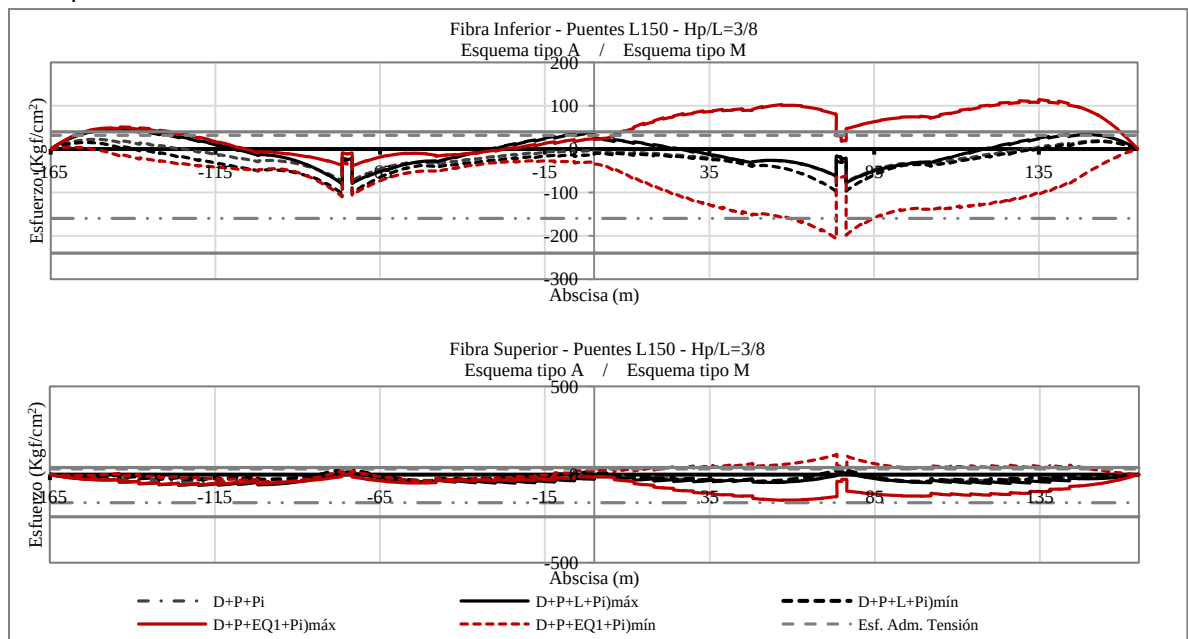
Tabla 11. Comparación de cargas vivas de diseño para distintas normativas internacional.

País y Normativa	Carga de diseño	Comentarios
Colombia (AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1995)	 $w = 1.14 \text{ Ton/m}$ por carril $P = 12 \text{ ton}$ para Momento y 16 ton para Cortante	- f_m  # carriles cargados - Para M^-: Adicionar otra carga P en vano contiguo
Estados Unidos (AASHTO-LRFD, 2010)	 ó  $w = 0.93 \text{ Ton/m}$ por carril $HL-93 = \text{Peso total } 32.5 \text{ Ton}$ $Tándem = \text{Peso total } 22 \text{ Ton}$	- f_m  # carriles cargados - Para M^-: $90\% \cdot HL-93 + 90\% \cdot w$, con los HL-93 separados como mínimo 15 m
Canadá (CHBDC, 2006) Tomado de (Mermigas, 2008)	 $CL-625 \text{ Lane Load} = 80\%(CL-625 \text{ Truck}) + w$ $w = 0.9 \text{ Ton/m}$ por carril $CL-625 \text{ Truck} = \text{Peso total } 62.5 \text{ Ton}$	- f_m  # carriles cargados
España* (IAP, 1998) (Ministerio de Fomento, 1998)	 $w = 0.4 \text{ Ton/m}^2$ $\text{Vehículo Pesado} = 3 \times 20 \text{ Ton} = 60 \text{ Ton}$	- Aplica para anchos de tableros menores a 24 m. - En puentes con ancho menor a 12 m actúa un solo vehículo pesado. Para anchos entre 12 m y 24 m actúan 2 vehículos. - Las cargas del vehículo se distancian 3 m, con ejes separados 2 m.
Eurocódigo (Eurocódigo EN-1991) Tomado de (Pérez, Corres Peiretti, Pirano, Mimi, & Mensik, 2008)	 $w = 0.9 \text{ Ton/m}^2$ en el carril más desfavorable y 0.25 Ton/m^2 en el resto de la calzada $\text{Vehículo Pesado} = 2 \times 30 \text{ Ton} = 60 \text{ Ton}$	Las cargas del vehículo se distancian 1.25 m, con ejes separados 2 m.
Brasil (NBR 7188, 1984) Tomado de (Ishii, 2006)	 $w = 0.5 \text{ Ton/m}^2$ en el carril más desfavorable y $TB-45 = 3 \times 15 \text{ Ton} = 45 \text{ Ton}$	Las cargas del vehículo se distancian 1.50 m, con ejes separados 2 m.

*De acuerdo a (Pérez, Corres Peiretti, Pirano, Mimi, & Mensik, 2008), España ha mantenido su normativa propia y en este momento la IAP se encuentra bajo revisión; f_m , es el factor de presencia múltiple.

Para la zona de amenaza sísmica alta, presentado en la Figura 102, los comportamientos para los dos tipos de vinculación tablero-pilares son diferentes, tal y como ocurrió a nivel de momentos flectores y flechas. Por un lado, en los puentes con esquema A, el esfuerzo máximo en el vano central y en la sección de apoyo sobre los pilares se debe a la envolvente $D+P+L$, mientras que en los vanos laterales la sollicitación máxima se debe a la envolvente $D+P+EQ_2$. Para este tipo de vinculación los esfuerzos a compresión están por debajo del límite, mientras que los esfuerzos a tracción en los vanos laterales y en el central exceden el esfuerzo admisible. Por otra parte, para los puentes con vinculación tipo M , los esfuerzos debido a la envolvente $D+P+EQ_2$ gobiernan el problema de tracciones a lo largo de todo el puente, llegándose a requerir de una cantidad de preesfuerzo mayor que para los puentes con tablero apoyado sobre los pilares. A esta problemática se suma el hecho de que los esfuerzos de compresión en la sección de apoyo sobre los pilares son cercanos al valor máximo admisible, lo cual obligaría a una modificación en la sección del tablero en el caso de que se sobrepase el valor admisible.

Figura 102 Diagrama de esfuerzos en las fibras superior e inferior para los puentes L150- $H_p/L=3/8$ en la zona de amenaza sísmica alta.



Al analizar los valores máximos de esfuerzos a tracción en las zonas de interés, ver Figuras 103 a 105, se puede concluir que para la zona de baja sismicidad, la envolvente D+P+L gobierna el diseño a flexión del tablero, independientemente del tipo de vinculación tablero pilar que se utilice. Para esta zona sísmica los esfuerzos en los puentes con esquemas de vinculación *M* son menores (entre 31% y 31% en el vano lateral, entre 3% y 24% en la sección de apoyo sobre pilares, y entre 34% y 49% en el vano central) que los de los esquemas *A*. Para la zona de amenaza sísmica alta, la carga viva controla el diseño a flexión en la sección de apoyo sobre pilares y en el vano central solo en los puentes con vinculación *A*. En los puentes con vinculación tipo *M* el diseño a flexión del tablero estará gobernado por la solicitación sísmica. Para esta zona sísmica los esfuerzos en los puentes con esquemas de vinculación *M* son mayores (entre 105% y 176% en el vano lateral, entre 161% y 435% en la sección de apoyo sobre pilares, y entre 71% y 258% en el vano central) que los de los esquemas *A*, lo cual favorece el uso de tableros apoyados sobre los pilares.

Figura 103 Esfuerzo máximo en la fibra inferior del vano lateral en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.

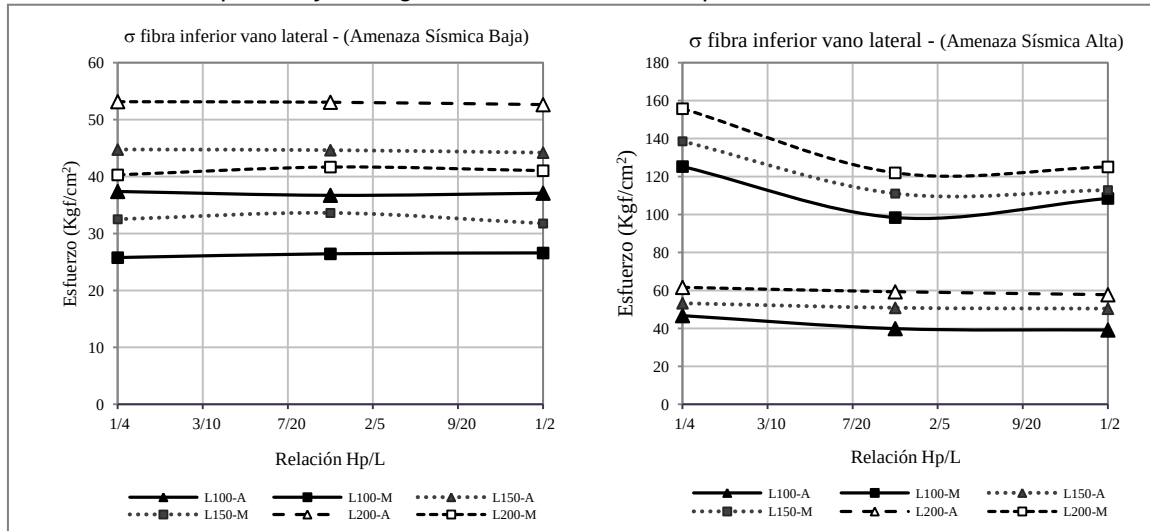


Figura 104 Esfuerzo máximo en la fibra superior en la sección de apoyo sobre los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.

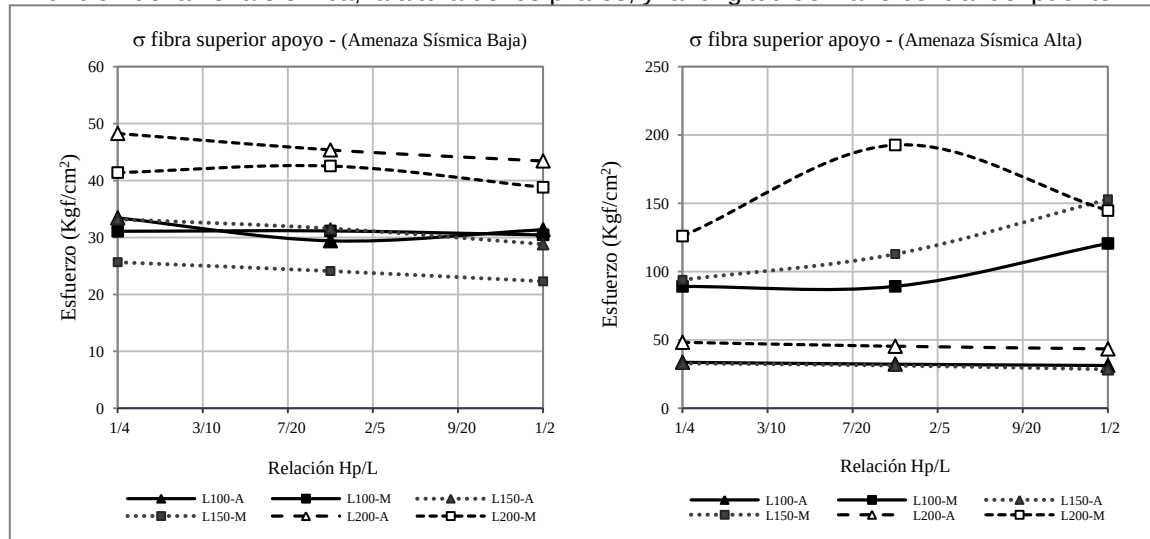
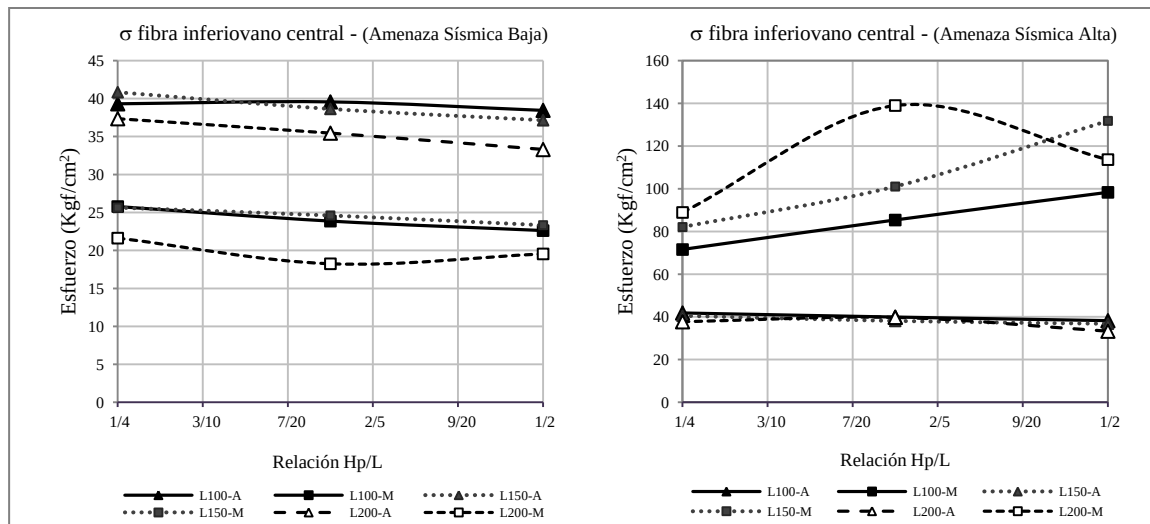


Figura 105 Esfuerzo máximo en la fibra inferior del vano central en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



2.1.9 Comportamiento de los pilares

Para los pilares fueron analizados los desplazamientos y la rotación en el extremo superior de la columna para los grupos de carga sin mayorar, y las fuerzas internas máximas a lo largo de todo el elemento para los grupos de carga en ELU. Debido a la simetría del puente y de las acciones que actúan sobre el mismo, los

resultados para los dos pilares son los mismos (con diferente signo), por lo tanto a continuación se presentan solo los del pilar izquierdo.

2.1.9.1 Desplazamiento en el extremo superior de los pilares

- **Desplazamiento longitudinal:** El desplazamiento longitudinal máximo en los pilares está gobernado por los grupos de carga con la acción sísmica, independientemente del tipo de vinculación tablero-pilares o de la amenaza sísmica de la zona en que se construya el puente, tal y como se presenta en la Figura 106. De estas gráficas también se observa que para los puentes con vinculación tipo *M*, la carga viva genera desplazamientos mayores que en el caso de los puentes con vinculación tipo *A*, esto debido a la transmisión de giros por la conexión existente. De los valores máximos de desplazamientos en la corona de los pilares, ver Figura 107, se observa que estos son mayores (entre 27% y 36% para los puentes L100; entre 31% y 44% para los puentes L150; entre 23% y 37% para los puentes L200) en los puentes con vinculación tipo *A*. En la zona de amenaza sísmica baja los valores máximos son del orden de $H_p/1350$ a $H_p/520$ en los puentes con vinculación tipo *A*, y de $H_p/1713$ a $H_p/660$ en los puentes con vinculación tipo *M*, siendo en ambos casos desplazamientos que pueden considerarse admisibles si se piensa en dimensiones máximas de juntas de expansión de 0.20 m a 0.25 m. Por otra parte, para la zona de amenaza sísmica alta, el orden de los desplazamientos es de $H_p/270$ a $H_p/90$ en los puentes con vinculación tipo *A*, y de $H_p/365$ a $H_p/120$ en los puentes con vinculación tipo *M*, quedando la mayoría de los puentes por fuera del rango admisible. Esta situación, que tiene origen debido a la alta flexibilidad en la dirección longitudinal de los puentes por la no restricción de movimientos traslacionales en los estribos, puede ser resuelta aumentando la rigidez de los apoyos sobre los estribos, ya sea utilizando apoyos con elastómeros de alta rigidez como los sistemas de control pasivo, apoyos articulados, muertos materializados con tirantes anclados en el terreno, o pilotes de retención, logrando así un comportamiento admisible de los puentes durante la ocurrencia de sismos de alta magnitud.

Figura 106 Deflexión longitudinal en los pilares del puente L150-Hp/L=3/8 en función del tipo de conexión tablero-pilares y de la zona sísmica.

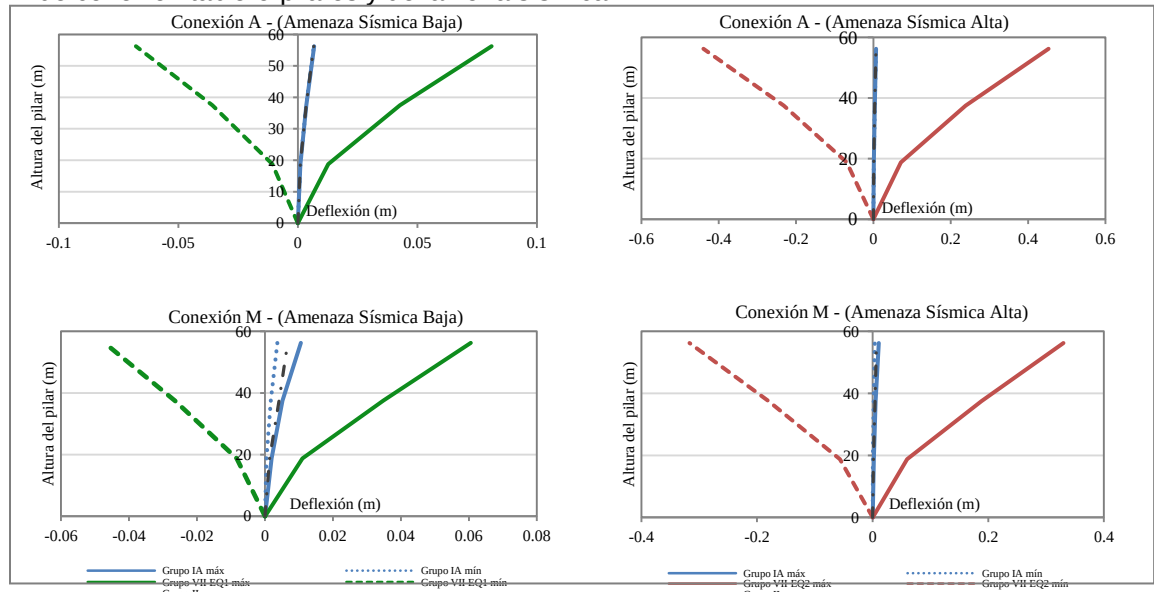
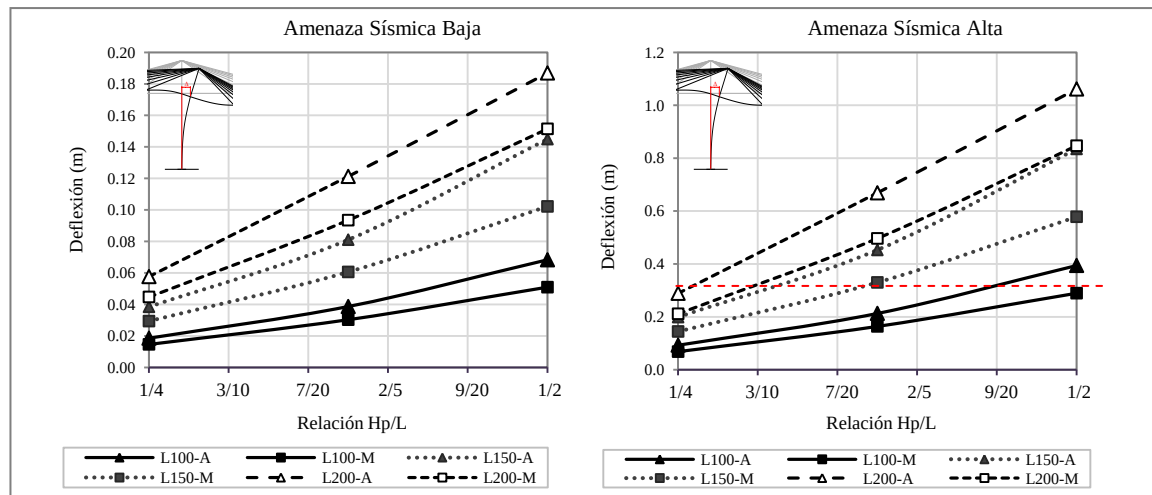


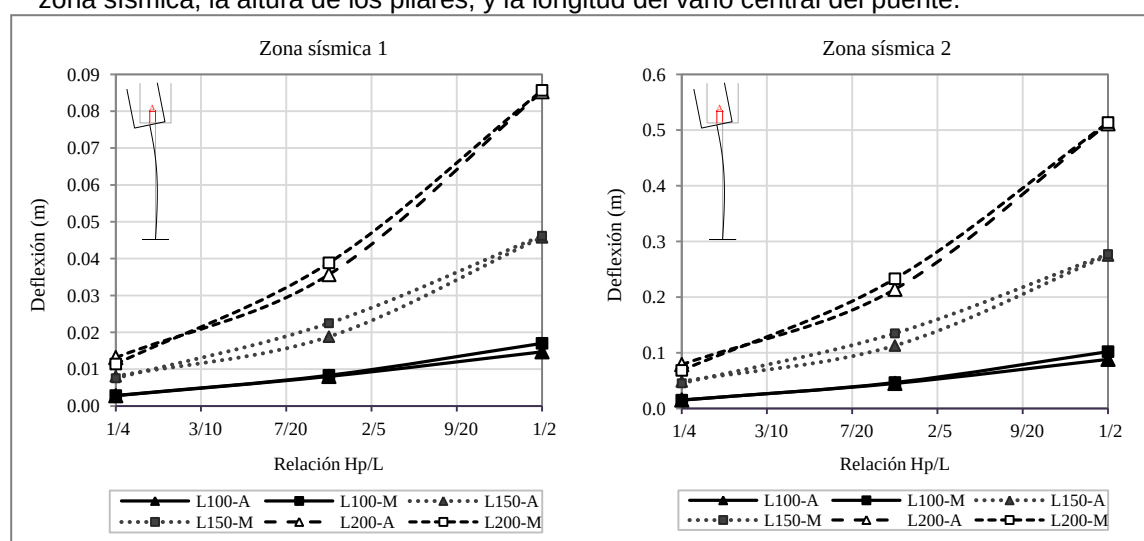
Figura 107 Desplazamiento longitudinal máximo en la corona de en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



- **Desplazamiento Transversal:** Al igual que en la dirección longitudinal del puente, los grupos con carga sísmica también gobiernan el problema de deflexión en la dirección transversal de los pilares. Esto se debe a que la carga muerta y la carga viva actúan sin excentricidad en la dirección transversal, por lo tanto las fuerzas y los desplazamientos en esa dirección se deben solo a las acciones sísmicas. En la Figura 108 se presentan los valores máximos de desplazamientos

en todos los puentes estudiados. Esta figura ilustra un comportamiento similar al de la dirección longitudinal, en cuanto a que las deflexiones en la corona de los pilares incrementan a medida que aumenta la altura de los pilares, esto debido a la mayor flexibilidad del conjunto estructural en la dirección analizada, sin embargo, en esta dirección no hay una diferencia notable en función del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares.

Figura 108 Desplazamiento máximo en la dirección transversal de los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.

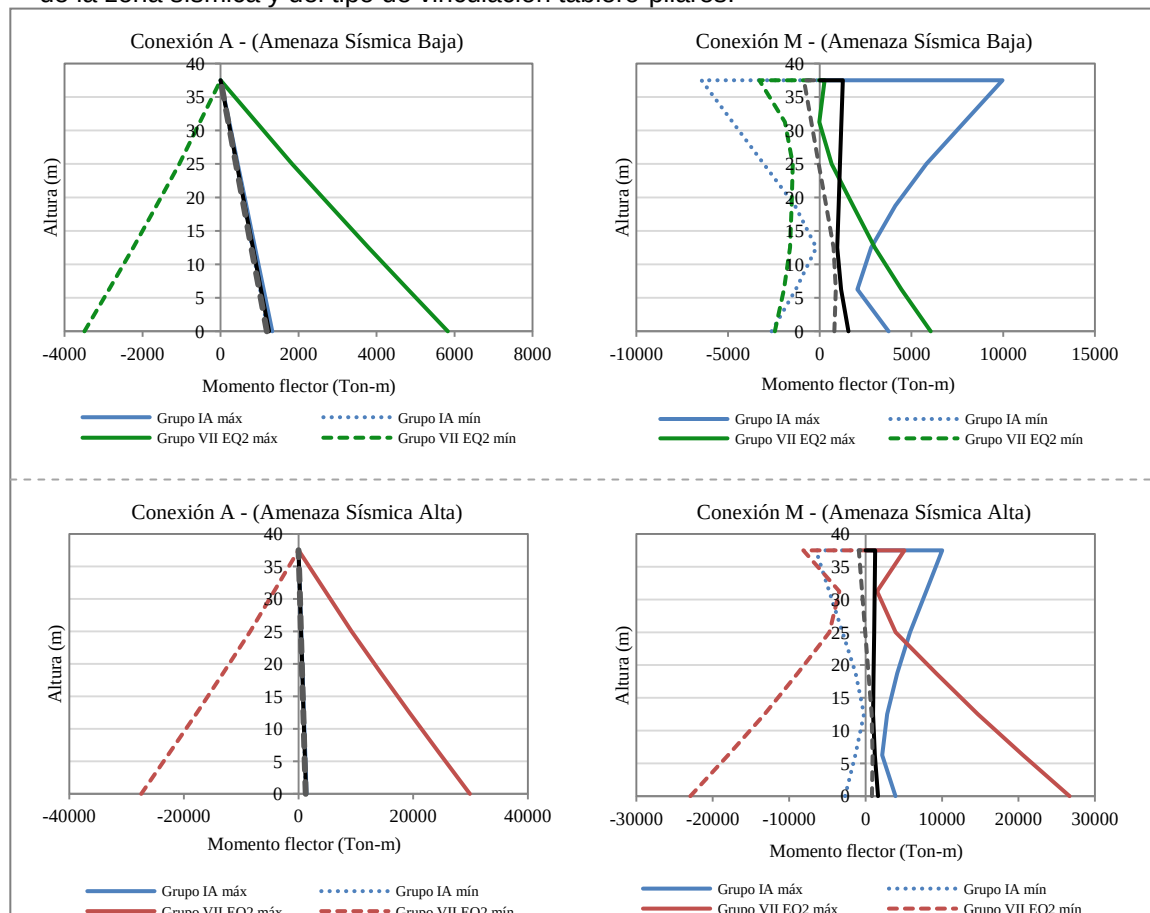


2.1.9.2 Fuerzas Internas

• **Momento flector longitudinal:** La Figura 109 presenta los diagramas de momentos flectores en los pilares de los puentes L100- $H_p/L=3/8$, para las dos zonas sísmicas y los dos tipos de vinculación tablero-pilares estudiados. Estos diagramas son característicos en los pilares de todos los puentes estudiados. El comportamiento observado para los dos tipos de vinculación es el siguiente: en los pilares de los puentes con vinculación tipo A, los diagramas de momentos flectores presentan un comportamiento lineal, con un momento nulo en el extremo superior, debido a la desvinculación de transmisión de giros con el tablero, y con valores máximos en el extremo inferior, los cuales se deben a los grupos de carga VII-EQ₁ y VII-EQ₂. En este tipo de vinculación, los momentos flectores que

producen las cargas permanentes y la carga viva son de magnitud inferior en comparación a los momentos producidos por la carga sísmica, además, el hecho de tener momentos flectores de forma lineal, favorecerá el uso de pilares con sección variable en altura. Por otra parte, los pilares unidos rígidamente al tablero están sometidos a flexión doble, y el momento máximo dependerá de la zona sísmica en la que se construya el puente: en zonas de amenaza sísmica baja, el momento máximo se presenta en la parte superior de los pilares y se debe al grupo de carga IA, sin embargo, cuando los puentes se construyen en zonas de amenaza sísmica alta, el momento flector máximo se presenta en el extremo inferior de los pilares, y se debe al grupo de carga VII-EQ₂.

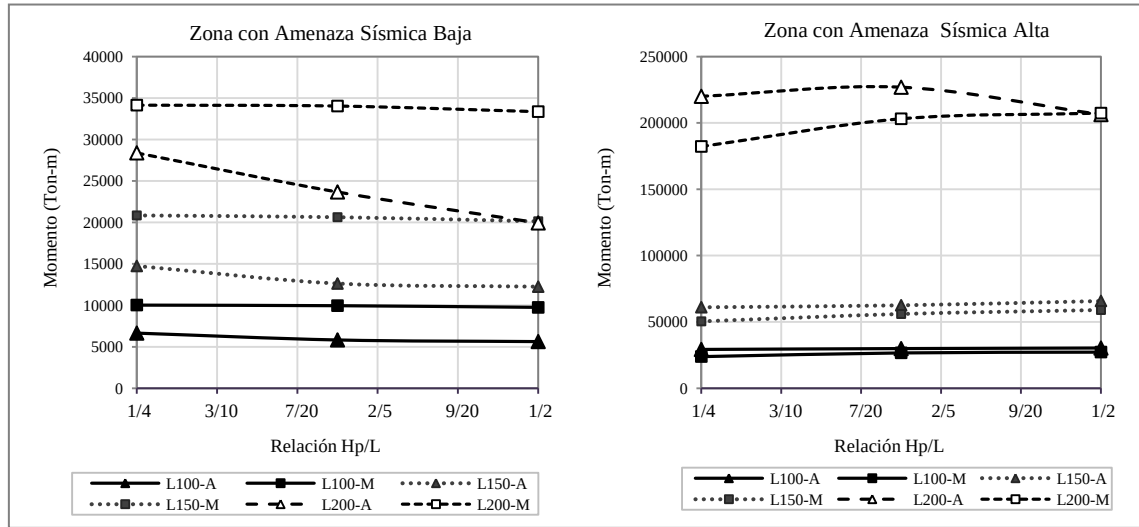
Figura 109 Diagramas de momentos flectores longitudinales típicos en los pilares, en función de la zona sísmica y del tipo de vinculación tablero-pilares.



La comparación de los momentos flectores longitudinales máximos en los pilares de todos los puentes estudiados se presenta en la Figura 110. De esa grafica se puede inferir lo siguiente:

- Los momentos flectores debidos a grupos con cargas estáticas (Grupo IA y IB), disminuyen con la disminución de la rigidez del pilar, como resultado de un incremento en altura de estos elementos. Para este tipo de cargas, el esquema con tablero apoyado sobre los pilares presenta magnitudes que son menores a las de los puentes con pilares unidos rígidamente al tablero.
- En zonas de amenaza sísmica baja, los momentos flectores máximos en los pilares para los puentes con esquema tipo A se deben al grupo de carga VII-EQ₁, mientras que para los puentes con esquema tipo M obedecen al grupo IA. En todos los casos, estos últimos son mayores (entre 1.5 y 1.7 veces para los puentes L100; entre 1.4 y 1.6 para los puentes L150; entre 1.2 y 1.7 para los puentes L200) que los de la vinculación tipo A. Para ambos tipos de vinculación, con el aumento de la altura de los pilares se tienen disminuciones en el momento flector máximo, las cuales son mayores para los tipos de vinculación tipo A.
- En zonas de amenaza sísmica alta, independientemente del tipo de vinculación, los momentos flectores máximos en los pilares se deben al grupo de carga VII-EQ₂. En todos los casos los momentos para el esquema de vinculación tipo A son mayores, entre 1.1 y 1.2 veces que los de la vinculación tipo M. Para ambos tipos de vinculación, con el aumento de la altura de los pilares tienen lugar incrementos en el momento flector máximo.
- El efecto de la longitud del vano central del puente, y por lo tanto de la longitud total del puente, se hace bastante notorio para la zona con amenaza sísmica alta, en la cual, los momentos flectores longitudinales en los puentes L200 tienen una magnitud que es entre 4 y 6.67 veces mayor que en los puentes L150 y L100 respectivamente.

Figura 110 Momento flector longitudinal máximo en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



- **Cortante Longitudinal:** La comparación de los diagramas de fuerzas cortantes longitudinales en los pilares de los puentes L100- $H_p/L=3/8$, para las dos zonas sísmicas y los dos tipos de vinculación tablero-pilares estudiados, los cuales son típicos para los puentes extradosados estudiados, se presenta en la Figura 111. De estos se observa que independientemente de la zona sísmica en que se construyan los pilares, y del tipo de vinculación existente entre el tablero y los pilares, las fuerzas cortantes máximas se deben a los grupos de carga VII-EQ₁ y VII-EQ₂, aunque para los tableros con esquema tipo *M* el cortante debido al grupo de carga IA es mayor que en los tablero con esquema tipo *A*.

La comparación de las fuerzas cortantes máximas para todos los puentes analizados, ver Figura 112, permite concluir que a medida que aumenta la altura de los pilares, o lo que es lo mismo, a medida que disminuye la rigidez de esos elementos, las fuerzas cortantes se reducen de manera proporcional. Además, se observa que para la zona de amenaza sísmica baja, los cortantes máximos se presentan en los pilares de los puentes con vinculación tipo *M*, los cuales son mayores (entre 1.1 y 1.3 veces para los puentes L100, y entre 1.2 y 1.3 para los puentes L150 y L200) que para la vinculación tipo *A*. Para la zona de amenaza

sísmica alta se presenta el mismo comportamiento, aunque solo para alturas de pilares mayores a $3/8 \cdot L$, ya que en el caso de pilares cortos ($H_p/L \leq 1/4$), el cortante máximo es mayor en los puentes con esquema tipo A.

Figura 111 Diagramas de cortantes longitudinales típicos en los pilares, en función de la zona sísmica y del tipo de vinculación tablero-pilares.

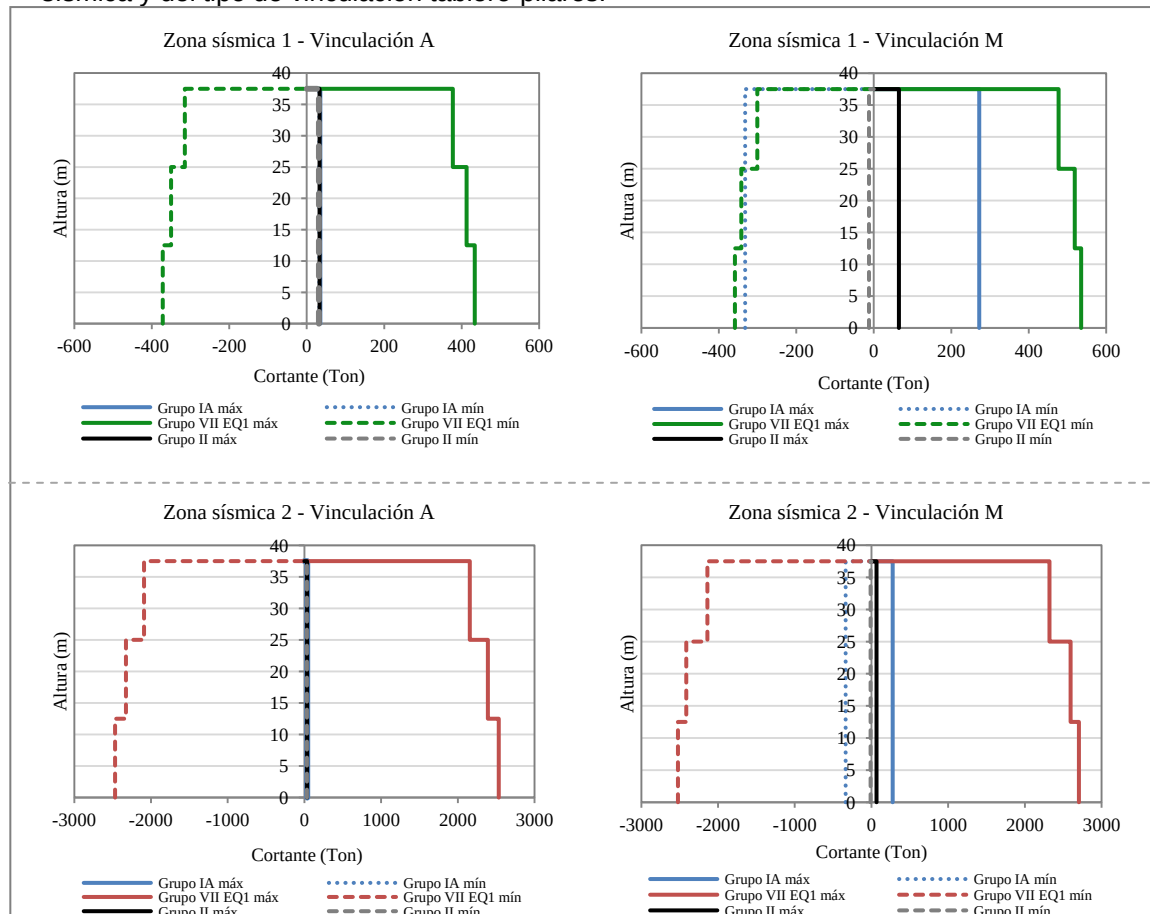
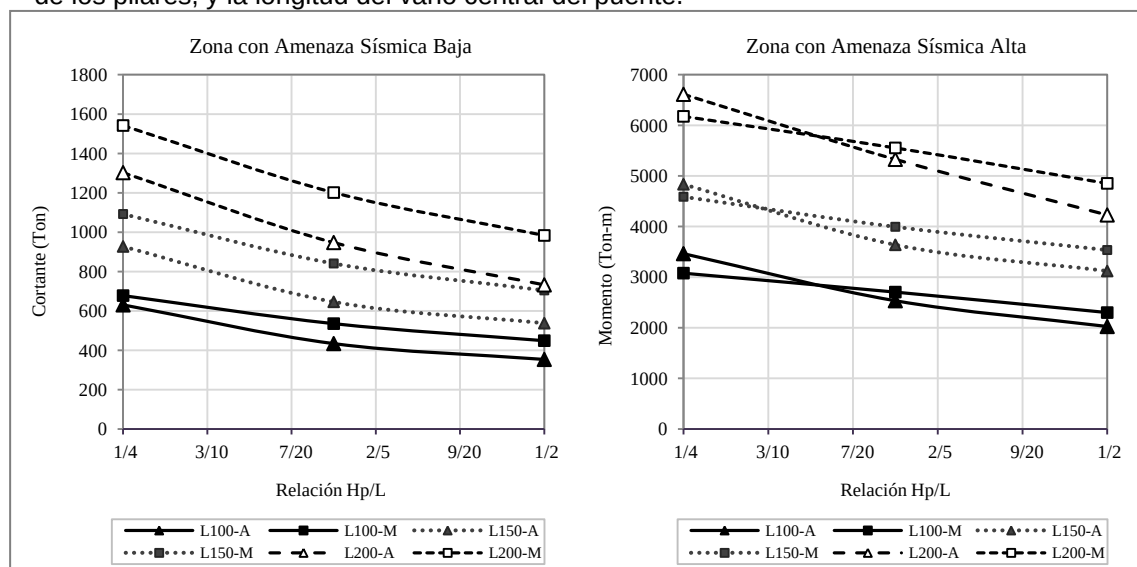


Figura 112 Cortante longitudinal máximo en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



• **Momento flector y fuerza cortante en la dirección transversal:** En la Figura 113 se presentan los diagramas de momento flector y cortante en los pilares de los puentes L100- $H_p/L=3/8$, para las dos zonas sísmicas y los tipos de vinculación tablero-pilares estudiados. De estos diagramas se observa que hay comportamientos similares para los dos tipos de vinculación tablero-pilares, tanto en el momento flector, como en el cortante. Esto hace suponer que a la hora de hacer comparaciones a nivel de costos por el refuerzo por cortante requerido, el tipo de vinculación tablero pilares jugará un papel más crítico en la dirección longitudinal y no en la transversal.

Al analizar los valores máximos de momentos flectores, ver Figura 114, se observa un incremento en la magnitud máxima a medida que aumenta la altura de los pilares. En cuanto al efecto del tipo de vinculación tablero-pilares, no se distingue una vinculación con marcada favorabilidad desde el punto de vista estructural, ya que en la mayoría de los casos se tienen valores similares y las diferencias oscilan entre $\pm 14\%$. Al igual que en los momentos flectores longitudinales, la longitud del vano central tiene un efecto significativo para la zona

sísmica alta, esto debido a la mayor masa que el sismo logra excitar. En cuanto a las fuerzas cortantes máximas, ver Figura 115, nuevamente se observa que no hay un tipo de vinculación favorable, a excepción del caso de pilares cortos en donde las fuerzas son mayores para la vinculación tipo A.

Figura 113 Diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes en la dirección transversal típicos en los pilares, en función de la zona sísmica y del tipo de vinculación tablero-pilares.

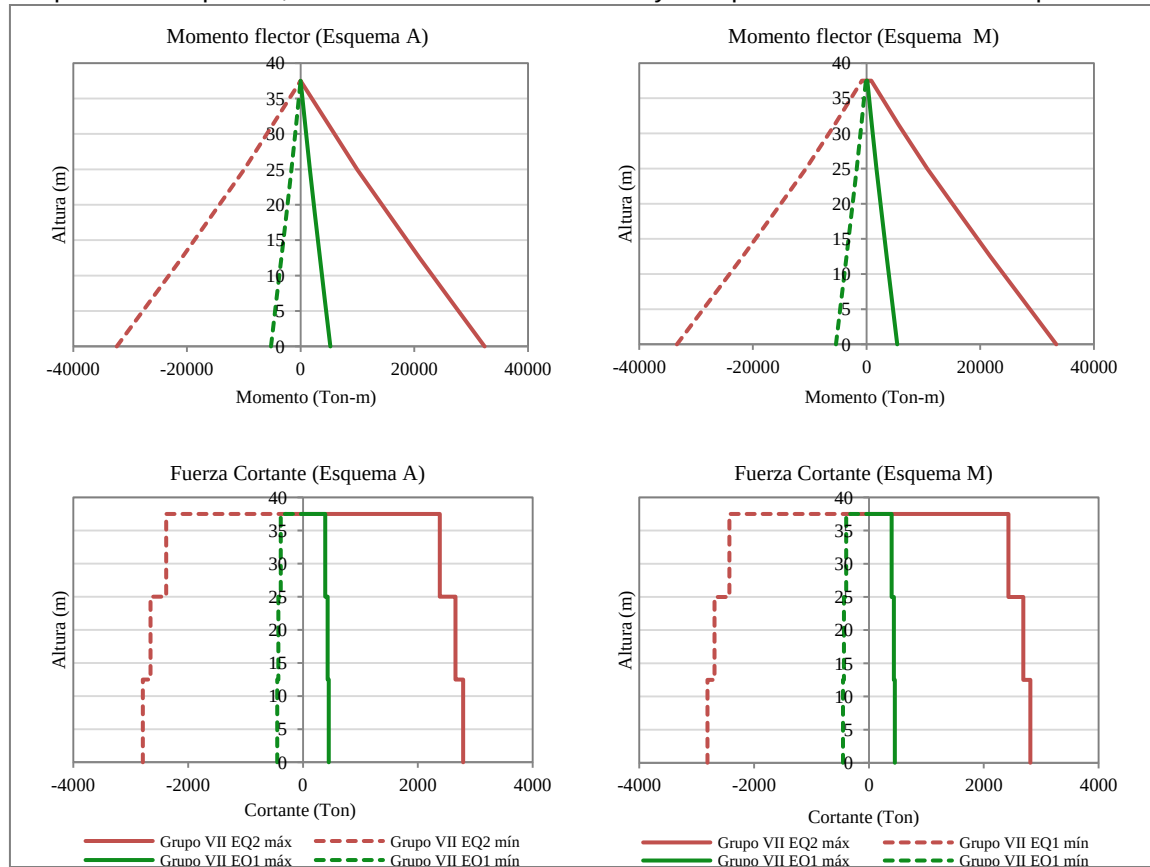


Figura 114 Momento flector transversal máximo en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.

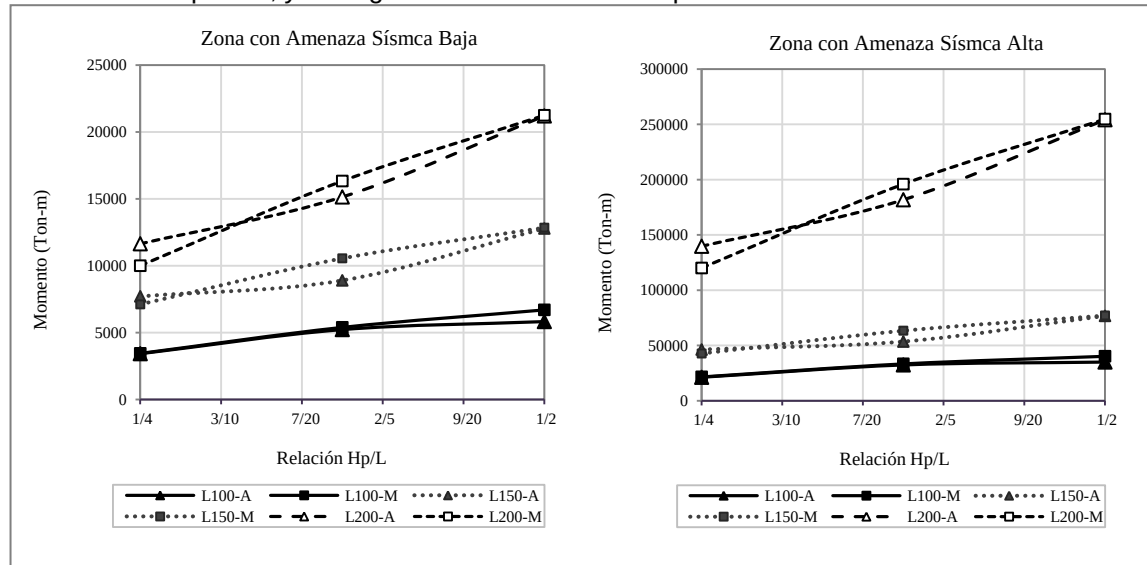
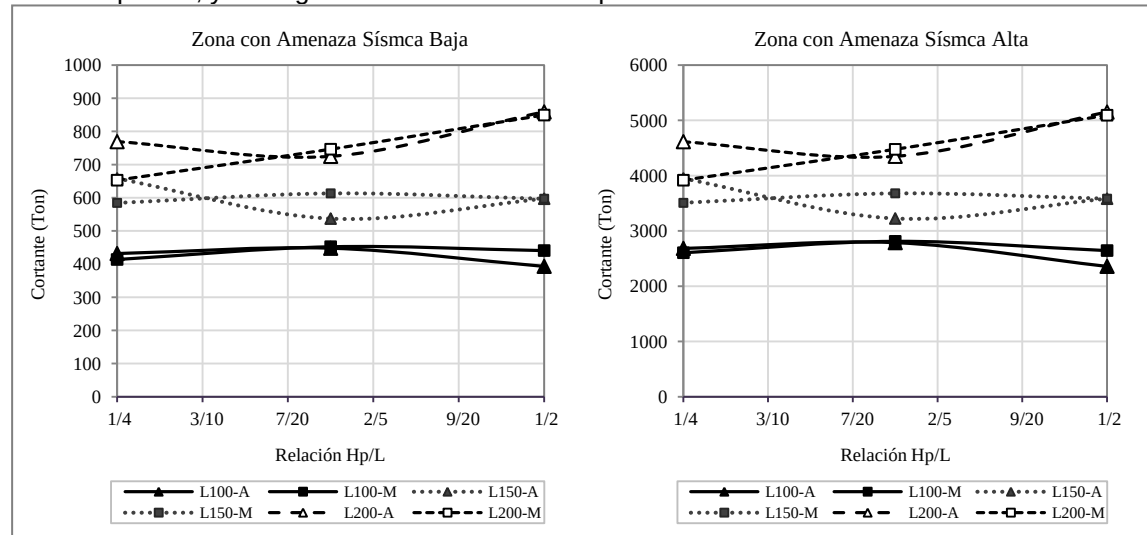


Figura 115 Cortante transversal máximo en los pilares en función de la zona sísmica, la altura de los pilares, y la longitud del vano central del puente.



2.1.10 Cantidades de materiales en función de la zona sísmica

A partir de los resultados del comportamiento estructural en los cables, el tablero, y los pilares presentados a lo largo del presente capítulo, parece ventajoso utilizar tableros apoyados sobre los pilares (esquema A) en zonas de amenaza sísmica alta, mientras que en zonas de amenaza sísmica baja hay cierta favorabilidad por

tableros unidos rígidamente a los pilares (esquema *M*), sin embargo, en ambos casos no se tiene certeza total de dicha premisa. Por lo tanto, en este numeral se presenta una evaluación somera de las cantidades de obras principales (volumen de concreto del tablero y los pilares, acero de preesfuerzo en el tablero y de los cables extradados, y acero de refuerzo en los pilares) que requiere el puente en estado de servicio, de modo tal que se pueda recomendar el tipo de vinculación tablero-pilares en función de la amenaza sísmica de la zona en que se construya el puente.

Para esto se estudiarán los puentes L100 m, ya que a pesar de que los puentes L150 y L200 presentan valores distintos de fuerzas internas y esfuerzos en los elementos, en todos los puentes estudiados se observó siempre una misma tendencia en la respuesta estructural. Además, en esta parte del estudio se adicionó una zona de amenaza sísmica intermedia (coeficiente de aceleración $A=0.15$), lo cual resulta bastante pertinente debido a que este tipo de amenaza sísmica es característico de varias zonas de Colombia. Por último, se aclara que en esta parte del estudio no se tienen en cuenta las cantidades de obra requeridas durante construcción, las cuales pueden ser muy similares para los dos tipos de vinculación estudiados, ya que si se emplea un esquema tipo *A*, se debe garantizar la estabilidad de los voladizos durante construcción, y una de las soluciones típicas es conectar rígidamente el tablero a los pilares por medio de barras de preesfuerzo, ver Figura 116, por lo tanto se tendría un esquema tipo *M* en el periodo de construcción.

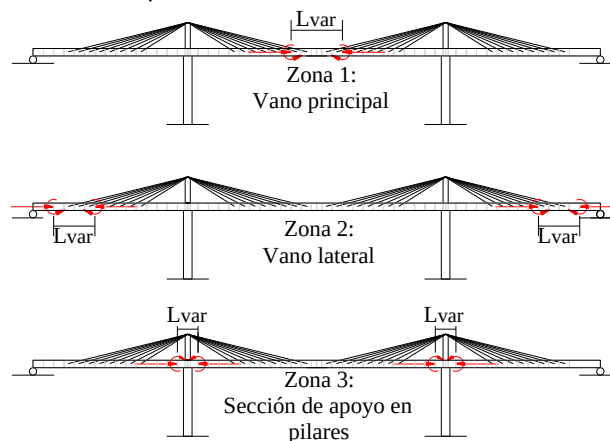
Figura 116 Uso de cables para la estabilización de los voladizos durante construcción.



Fuente: (López & Vanegas, 2009).

Para calcular el preesfuerzo interno requerido en el tablero de modo tal que se tenga un estado tensional adecuado, se incluyó el caso de carga “*preesfuerzo interno (P_i)*” en el modelo numérico, usando fuerzas axiales y momentos flectores aplicados en los extremos de las dovelas de las zonas donde los esfuerzos en las fibras extremas superior e inferior del tablero sobrepasaban el esfuerzo admisible a tracción del concreto. En general, para los puentes estudiados el pretensado interno se requirió generalmente en tres zonas: en el vano principal, en el vano lateral, y en la sección de apoyo del tablero sobre los pilares, ver Figura 117. Es importante resaltar que en todos los casos se ha agotado la resistencia a tracción del concreto después de perdidas, esto es, no se han limitado las tracciones máximas a un valor nulo, por lo tanto la cantidad de preesfuerzo interno calculado puede reflejar cuantías volumétricas de acero activo menores a las que se tienen en proyectos utilizando este tipo de puentes. Sin embargo, esto no afectará la conclusión relativa al tipo de vinculación tablero-pilares a utilizar en función de la zona sísmica, ya que para los dos esquemas estudiados se ha utilizado el mismo criterio de diseño.

Figura 117 Representación del pretensado interno en las zonas con esfuerzos no admisibles.



Los grupos de carga para los estados límite de servicio y límite último se presentan en la Tabla 12. Los grupos de carga VII (VII-EQ₁, VII-EQ₂, y VII-EQ₃) están asociados a los espectros de diseño presentados en la Figura 118. En la

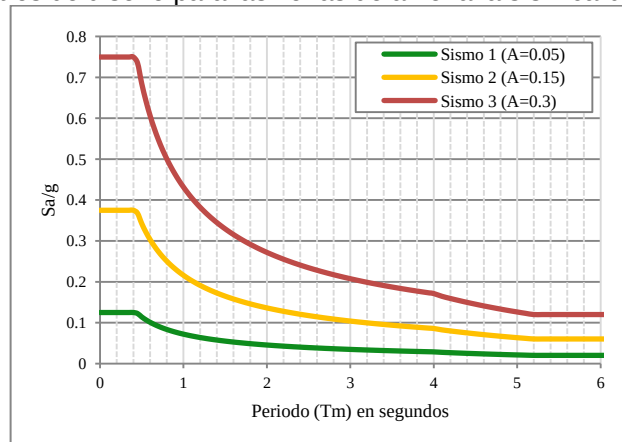
combinación de cargas para el ELU, la fuerza de presolicitación en los cables extradados y del pretensado interno no se mayoraron con el mismo coeficiente que para la carga muerta, pues de acuerdo a Mermigas (Mermigas, 2008), este procedimiento de mayoración es más razonable para puentes extradados con tablero rígido, como el de los puentes estudiados.

Tabla 12. Factores de mayoración para los grupos de carga analizados.

Grupo	ELS	ELU
IA	$D + (L+i) + P + P_i$	$1.3[\beta_D D + \beta_{L+i} (L+i)] + P + P_i$
IB	$D + P + P_i$	$1.3[\beta_D D] + P + P_i$
VII-EQ ₁	$D + EQ_1 + P + P_i$	$1.0[\beta_D D] + EQ_1/R + P + P_i$
VII-EQ ₂	$D + EQ_2 + P + P_i$	$1.0[\beta_D D] + EQ_2/R + P + P_i$
VII-EQ ₃	$D + EQ_3 + P + P_i$	$1.0[\beta_D D] + EQ_3/R + P + P_i$

* β_D se toma igual a 1.0 y 0.75; β_{L+i} se toma igual a 2.2; Para el diseño a flexo-compresión de los pilares se usó un coeficiente R igual a 3. Para el diseño y verificación a contante se usó un coeficiente R igual a 1.

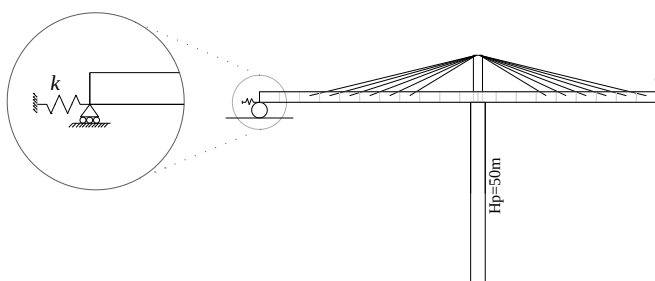
Figura 118 Espectros de diseño para las zonas de amenaza sísmica baja, intermedia, y alta.



Como se advirtió en el numeral 3.1.9.1, el desplazamiento longitudinal en los pilares de los puentes L100-Hp/L=1/2 construidos en zonas de amenaza sísmica alta excede los 30 cm para los puentes con esquema M, y 40 cm para los puentes con esquema A, magnitudes que pueden llegar a comprometer el buen comportamiento del puente en estado de servicio durante un sismo. Para paliar

esta situación, el tipo de apoyo sobre los estribos se cambió por apoyos con elastómeros cuya rigidez k fue modificada entre 0 Ton/m y 700000 Ton/m, ver Figura 119, valores extremos que representan un apoyo tipo rodillo y un apoyo tipo articulación o de segundo grado respectivamente.

Figura 119 Representación del apoyo utilizado en los puentes L100-Hp/L=1/2 construidos en zonas de amenaza sísmica alta.



Al modificar esta variable se observó principalmente la respuesta estructural del tablero, ya que era el elemento crítico para esta zona sísmica, sobre todo en el caso de la vinculación tipo M . Como se observa en la Figura 120, al incrementar la rigidez del apoyo se reducen considerablemente los desplazamientos horizontales en el tablero y los pilares, mientras que las deflexiones verticales aumentan en el rango de $0 < k < 100000$ Ton/m para los puentes con esquema A y disminuyen en ese mismo rango para los puentes con esquema M , lo que habla de la sensibilidad en la respuesta estructural del puente al tipo de apoyo en los estribos. Cuando se analizan los esfuerzos máximos en el tablero, se observan comportamientos distintos en función del tipo de vinculación tablero-pilares. Para los puentes con esquema M existe un mínimo local en $k = 30000$ Ton/m y mínimo global para apoyos articulados en los estribos. Para el esquema tipo A , el mínimo global ocurre para apoyos tipo rodillo, aunque como se mencionó anteriormente, esta condición de apoyo genera desplazamientos horizontales del puente de gran magnitud.

Un estudio detallado de la cantidad de preesfuerzo requerido en el tablero reveló que la solución con $k=30000$ Ton/m presentaba menores cuantías de preesfuerzo en los puentes con esquema tipo *M*, por lo tanto también fue adoptada en los puentes con esquema tipo *A* de modo que no hayan sesgos en el estudio paramétrico. A pesar de que esta rigidez es un valor alto, pudiéndose llegar a requerir múltiples líneas de soportes de grandes dimensiones lo cual podría ser una solución poco práctica, fue adoptada en el estudio debido a que se lograba una mejoría en el comportamiento estructural del tablero, y se reducían los desplazamientos longitudinales hasta los 10 cm. Sin embargo, es recomendable dirigir estudios en esta problemática, modificando paralelamente el tipo de soportes en el estribo y el tipo de vinculación tablero-pilares, de modo tal que se puedan encontrar soluciones acotadas por la realidad práctica. La solución con apoyo articulado en los estribos reducía considerablemente los momentos debido al sismo en los puentes tipo *M*, ver Figura 121, sin embargo, al utilizar este esquema se introducían fuerzas axiales de tensión de gran magnitud en los vanos laterales, los cuales eran difíciles de controlar con el preesfuerzo interno debido a los momentos hiperestáticos que este preesfuerzo generaba en el vano central, y a los que el preesfuerzo requerido en el vano central generaba en los vanos laterales.

Figura 120 Comparación de desplazamientos (arriba) y esfuerzos máximos (abajo) en el tablero en función de la rigidez del apoyo en estribo.

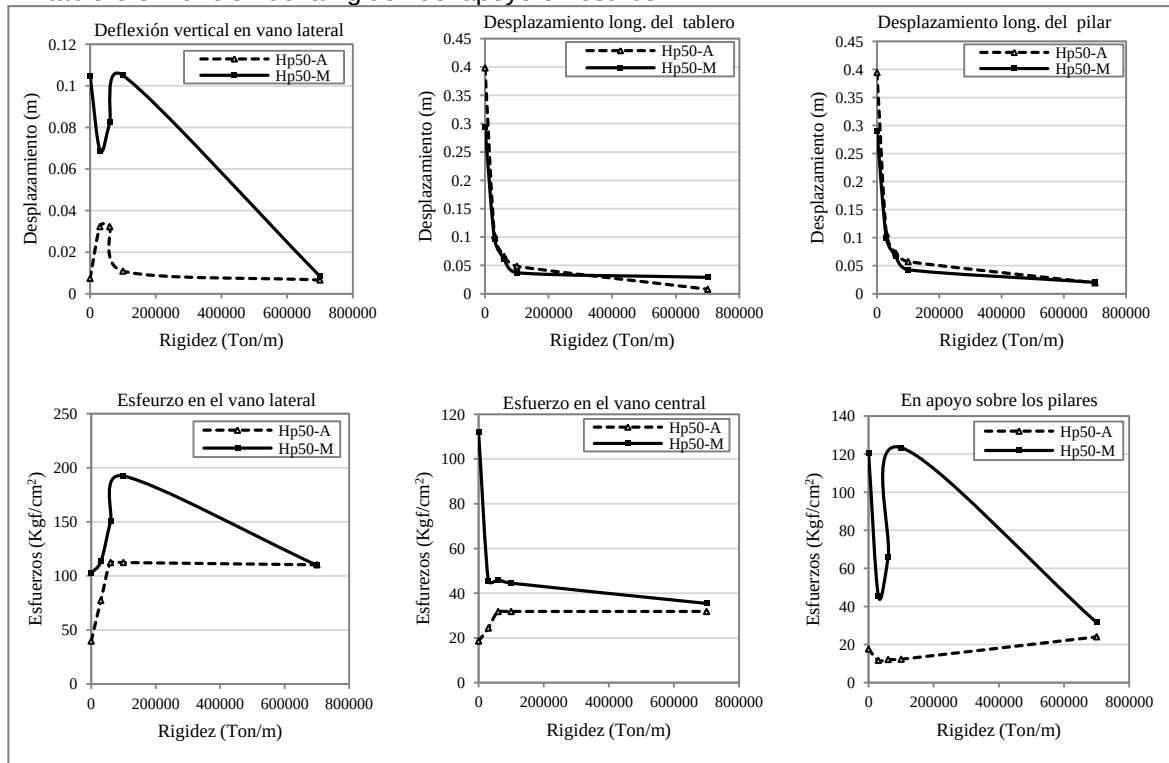
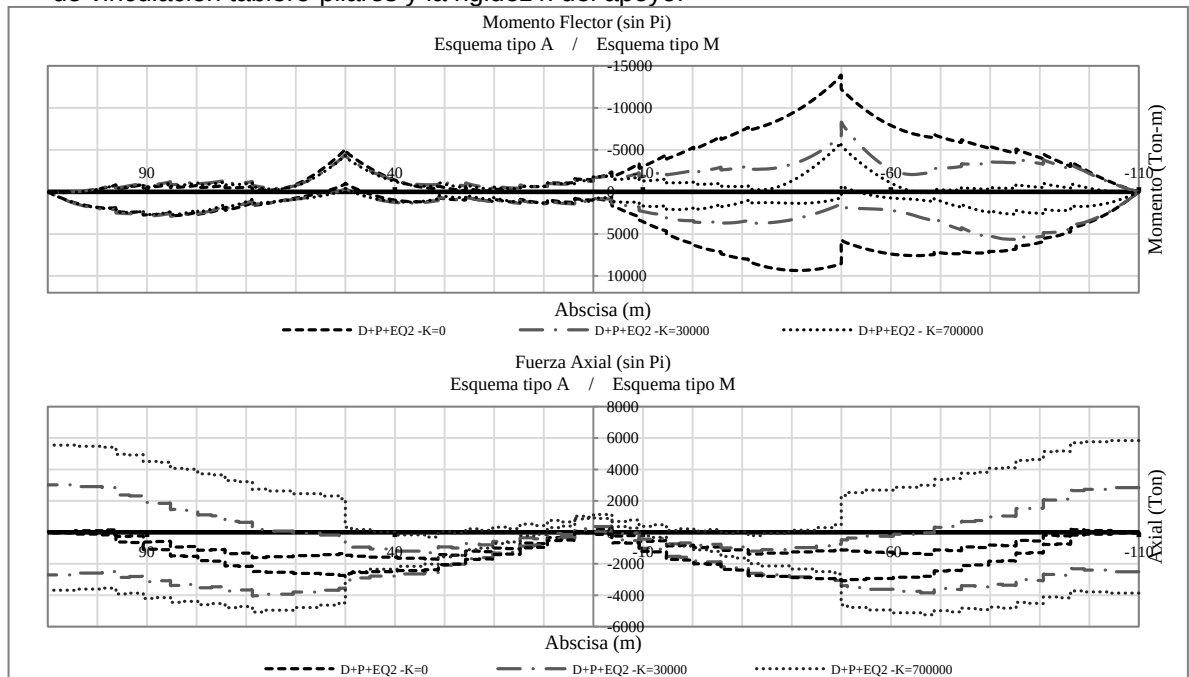


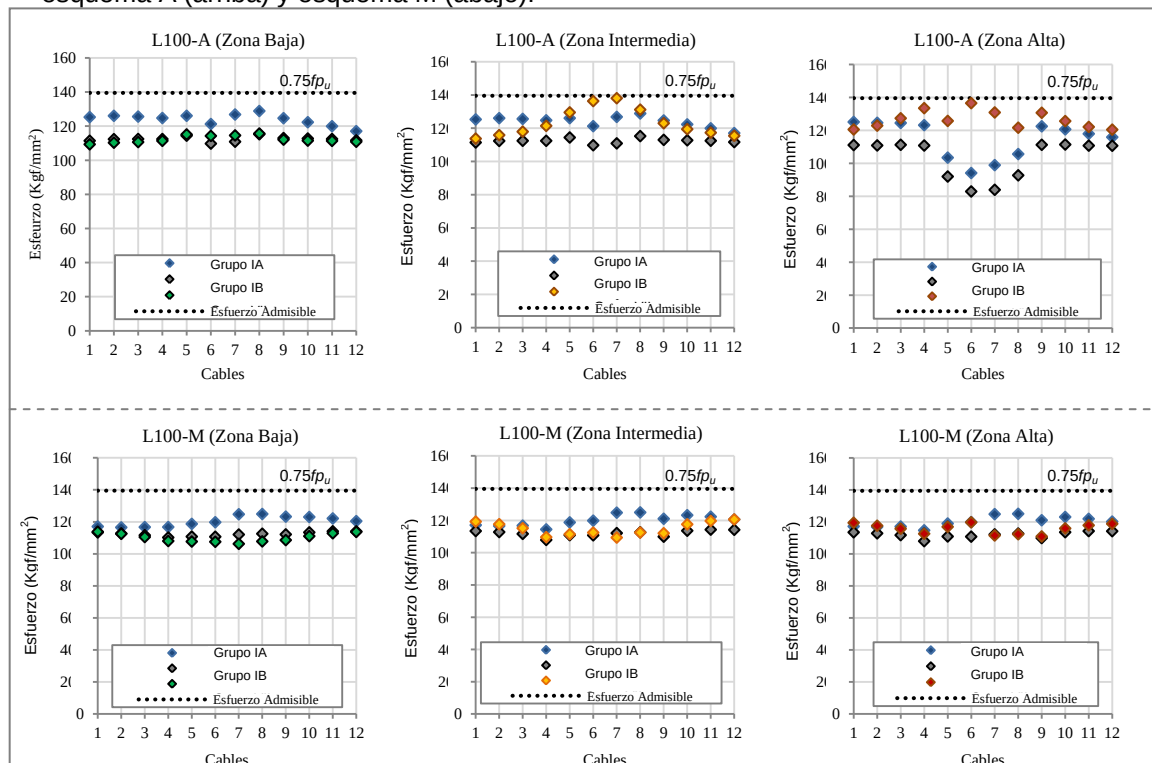
Figura 121 Comparación de la envolvente de momentos flectores (arriba) y de las fuerzas axiales (abajo) por la combinación D+P+EQ₂ en los puentes L100-Hp/L=1/2, en función del tipo de vinculación tablero-pilares y la rigidez k del apoyo.



2.1.10.1 Peso de los cables extradados

El peso total de los cables extradados para todos los puentes con esquema tipo *M* permanece constante (~23.3 Ton), independientemente de la zona sísmica en que se proyecte el puente, o de la altura de los pilares. En los puentes tipo *A*, a medida que aumenta la amenaza sísmica y la altura de los pilares, el axial en los cables cercanos a la torre incrementa, por lo tanto, para cumplir el requisito de verificación de esfuerzo máximo en ELU puede llegar a ser necesario aumentar el área de estos elementos. Esto ocurrió para el puente L100-A-Hp/L=1/2 de la zona con amenaza sísmica alta, ver Figura 122, para el cual se modificó el área de cables, resultando en un peso total de 24.43 Ton, que es un 7.5% más pesado que el resto de los puentes con esquema tipo *A*.

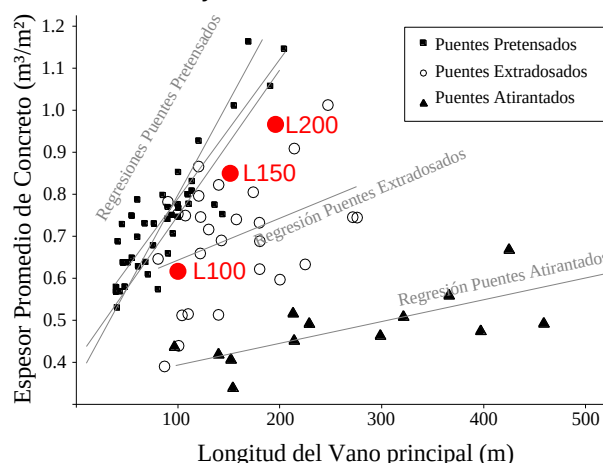
Figura 122 Comparación de esfuerzo axial en los cable de los puentes L100-Hp/L=1/2 con esquema A (arriba) y esquema M (abajo).



2.1.10.2 Volumen de concreto y cantidad de preesfuerzo interno del tablero

En todos los puentes estudiados no se modificó la dimensión de las dovelas del tablero, por lo tanto el volumen de concreto es constante y suma un total de 1933.8 m^3 . A partir del área superficial del tablero (3146 m^2) se tiene un espesor promedio de concreto (ver definición en el numeral 2.2.1) de 0.61 m , el cual, como se observa de la Figura 123, coincide con la regresión para puentes extradados presentada por Mermigas (Mermigas, 2008). En esta gráfica también se ilustran los espesores promedios de concreto para los puentes L150 y L200, valores que están por encima de la regresión de los puentes extradados, aunque siguen siendo válidos para esta tipología pues se encuentran por debajo de aquellos obtenidos para puentes pretensados de viga cajón, y cerca de otros valores para puentes extradados de luz principal similar. Los valores de espesor promedio de concreto obtenidos para los puentes estudiados en este trabajo, son relativamente altos para los puentes L150 y L200, y para el puente L100 están por encima de valores obtenidos para puentes existentes, lo que hace pensar en una favorabilidad de tableros de canto con esbelteces mayores a $L/35$.

Figura 123 Comparación del espesor promedio de concreto para los puentes estudiados vs puentes pretensados, extradados y atirantados existentes estudiados por Mermigas.



Fuente: Modificado de (Mermigas, 2008).

Antes de analizar la cantidad de preesfuerzo interno requerido en el tablero, resulta conveniente observar los resultados encontrados para este elemento estructural. A partir de la Figura 124 se observa que en los puentes con esquema tipo A los momentos flectores por la carga viva controlan el diseño en toda la longitud del tablero, independientemente de la zona sísmica. Sin embargo, cuando el tablero se conecta monolíticamente a los pilares, los momentos debido al sismo toman mayor importancia, y para el caso de la zona con amenaza sísmica alta se llegan a tener esfuerzos normales en la fibra inferior que exceden el valor admisible en una gran porción del puente, obligando a emplear un esquema de preesfuerzo interno en toda la longitud del puente. Por lo tanto, desde el punto de vista del tablero, la conexión monolítica entre el tablero y los pilares parece no ser adecuada para puentes extradados construidos en zonas con amenaza sísmica intermedio o alta. Aún así, se evaluó la cantidad de preesfuerzo interno, ver Figura 125, y se observó que para zonas de amenaza sísmica baja estas son significativamente menores en los puentes con vinculación tipo *M*, en cambio, cuando se pasa a zonas con amenaza sísmica intermedia o alta, la cantidad de preesfuerzo interno requerida en los puentes tipo A resulta menor que en los puentes tipo *M*, esto debido a los menores momentos flectores que se introducen en el tablero al desvincularlo de los pilares.

Figura 124 Comparación del comportamiento del tablero en función de la amenaza sísmica y el tipo de conexión entre el tablero y los pilares, para los puentes L100-Hp/L=3/8.

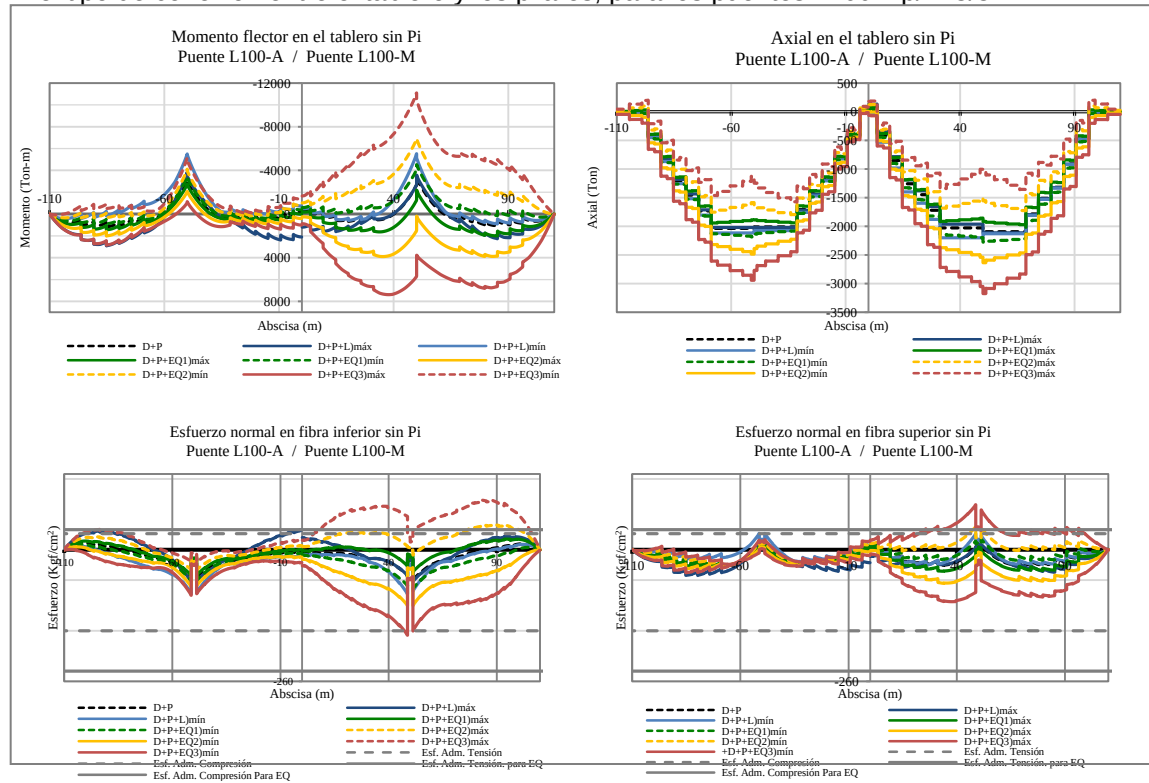
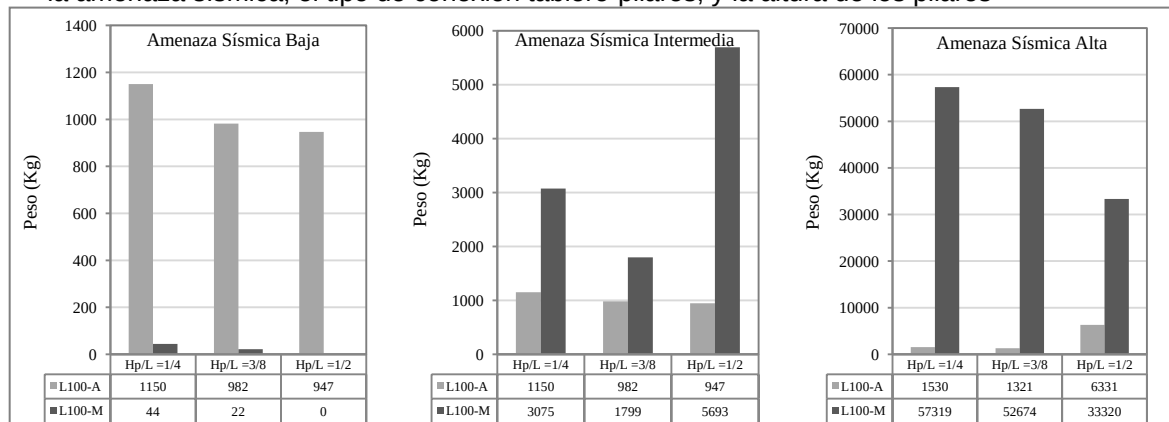


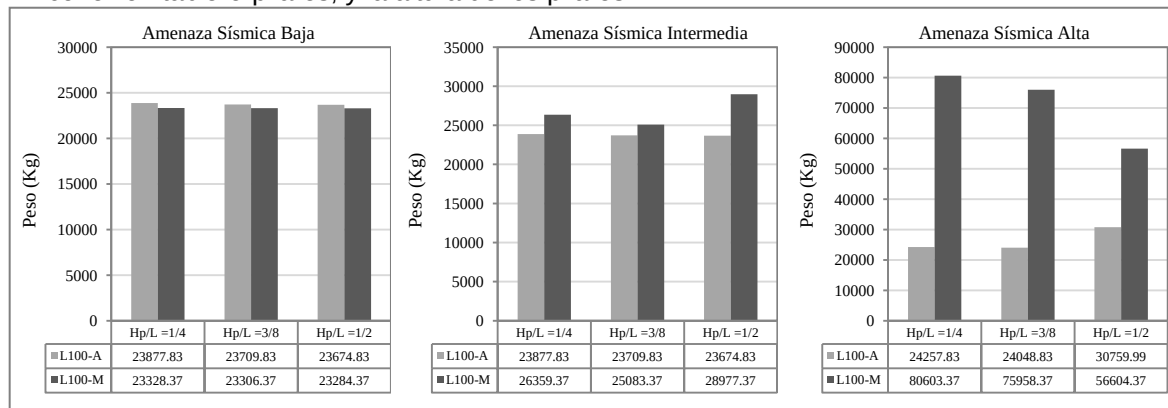
Figura 125 Peso de acero activo del pretensado interno requerido en el tablero, en función de la amenaza sísmica, el tipo de conexión tablero-pilares, y la altura de los pilares



Al graficar la cantidad total de acero activo requerida en los puentes extradados, ver Figura 126, se observa que para una zona con amenaza sísmica baja la cantidad de acero activo requerida para los puentes con esquema tipo A es

ligeramente mayor (entre 1.6% y 2.4%) que para los puentes unidos monolíticamente al tablero, consecuencia de que los esfuerzos en el tablero debido a la carga viva son mayores también para ese esquema, lo que no ocurre en los puentes con vinculación tipo *M* en donde al ser la estructura más rígida, se presentan menores flechas y rotaciones en el tablero, y por lo tanto menores esfuerzos en las fibras extremas en el tablero. Cuando el puente se proyecta en una zona de amenaza sísmica intermedia o alta, la cantidad total de acero activo es mayor en los puentes con esquema *M* (entre 6% y 22% para amenaza sísmica intermedia, y entre 84% y 232% para amenaza alta) esto como resultado de la cantidad de preesfuerzo interno que se requiere para controlar los esfuerzos debido al sismo que tienen lugar en el tablero para la vinculación rígida tablero-pilares.

Figura 126 Cantidad total de acero activo en función de la amenaza sísmica, el tipo de conexión tablero-pilares, y la altura de los pilares



2.1.10.3 Cantidades de obra de los pilares

Los pilares consisten en elementos rectangulares de dimensiones externas 15.1 x 5.0 m, con la mayor dimensión en la dirección transversal del puente, ver Figura 127. Estos elementos se materializan con muros cuyo espesor depende de los requerimientos del diseño por esbeltez, flexo-compresión, y cortante, siendo el último el que controlaba en mayor parte. Una vez calculados los momentos mayorados por los efectos de esbeltez, se llevó a cabo el diseño a flexo-

compresión para la zona más crítica en el pilar (extremo superior o inferior), y el diseño por cortante, del cual se determinaron los refuerzos A_v y A_{sh} . El diseño por flexo-compresión realizado para todos los pilares arrojó cuantías de refuerzo longitudinal similares en los esquemas de conexión A y M, para las zonas de amenaza sísmica baja e intermedia, aunque en la zona de amenaza sísmica alta las cuantías longitudinales de acero son mayores para los puentes con esquema A, ver Tabla 13. Para esta tabla, el hecho de que el valor de la cuantía longitudinal de refuerzo obtenida para los puentes con $H_p=50m$ construidos en amenaza sísmica alta sea menor que la obtenida para los puentes con $H_p/L= 25 m$ y $37.5 m$ se debe a la restricción impuesta en los apoyos sobre los estribos explicada anteriormente. Si no se hubiera adoptado esa solución, las cuantías de refuerzo longitudinal sobrepasarían el 4%, que a pesar de estar por debajo del límite máximo (6% para zonas de alta sismicidad), ya es un valor alto no recomendable debido a la gran cantidad de refuerzo que se tendría en la sección.

Figura 127 Sección transversal de los pilares.

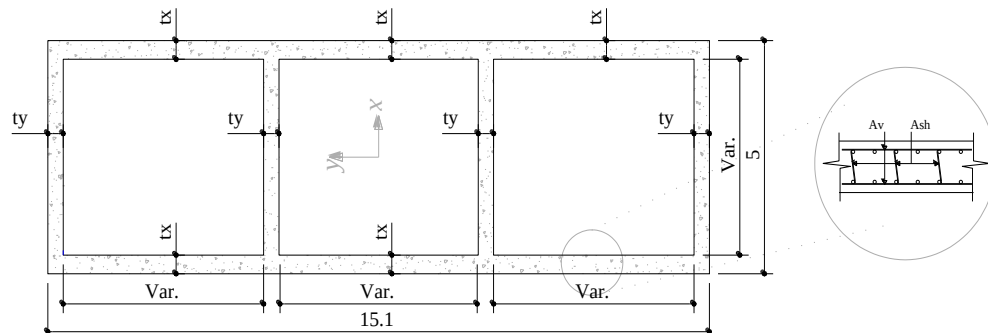


Tabla 13. Cuantías longitudinales de refuerzo para los puentes estudiados.

Modelo	Amenaza Sísmica		
	Baja	Intermedia	Alta
	ρ_{long} (%)	ρ_{long} (%)	ρ_{long} (%)
L100-Hp25-M	1.01%	1.01%	2.65%
L100-Hp37.5-M	1.01%	1.40%	3.09%
L100-Hp50-M	1.01%	1.45%	1.71%
L100-Hp25-A	1.01%	1.40%	3.17%
L100-Hp37.5-A	1.01%	1.40%	3.51%
L100-Hp50-A	1.01%	1.45%	1.71%

Para calcular el peso de refuerzo por cortante (A_v y A_{sh} presentado en la Figura 127), se hace necesario calcular la longitud de posible plastificación (L_p) en los extremos superior e inferior de los pilares. En la Tabla 13 se presentan algunas de las propuestas recopiladas de la literatura. La evaluación de estas ecuaciones para los pilares estudiados se presenta en la Tabla 14. Se usó la ecuación propuesta por Bae y Oguzhan ya que incluye diversos factores que no solo dependen de las características geométricas de los pilares, y además arrojó resultados razonables que cumplen con los requisitos establecidos en el código colombiano.

Tabla 14. Ecuaciones propuestas para el cálculo de la longitud de plastificación.

No.	Ecuación	Referencia
1	$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y$	(Priestley & Park, 1987)
2	$\frac{l_p}{h} = \left[0.3 \frac{P}{P_o} + 3 \frac{A_s}{A_g} - 0.1 \right] \frac{L}{h} + 0.25 \geq 0.25$	(Bae & Oguzhan, 2008)
3	$l_p = 0.05L + 0.1f_y d_b / \sqrt{f'c}$	(Berry, Lehman, & Lowes, 2008)
4	$\frac{l_p}{h} = \begin{cases} 0.9 \left[1 + 0.5 \frac{P}{P_o} \right] k_1 \left(\frac{L}{h} \right)^{0.25}, & \text{para } \frac{P}{P_o} > 2 \\ 0.25, & \text{para } \frac{P}{P_o} \leq 2 \end{cases}$ Donde $k_1 = 0.9 - (0.3/23.5)(f'c - 11.7)$	(Subramanian, 2009)

Donde L es la altura de los pilares, d_b es el diámetro de las barras longitudinales, h es la dimensión de la columna en la dirección de análisis, y P_o es igual a $0.85Pn_{máx}$; $f'c$ y f_y se expresan en Mpa.

Tabla 15. Cálculo de la longitud de plastificación para los pilares de los puentes estudiados.

Amenaza Sísmica Baja	Esquema Tipo A							(1)	(2)	(3)	(4)	(5)*	(6)		
		L (m)	hx (m)	db (m)	fy (Mpa)	f'c (Mpa)	As/Ag	P/Po	Lp	Lp	Lp	k1	Lp	Lp	Lp
		25	5	0.0254	420	40	0.0101	0.52	2.23	3.43	1.42	0.54	4.57	4.17	3.5
		37.5	5	0.0254	420	40	0.0101	0.59	3.23	5.24	2.04	0.54	5.19	6.25	5.5
		50	5	0.0254	420	40	0.0101	0.58	4.23	6.45	2.67	0.54	5.56	8.33	6.5
	Esquema Tipo M								(1)	(2)	(3)	(4)	(5)*	(6)	
		L (m)	hx (m)	db (m)	fy (Mpa)	f'c (Mpa)	As/Ag	P/Po	Lp	Lp	Lp	k1	Lp	Lp	Lp
		25	5	0.0254	420	40	0.0101	0.52	2.23	3.37	1.42	0.54	4.56	4.17	3.5
		37.5	5	0.0254	420	40	0.0101	0.58	3.23	5.15	2.04	0.54	5.17	6.25	5.5
		50	5	0.0254	420	40	0.0101	0.64	4.23	7.41	2.67	0.54	5.70	8.33	7.5

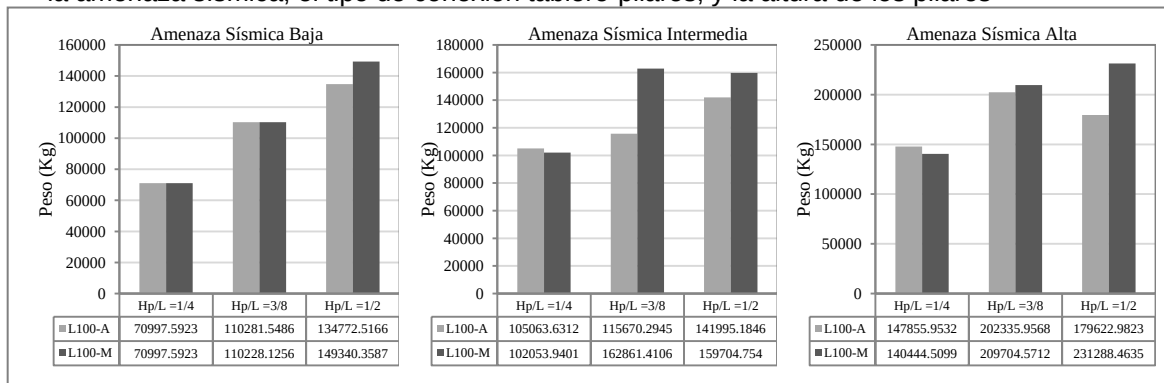
Amenaza Sísmica Intermedia	Esquema Tipo A							(1)	(2)	(3)	(4)	(5)*	(6)		
		L (m)	hx (m)	db (m)	fy (Mpa)	f'c (Mpa)	As/Ag	P/Po	Lp	Lp	Lp	k1	Lp	Lp	Lp
		25	5	0.0254	420	40	0.0140	0.51	2.23	3.60	1.42	0.54	4.54	4.17	3.6
		37.5	5	0.0254	420	40	0.0140	0.57	3.23	5.47	2.04	0.54	5.15	6.25	5.5
		50	5	0.0254	420	40	0.0157	0.55	4.23	6.86	2.67	0.54	5.50	8.33	7.0
	Esquema Tipo M								(1)	(2)	(3)	(4)	(5)*	(6)	
		L (m)	hx (m)	db (m)	fy (Mpa)	f'c (Mpa)	As/Ag	P/Po	Lp	Lp	Lp	k1	Lp	Lp	Lp
		25	5	0.0254	420	40	0.0101	0.51	2.23	3.36	1.42	0.54	4.56	4.17	3.5
		37.5	5	0.0254	420	40	0.0157	0.55	3.23	5.45	2.04	0.54	5.12	6.25	5.5
		50	5	0.0254	420	40	0.0145	0.62	4.23	7.70	2.67	0.54	5.64	8.33	8.0

Amenaza Sísmica Alta	Esquema Tipo A							(1)	(2)	(3)	(4)	(5)*	(6)		
		L (m)	hx (m)	db (m)	fy (Mpa)	f'c (Mpa)	As/Ag	P/Po	Lp	Lp	Lp	k1	Lp	Lp	Lp
		25	5	0.0254	420	40	0.0317	0.44	2.23	4.39	1.42	0.54	4.41	4.17	4.5
		37.5	5	0.0254	420	40	0.0351	0.49	3.23	6.98	2.04	0.54	5.00	6.25	7.0
		50	5	0.0254	420	40	0.0309	0.45	4.23	7.56	2.67	0.54	5.27	8.33	8.0
	Esquema Tipo M								(1)	(2)	(3)	(4)	(5)*	(6)	
		L (m)	hx (m)	db (m)	fy (Mpa)	f'c (Mpa)	As/Ag	P/Po	Lp	Lp	Lp	k1	Lp	Lp	Lp
		25	5	0.0254	420	40	0.0265	0.38	2.23	3.60	1.42	0.54	4.32	4.17	3.6
		37.5	5	0.0254	420	40	0.0309	0.45	3.23	5.98	2.04	0.54	4.90	6.25	6.0
		50	5	0.0254	420	40	0.0185	0.59	4.23	7.83	2.67	0.54	5.58	8.33	8.0

(5)* $L_p \leq L/6$ (Criterio del Código colombiano); (6) L_p utilizada en este estudio.

Al comparar las cantidades de acero requerido por cortante, ver Figura 128, se observa que son similares para los dos esquemas de vinculación A y M en la zona de amenaza sísmica baja, independientemente de la altura de los pilares. Para la zona de amenaza sísmica intermedia se tienen mayores cantidades en los puentes con esquema M, esto como resultado de mayores fuerzas cortantes en ambas direcciones, como se presentó anteriormente en el numeral 3.1.9.2. Por último, en zonas de amenaza sísmica alta, la diferencia de refuerzo por cortante no es significativa para pilares cortos y de altura media, aunque si es desfavorable para pilares altos y puentes con esquema tipo M.

Figura 128 Cantidad total de acero por cortante y confinamiento en los pilares como función de la amenaza sísmica, el tipo de conexión tablero-pilares, y la altura de los pilares



2.1.10.4 Total acero y concreto

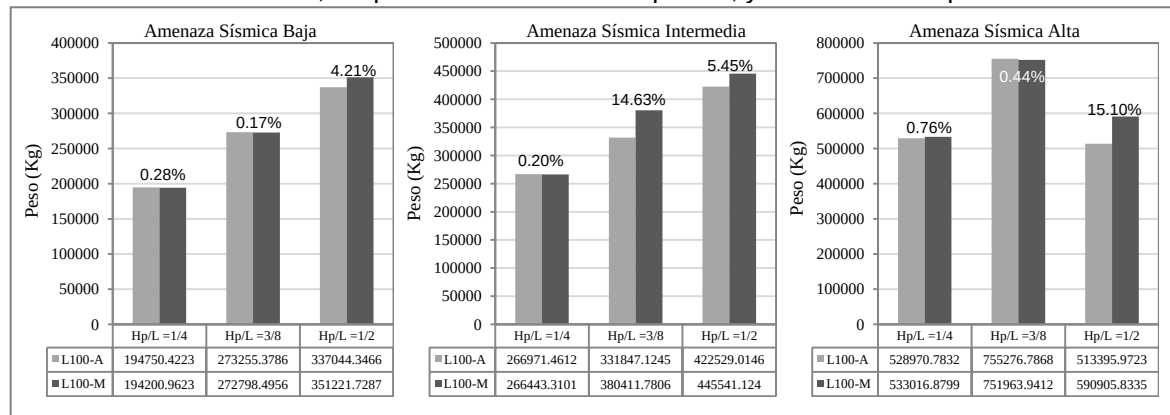
La Tabla 16 presenta el volumen total de concreto requerido para la construcción del tablero, los pilares y las torres de los puentes estudiados. De esta se observa que no hay diferencia significativa en función del tipo de conexión tablero-pilares y/o de la amenaza sísmica. Por otra parte, en la Figura 129 se ilustra la cantidad total de acero (activo y pasivo) requerido en los puentes, acompañado de la diferencia porcentual relativa entre el máximo y el mínimo. Esta figura permite vislumbrar cantidades similares para todos los puentes construidos en zonas de baja sismicidad, y cierta ventaja para los puentes con esquema tipo A construidos en zonas de sismicidad intermedia. Por último, para la zona de amenaza sísmica alta se tienen cantidades de acero similares en los dos esquemas de vinculación

cuando los pilares son cortos y de altura intermedia, sin embargo resulta ventajoso proyectar puentes con esquema tipo A cuando los pilares son altos si se implementan sistemas de apoyo en los estribos de alta rigidez.

Tabla 16. Cantidad total de concreto $f'c=400 \text{ kgf/cm}^2$ (tablero, torres, y pilares).

	Baja	Intermedia	Alta
Modelo	Vol. de concreto (m^3)	Vol. de concreto (m^3)	Vol. de concreto (m^3)
L100-Hp25-M	2951.77	2951.77	3124.77
L100-Hp37.5-M	3400.77	3400.77	3526.77
L100-Hp50-M	3849.77	3849.77	3849.77
L100-Hp25-A	2951.77	2951.77	3077.77
L100-Hp37.5-A	3400.77	3400.77	3526.02
L100-Hp50-A	3849.77	3849.77	3849.77

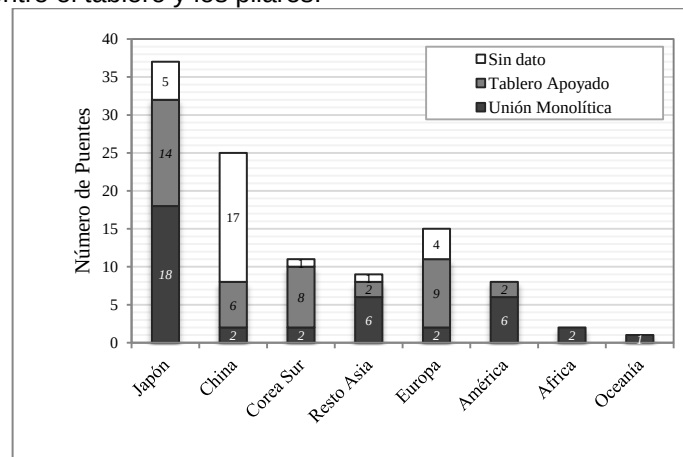
Figura 129 Cantidad total de acero (activo y pasivo) para los puentes estudiados, en función de la amenaza sísmica, el tipo de conexión tablero-pilares, y la altura de los pilares



Teniendo en cuenta el consumo de los principales materiales, y el comportamiento estructural de los elementos del puente, se puede concluir que en zonas con amenaza sísmica baja, una vinculación monolítica tablero-pilares es más favorable para la estructura. Sin embargo, para las zonas con amenaza sísmica intermedia y alta, a pesar de que las cantidades totales de obra reflejan resultados similares para los dos esquemas de vinculación, parece razonable emplear tableros apoyados sobre los pilares, ya que se logran reducir de manera considerable las fuerzas internas sísmicas que tienen lugar en el tablero cuando este se une

monolíticamente a los pilares. A pesar de lo anterior, debido a que al proyectar un puente entran en juego diversas variables y limitantes del proyecto, solo un estudio riguroso que tenga en cuenta las características propias de la zona, el método constructivo a utilizar, y otras acciones como el viento y la temperatura, podrá ayudar al ingeniero proyectista a definirse por el tipo de vinculación adecuado entre el tablero y los pilares. Esto último podría explicar la tendencia actual en puentes extradados, en donde se encontró una fuerte paridad para uniones monolíticas y tablero apoyados sobre los pilares, ver Figura 130.

Figura 130 Relación del número de puentes construidos y en construcción en función del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares.



3 COMPORTAMIENTO Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DURANTE CONSTRUCCIÓN

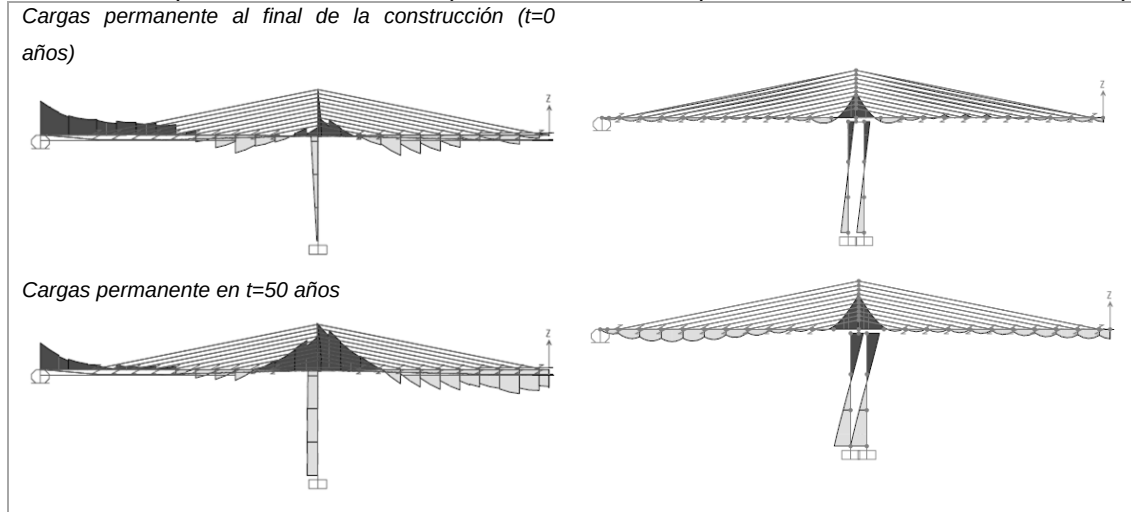
Tal y como se explicó en la sección 2.4.1.2, el análisis estructural durante la construcción por etapas en puentes de concreto, como los extradados, los atirantados, y los de viga cajón, en los cuales los efectos dependientes del tiempo son importantes, debe realizarse de manera obligatoria, pues esto afectará la conducta estructural del puente en el estado de servicio. Por esta razón, varios autores han realizado estudios desde distintas perspectivas, de modo tal que se logre un mejor entendimiento del comportamiento de puentes de concreto durante construcción. Fleming (Fleming, 1979) y Gimsing (Gimsing, 1997) se enfocaron en las fuentes de no linealidades en puentes atirantados, a saber, el efecto de catenaria de los cables, los efectos viga-columna, y los efectos de segundo y tercer orden. Estos efectos serían incluidos posteriormente en los estudios desarrollados por Cluley y Shepherd (Cluley & Shepherd, 1996), quienes desarrollan un código de elementos finitos para estudiar el comportamiento durante construcción de puentes atirantados, y en los de Wang *et al.* (Wang, Tang, & Zheng, 2004), en donde se propuso un método para encontrar la configuración geométrica y la presolicitación de los tirantes durante construcción. Por otra parte, Altunisik *et al.* (Altunisik, Bayraktar, Sevim, & Adanur, 2010) llevaron a cabo un análisis considerando las propiedades dependientes del tiempo del concreto y del acero activo en el puente K  m  rhan en Turquía, de tipología viga cajón, encontrando efectos considerables al realizar el análisis por etapas durante construcción. Para capturar el efecto de retraso por cortante (*shear lag*), la contracción diferencial del concreto y el efecto Pickett, también llamado *drying creep*, y encontrar las causas de agrietamientos en el puente Gr  ndal en Suecia, Malm y Sundquist (Malm & Sundquist, 2010) desarrollaron un modelo de elementos finitos 3D usando elementos tipo shell y sólidos, teniendo en cuenta las etapas durante construcción. Los autores determinaron que la omisión de la

fluencia del concreto durante el análisis podría resultar en una subestimación de las deflexiones del orden del 30%. Ates (Ates, 2011) analizó los efectos dependientes del tiempo y las no linealidades geométricas durante la construcción por voladizos sucesivos de un puente de viga cajón. Los resultados de esta investigación demostraron las grandes diferencias en fuerzas internas y desplazamientos entre un análisis considerando la construcción por etapas y otro en donde no se consideraba.

En cuanto al estudio de los efectos diferidos en el tiempo para los puentes extradosados, algunos autores muestran la importancia de no omitirlos durante las etapas de análisis y diseño. Chio (Chio G. , 2000) estudió el efecto de la fluencia del hormigón, omitiendo el efecto de la contracción, en la respuesta estructural de un puente extradosado de características similares al puente Odawara Blueway. De acuerdo a Chio, los efectos de fluencia destensan los cables del vano lateral y tesan un poco los primeros cables del vano central, siendo el cable más alejado de la torre y anclado en el vano central el que pierde mayor tensión, con una cota máxima de disminución de la fuerza del 15% respecto de la tensión en los cables extradosados al final del proceso constructivo. En cuanto al tablero, Chio concluye que el efecto de fluencia produce un pequeño incremento del momento flector sobre el apoyo en pila y un mayor aumento en el momento flector en los vanos laterales y en el centro del vano principal. Chio no presenta los resultados del efecto de la fluencia en los pilares. Por otra parte, Otsuka *et al.* (Otsuka, Wakasa, Ogata, Yabuki, & Takemura, 2002) estudiaron puentes extradosados de luces principales entre 150 m y 250 m, teniendo en cuenta el efecto de la fluencia y contracción del concreto. Los autores solo reportan disminuciones máximas de tensión en los cables extradosados que oscilan entre 8 y 12 kgf/mm² (80 y 120 MPa), y no se presentan los efectos del *creep* y *shrinkage* en el tablero ni en los pilares. Por último, a partir del trabajo de Mermigas (Mermigas, 2008) en el cual se consideraron los efectos de la fluencia y contracción del concreto para dos puentes extradosados de luz central 140 m, de diferente esbeltez en el tablero

($L/50$ y $L/140$), se puede concluir que estos efectos producen un destensionamiento de todos los cables extradados, y hacen que la ley de momentos suba en la zona de apoyo sobre pilares, y que baje en el vano lateral y en el vano central, ver Figura 131, siendo este efecto mucho mayor para el puente de menor esbeltez. Mermigas reporta la necesidad de introducir un desplazamiento en los pilares para contrarrestar los desplazamientos que producen los efectos diferidos en el tiempo.

Figura 131 Variación del momento flector por los efectos de la fluencia y contracción del concreto en puentes extradados (esbeltez $L/50$ a la izquierda, esbeltez $L/140$ a la derecha).



Fuente: (Mermigas, 2008)

En esta parte del presente trabajo se busca estudiar el comportamiento estructural de los puentes extradados durante su construcción y un tiempo posterior a su construcción, teniendo en cuenta el efecto del *creep* (CR) y *shirnkage* (SH), y modificando la altura de los pilares, aplicando el estudio al medio colombiano. Además, se ha evaluado la vulnerabilidad sísmica de los puentes extradados durante construcción siguiendo el enfoque presentado por Wilson y Holmes (Wilson & Holmes, 2007). El estudio se ha hecho para el puente extradado de longitud principal $L=100$ m, con alturas de pilares H_p igual a 25 m, 37.5 m, y 50 m, y para el tipo de vinculación rígida entre el tablero y los pilares (vinculación tipo M). Esto último se ha hecho para ese tipo de conexión debido a que si se hubiera

considerado la vinculación con tablero apoyado o articulado (vinculación tipo A), habría sido necesario estudiar el método que garantizara de manera efectiva la estabilidad de la estructura durante construcción, lo cual es primordial en ese tipo de conexión (Casas, 1997), siendo esto un objetivo que está fuera del alcance de esta investigación. El estudio se aplica a la construcción de los puentes extradados en la ciudad de Bucaramanga, ubicada en el nororiente de Colombia, que tiene un coeficiente de aceleración sísmico $A=0.25^4$, considerada una zona de amenaza sísmica alta, y una humedad relativa promedio anual del 82%. El capítulo está organizado de la siguiente manera: primerio se presenta de manera detallada el análisis durante construcción del puente extradado con altura del pilar H_p igual a 37.5 m. Más adelante se presentan los resultados del análisis durante construcción al variar la altura de los pilares, y por último se ilustran los resultados del análisis probabilístico de la vulnerabilidad sísmica durante construcción de puentes extradados.

3.1 ANÁLISIS DURANTE CONSTRUCCIÓN DE LOS PUENTES EXTRADOSADOS

En esta parte del estudio se presentan las características y resultados del análisis durante construcción considerando el *creep* y *shrinkage* en el concreto del tablero, los pilares, y las torres, y los efectos P-delta. El principal objetivo es capturar el efecto de las no linealidades durante construcción, y un tiempo después del cierre del puente (asumido como 50 años) en donde hayan ocurrido la totalidad de los efectos diferidos en el tiempo. Además, se presenta una evaluación somera de las principales cantidades de obra y se hace la comparación contra los puentes de viga cajón y los atirantados de igual longitud en el vano central. En esta parte del análisis se ha supuesto que el puente se construye en una zona de baja sismicidad ($A=0.05$), en donde controla la carga viva, y además no se han

⁴ Aunque el coeficiente de aceleración sísmica es igual a 0.25, para el análisis probabilístico de la vulnerabilidad durante construcción se utilizó un coeficiente $A=0.22$ debido a que la curva de recurrencia de aceleraciones disponible presentaba dicho valor (ver Figura 152).

considerado los efectos sísmicos durante construcción, pues se pretende entender el comportamiento y el efecto de las no linealidades, y evaluar el efecto de la altura de los pilares durante construcción.

Como punto de partida del análisis se ha tomado el modelo del puente extradosado construido en una sola fase sobre cimbra, calculando para este un preesfuerzo inferior inicial en los vanos laterales y en el central, y otro superior en la zona cercana a los pilares, y comprobando que todos los elementos cumplan los criterios de verificación. Luego se realiza el análisis durante construcción, a partir del cual se determinó la necesidad de incrementar el preesfuerzo superior para controlar los esfuerzos mientras el puente está en voladizo. Por último, una vez terminada la construcción del puente, se hace un análisis post-constructivo (de duración $t=50$ años) bajo cargas permanentes para evaluar los efectos de la fluencia y contracción del hormigón. En el estado deformado de la estructura en $t=50$ años, y también para el estado en $t=0$, se aplica la carga de tráfico, la variación de temperatura, y la carga sísmica, y se verifica el comportamiento adecuado de los elementos estructurales principales. De este último paso se determina la necesidad de incrementar el preesfuerzo inferior en los vanos laterales y en el vano central.

3.1.1 Descripción del puente extradosado estudiado

El puente estudiado tiene una longitud de vano central (L) de 100 m, con dos vanos laterales de 60 m, lo que da un total de 220 m. La altura de la torre es de 10 m y corresponde a una relación de $L/10$. El primer cable extradosado se ancla sobre el tablero a una distancia de 21.5 m respecto del eje de la torre (lo que da una relación L_b/L igual a 0.215 que está dentro de los criterios de diseño presentados en el numeral 2.5), y los cables restantes se ubican cada 5.5 m, haciendo coincidir los extremos de las dovelas con los nodos de anclaje de los cables, obviando los posibles problemas tecnológicos que puede derivarse de ello. La longitud de la dovela de cierre es igual a 2.0 m, mientras que las dovelas en los

vanos laterales cercanas al apoyo sobre los estribos, que se han supuesto construidas sobre cimbra, suman una longitud de 11 m, ver Figura 132.

Las secciones transversales de los pilares y las torres, y el tipo de apoyo sobre los estribos, que consisten en soportes tipo rodillos, se han mantenido invariables en relación a las secciones empleadas para los puentes L100 del Capítulo 3. En cambio, para este capítulo fue modificada la esbeltez del tablero, pasando de una altura de 2.9 m (esbeltez de $L/35$) a un tablero de canto igual a 2.50 m (esbeltez de $L/40$). Esto último se ha hecho persiguiendo dos objetivos: primero, el de reducir las cargas permanentes, lo que disminuirá el efecto de las acciones diferidas en el tiempo, y segundo, reducir el volumen de concreto, de modo tal que se pueda demostrar que esta tipología es económicamente competitiva contra otras tipologías convencionales. Además, el uso de una esbeltez mayor a la recomendada por algunos autores permitirá demostrar que para la carga de diseño en Colombia se pueden emplear cantos esbeltos que dan un alto impacto estético al puente. En la Figura 133 y en la Tabla 16 se presentan las dimensiones y propiedades geométricas de las dovelas empleadas en el tablero.

Para el predimensionamiento de los cables extradosados se ha empleado el procedimiento descrito en el numeral 3.1.3, sin embargo, la reacción en los soportes rodillos que reemplazan a los cables se multiplicó por 0.8, esto con el fin de compensar de manera aproximada el 80% de la carga permanente, que es el valor recomendado por Chio (Chio G. , 2000). Como resultado se obtuvieron cables conformados por 12 tendones de $\varnothing 0.6''$, presolicitados a una tensión promedio de $0.42f_{pu}$.

Figura 132 Vista longitudinal del puente extradadosado analizado durante construcción.

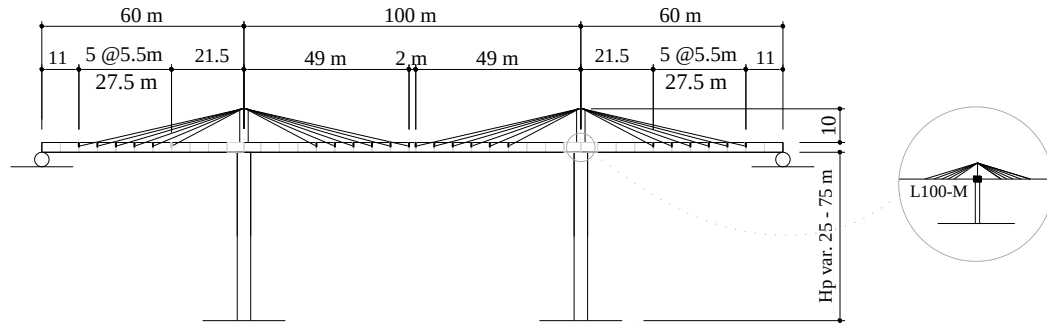


Figura 133 Secciones transversales del tablero.

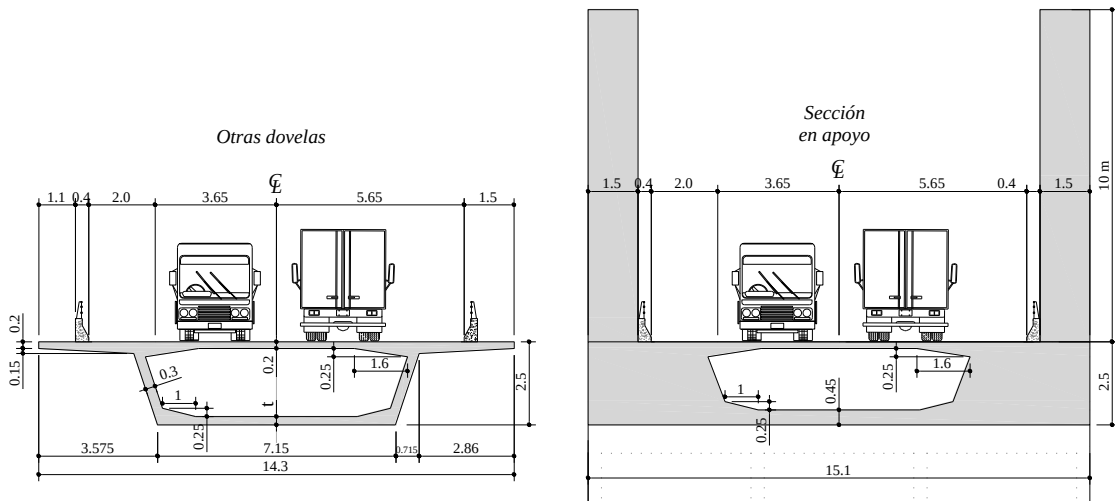


Tabla 17. Propiedades geométricas de las dovelas.

Sección	t^* (m)	A (m ²)	J (m ³)	Ixx (m ³)	Iyy (m ³)
D_{Ap} (en apoyo sobre pila)	0.45	8.33	17.72	8.49	99.31
D1	0.44	8.26	17.69	8.44	99.04
D2	0.41	8.05	17.56	8.28	98.22
D3	0.39	7.92	17.45	8.15	97.69
D4	0.36	7.71	17.26	7.95	96.88
D5	0.34	7.56	17.10	7.81	96.36
D6	0.31	7.37	16.84	7.57	96.57
D7	0.29	7.24	16.62	7.40	95.05
D8	0.26	7.04	16.24	7.11	94.27
D9	0.24	6.90	15.93	6.90	93.76
D10	0.23	6.84	15.76	6.80	93.50
D_{CL} (cierre en centro de luz)	0.22	6.77	15.58	6.68	93.24

* Espesor de la losa inferior

3.1.2 Materiales

Las propiedades mecánicas del acero de los cables extradosados se presentaron en el numeral 3.1.2. El esfuerzo máximo durante construcción en estos elementos se limitó a $0.6f_{pu}$, mientras que en estado de servicio (en $t=0$ y $t=50$ años después de construcción) se siguieron las recomendaciones de la guía de diseño SETRA (SETRA, 2001). Para el análisis estructural no fue considerada la relajación de estos elementos. En cuanto al concreto del tablero, la torre, y los pilares, cuyas propiedades mecánicas no dependientes del tiempo también se presentaron en el numeral 3.1.2, se han tenido en cuenta los efectos por fluencia lenta (*creep*) y contracción del concreto (*shrinkage*), siguiendo las provisiones del CEB-FIB Model Code 1990 (CEB-FIP, 1993), las cuales se mencionan a continuación. Más adelante se presentan en la Tabla 18 los esfuerzos admisibles a compresión y a tensión utilizados para el concreto del tablero. La capacidad del software SAP2000-v14.2.4 para calcular los efectos por *creep* y *shrinkage* se verificó para un ejemplo de una columna sometida a cargas axiales y puede ser revisado en (Suárez Rodríguez, 2011).

- **Flujo plástico (Creep):** Para un esfuerzo constante aplicado a una edad t_0 del concreto, la deformación unitaria en el concreto puede ser evaluada de acuerdo a la ecuación 4.1.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \phi(t, t_0) \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

En donde $\sigma_c(t_0)$ es el esfuerzo a la edad de carga, E_{ci} es el módulo de elasticidad a la edad de 28 días (para el estudio, igual a 260000 kgf/cm²), y $\phi(t, t_0)$ es el coeficiente de fluencia, que se calcula de acuerdo a la ecuación 4.2.

$$\phi(t, t_0) = \beta_c(t - t_0) \phi_0 \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

Donde β_c es el coeficiente usado para describir el desarrollo de la fluencia con el tiempo después de que el elemento es cargado. El coeficiente hipotético de fluencia ϕ_0 se estima a partir de las ecuaciones 4.3 a 4.6.

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{RH_0}}{0.46 \sqrt[3]{h/h_0}} \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{cm_0}}}} \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_0}{t_1}\right)^{0.2}} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

El desarrollo de la fluencia con el tiempo se da de acuerdo a:

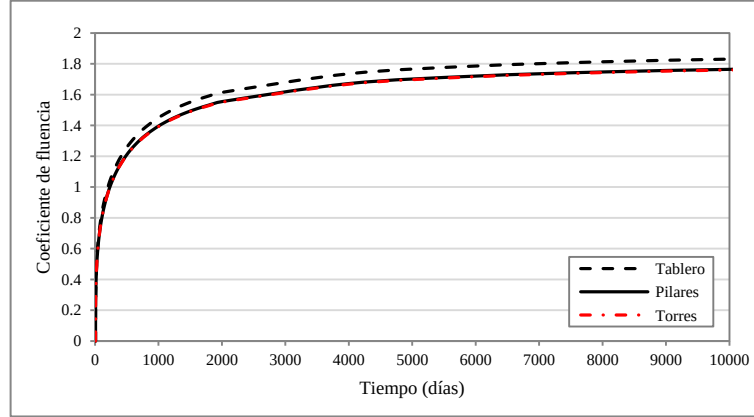
$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right] \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (\text{Ecuación 4.8})$$

Donde: $h = 2Ac/u$, es el tamaño nominal, siendo Ac el área de concreto de la pieza y u el perímetro que está en contacto con la atmósfera (para el estudio se usó tamaño nominal promedio igual a 47.19 mm para el tablero, de 89.35 mm para los pilares, y de 93.75 mm para las torres); h_0 es igual a 100 mm; f_{cm} es la resistencia promedio de concreto a los 28 días (f_{cm} se tomó igual a 400 kgf/cm² (39.82 MPa)); f_{cm_0} es igual a 10 MPa; RH , es la humedad relativa del ambiente (en %), tomada como 82%; RH_0 corresponde a una RH igual a 100%; t_1 es igual a 1 día.

En la Figura 134 se presenta la variación en el tiempo del coeficiente de fluencia en los pilares, la torre, y el tablero, para una edad de carga de 7 días.

Figura 134 Variación con el tiempo del coeficiente de fluencia del concreto en el tablero, los pilares y las torres, para una edad de carga $t_0=7$ días.



- **Contracción del concreto (Shrinkage):** la deformación unitaria en el concreto debido a la contracción puede ser estimada de acuerdo a la ecuación 4.9.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cso} \beta_s(t - t_s) \quad (\text{Ecuación 4.9})$$

Donde ε_{cso} es un coeficiente de contracción hipotético, β_s es un coeficiente que describe la variación de la contracción con el tiempo, y t_s es la edad del concreto al inicio de la contracción. El coeficiente de contracción puede ser obtenido de las ecuaciones 4.10 y 4.11.

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (\text{Ecuación 4.10})$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \quad (\text{Ecuación 4.11})$$

En donde β_{sc} es un coeficiente que varía entre 4 y 8, y que depende del tipo de cemento. En este estudio se ha supuesto un cemento de endurecimiento rápido,

por lo tanto β_{sc} toma el valor de 8. El coeficiente β_{RH} se calcula de acuerdo a las ecuaciones 4.12 y 4.13.

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55\beta_{sRH} & , \quad 40\% \leq RH < 99\% \\ +0.25, & RH > 99\% \end{cases} \quad (\text{Ecuación 4.12})$$

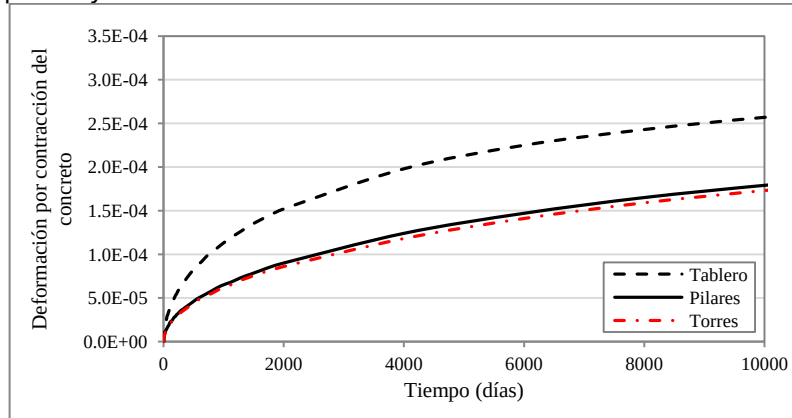
$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \quad (\text{Ecuación 4.13})$$

El desarrollo de la fluencia con el tiempo se da de acuerdo a:

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)/t_1}{350\left(\frac{h}{h_0}\right)^2 + (t-t_s)/t_1}} \quad (\text{Ecuación 4.14})$$

En la Figura 135 se presenta la variación con el tiempo de la deformación por contracción para el concreto en los pilares, la torre, y el tablero.

Figura 135 Variación con el tiempo de las deformaciones por contracción del concreto en el tablero, los pilares y las torres.



- **Esfuerzos admisibles en el concreto:** los límites de esfuerzos se han calculado de acuerdo al numeral 5.9.4 del código (AASHTO, 2010) y se presentan en la Tabla 18. En esta tabla, el valor de ϕ_n corresponde a un promedio para todas las dovelas del tablero.

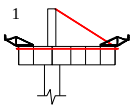
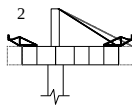
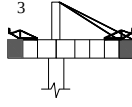
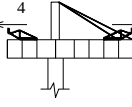
Tabla 18. Esfuerzos admisibles a tensión y compresión para el concreto del tablero.

	Límite a compresión	Límite a tracción
<i>Antes de pérdidas</i>	$\sigma_{c,adm} = 0.6f'_{ci} = 240 \text{ kgf/cm}^2$	$\sigma_{t,adm} = 0.19 \sqrt{f'_{ci}} \text{ (Ksi)}$ $\sigma_{t,adm} = 31.82 \text{ kgf/cm}^2$
<i>Después de pérdidas</i>	- Para cargas permanentes $\sigma_{c,adm} = 0.45f'_{ci} = 180 \text{ kgf/cm}^2$ - Para otras cargas $\sigma_{c,adm} = 0.6\phi_n f'_{ci} = 216 \text{ kgf/cm}^2$ con $\phi_n=0.9$	$\sigma_{t,adm} = 31.82 \text{ kgf/cm}^2$

3.1.3 Tiempos y fases de construcción

El análisis de la construcción del puente inicia con la materialización de los pilares. En todos los puentes estudiados los pilares se dividieron en 12 sub-elementos, lo que daba velocidades de construcción entre 2 y 4.2 metros por semana. Luego se procede a la construcción de la dovela en apoyo (dovela cero), la cual tiene una longitud total de 10 m, asegurando que los dos carros de avance se puedan soportar en esta. Debido a las características especiales de esta dovela, se ha supuesto un tiempo total de ensamble de la formaleta y armado del refuerzo de 10 semanas, seguido por el vaciado de este elemento y de las torres, para lo cual se asumió un tiempo total de 2 semanas. Se esperan 28 días para que el concreto logre una resistencia adecuada y se ensamblan los carros de avance, comenzando así el ciclo normal de construcción de las dovelas con y sin cables extradados (en estas dovelas se supone el empleo de aditivos acelerantes), detallado en la Tabla 19, y el cual está basado en los tiempos medidos en la construcción del puente Wilson Creek presentados en (Lucko & De La Garza, 2003).

Tabla 19. Duraciones asumidas para la construcción de dovelas con y sin cables extradados.

Duración (días)	Actividades	Esquemas
1	- Tensionamiento del preesfuerzo del tablero y de los cables extradados - Avance del carro	
3	- Desencofrado de la formaleta - Colocación del refuerzo, ductos, tendones y cables	
1	- Vaciado del concreto	
2	- Curado	
		(A la izquierda de la torre para dovelas sin cables extradados)

Una vez se logra la construcción de todas las dovelas atirantadas, se procede a la construcción de las dovelas en los extremos de los vanos laterales, que suman una longitud total de 11 m en cada vano, y las cuales se han supuesto construidas sobre cimbra en un tiempo total de 2 semanas. Antes de este proceso se habrán quitado los carros de avance en los vanos laterales y en el vano central se posiciona el carro de avance especial para la fundición de la dovela de cierre. Una vez se han fundido las dovelas extremas en los vanos laterales, se construye la dovela central, luego se desmonta el carro de avance y las cargas de construcción, se aplica el preesfuerzo requerido para soportar la carga permanente y la sobrecarga. Posteriormente se adiciona las cargas de barreras y carpeta asfáltica.

3.1.4 Acciones consideradas durante la construcción y en servicio ($t=0$ y $t=50$ años)

Para el análisis durante la construcción del puente se han seguido las recomendaciones de la norma AASHTO (AASHTO, 2010). Las cargas asumidas en este capítulo se describen a continuación.

– *Cargas muertas*: consisten en el peso propio de los elementos estructurales (*DC* según la notación presentada en el numeral 2.4.1.1) y una carga diferencial (*DIFF*) aplicada al voladizo de la luz central, que consiste en un incremento del

peso de la dovela. Para la simplificación del análisis se aplicó una carga promedio de magnitud igual a 0.39 Ton/m. La carga de barreras, capa asfáltica, y otros corresponde a una carga uniforme repartida en todo el tablero de magnitud 3.50 Ton/m.

– *Cargas vivas*: consiste en la carga viva de construcción (*CLL*) que tiene en cuenta el peso de diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, y la cual tiene una magnitud de 0.70 Ton/m en el vano central, y de 0.35 Ton/m en los vanos laterales. Además, dentro de este grupo de carga se incluye el peso del carro de avance (*CE*), que consiste en una carga puntual de magnitud 55 Ton, aplicada en el extremo de las dovelas. Para el caso de la construcción de la dovela central, el peso del carro de avance se ha calculado de manera proporcional al peso del carro empleado para la construcción de las dovelas convencionales, dando un valor de 20 Ton. La mitad de esta carga se aplica en los extremos de las dovelas D9, las cuales preceden la construcción de la dovela central.

– *Otras cargas*: Dentro de este grupo fueron considerados los efectos de fluencia (*CR*) y contracción del concreto (*SH*), además de la presolicitación de los cables extradados (*P*), del preesfuerzo del tablero (P_l), y de la fuerza aplicada para contrarrestar los efectos de fluencia y contracción del tablero sobre los pilares (ver numeral 4.1.5). Al igual que en el Capítulo 3, el preesfuerzo aplicado en el tablero ha sido modelado numéricamente mediante fuerzas y momentos flectores aplicados en los extremos de las dovelas. Para tener en cuenta las pérdidas a largo plazo se asumió una disminución del 15% de la tensión inicial, la cual se introduce en el modelo en un tiempo de 5 años después del cierre del puente. Las cargas anteriormente citadas se combinan de acuerdo a la ecuación 4.15, con la cual se verifica el comportamiento adecuado durante construcción de los cables

extradosados y del tablero. El efecto de considerar las variaciones térmicas durante construcción se presenta en el Anexo B.

$$\{DC + DIFF\} + \{CLL + CE\} + \{CR + SH + P + P_i\} \quad (\text{Ecuación 4.15})$$

Para verificar el comportamiento de los puentes en $t=0$ y $t=50$ años, se tienen en cuenta las acciones debido a la carga de tráfico y la acción sísmica para una zona de baja sismicidad, ambas descritas en el numeral 3.1.4. Además se han incluido los efectos térmicos, los cuales se describen a continuación. Luego, en la Tabla 20 se presentan las combinaciones de carga adoptadas.

– *Temperatura:* consisten en la variación uniforme de temperatura (TU) y del gradiente de temperatura (TG). Para el caso de la variación uniforme de temperatura se han considerado un ascenso de temperatura uniforme de $+15^{\circ}\text{C}$ y un descenso de -10°C en toda la estructura. No fueron considerados los posibles diferenciales de temperatura entre la estructura y los cables. En cuanto al gradiente vertical, a pesar de que un gradiente térmico lineal puede ser conservador para el caso de secciones altas (Mermigas, 2008), se optó por este tipo de gradiente debido a su facilidad para la implementación en el modelo matemático, siendo empleado un gradiente con diferencia de 10°C entre las fibras extremas del tablero, tal y como lo recomienda el Código Canadiense para el diseño de Puentes (Canadian Standards Association, 2006). En todos los casos se ha empleado un coeficiente de dilatación térmica de $10.8 \times 10^{-6}^{\circ}\text{C/m}$ para el concreto, y de $11.78 \times 10^{-6}^{\circ}\text{C/m}$ para los cables.

Tabla 20. Grupos de carga analizados para la estructura en $t=0$ y $t=50$ años.

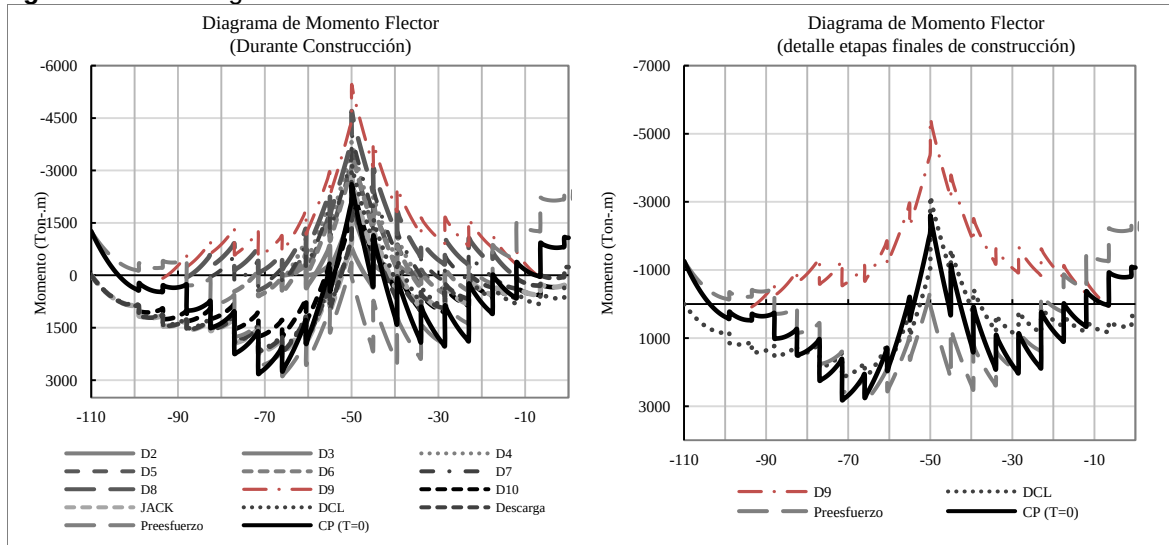
Grupo	ELS	ELU
IA	$D + (L+i) + P + P_i$	$1.3[\beta_D D + \beta_{L+i} (L+i)] + P + P_i$
IB	$D + P + P_i$	$1.3[\beta_D D] + P + P_i$
IV	$D + (L+i) + P + P_i + TU + 0.5TG$	$1.3[\beta_D D + (L+i)] + P + P_i + 0.5TU + 0.5TG$
V	$D + P + P_i + TU + TG$	$1.25[\beta_D D] + P + P_i + TU + 0.5TG$
VII-EQ	$D + EQ_2 + P + P_i$	$1.3[\beta_D D] + EQ/R + P + P_i$

3.1.5 Respuesta estructural durante construcción, en $t=0$ años y en $t=50$ años

A continuación se presenta un análisis de la respuesta estructural de los principales elementos del puente extradosado, teniendo en cuenta los efectos combinados del *creep* y *shrinkage* del concreto. El análisis de este mismo puente pero separando tales efectos se presenta en el Anexo B.

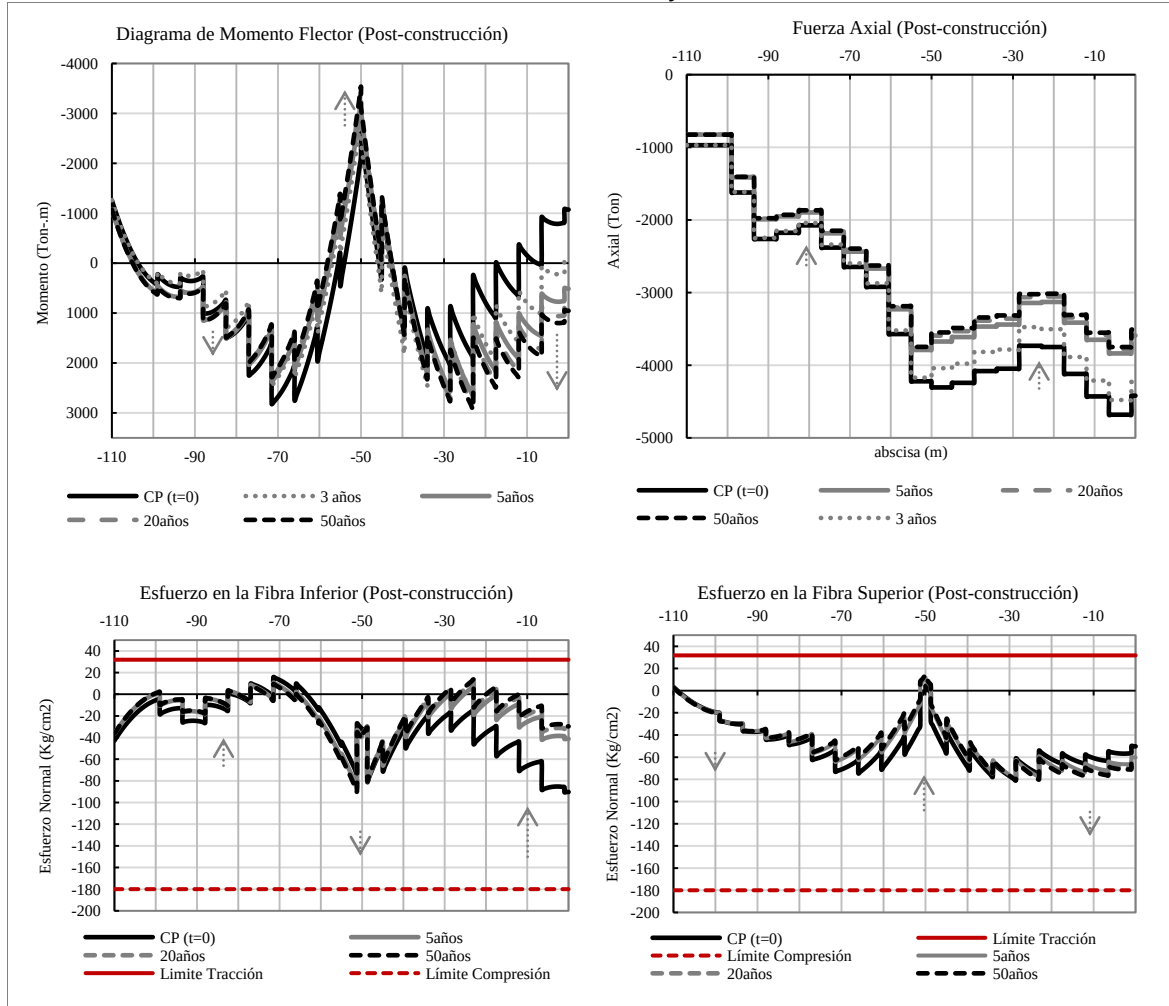
- **Comportamiento del tablero:** Durante la construcción del tablero, este elemento estructural alcanza un estado vulnerable cuando se construye la última dovela atirantada (D9). Para este estado, antes de tensionar los cables extradosados, se tienen los mayores valores de esfuerzos normales a tracción en la fibra superior. En cambio, en la fibra inferior los esfuerzos a tracción están siempre por debajo del límite admisible, al igual que los esfuerzos normales a compresión en ambas fibras. Una vez se construye la dovela central, los momentos flectores caen en toda la longitud del puente; luego, con la aplicación del preesfuerzo se alcanzan momentos negativos en el vano central y en el extremo de los vanos laterales, los cuales vuelven a caer cuando se aplica la carga permanente, ver Figura 136.

Figura 136 Diagrama de momento flector durante construcción del tablero.



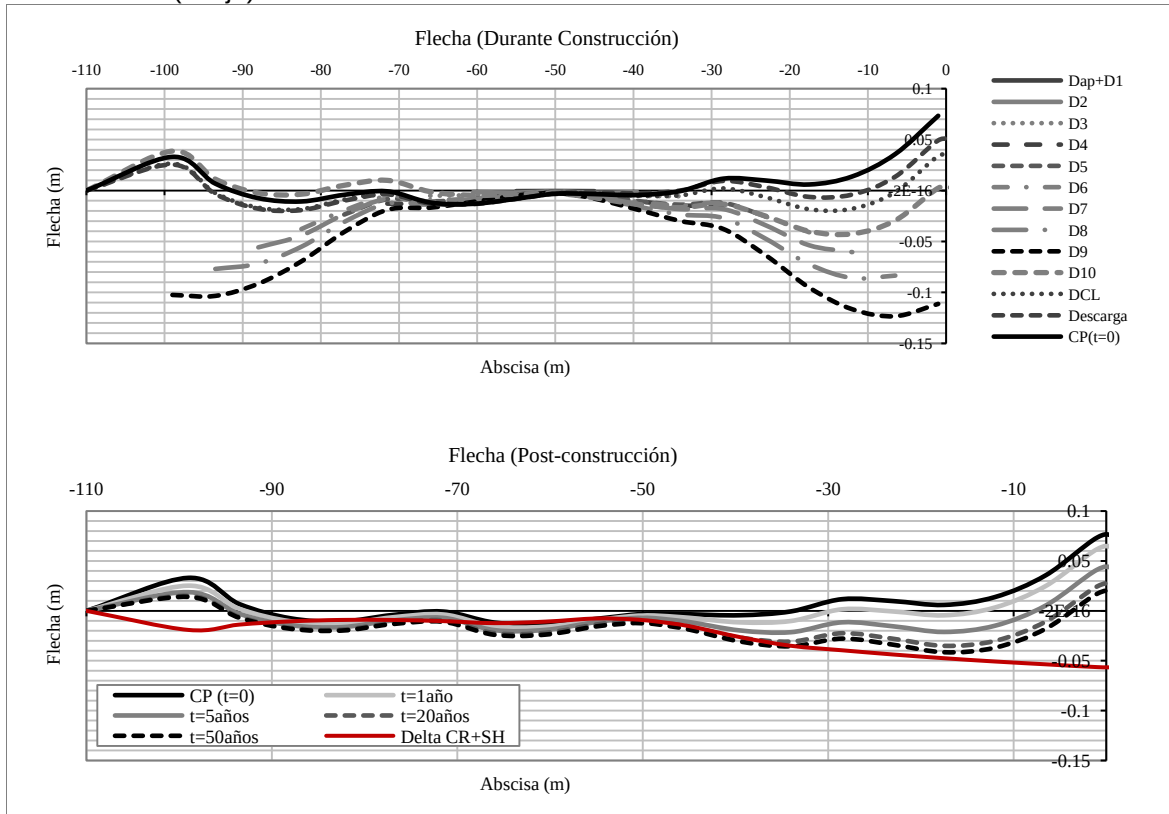
Luego de cerrar el puente y aplicar las cargas de preesfuerzo y las cargas permanentes, se observó el comportamiento de la estructura para determinar el efecto de la fluencia y contracción del concreto en las fuerzas internas. A partir de la Figura 137 se observa que los efectos diferidos en el tiempo causan un ascenso en la ley de momentos para las zonas aledañas a la conexión con los pilares, y una caída de la ley de momentos en el resto de la estructura, siendo significativo el cambio en el vano central, donde por ejemplo en el centro de luz se pasa de un momento negativo de magnitud 1072 Ton-m en $t=0$, a un momento flector positivo de 955 Ton-m en $t=50$ años, esto es, una variación del 189.91%. En cuanto a la fuerza axial, se observa en general una reducción de la misma a lo largo de todo el tablero con una variación promedio del 15% (que es el valor asumido de pérdida de tensión en el preesfuerzo aplicado en el modelo) y con variaciones máximas del orden del 20%, por lo tanto se concluye que el efecto combinado del *creep* y *shrinkage* en el concreto no es tan significativo en la variación de la fuerza axial. Al observar los diagramas de esfuerzos normales se ve que los efectos diferidos en el tiempo hacen que aparezcan tracciones en la fibra inferior en el vano central, y que aumenten en la fibra inferior en el vano lateral y en la fibra superior en la zona de apoyo sobre pilares, aunque en todos los casos estas tracciones están por debajo del límite admisible.

Figura 137 Variación del momento flector, fuerza axial, y esfuerzos en las fibras extremas del tablero debido a los efectos combinados de fluencia y contracción del concreto.



Al analizar la evolución de la deflexión vertical del tablero durante construcción, y entre $t=0$ y $t=50$ años bajo cargas permanentes y efectos diferidos, ver Figura 138, se puede anotar que en la fase de construcción la máxima flecha vertical se logra cuando se coloca la última dovela atirantada, pero debido al preesfuerzo colocado para controlar los esfuerzos para $t=50$ años, al final de la construcción el tablero queda con una contraflecha aproximada de 7 cm, lo cual equivale a una pendiente promedio de 0.14% en el vano central que es poco perceptible por el usuario. Esta flecha desciende 6 cm debido a los efectos diferidos en el tiempo bajo cargas permanentes.

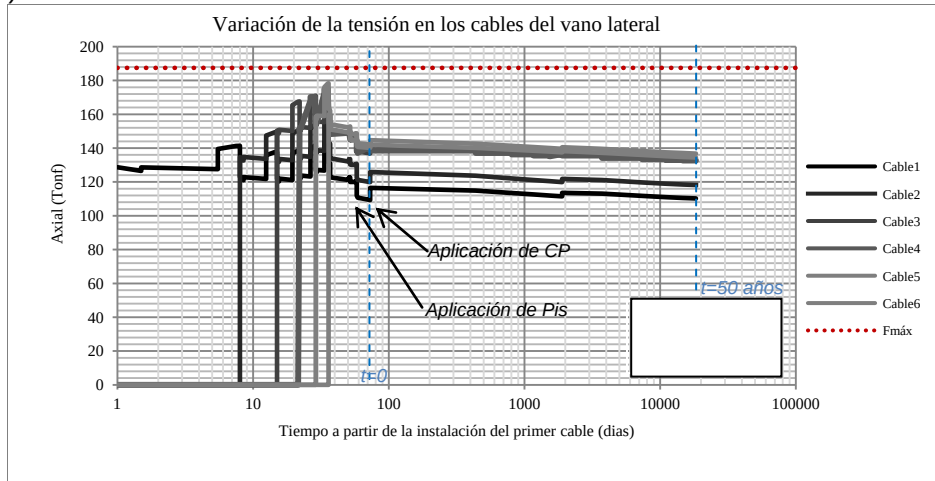
Figura 138 Variación de las flechas en el tablero durante construcción (arriba) y entre $t=0$ y $t=50$ años (abajo).



- Comportamiento de los cables:** Durante construcción, los cables extradados estarán sometidos a variaciones en su tensión con picos máximo que ocurren cuando se termina de fundir la dovela con posición $n+1$ (donde n es la posición de la dovela con el cable analizado) y actúa el peso del concreto, aunque en todos los casos están por debajo de la fuerza máxima calculada para un esfuerzo de $0.6f_{pu}$, ver Figura 139. De esta figura se observa también que cuando se tensiona el cable extradado $n+1$ o se aplica el preesfuerzo en el tablero, los cables extradados pierden tensión. Luego de que actúa la carga permanente, estado considerado como $t=0$, hasta que ocurre la totalidad de los efectos diferidos en el tiempo, esto es, $t=50$ años, los cables extradados pierden tensión debido a los efectos diferidos, siendo distinto el comportamiento en función de la posición donde se anclan en el tablero: para aquellos cables anclados en el vano

central, la pérdida de tensión incrementa a medida que los cables se alejan de la torre, llegando a tener pérdidas cercanas a 8 kgf/mm^2 (80 MPa), que corresponden a una pérdida aproximada del 10% respecto de la tensión en $t=0$, ver Tabla 21. Para los cables anclados en los vanos laterales, a excepción del primer cable, todos tienen un orden de pérdidas entre 4.4 kgf/mm^2 y 4.9 kgf/mm^2 , con un máximo destensado del orden del 6% respecto del estado de tensión del cable en $t=0$. El análisis durante construcción separando los efectos del *creep* y *shrinkage*, que se presenta en el Anexo B, permite concluir que en los cables del vano lateral la pérdida de tensión se debe en gran parte a la contracción del concreto de tablero, mientras que en los cables anclados en el vano central el mayor aporte de pérdidas se debe a la fluencia del concreto.

Figura 139 Variación de fuerzas en los cables extradados durante construcción, y entre $t=0$ y $t=50$ años: cables anclados en los vanos laterales (arriba), cables anclados en el vano central (abajo).



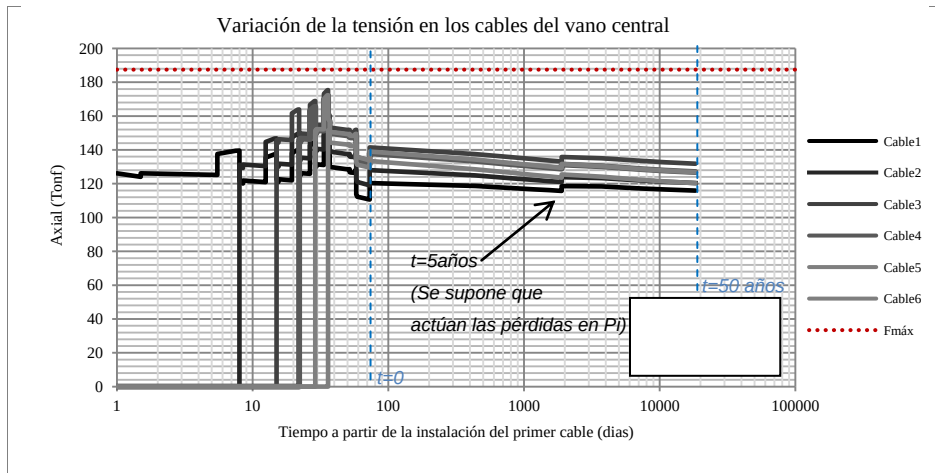


Tabla 21. Variación de tensión en los cables entre t=0 y t=50 años.

Cables	Vano central			Vanos laterales		
	Tensión (t=0)	Tensión (t=50)	$\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)	Tensión (t=0)	Tensión (t=50)	$\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)
1	120.4	115.89	2.68 (-3.7%)	116.45	110.23	3.70 (-5.3%)
2	128.02	120.40	4.53 (-5.9%)	125.89	118.19	4.58 (-6.1%)
3	141.45	131.87	5.71 (-6.8 %)	141.68	133.55	4.84 (-5.7%)
4	138.01	126.92	6.60 (-8.0%)	140.80	132.65	4.86 (-5.8%)
5	139.06	126.79	7.30 (-8.8%)	144.67	136.76	4.71 (-5.5%)
6	133.46	120.36	7.79 (-9.8%)	141.91	134.46	4.43 (-5.2%)

- **Comportamiento de los pilares:** Como se observa de la Figura 140, durante la construcción del puente, los pilares se inclinan hacia el vano central, esto debido al desbalance que producen las cargas de construcción asumidas. Cuando se aplica la carga permanente y se deja al puente bajo la acción de esta y los efectos diferidos durante 50 años, el desplazamiento en la dirección horizontal en la corona de los pilares se incrementa aproximadamente tres veces, lo cual genera un aumento en el momento flector en la base de los pilares de 4900 Ton-m, esto es, un incremento del 128%. Este efecto, que es debido a la acción de la fluencia y contracción del concreto en el tablero, debe ser contrarrestado para evitar momentos flectores en los pilares de gran magnitud para el estado de servicio en t=50 años bajo cargas permanentes, ya que a estos momentos se le deberán adicionar aquellos producidos por la carga viva, los cambios térmicos, la acción

sísmica, y otras acciones. La solución adoptada en este estudio se basa en lo expuesto por Peter Rotolone para la construcción del puente Gateway Bridge en Australia (Rotolone, s.f.): antes de fundir la dovela de cierre, por medio de columnas metálicas y gatos hidráulicos, ver Figura 141, se introduce una fuerza en cada voladizo de modo tal se logre compensar un porcentaje –definido por el proyectista- de los desplazamientos debido a los efectos diferidos en el tiempo.

Figura 140 Variación de fuerzas y desplazamientos en los en pilares durante construcción, y entre $t=0$ y $t=50$.

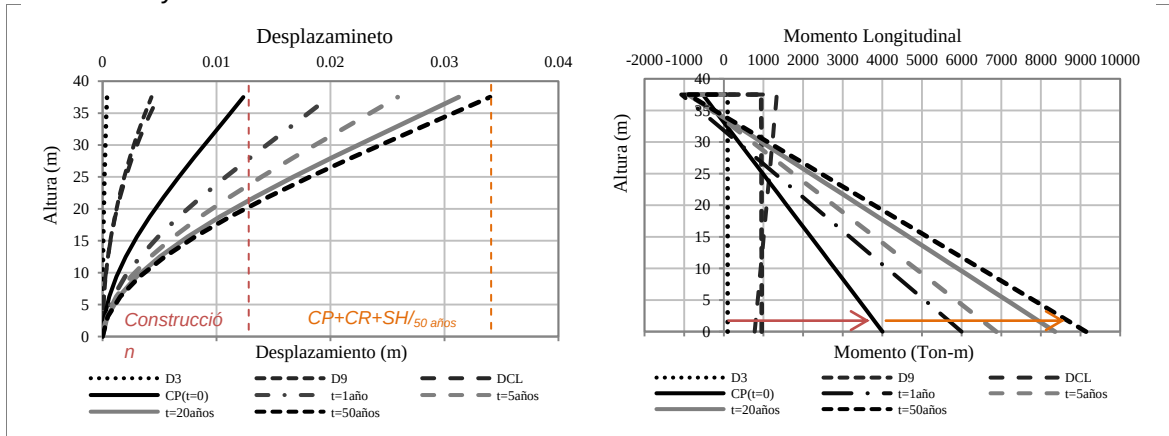
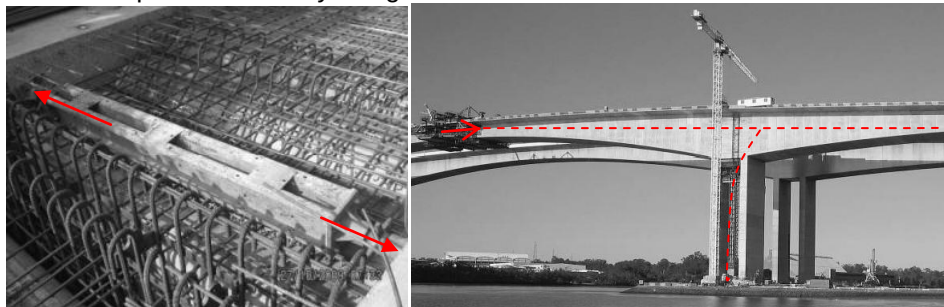


Figura 141 Columnas metálicas y gatos hidráulicos instalados en la dovela de cierre durante la construcción del puente Gateway Bridge.

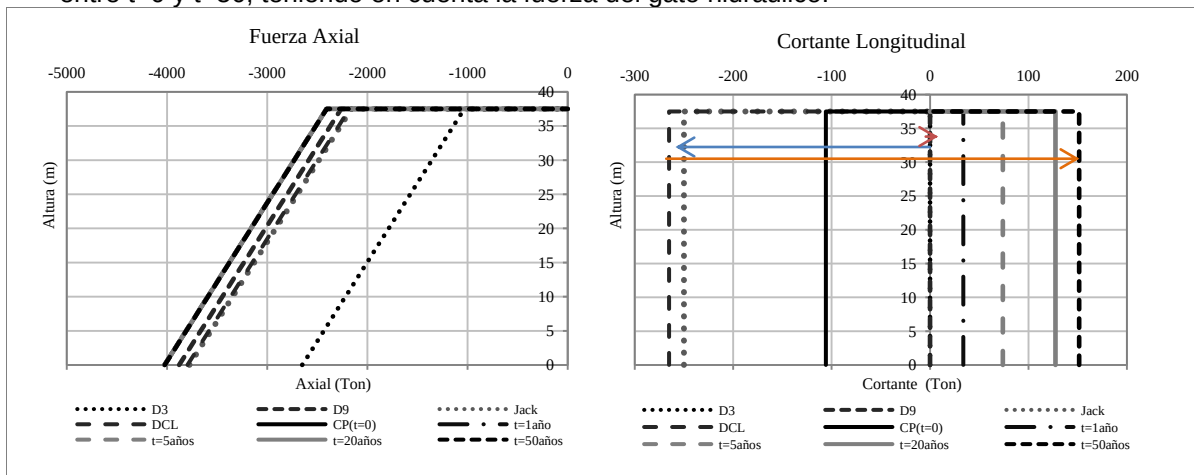


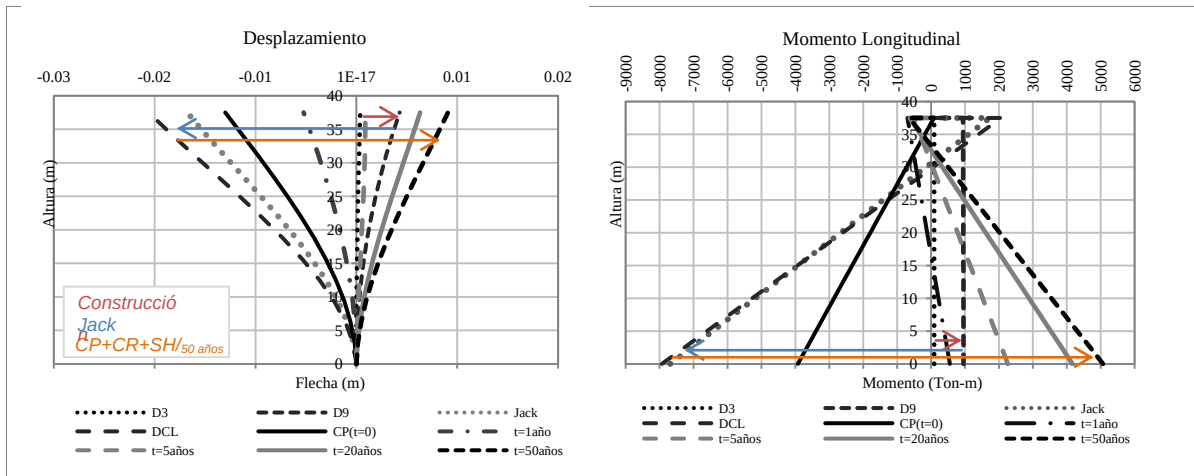
Fuente: Modificado de (Rotolone, s.f.).

En los puentes analizados en este capítulo, la fuerza del gato hidráulico se aplicó durante la construcción del puente antes de fundir la dovela de cierre, lo cual

supone que los apoyos en los estribos deben ser capaces de soportar el movimiento durante esta etapa. Para determinar la magnitud de la fuerza que debe ser aplicada, se ha partido de un modelo elástico del puente, sin la dovela central, y se buscó la fuerza que introducía un desplazamiento mayor o igual al 90% de la flecha debido a los efectos diferidos (para este puente la fuerza aplicada mediante los gatos fue de 250 Ton). Esto no garantizó que se anularan completamente los efectos diferidos sobre los pilares, puesto que la fuerza se calculó con un modelo puramente elástico y sin tener en cuenta las otras cargas de construcción que actuaban, pero si se lograron reducciones considerables en los desplazamientos y momentos flectores en $t=50$ años, como se observa al comparar los resultados de la Figura 140 con los de la Figura 142 (en esta última figura, los resultados obtenidos justo después de la aplicación de la fuerza se han denominado “Jack”). Como se observa de esta figura, el estado crítico durante construcción del puente será justo después de construir la dovela central, siendo el momento de magnitud 7935 Ton-m, que como se verá más adelante, es menor al momento flector en $t=50$ años.

Figura 142 Variación de fuerzas y desplazamientos en los pilares durante construcción, y entre $t=0$ y $t=50$, teniendo en cuenta la fuerza del gato hidráulico.





• **Respuesta estructural en $t=0$ y $t=50$ años, y cantidades de obra del tablero:**

A partir del estado deformado de la estructura bajo carga permanente, en $t=0$ años y en $t=50$ años, se aplicaron las acciones descritas en el numeral 4.1.4. Las formas modales fueron calculadas para cada uno de esos dos estados de la estructura, aunque no hubo cambios significativos. En todos los casos se verificó que los cables extradados cumplieran con los criterios de verificación adoptados en esta tesis. En cuanto al tablero, la Figura 143 permite observar los cambios en el momento flector y fuerza axial en el tablero entre $t=0$ y $t=50$ años, y la Figura 144 ilustra los cambios en los esfuerzos normales en las fibras extremas en el tablero, y la deformada del tablero en $t=50$ años bajo las hipótesis de carga asumidas. Para este elemento, el diseño está controlado por el grupo de carga IV, que contiene la carga viva y las variaciones de temperatura. En la Figura 145 se presentan los resultados en los pilares para cargas sin mayorar. De esta figura se observa que el momento, las fuerzas cortantes y la deflexión de los pilares está controlado por el grupo VII, que contiene la acción sísmica, siendo mayores a los obtenidos durante construcción.

Figura 143 Fuerzas internas en el tablero para los estados $t=0$ y $t=50$.

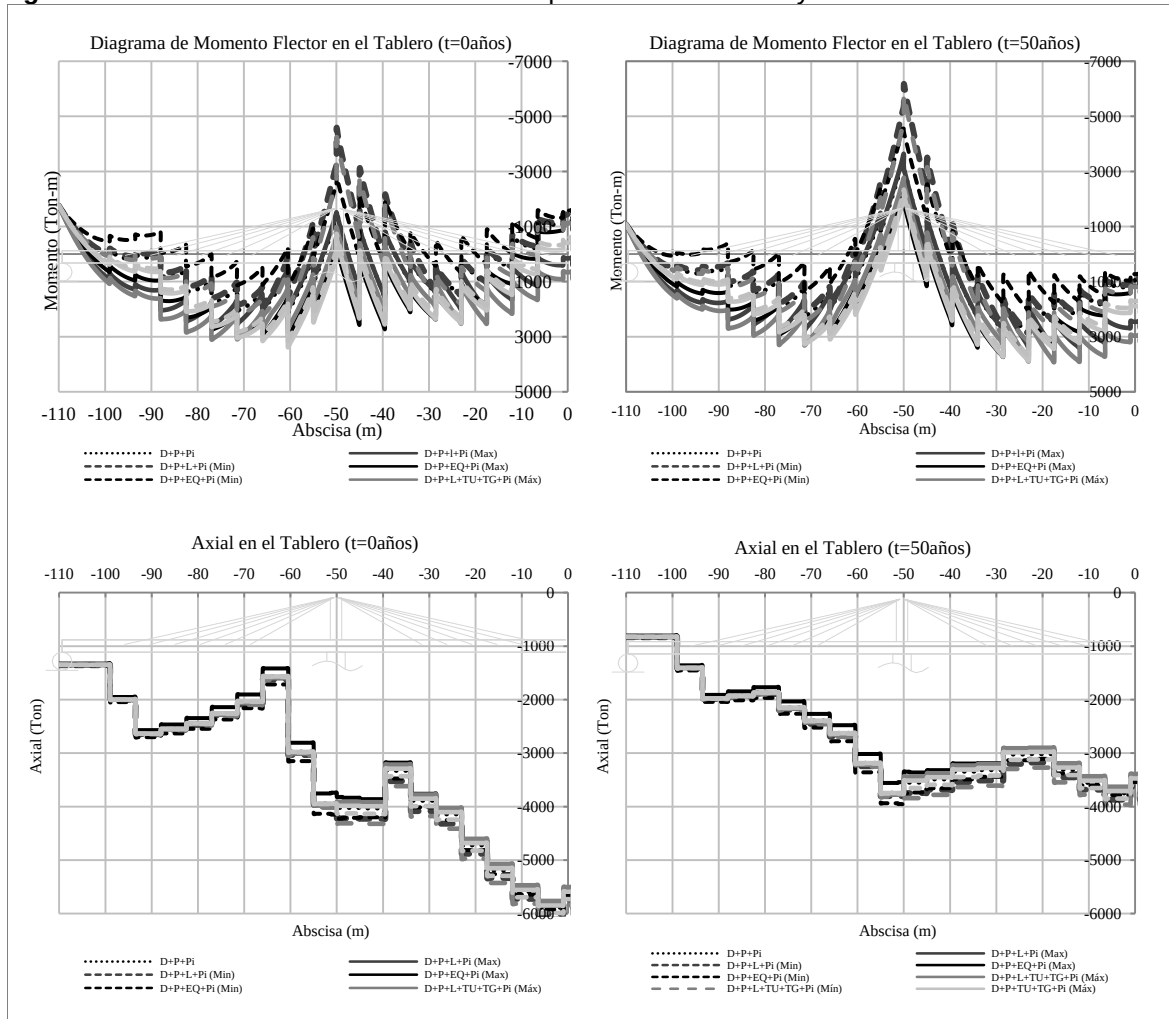


Figura 144 Esfuerzos normales en el tablero para los estados $t=0$ y $t=50$, y deformada para el estado $t=50$.

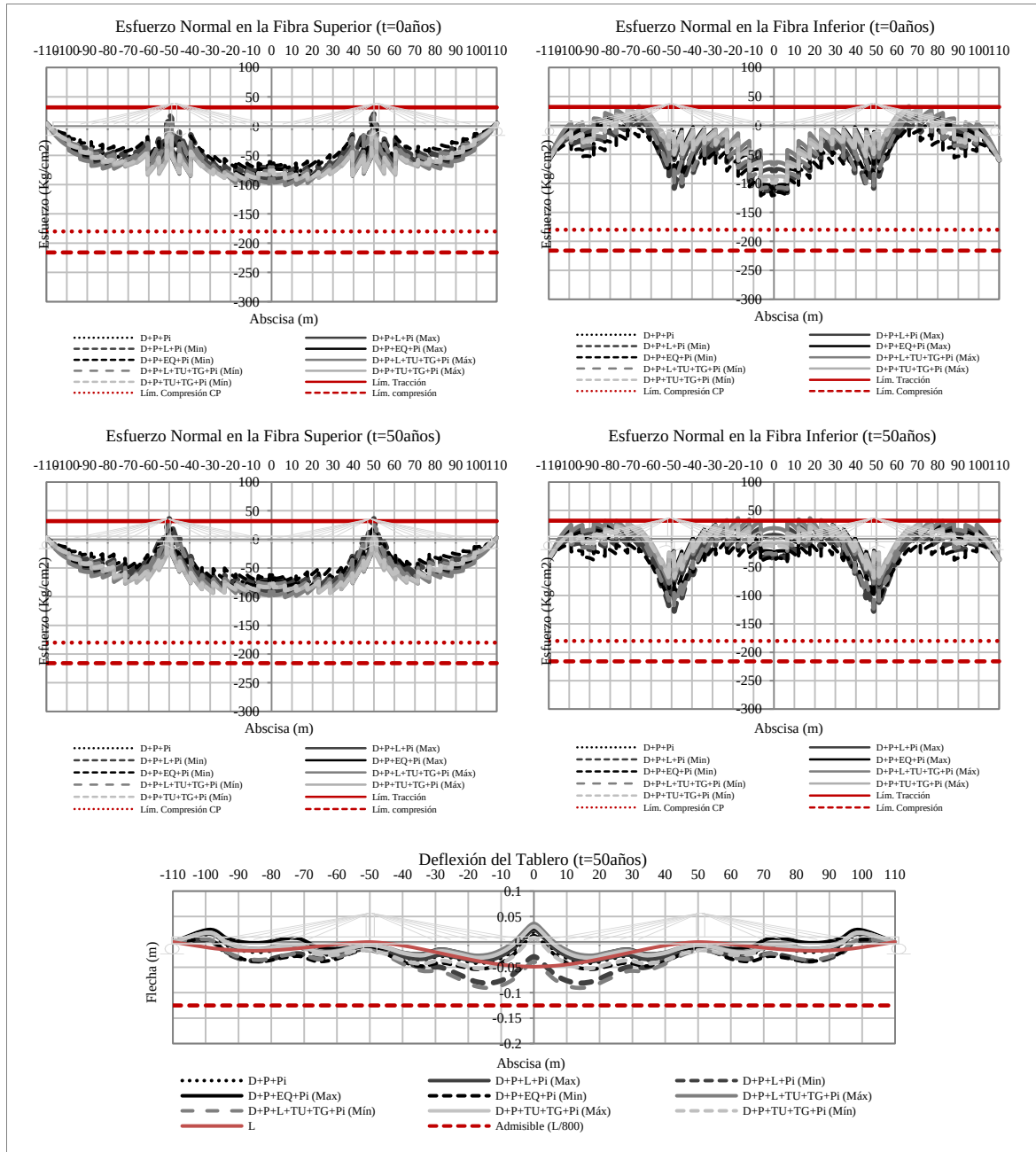
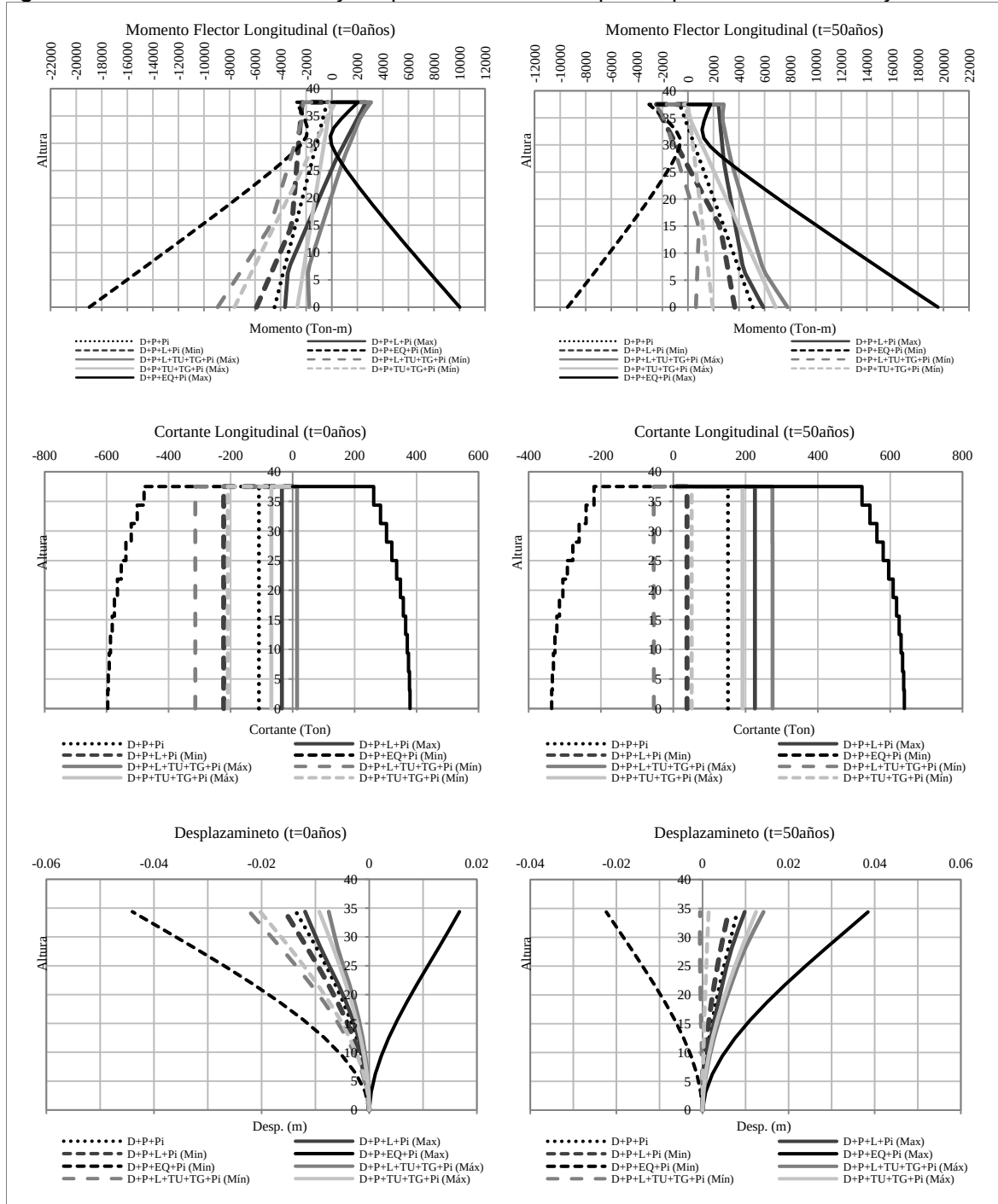


Figura 145 Fuerzas internas y desplazamientos de los pilares para los estados $t=0$ y $t=50$.



Para el puente analizado se evaluaron las cantidades de obra (peso de acero activo, y volumen de concreto) del tablero requeridas para la construcción del

puente, siguiendo el despiece del pretensado presentado en la Figura 146. Los resultados obtenidos se ilustran en la Figura 147, la cual se basa en lo presentado por (Mermigas, 2008) y (Kasuga A. , Construction of Extradosed Bridges in Japan, 2002), y que permite hacer la comparación contra puentes atirantados y de viga cajón contruidos por voladizos sucesivos existentes y de la misma longitud del vano central. De esa figura se puede observar que el espesor promedio de concreto y las cuantías volumétricas de acero activo requeridas en un puente extradosado son menores a las de un puente de viga cajón construido por voladizos sucesivos, pero mayores a las de un puente atirantado, lo que confirma la posición intermedia que ocupan los puentes extradosados. Se aclara que esto no indica que los costos de construcción los puentes extradosados también ocupen la posición intermedia, ya que a la hora de construir un puente los costos de construcción se ven afectados por múltiples variables.

Figura 146 Despiece del pretensado y número de tendones por cable.

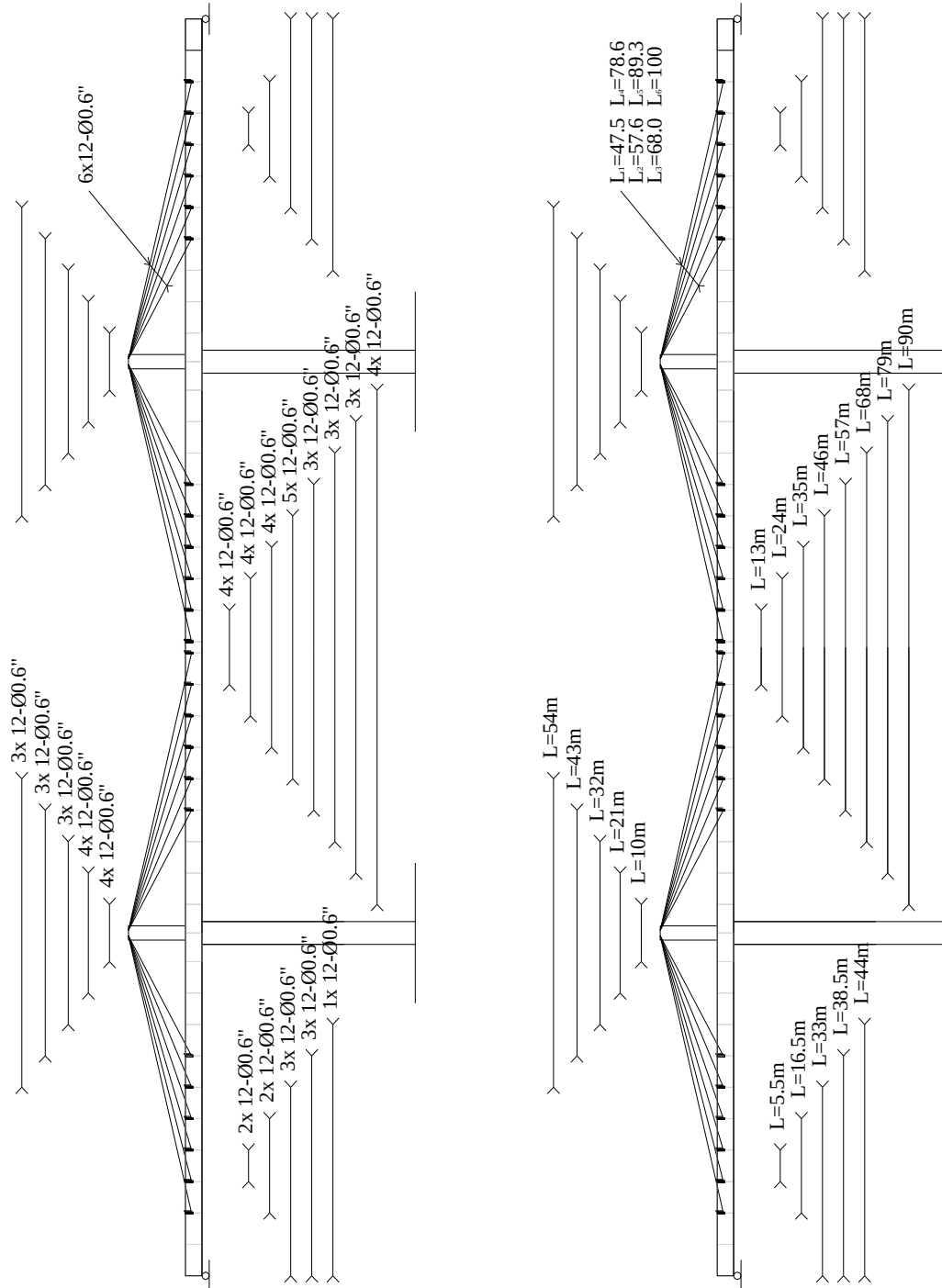
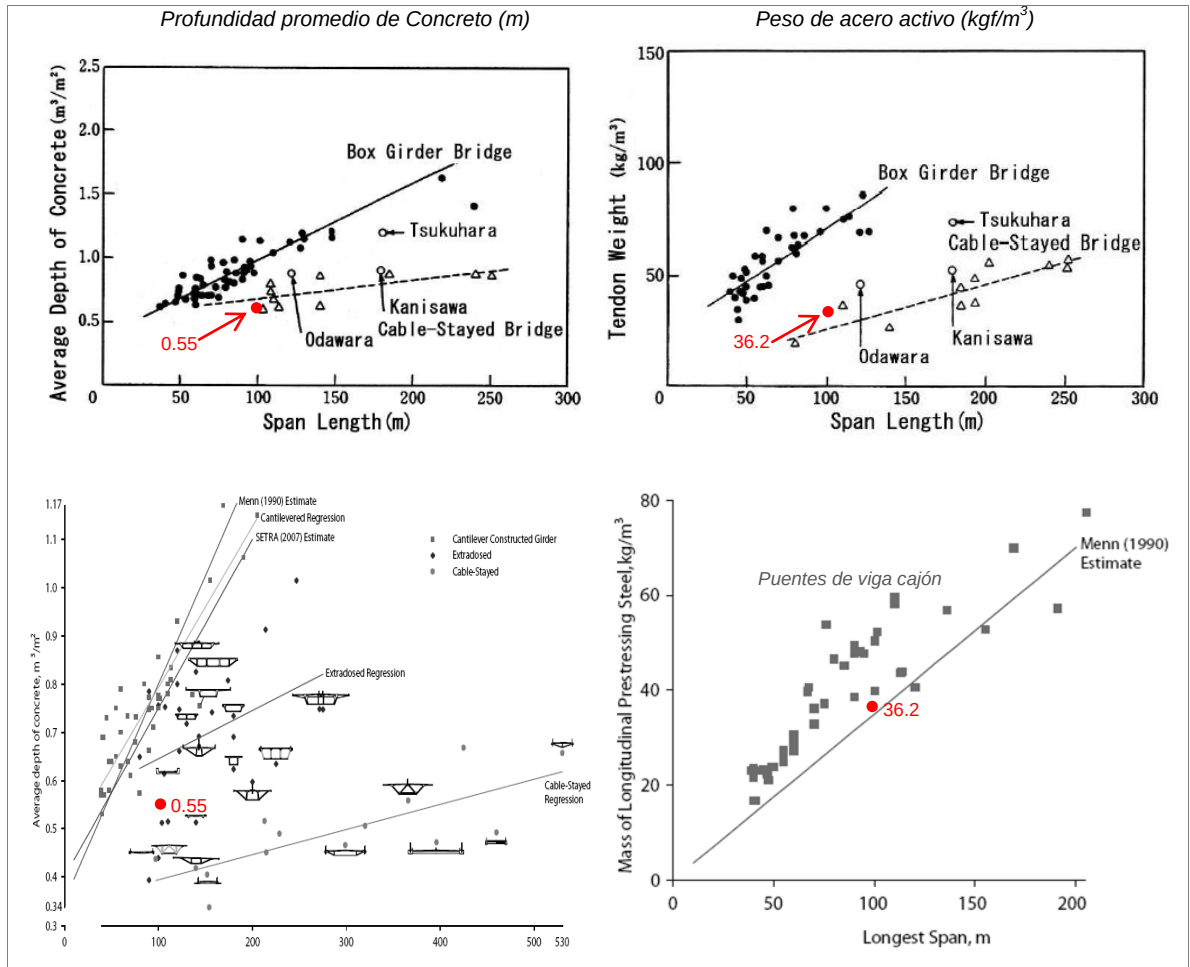


Figura 147 Comparación de las cantidades de obra entre el puente estudiado y los puentes existentes estudiados por Kasuga (arriba) y por Mermigas (abajo).



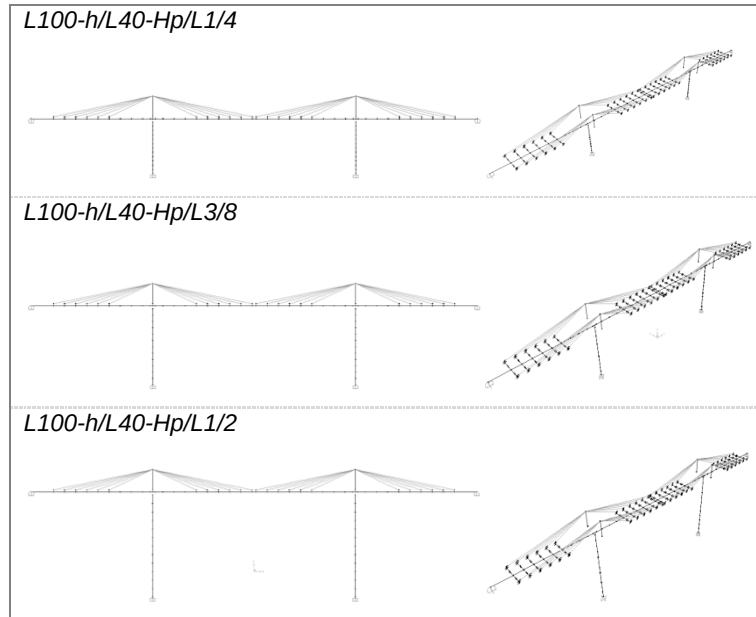
Fuente: (Kasuga A. , Construction of Extradosed Bridges in Japan, 2002) y (Mermigas, 2008).

3.1.6 Efecto de la altura de los pilares

Para el modelo numérico del puente estudiado con H_p igual a 37.5 m, se ha variado la altura de los pilares, considerando alturas de 25 m, y 50 m, que corresponden a relaciones H_p/L igual a 1/4 y 1/2, ver Figura 148. La intención de este análisis es, además de la creación de los modelos numéricos que se implementarán para el estudio de la vulnerabilidad sísmica durante construcción, capturar el efecto de la altura de los pilares en la respuesta estructural del tablero, los cables, y los pilares, durante la construcción del puente, y bajo la acción de las cargas permanentes y los efectos diferidos en el tiempo. A pesar de que los puentes con altura de pilares igual a 50 m pueden ser sensibles a la acción del

viento, este efecto no fue considerado en el análisis pues no estaba dentro del alcance de la tesis. Con respecto a este tema, la guía de diseño SETRA (SETRA, 2007) recomienda realizar un análisis dinámico para evaluar la conducta del voladizo y de los pilares, y para determinar cómo estabilizar el voladizo antes de cerrar el puente, y para los casos en que la suma de la longitud del voladizo y la altura de los pilares exceda los 180 m, se debe realizar un análisis aerodinámico con viento turbulento.

Figura 148 Modelos numéricos desarrollados en el software SAP2000 para estudiar la altura de pilares durante construcción.



A partir de la Figura 149 se observa que a medida que aumenta la altura de los pilares, se incrementa el momento flector máximo negativo en la zona de apoyo sobre los pilares y el máximo momento positivo en los vanos laterales. El estado de esfuerzos normales en la fibra inferior durante construcción alcanza valores críticos –aunque por debajo del límite- en la zona atirantada del vano lateral luego de fundir la dovela central, y en la zona de arranque no atirantada, también del vano lateral, luego de aplicar el preesfuerzo en el tablero. A pesar de que el momento flector máximo negativo se incrementa con la altura de los pilares, los

esfuerzos normales en la fibra superior para todos los puentes permanecen por debajo del límite admisible. En cuanto al comportamiento del puente en el vano central no se observaron efectos significativos.

Si los puentes se dejan bajo el efecto de las cargas permanentes y las acciones diferidas en el tiempo, ver Figura 150, se observa que estos efectos son mas importante en el vano central para altura de pilares cortos, y en el vano lateral a medida que aumenta la altura de los pilares. Como resultado de esto, al aplicar las cargas de servicio en $t=0$ y en $t=50$ años, los esfuerzos admisibles en las fibras extremas del puente son mayores a los valores admisibles en esas zonas, por lo tanto se requiere aumentar el preesfuerzo en ambos casos, ver Figura 151, lo que da cuantías volumétricas de acero activo de 37.93 kgf/m^3 y 37.55 kgf/m^3 para los puentes con H_p igual a 25 m y 50 m respectivamente. El comportamiento de los cables es similar a lo visto anteriormente, esto es, una mayor pérdida de tensión en el vano central, la cual aumenta a medida que el cable se aleja de la torre, ver Tabla 22. Estas pérdidas incrementan a medida que aumenta la altura de los pilares.

Para el puente con $H_p=25$ m, debido a la mayor rigidez de los pilares, los efectos diferidos en el tiempo introducen un cambio significativo en el momento flector en la base de los pilares desde $t=0$ hasta $t=50$ años, lo cual, como se mencionó anteriormente, no es deseable para el diseño de los pilares. En cambio, para el puente con $H_p=50$ m, debido a la mayor esbeltez de los pilares, la transmisión de los efectos diferidos en el tiempo desde el tablero hasta los pilares es mucho menor. En ambos casos se optó por modificar la fuerza del gato hidráulico que se introduce durante construcción, siendo necesaria una fuerza de 700 Ton en el puente con $H_p=25$ m y de 110 Ton en el puente con $H_p=50$ m.

Figura 149 Variación de momentos flectores y esfuerzos normales en la fibra inferior durante construcción a medida que cambia la altura de los pilares.

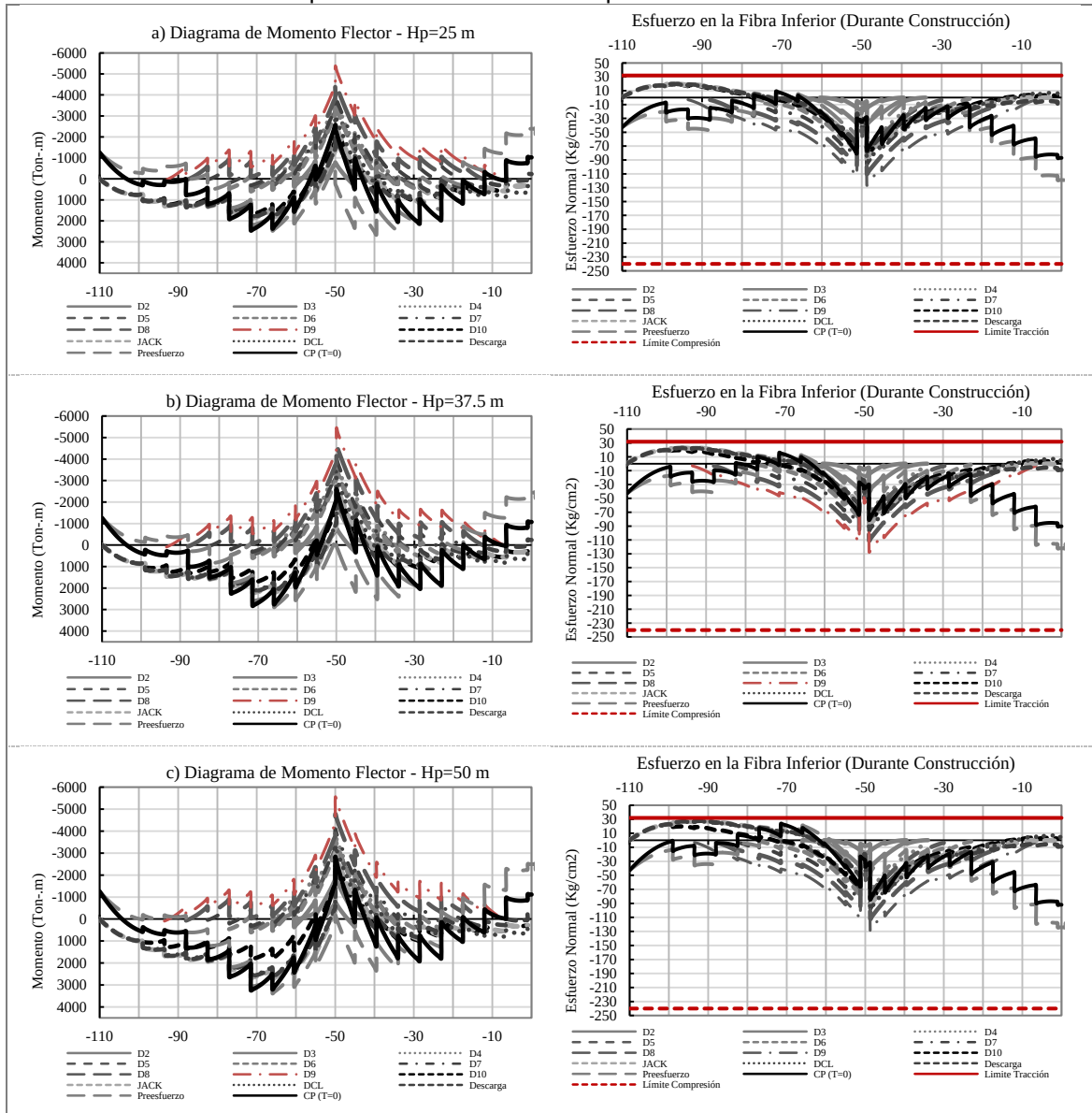


Figura 150 Variación de momentos flectores y esfuerzos normales en la fibra inferior entre $t=0$ y $t=50$ años a medida que cambia la altura de los pilares.

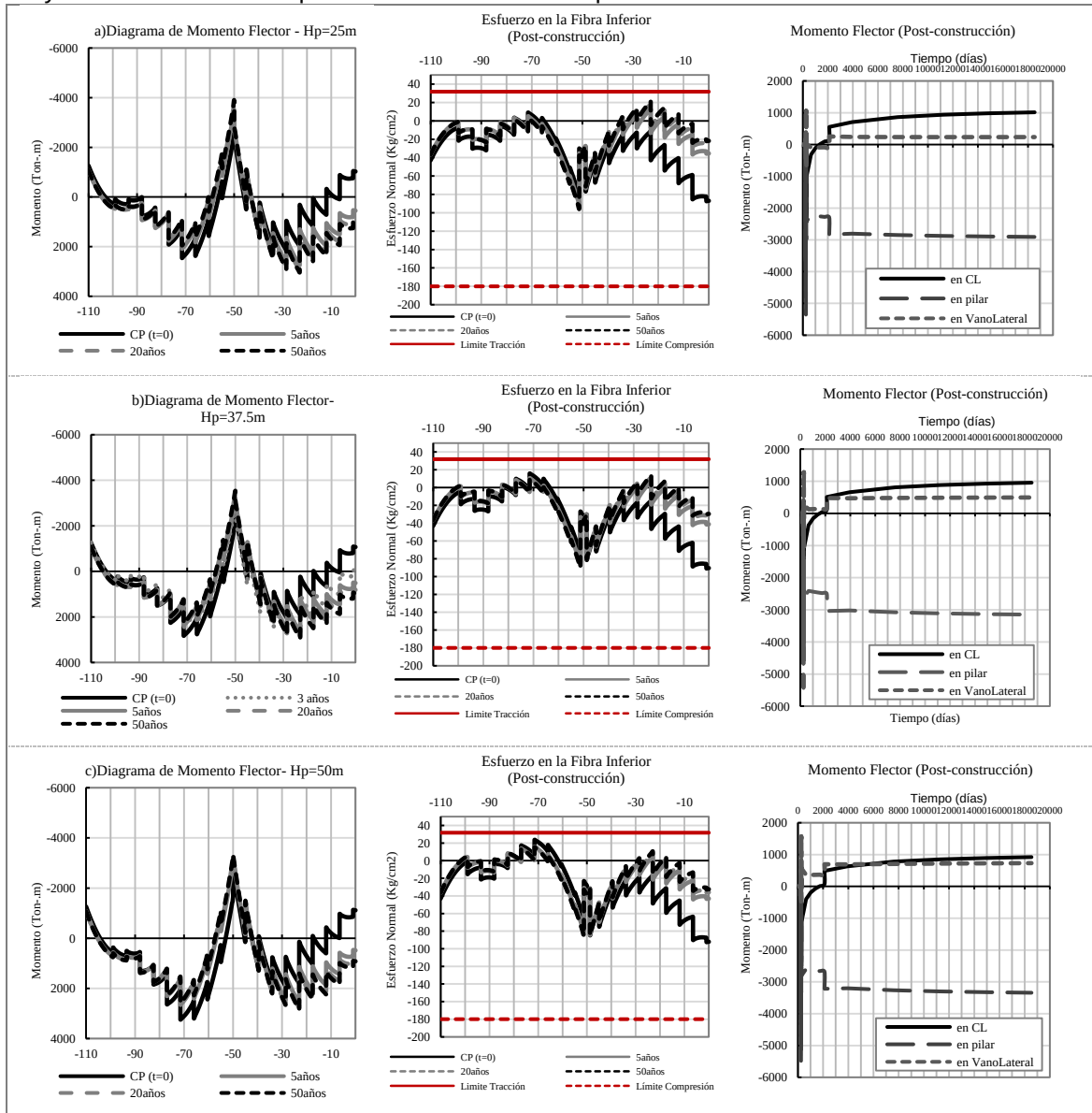


Figura 151 Estado de esfuerzos en la fibra inferior del tablero en t=0 (arriba) y t=50 años (abajo) para las cargas de servicio, a medida que cambia la altura de los pilares.

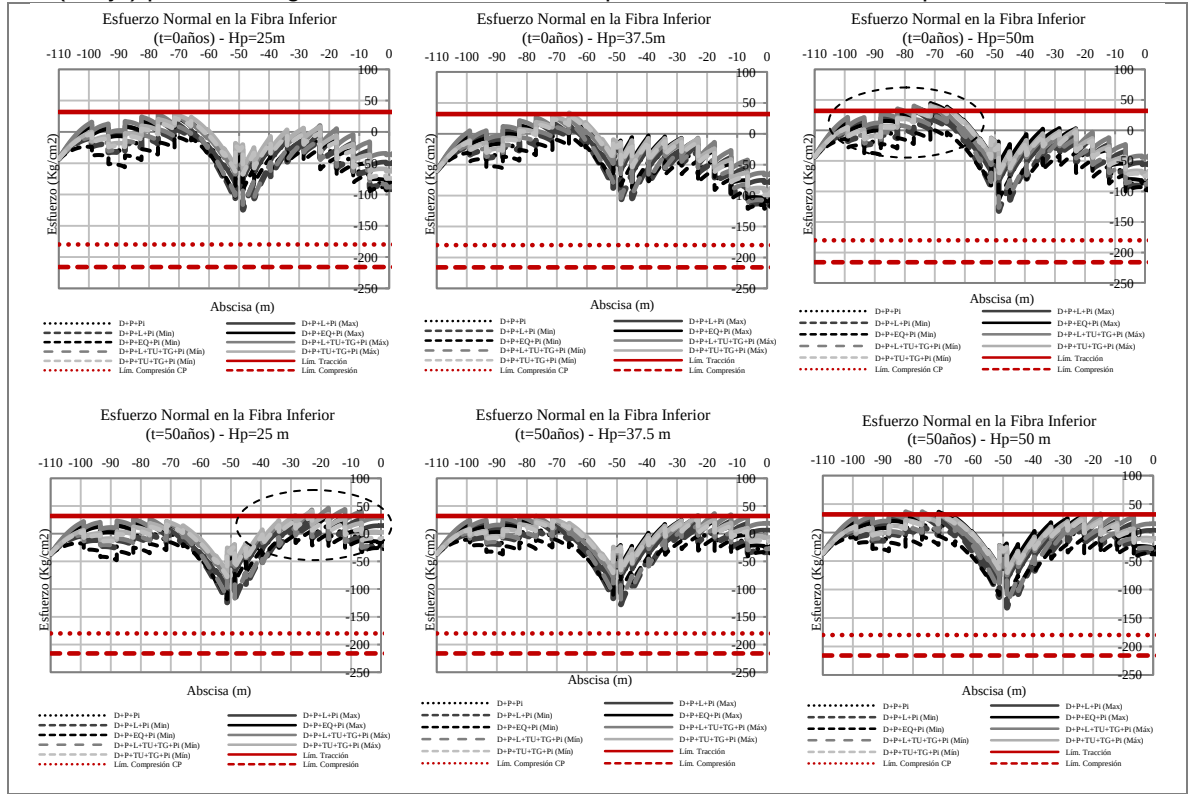
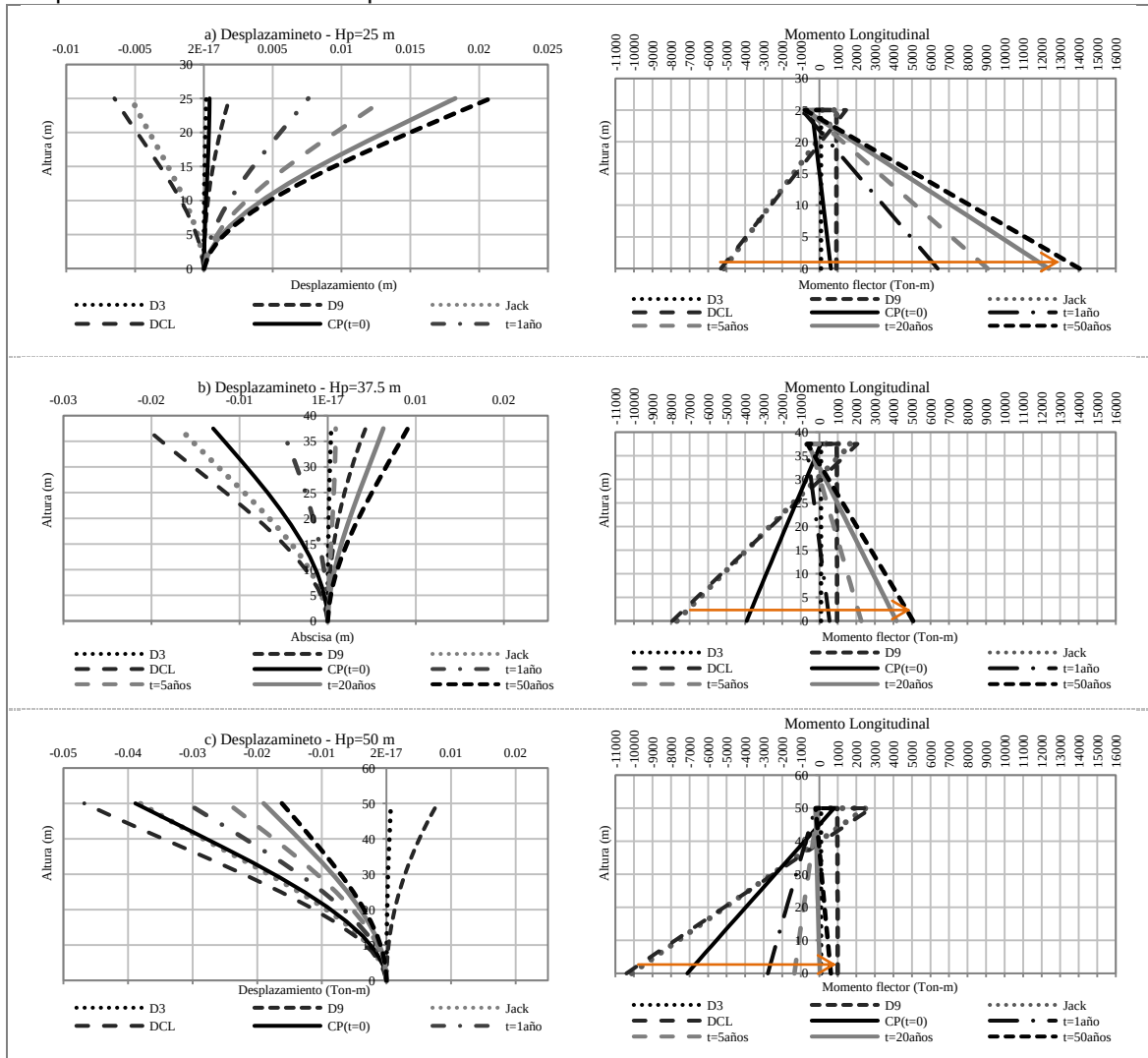


Tabla 22. Variación de tensión en los cables extradosados anclados en el vano lateral (arriba) y en el vano central (abajo), para los puentes con Hp igual a 25 m y 50 m.

Cables	Hp=25 m				Hp=50 m			
	Vano lateral			$\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)	Vano lateral			$\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)
	Tensión (t=0)	Tensión (t=50)			Tensión (t=0)	Tensión (t=50)		
1	119.11	113.25	3.48 (-4.9%)		113.28	107.08	3.67 (-5.5%)	
2	128.59	121.67	4.12 (-5.4%)		122.76	114.76	4.77 (-6.5%)	
3	144.25	137.21	4.19 (-4.9 %)		138.82	130.12	5.18 (-6.3 %)	
4	143.13	136.29	4.07 (-4.8%)		138.35	129.41	5.32 (-6.5%)	
5	146.65	140.24	3.81 (-4.4%)		142.73	133.87	5.27 (-6.2%)	
6	143.45	137.63	3.47 (-4.1%)		140.57	132.07	5.06 (-6.1%)	
Cables	Hp=25 m				Hp=50 m			
	Vano central			$\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)	Vano central			$\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)
	Tensión (t=0)	Tensión (t=50)			Tensión (t=0)	Tensión (t=50)		
1	121.18	117.19	2.37 (-3.3%)		119.75	115.02	2.81 (-3.9%)	
2	128.95	121.67	4.34 (-5.6%)		127.08	119.42	4.56 (-6.0%)	
3	142.66	133.29	5.58 (-6.6 %)		140.08	130.55	5.67 (-6.8 %)	
4	139.54	128.60	6.51 (-7.8%)		136.15	125.19	6.52 (-8.0%)	
5	140.96	128.81	7.23 (-8.6%)		136.67	124.57	7.20 (-8.9%)	
6	135.77	122.77	7.74 (-9.6%)		130.50	117.58	7.69 (-9.9%)	

Tabla 23. Efecto en los pilares de la fluencia y contracción del concreto del tablero, a medida que cambia la altura de los pilares.



3.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA DURANTE CONSTRUCCIÓN

En todos los trabajos citados en la introducción del presente capítulo, al igual que en otros que quedan por fuera de esa breve recopilación bibliográfica, se ataca el problema de la construcción por etapas de puentes mediante la determinación en la respuesta estructural del puente, de los efectos no lineales mecánicos del concreto y del acero, y de las no linealidades geométricas que pueden tener lugar

durante el proceso constructivo. Sin embargo existen otras acciones y/o situaciones, como el viento, considerado por algunos autores como el mayor enemigo de los puentes de grandes luces y el que genera mayor preocupación en los ingenieros contratistas ((Livesey & Larose, 1996), (Lee, Park, & Kim, 2011), (Chan, 2000)), la caída de segmentos o del carro de avance, o el volcamiento de uno de los voladizos, que pueden dejar los puentes en un alto grado de vulnerabilidad durante la construcción. Dentro del grupo de estas otras acciones, existe una que generalmente no es tomada en cuenta durante la construcción de puentes por etapas: la acción sísmica.

La importancia del estudio de la vulnerabilidad sísmica durante la construcción por voladizos sucesivos de puentes extradosados, y en general, de cualquier puente construido por etapas, radica en la debilidad que puede generar la práctica común de realizar el diseño sísmico solamente para el puente completo. Esto último se argumenta en el hecho de que, debido al corto periodo de exposición durante construcción, la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño durante la construcción es muy baja. Por ejemplo, usando la filosofía de diseño del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes en donde se propone un sismo de diseño con una probabilidad de excedencia P del 10% en un periodo t de 50 años, o lo que es lo mismo, una probabilidad de excedencia anual p del 0.21%, se tendría, para un periodo de construcción supuesto en $t=1.5$ años, una probabilidad de excedencia $P=0.31\%$ durante esta etapa (determinada a partir de la ecuación 4.16), probabilidad que es 31.68 veces menor a la probabilidad de excedencia usada para el diseño del puente completo.

$$P(t) = 1 - (1 - p)^t \quad \text{(Ecuación 4.16)}$$

Sin embargo, debido a que durante la construcción de puentes por voladizos sucesivos el puente alcanza distintas condiciones desfavorables, como aquella antes del cierre en donde se considera a la estructura en su condición de menor

favorabilidad (Lucko & De La Garza, 2003), pueden ocurrir sismos de magnitudes menores a las del sismo de diseño, pero con probabilidades de excedencia anuales altas, que podrían generar fuerzas sísmicas de magnitud semejantes o mayores a las de diseño y, dependiendo del nivel de desempeño del puente, generar el colapso de la estructura. El análisis de eventos imprevistos como el mencionado anteriormente, es de gran importancia para empresas aseguradoras y entidades gubernamentales, debido a que dependiendo de la envergadura de la estructura construida, las pérdidas humanas y económicas pueden ser reducidas por medios de obras de mitigación (England, Agarwal, & Blockley, 2008).

Por lo tanto, para los intereses de esta investigación, en este numeral se hace el estudio de la vulnerabilidad sísmica durante construcción de puentes extradosados. Para esto se ha seguido el enfoque presentado por Wilson y Holmes (Wilson & Holmes, 2007), quienes estudiaron la vulnerabilidad sísmica durante construcción de puentes atirantados, y encontraron que existe una alta probabilidad de tener respuestas sísmicas (fuerzas y momentos) en el puente parcialmente construido, que exceden por una margen sustancial el nivel de diseño para el puente completo en servicio. El presente estudio se ha hecho para el puente extradosado estudiado en el numeral 4.1, cuya longitud del vano central es de 100 m, y se han estudiado las alturas de pilares H_p igual a 25 m, 37.5 m, y 50 m. El primer paso consiste en realizar el análisis constructivo y post-constructivo para los puentes, ver numeral 4.1, de modo tal que se consideren para los tres puentes las no linealidades geométricas y los efectos de la fluencia y contracción del concreto, que fueron omitidas en el estudio de Wilson y Holmes. Luego, utilizando la matriz de rigidez en el estado deformado durante algunas etapas críticas en el periodo de construcción, se realiza el análisis dinámico y se determina la respuesta estructural sísmica, lo cual dará paso a la evaluación probabilística de la vulnerabilidad sísmica durante construcción, en donde se determinaran los sismos de menor magnitud pero con mayor probabilidad de excedencia en relación al sismo de diseño, que pueden dejar al puente

extradosado del lado de la inseguridad durante su construcción. Por último, se anota que al igual que en el estudio de Wilson y Holmes, en esta parte del trabajo no se ha estudiado el problema de la capacidad y/o diseño de los miembros estructurales del puente, puesto que el trabajo se basa en comparaciones relativas y no absolutas de la respuesta estructural del puente para distintas etapas.

3.2.1 Características del análisis

- *Etapas del puente analizadas:* Para evaluar la vulnerabilidad sísmica durante construcción de los puentes extradosados se han tenido en cuenta ocho estados del puente, de los cuales seis corresponden al proceso constructivo y los dos restantes corresponden al puente completo, ver Tabla 24. El hecho de considerar dos estados del puente completo (uno en $t=0$ y otro en $t=50$ años) se debe a que en este estudio se han incluido los efectos de fluencia y contracción del concreto, los cuales, como se vio en el numeral 4.1, modifican la respuesta estructural del puente bajo cargas permanentes.
- *Consideraciones para el análisis modal:* El número de modos incluidos en el análisis modal fue seleccionado de modo tal que se garantizaran tres premisas: 1) que el porcentaje de la masa modal en la dirección vertical sea mayor o igual a la relación de la masa del tablero con respecto a la estructura, lo cual asegura que el tablero participa completamente en la respuesta en la dirección vertical, 2) que se logre un porcentaje de masa modal mayor o igual al 80% en la respuesta en las direcciones horizontales, y 3) que el porcentaje de masa modal para las tres direcciones principales permanezca casi constante para todos los estados del puente analizados, incluyendo aquellos con el puente en servicio. Además, a diferencia del estudio de Wilson y Holmes, en este trabajo se han considerado aquellos modos correspondientes a movimientos verticales de los pilares, que aparecen en modos superiores en el puente completo y de forma temprana en las etapas durante construcción. También se ha considerado la masa adicional que

introduce el carro de avance durante las etapas constructivas. En las Tablas 25 a 27 se presenta un resumen de la información obtenida del análisis modal de los puentes estudiados.

Tabla 24. Estados del puente considerados para el estudio de vulnerabilidad sísmica durante construcción.

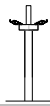
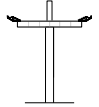
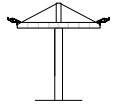
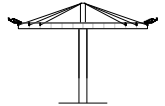
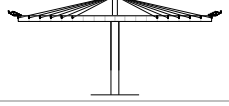
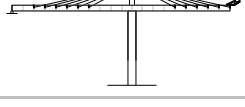
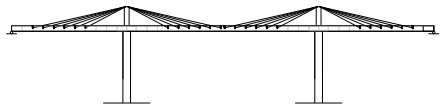
Estado	Característica	Esquema
EC1	<i>Pilares + Dovela 0 + torres</i>	
EC2	<i>Última dovela sin atirantar</i>	
EC3	<i>Primera dovela atirantada</i>	
EC4	<i>Tercera dovela atirantada</i>	
EC5	<i>Última dovela atirantada</i>	
EC6	<i>Mitad del puente sin dovela de cierre</i>	
ES ₀	<i>Puente completo (t=0 años)</i>	
ES ₅₀	<i>Puente completo (t=50 años)</i>	

Tabla 25. Información modal para el puente L00-Hp=25 m

Estado	Número de modos	Σ PPMMx %	Σ PPMMy %	Σ PPMMz %	T ₀ (s)	Periodo más corto (s)
EC1	11	89.42	90.21	78.12	0.520	0.0473
EC2	15	91.49	92.63	87.98	0.714	0.0458
EC3	29	89.13	95.51	91.13	0.809	0.0203
EC4	69	89.49	97.99	98.77	1.058	0.0103
EC5	96	88.36	98.39	98.33	1.672	0.0108
EC6	97	87.35	98.43	98.39	1.395	0.0109
ES ₀ y ES ₅₀	193	88.95	98.23	99.03	0.862	0.0102

Tabla 26. Información modal para el puente L00-Hp=37.5 m

Estado	Número de modos	Σ PPMMx %	Σ PPMMy %	Σ PPMMz %	T_0 (s)	Periodo más corto (s)
EC1	12	92.53	88.01	83.44	0.912	0.0391
EC2	15	92.58	90.39	83.53	1.146	0.0524
EC3	20	88.56	90.70	88.42	1.244	0.0375
EC4	35	82.73	95.05	92.48	1.430	0.0287
EC5	107	86.49	98.18	99.26	1.902	0.0098
EC6	108	89.85	98.22	99.29	1.553	0.0099
ES ₀ y ES ₅₀	209	88.11	98.24	99.28	1.225	0.0100

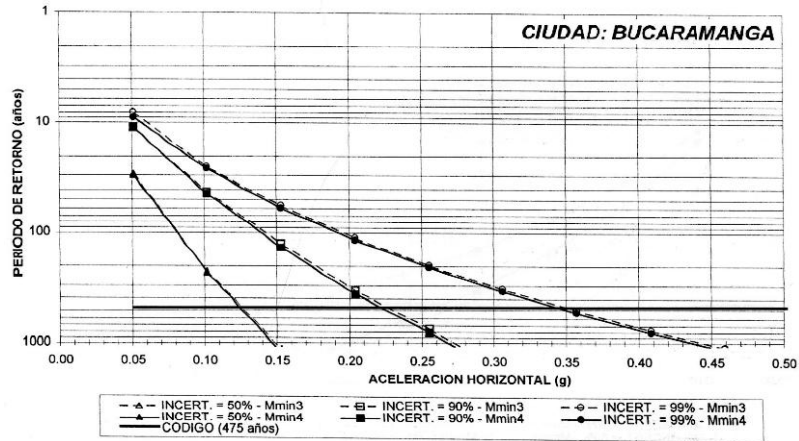
Tabla 27. Información modal para el puente L00-Hp=50 m

Estado	Número de modos	Σ PPMMx %	Σ PPMMy %	Σ PPMMz %	T_0 (s)	Periodo más corto (s)
EC1	13	92.48	91.39	83.18	1.486	0.0505
EC2	15	91.95	89.91	84.34	1.872	0.0633
EC3	26	90.26	94.50	89.13	2.012	0.0352
EC4	82	88.99	97.83	99.42	2.256	0.0104
EC5	112	89.41	98.17	99.55	2.729	0.0108
EC6	113	88.04	98.20	99.56	2.262	0.0109
ES ₀ y ES ₅₀	222	90.33	98.30	99.51	1.814	0.0099

- **Acción sísmica:** Para determinar la acción sísmica a emplear en el análisis durante construcción y en los puentes en estado de servicio, se empleó la curva de recurrencia de aceleraciones para la ciudad de Bucaramanga obtenida del estudio general de amenaza sísmica de Colombia (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Universidad de Los Andes; Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química-Ingeominas., 1996) la cual se presenta en la Figura 152. De esta curva se observa que para un periodo de retorno de 475 años, un nivel de corrección por incertidumbre del 90% (que cumple con los requisitos de las normas sismo-resistentes en lo que respecta a 50 años de vida útil y 10% de probabilidad de excedencia) y una magnitud mínima de sismos analizados (M_s) igual a 4, la aceleración horizontal correspondiente es igual a 0.22g. Este valor fue empleado para construir el espectro de aceleración para un suelo tipo S_2 . En el cálculo de las fuerzas sísmicas se ha supuesto un amortiguamiento del 1.5% en todos los modos del puente en el estado de servicio. Este valor coincide con el amortiguamiento encontrado en puentes extradados por (Niihara Y. , Tetsuya,

Yamanobe, & Hishiki, 2001). Bajo la ausencia de reportes del amortiguamiento de la estructura durante construcción, se asumió ese mismo valor en las distintas etapas durante construcción.

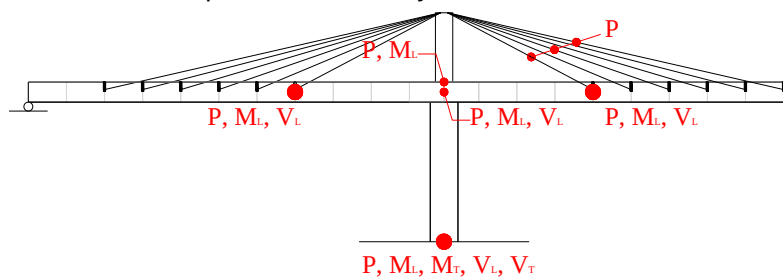
Figura 152 Curva de recurrencia de aceleraciones para la ciudad de Bucaramanga.



Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Universidad de Los Andes; Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química-Ingeominas., 1996)

- *Elementos estructurales analizados:* Las fuerzas internas fueron determinadas en algunos puntos de interés en el tablero (en la zona de anclaje del primer cable extradosado en el vano lateral y en el vano central, y en la zona de conexión con los pilares), en la base de los pilares y de las torres, y en tres cables del vano central, ver Figura 153.

Figura 153 Ubicación de los puntos de interés y fuerzas internas estudiadas.



3.2.2 Respuesta sísmica durante construcción

La respuesta sísmica para las seis etapas de construcción analizadas se presenta de manera normalizada en la Tabla 28, siguiendo las ecuaciones 4.17 y 4.18. En estas ecuaciones, derivadas del estudio desarrollado por Wilson y Holmes (Wilson & Holmes, 2007), el término E_c indica la máxima respuesta sísmica en la etapa constructiva analizada, mientras $E_{f,0}$ y $E_{f,50}$ indican el valor de la respuesta sísmica analizada para el puente en $t=0$ y $t=50$ años respectivamente.

$$\psi_{E,0} = \frac{E_c}{E_{f,0}} \quad (\text{Ecuación 4.17})$$

$$\psi_{E50} = \frac{E_c}{E_{f,50}} \quad (\text{Ecuación 4.18})$$

Por lo tanto, los términos $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$ son de gran ayuda para determinar las zonas y etapas constructivas que podrían dejar al puente en un estado de alta vulnerabilidad sísmica durante construcción. Para estos términos, un valor mayor a uno indica que para el mismo sismo de diseño, la respuesta estructural sísmica durante construcción excede la respuesta que experimenta el puente en su estado completo.

A partir de la Tabla 28 se puede concluir lo siguiente:

- En general, los valores de $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$ son muy similares, esto se debe a que como se mencionó anteriormente, la respuesta modal de la estructura para esas dos etapas del puente no cambian significativamente.
- Para los cables y las torres, las respuestas sísmicas del puente en estado completo ($t=0$ y $t=50$ años) siempre van a ser excedidas por los menos en una etapa durante construcción. Estos dos elementos presentan los mayores valores de $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$, alcanzando valores picos de 2.80 para el momento longitudinal de

la torre y de 3.74 para el axial del primer cable extradosado, los cuales se presentan en las etapas constructivas EC5 y EC6.

- En los pilares, las fuerzas sísmicas internas en la dirección transversal para el puente en estado completo siempre serán excedidas por lo menos durante dos etapas constructivas (etapas 4 y 5). Los mayores valores de $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$ se encontraron para la altura de pilares mas baja, siendo el máximo igual a 1.43 para momento y 1.41 para cortante, y tienen lugar en la etapa constructiva EC4. En la dirección longitudinal se obtuvieron valores de $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$ mayores que 1.0 para el puente con altura de pilar más baja, siendo el máximo de 1.05 para flexión, y de 1.23 para el cortante. La fuerza sísmica axial durante la etapa constructiva EC6 es la única que excede el axial sísmico para el puente completo.

- En cuanto al tablero, se encontraron respuestas sísmicas máximas durante construcción para el momento flector en la zona de conexión con los pilares ($\psi_{E,0}$ entre 1.41 y 2.35) y para el cortante en esa misma zona ($\psi_{E,0}$ entre 1.31 y 1.98), valores que ocurren entre las etapas constructivas EC4 y EC6, para el momento longitudinal en el vano central ($\psi_{E,0}$ entre 1.21 y 1.27) y el cortante longitudinal en esa misma zona ($\psi_{E,0}$ entre 1.49 y 2.41). En el vano lateral se encontró una máxima respuesta sísmica en el cortante longitudinal ($\psi_{E,0}$ igual a 1.53), aunque las demás respuestas analizadas son cercanas a la respuesta del puente en estado de servicio.

- En general, las etapas de construcción EC4, EC5 y EC6 representan las condiciones más vulnerables del puente (una menor redundancia estructural con un alto porcentaje de la masa total), esto reflejado a partir de los valores máximos de $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$ encontrados.

Tabla 28. Valores de $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$ para el puente L100-Hp=25 m (arriba), L100-Hp=37.5 m (centro) y L100-Hp=50 m (abajo).

$\Psi_{E,0} = E_c/E_{f,0}$										
			EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
			P	ML	VL	MT	VT	VL		
Pilares	P		0.48	0.46	0.50	0.50	0.51	1.39		
	ML		0.58	0.69	0.71	0.78	1.05	0.96		
	VL		0.56	0.60	0.64	0.90	1.23	1.04		
	MT		0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18		
	VT		0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21		
T_{res}	ML		1.29	0.86	0.92	1.81	2.80	1.94		
	VL		1.28	0.85	0.91	1.78	2.76	1.92		
Cable	6	3	1	P	-	-	1.27	1.84	1.36	2.32
	6	3	1	P	-	-	-	1.66	1.62	2.45
Tablero	P		-	-	-	-	-	1.33	1.90	
	VC	VL	P	-	-	0.09	0.55	1.25	1.00	
	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.35	0.99	0.99	
	VC	VL	VL	-	-	0.28	0.92	0.74	1.20	
	VC	VL	P	-	-	0.09	0.56	1.28	1.38	
AP	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.36	1.01	1.20	
	VC	VL	VL	-	-	0.58	1.84	1.49	1.78	
	VC	VL	P	0.20	0.41	0.48	0.84	1.35	1.28	
	VC	VL	ML	0.10	0.97	1.54	2.21	1.84	2.35	
			VL	0.29	1.05	1.37	1.31	0.79	0.93	

$\Psi_{E,0} = E_c/E_{f,0}$										
			EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
			P	ML	VL	MT	VT	VL		
Pilares	P		0.82	0.79	0.74	0.79	0.77	1.58		
	ML		0.59	0.71	0.76	0.81	0.86	0.83		
	VL		0.56	0.61	0.64	0.70	0.90	0.81		
	MT		0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91		
	VT		0.79	1.00	1.07	1.18	1.16	0.89		
T_{res}	ML		0.61	0.45	0.52	0.96	2.07	1.34		
	VL		0.60	0.45	0.51	0.94	2.04	1.32		
Cable	6	3	1	P	-	-	1.18	1.79	1.78	3.74
	6	3	1	P	-	-	-	1.11	1.45	2.64
Tablero	P		-	-	-	-	-	1.17	2.02	
	VC	VL	P	-	-	0.07	0.37	1.07	1.02	
	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.28	1.01	0.99	
	VC	VL	VL	-	-	0.37	1.22	1.53	1.05	
	VC	VL	P	-	-	0.07	0.38	1.03	1.41	
AP	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.27	0.92	1.26	
	VC	VL	VL	-	-	0.48	1.58	1.83	2.41	
	VC	VL	P	0.16	0.36	0.40	0.53	0.98	1.10	
	VC	VL	ML	0.06	0.60	0.91	1.46	1.82	2.50	
			VL	0.40	1.32	1.65	1.87	1.46	1.98	

$\Psi_{E,50} = E_c/E_{f,50}$										
			EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
			P	ML	VL	MT	VT	VL		
Pilares	P		0.82	0.79	0.74	0.79	0.77	1.58		
	ML		0.59	0.71	0.76	0.81	0.86	0.83		
	VL		0.56	0.61	0.64	0.70	0.90	0.81		
	MT		0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91		
	VT		0.79	1.00	1.07	1.18	1.16	0.89		
T_{res}	ML		0.61	0.46	0.52	0.97	2.08	1.34		
	VL		0.60	0.45	0.51	0.95	2.04	1.32		
Cable	6	3	1	P	-	-	1.18	1.79	1.79	3.74
	6	3	1	P	-	-	-	1.11	1.45	2.65
Tablero	P		-	-	-	-	-	1.18	2.02	
	VC	VL	P	-	-	0.07	0.37	1.07	1.02	
	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.28	1.01	0.99	
	VC	VL	VL	-	-	0.37	1.22	1.53	1.05	
	VC	VL	P	-	-	0.07	0.39	1.03	1.41	
AP	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.27	0.93	1.27	
	VC	VL	VL	-	-	0.48	1.57	1.83	2.40	
	VC	VL	P	0.16	0.36	0.40	0.53	0.98	1.10	
	VC	VL	ML	0.06	0.60	0.91	1.45	1.81	2.49	
			VL	0.40	1.32	1.65	1.88	1.46	1.98	

$\Psi_{E,0} = E_c/E_{f,0}$										
			EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
			P	ML	VL	MT	VT	VL		
Pilares	P		0.92	0.87	0.86	0.83	0.78	1.32		
	ML		0.64	0.75	0.81	0.90	0.93	0.98		
	VL		0.63	0.66	0.69	0.73	0.78	0.85		
	MT		0.74	0.90	0.96	1.08	1.18	0.94		
	VT		0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92		
T_{res}	ML		0.39	0.29	0.29	0.59	1.47	0.69		
	VL		0.38	0.29	0.29	0.58	1.44	0.69		
Cable	6	3	1	P	-	-	0.98	1.31	1.69	2.79
	6	3	1	P	-	-	-	0.77	1.25	1.78
Tablero	P		-	-	-	-	-	0.99	1.32	
	VC	VL	P	-	-	0.06	0.29	0.81	1.36	
	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.21	0.72	1.28	
	VC	VL	VL	-	-	0.39	1.03	1.31	0.97	
	VC	VL	P	-	-	0.06	0.28	0.88	0.96	
AP	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.19	0.74	0.78	
	VC	VL	VL	-	-	0.41	1.09	1.49	1.49	
	VC	VL	P	0.15	0.31	0.36	0.44	0.78	0.73	
	VC	VL	ML	0.04	0.48	0.63	0.88	1.37	1.41	
			VL	0.39	1.49	1.65	1.63	1.64	1.75	

$\Psi_{E,50} = E_c/E_{f,50}$										
			EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
			P	ML	VL	MT	VT	VL		
Pilares	P		0.92	0.87	0.86	0.83	0.78	1.31		
	ML		0.64	0.75	0.81	0.90	0.93	0.98		
	VL		0.63	0.66	0.69	0.73	0.78	0.85		
	MT		0.74	0.90	0.96	1.08	1.18	0.94		
	VT		0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92		
T_{res}	ML		0.39	0.29	0.29	0.59	1.47	0.69		
	VL		0.38	0.29	0.29	0.58	1.44	0.69		
Cable	6	3	1	P	-	-	0.99	1.32	1.69	2.79
	6	3	1	P	-	-	-	0.77	1.25	1.79
Tablero	P		-	-	-	-	-	0.99	1.32	
	VC	VL	P	-	-	0.06	0.29	0.81	1.36	
	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.21	0.72	1.28	
	VC	VL	VL	-	-	0.39	1.03	1.31	0.97	
	VC	VL	P	-	-	0.06	0.28	0.88	0.96	
AP	VC	VL	ML	-	-	0.01	0.19	0.74	0.78	
	VC	VL	VL	-	-	0.41	1.08	1.49	1.49	
	VC	VL	P	0.15	0.31	0.36	0.44	0.78	0.73	
	VC	VL	ML	0.04	0.48	0.62	0.87	1.36	1.40	
			VL	0.40	1.50	1.67	1.65	1.67	1.77	

Si se introducen las acciones de peso propio y carga muerta durante construcción y en estado de servicio en las ecuaciones presentadas anteriormente, ver

ecuaciones 4.19 y 4.20, se puede tener una idea más clara de la vulnerabilidad del puente frente a acciones sísmicas durante construcción.

$$\psi_{D+E,0} = \frac{E_c + D_c}{E_{f,0} + D_{f,0}} \quad (\text{Ecuación 4.19})$$

$$\psi_{D+E50} = \frac{E_c + D_c}{E_{f,50} + D_{f,50}} \quad (\text{Ecuación 4.20})$$

La evaluación de las ecuaciones 4.19 y 4.20 se presenta en la Tabla 29 De esta se puede anotar lo siguiente:

- Las torres y los cables extradosados son los elementos estructurales que presentan mayor vulnerabilidad durante construcción frente a las acciones sísmicas. Debido a que estos dos elementos son importantes dentro del comportamiento estructural en servicio del puente extradosado, se debe prestar especial atención a esta problemática durante la fase de diseño.
- En los pilares, las fuerzas sísmicas en la dirección transversal presentan la mayor vulnerabilidad durante construcción. Para este elemento, las etapas constructivas críticas van de la EC3 a la EC5. El axial y las fuerzas en la dirección longitudinal durante construcción, alcanzan valores menores o iguales a aquellos obtenidos para el puente en el estado completo.
- La zona que presenta mayor vulnerabilidad en el tablero es la de conexión con los pilares. En esta, el momento longitudinal alcanza valores críticos ($\psi_{D+E,0}$ y $\psi_{D+E,50}$ mayores a 2.50) durante las etapas constructivas EC5 y EC6, los cuales son mayores a medida que disminuye la rigidez de los pilares (esto se debe a que el tablero toma una mayor carga sísmica y por lo tanto es más vulnerable). En el vano central y en los vanos laterales se puede llegar a tener valores que exceden los obtenidos del puente en estado completo, sin embargo la vulnerabilidad es menor a la que exhibe la zona de conexión con los pilares.

Tabla 29. Valores de $\psi_{D+E,0}$ y $\psi_{D+E,50}$ para el puente L100-Hp=25 m (arriba), L100-Hp=37.5 m (centro), y L100-Hp=50 m (abajo).

$\Psi_{D+E,0}$								$\Psi_{D+E,50}$											
		Pilares								Pilares									
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6			EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6				
Tablero	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02	Tablero	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02				
		0.50	0.60	0.62	0.68	0.93	0.85			P	0.49	0.59	0.60	0.66	0.91	0.83			
		0.50	0.54	0.58	0.80	1.10	0.94				P	0.47	0.51	0.54	0.75	1.03	0.88		
		0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18					P	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18	
		0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21						P	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21
		1.12	0.75	0.81	1.59	2.44	1.74							P	0.92	0.62	0.67	1.31	2.01
	VL	1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73		VL						0.92	0.61	0.66	1.30	1.99
		-	-	1.55	1.61	1.65	1.74			VL					-	-	1.18	1.23	1.26
		-	-	-	1.15	1.22	1.27				VL				-	-	-	1.24	1.33
		-	-	-	-	1.18	1.21					VL			-	-	-	-	1.33
		-	-	0.23	0.62	1.06	0.98						VL		-	-	0.25	0.67	1.15
		-	-	0.11	0.41	0.73	0.83							VL	-	-	0.12	0.48	0.84
VC	-	-	0.37	0.82	0.54	1.04	VC	-	-						0.34	0.75	0.50	0.95	
	-	-	0.14	0.38	0.65	0.64		VC	-	-					0.18	0.49	0.84	0.83	
	-	-	0.12	0.46	0.78	0.98			VC	-	-				0.11	0.42	0.71	0.89	
	-	-	0.47	0.99	0.87	0.98				VC	-	-			0.42	0.89	0.78	0.88	
	-	-	0.53	0.78	1.06	1.03					VC	-	-		0.69	1.02	1.38	1.34	
	-	-	1.29	1.79	1.82	2.08						VC	-	-	1.14	1.58	1.61	1.84	
AP	0.16	0.39	0.53	0.78	1.06	1.03	AP						0.20	0.51	0.69	1.02	1.38	1.34	
	0.08	0.99	1.29	1.79	1.82	2.08		AP					0.07	0.88	1.14	1.58	1.61	1.84	
	0.30	0.77	0.88	0.89	0.77	0.81			AP				0.29	0.75	0.85	0.87	0.75	0.78	
	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02				0.49			0.59	0.60	0.66	0.91	0.83		
	0.50	0.60	0.62	0.68	0.93	0.85				0.47	0.51		0.54	0.75	1.03	0.88			
	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18				0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18				
0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21	0.57	0.88			1.11	1.41	1.17	1.21						
1.12	0.75	0.81	1.59	2.44	1.74	1.12	0.75	0.81		1.59	2.44	1.74							
1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73	1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73								
-	-	1.55	1.61	1.65	1.74	-	-	1.18	1.23	1.26	1.33								
-	-	-	1.15	1.22	1.27	-	-	-	1.24	1.33	1.37								
-	-	-	-	1.18	1.21	-	-	-	-	1.33	1.36								
-	-	0.23	0.62	1.06	0.98	-	-	0.25	0.67	1.15	1.06								
-	-	0.11	0.41	0.73	0.83	-	-	0.12	0.48	0.84	0.96								
-	-	0.37	0.82	0.54	1.04	-	-	0.34	0.75	0.50	0.95								
-	-	0.14	0.38	0.65	0.64	-	-	0.18	0.49	0.84	0.83								
-	-	0.12	0.46	0.78	0.98	-	-	0.11	0.42	0.71	0.89								
-	-	0.47	0.99	0.87	0.98	-	-	0.42	0.89	0.78	0.88								
-	-	0.53	0.78	1.06	1.03	-	-	0.69	1.02	1.38	1.34								
-	-	1.29	1.79	1.82	2.08	-	-	1.14	1.58	1.61	1.84								
0.30	0.77	0.88	0.89	0.77	0.81	0.29	0.75	0.85	0.87	0.75	0.78								

$\Psi_{D+E,0}$								$\Psi_{D+E,50}$											
		Pilares								Pilares									
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6			EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6				
Tablero	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02	Tablero	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02				
		0.50	0.60	0.62	0.68	0.93	0.85			P	0.49	0.59	0.60	0.66	0.91	0.83			
		0.50	0.54	0.58	0.80	1.10	0.94				P	0.47	0.51	0.54	0.75	1.03	0.88		
		0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18					P	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18	
		0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21						P	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21
		1.12	0.75	0.81	1.59	2.44	1.74							P	0.92	0.62	0.67	1.31	2.01
	VL	1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73		VL						0.92	0.61	0.66	1.30	1.99
		-	-	1.55	1.61	1.65	1.74			VL					-	-	1.18	1.23	1.26
		-	-	-	1.15	1.22	1.27				VL				-	-	-	1.24	1.33
		-	-	-	-	1.18	1.21					VL			-	-	-	-	1.33
		-	-	0.23	0.62	1.06	0.98						VL		-	-	0.25	0.67	1.15
		-	-	0.11	0.41	0.73	0.83							VL	-	-	0.12	0.48	0.84
VC	-	-	0.37	0.82	0.54	1.04	VC	-	-						0.34	0.75	0.50	0.95	
	-	-	0.14	0.38	0.65	0.64		VC	-	-					0.18	0.49	0.84	0.83	
	-	-	0.12	0.46	0.78	0.98			VC	-	-				0.11	0.42	0.71	0.89	
	-	-	0.47	0.99	0.87	0.98				VC	-	-			0.42	0.89	0.78	0.88	
	-	-	0.53	0.78	1.06	1.03					VC	-	-		0.69	1.02	1.38	1.34	
	-	-	1.29	1.79	1.82	2.08						VC	-	-	1.14	1.58	1.61	1.84	
AP	0.16	0.39	0.53	0.78	1.06	1.03	AP						0.20	0.51	0.69	1.02	1.38	1.34	
	0.08	0.99	1.29	1.79	1.82	2.08		AP					0.07	0.88	1.14	1.58	1.61	1.84	
	0.30	0.77	0.88	0.89	0.77	0.81			AP				0.29	0.75	0.85	0.87	0.75	0.78	
	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02				0.49			0.59	0.60	0.66	0.91	0.83		
	0.50	0.60	0.62	0.68	0.93	0.85				0.47	0.51		0.54	0.75	1.03	0.88			
	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18				0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18				
0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21	0.57	0.88			1.11	1.41	1.17	1.21						
1.12	0.75	0.81	1.59	2.44	1.74	1.12	0.75	0.81		1.59	2.44	1.74							
1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73	1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73								
-	-	1.55	1.61	1.65	1.74	-	-	1.18	1.23	1.26	1.33								
-	-	-	1.15	1.22	1.27	-	-	-	1.24	1.33	1.37								
-	-	-	-	1.18	1.21	-	-	-	-	1.33	1.36								
-	-	0.23	0.62	1.06	0.98	-	-	0.25	0.67	1.15	1.06								
-	-	0.11	0.41	0.73	0.83	-	-	0.12	0.48	0.84	0.96								
-	-	0.37	0.82	0.54	1.04	-	-	0.34	0.75	0.50	0.95								
-	-	0.14	0.38	0.65	0.64	-	-	0.18	0.49	0.84	0.83								
-	-	0.12	0.46	0.78	0.98	-	-	0.11	0.42	0.71	0.89								
-	-	0.47	0.99	0.87	0.98	-	-	0.42	0.89	0.78	0.88								
-	-	0.53	0.78	1.06	1.03	-	-	0.69	1.02	1.38	1.34								
-	-	1.29	1.79	1.82	2.08	-	-	1.14	1.58	1.61	1.84								
0.30	0.77	0.88	0.89	0.77	0.81	0.29	0.75	0.85	0.87	0.75	0.78								

$\Psi_{D+E,0}$								$\Psi_{D+E,50}$											
		Pilares								Pilares									
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6			EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6				
Tablero	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02	Tablero	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02				
		0.50	0.60	0.62	0.68	0.93	0.85			P	0.49	0.59	0.60	0.66	0.91	0.83			
		0.50	0.54	0.58	0.80	1.10	0.94				P	0.47	0.51	0.54	0.75	1.03	0.88		
		0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18					P	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18	
		0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21						P	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21
		1.12	0.75	0.81	1.59	2.44	1.74							P	0.92	0.62	0.67	1.31	2.01
	VL	1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73		VL						0.92	0.61	0.66	1.30	1.99
		-	-	1.55	1.61	1.65	1.74			VL					-	-	1.18	1.23	1.26
		-	-	-	1.15	1.22	1.27				VL				-	-	-	1.24	1.33
		-	-	-	-	1.18	1.21					VL			-	-	-	-	1.33
		-	-	0.23	0.62	1.06	0.98						VL		-	-	0.25	0.67	1.15
		-	-	0.11	0.41	0.73	0.83							VL	-	-	0.12	0.48	0.84
VC	-	-	0.37	0.82	0.54	1.04	VC	-	-						0.34	0.75	0.50	0.95	
	-	-	0.14	0.38	0.65	0.64		VC	-	-					0.18	0.49	0.84	0.83	
	-	-	0.12	0.46	0.78	0.98			VC	-	-				0.11	0.42	0.71	0.89	
	-	-	0.47	0.99	0.87	0.98				VC	-	-			0.42	0.89	0.78	0.88	
	-	-	0.53	0.78	1.06	1.03					VC	-	-		0.69	1.02	1.38	1.34	
	-	-	1.29	1.79	1.82	2.08						VC	-	-	1.14	1.58	1.61	1.84	
AP	0.16	0.39	0.53	0.78	1.06	1.03	AP						0.20	0.51	0.69	1.02	1.38	1.34	
	0.08	0.99	1.29	1.79	1.82	2.08		AP					0.07	0.88	1.14	1.58	1.61	1.84	
	0.30	0.77	0.88	0.89	0.77	0.81			AP				0.29	0.75	0.85	0.87	0.75	0.78	
	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02				0.49			0.59	0.60	0.66	0.91	0.83		
	0.50	0.60	0.62	0.68	0.93	0.85				0.47	0.51		0.54	0.75	1.03	0.88			
	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18				0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18				
0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21	0.57	0.88			1.11	1.41	1.17	1.21						
1.12	0.75	0.81	1.59	2.44	1.74	1.12	0.75	0.81		1.59	2.44	1.74							
1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73	1.11	0.74	0.80	1.57	2.42	1.73								
-	-	1.55	1.61	1.65	1.74	-	-	1.18	1.23	1.26	1.33								
-	-	-	1.15	1.22	1.27	-	-	-	1.24	1.33	1.37								
-	-	-	-	1.18	1.21	-	-	-	-	1.33	1.36								
-	-	0.23	0.62	1.06	0.98	-	-	0.25	0.67	1.15									

3.2.3 Evaluación probabilística de la vulnerabilidad

Tal y como se había expuesto anteriormente, la probabilidad de ocurrencia de sismos de alta magnitud durante el periodo constructivo es baja, sin embargo, pueden ocurrir sismos de menor magnitud pero con mayor probabilidad de ocurrencia, que generan fuerzas sísmicas mayores o iguales a las que ocurren en el puente en su estado completo. En este numeral se calculan aquellos sismos (en otras palabras, aquellas aceleraciones sísmicas) que tienen una mayor probabilidad de ocurrencia que el sismo de diseño con periodo de retorno de 475 años, pero que producen en el puente durante construcción respuestas de igual magnitud a las obtenidas en el puente completo para el sismo de diseño.

Para calcular esas aceleraciones se introducen las ecuaciones 4.21 y 4.22, a partir de las cuales se puede obtener el valor del coeficiente de aceleración sísmico reducido (a_r) obtenido de las fuerzas sísmicas y cargas permanentes durante construcción y para el puente en estado completo que fueron calculadas previamente (en el Anexo C se presentan los valores de todas las fuerzas internas calculadas, el cálculo de los coeficientes $\psi_{E,i}$ y $\psi_{D+E,i}$, las aceleraciones reducidas, y el ajuste a la curva de recurrencia). En estas ecuaciones el subíndice i indica los estados en $t=0$ y en $t=50$ años, mientras que a_0 indica el valor del coeficiente de aceleración empleado para el diseño del puente en estado completo ($a_0=0.22$).

$$\text{Para cargas sísmicas } a_{r,i} = \frac{E_{f,i}}{E_c} a_0 g \quad (\text{Ecuación 4.21})$$

$$\text{Para cargas sísmicas y permanentes } a_{r,i} = \frac{E_{f,i} + D_{f,i} - D_c}{E_c} a_0 g \quad (\text{Ecuación 4.22})$$

Luego de evaluar estas ecuaciones, se presentan en las Tablas 30 a 32 los valores críticos (mínimos) de aceleración reducida para todos los puentes estudiados. Además, usando la curva de recurrencia de aceleraciones presentada en la Figura 152, se incluyen en esas tablas las probabilidades de excedencia y los periodos de retornos asociados con las aceleraciones menores a $0.22g$. En las

tablas no se presenta el valor de a_r en los cables para la condición “cargas sísmicas + permanentes” puesto que en el estado de servicio la tensión de los cables es menor que durante construcción, esto como resultado del *creep* y *shrinkage* del concreto, por lo tanto se tendrían valores de a_r negativos. Tampoco se presentan los valores de probabilidad y periodo de retorno para aceleraciones menores a 0.05g pues la curva de recurrencia no contaba con dicha información.

Tabla 30. Valores de a_r , probabilidad de excedencia anual, y periodos de retorno obtenidos para los puentes L100-Hp= 25 m.

		Cargas sísmicas			Cargas sísmicas + permanentes			
		ar	% excedencia	Tr	ar	% excedencia	Tr	
Pilares	P	0.16	0.59	169	0.20	0.29	340	
	ML	0.21	0.25	404	0.24			
	VL	0.18	0.41	243	0.20	0.29	340	
	MT	0.15	0.71	141	0.15	0.71	141	
	VT	0.16	0.59	169	0.16	0.59	169	
Torres	ML	0.08	4.21	24	0.09	3.07	33	
	VL	0.08	4.21	24	0.05	9.20	11	
Cable 6 3 1	P	0.09	3.07	33	-	-	-	
	P	0.09	3.07	33	-	-	-	
	P	0.12	1.37	73	-	-	-	
Tablero	VL	P	0.18	0.41	243	0.09	3.07	33
		ML	0.22	0.21	475	0.23		
		VL	0.18	0.41	243	0.21	0.25	404
	VC	P	0.16	0.59	169.00	0.71		
		ML	0.18	0.41	243	0.23		
		VL	0.12	1.37	73	0.22	0.21	475
	AP	P	0.16	0.59	169	0.03	?	?
		ML	0.09	3.07	33	0.08	4.21	24
		VL	0.16	0.59	169	0.27		

Tabla 31. Valores de $a_{r,0}$ y $a_{r,50}$ obtenidos para los puentes L100-Hp= 37.5 m.

		Cargas sísmicas			Cargas sísmicas + permanentes			
		ar	% excedencia	Tr	ar	% excedencia	Tr	
Pilares	P	0.14	0.88	114	0.19	0.35	289	
	ML	0.26			0.24			
	VL	0.24			0.26			
	MT	0.18	0.41	243	0.18	0.41	243	
	VT	0.19	0.35	289	0.19	0.35	289	
Torres	ML	0.11	1.75	57	0.11	1.75	57	
	VL	0.11	1.75	57	0.11	1.75	57	
Cable 6 3 1	P	0.06	7.81	13	-	-	-	
	P	0.08	4.21	24	-	-	-	
	P	0.11	1.75	57	-	-	-	
Tablero	VL	P	0.21	0.25	404	0.11	1.75	57
		ML	0.22	0.21	475	0.25		
		VL	0.14	0.88	114	0.18	0.41	243
	VC	P	0.16	0.59	169.00	0.34		
		ML	0.17	0.49	204	0.21	0.25	404
		VL	0.09	3.07	33	0.16	0.59	169
	AP	P	0.20	0.29	340	0.03	?	?
		ML	0.09	3.07	33	0.09	3.07	33
		VL	0.11	1.75	57	0.19	0.35	289

Tabla 32. Valores de $a_{r,0}$ y $a_{r,50}$ obtenidos para los puentes L100-Hp=50 m.

		Cargas sísmicas			Cargas sísmicas + permanentes			
		ar	% excedencia	Tr	ar	% excedencia	Tr	
Pilares	P	0.17	0.49	204	0.22	0.21	475	
	ML	0.23			0.23			
	VL	0.26			0.27			
	MT	0.19	0.35	289	0.19	0.35	289	
	VT	0.19	0.35	289	0.19	0.35	289	
Torres	ML	0.15	0.71	141	0.15	0.71	141	
	VL	0.15	0.71	141	0.15	0.71	141	
Cable 6 3 1	P	0.08	4.21	24	-	-	-	
	P	0.12	1.37	73	-	-	-	
	P	0.17	0.49	204	-	-	-	
Tablero	VL	P	0.16	0.59	169	0.20		
		ML	0.17	0.49	204	0.18	0.41	243
		VL	0.17	0.49	204	0.21	0.25	404
	VC	P	0.23			0.53		
		ML	0.28			0.33		
		VL	0.15	0.71	141	0.23		
	AP	P	0.28			0.05	9.20	11
		ML	0.16	0.59	169	0.03	?	?
		VL	0.13	1.09	92	0.22	0.21	475

De esas tablas se observa que en todos los elementos estructurales existe una mayor vulnerabilidad sísmica durante construcción, ya que pueden ocurrir sismos

de baja magnitud pero con mayor probabilidad de excedencia anual al 0.21% que se emplea en el diseño del puente en servicio, lo cual podría dejar al puente extradadosado en un alto nivel de exposición y predisposición a la pérdida de un elemento estructural si la capacidad estructural para la resistencia de las fuerzas sísmicas no es suficiente. Por ejemplo, en los pilares se pueden tener probabilidades de que las fuerzas sísmicas durante construcción sean excedidas un 0.41% anualmente, en las torres un 4.21%, en los cables se pueden llegar a tener probabilidades de excedencia del 7.21%, y del 3.07% en el tablero. En algunos casos, al tener en cuenta el efecto de las cargas muertas en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica durante construcción ocurre un efecto positivo para el puente, lo que demuestra la dependencia de la distribución de cargas muertas en la estructura. Sin embargo, como los efectos diferidos en el tiempo pueden llegar a modificar significativamente la respuesta estructural del puente bajo cargas permanentes, el efecto positivo puede convertirse en negativo para algunas de las respuestas analizadas.

Como se anotó en el numeral 2.4.1.1 de la presente tesis, algunas normativas internacionales recomiendan previsiones para el diseño sísmico durante construcción: el AASHTO-LRFD (AASHTO-LRFD, 2010) establece una reducción de hasta la mitad del coeficiente de diseño para el puente completo. La instrucción española IAP-98 (Ministerio de Fomento, 1998) recomienda un coeficiente de aceleración calculado como $a_r = a_0 * 0.3Lc^{0.37}$, donde Lc es el periodo de construcción del puente. La Norma de Construcción Sismo-resistente de España (NCSP-07) (Ministerio de Fomento, 2007) recomienda tomar un sismo correspondiente a un periodo de retorno no menor de cinco veces la duración de la etapa constructiva. En la Tabla 33 se presenta el cálculo de los coeficientes de aceleración sísmicos de acuerdo a las recomendaciones de dichas normativas. Al comparar estas aceleraciones con las presentadas en las Tablas 30 a 32, se puede concluir que los valores recomendados por las normativas españolas son un buen estimativo para el cálculo de la aceleración reducida a emplear en el

análisis sísmico durante construcción y por lo tanto, a falta de un análisis de vulnerabilidad sísmica durante construcción como el presentado en este documento, se podría optar por el empleo de estas ecuaciones. En la recomendación de la NCSP-07 puede haber una problemática en el caso de aplicarla, ya que no se fija una cota máxima para el periodo de retorno a emplear para el sismo de diseño durante construcción. La recomendación del AASHTO-LRFD parece ser la más insegura, aunque al igual que las otras recomendaciones, esta puede usarse si y solo si se garantiza ese valor de aceleración reducida como el mínimo valor que se obtendría con el procedimiento descrito en esta tesis, lo cual se puede lograr con técnicas de mitigación como el uso de cables temporales anclados al terreno.

Tabla 33. Aceleraciones reducidas recomendadas por normativas internacionales.

Norma	Aceleración reducida
AASHTO-LRFD, 2010	$a_r = \frac{a_0}{2} = \frac{0.22}{2} = 0.11g$
IAP-98	$a_r = a_0 * 0.3Lc^{0.37} = 0.085g$ Suponiendo $Lc=2$ años
NCSP-07	$T_r \geq 5 * Lc = 10$ años $a_r = 0.05g$ determinado a partir de la Figura 152.

4 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El trabajo de investigación presentado en este documento ha sido direccionado para estudiar el comportamiento estructural de los puentes extradosados en estado de servicio y durante construcción frente a cargas permanentes, cargas de tráfico, y acciones sísmicas. Para esto se ha hecho como primer paso, una revisión literaria de los puentes extradosados en lo que respecta a su concepción, el comportamiento estructural, los criterios de diseños propuestos, las tendencias actuales en los puentes extradosados existentes y proyectados, que sumado a la determinación de las acciones a emplear en servicio y durante construcción, ha sido posible establecer el escenario de cálculo en que se enmarcaría la tesis. Luego, se realizaron análisis lineales elásticos para entender el comportamiento estructural de los puentes extradosados en su estado de servicio, modificando la luz del vano central (*longitudes del vano central del puente de 100, 150, y 200 metros*), la altura de los pilares (*relaciones H_p/L igual a 1/4, 3/8, y 1/2*), el tipo de vinculación entre el tablero y los pilares (*tablero apoyado en los pilares y tablero unido monolíticamente a los pilares*), y la amenaza sísmica de la zona donde el puente sea proyectado (*amenazas sísmicas baja, media, y alta*). Por último, se ha estudiado el comportamiento estructural del puente extradosado durante construcción, en esta ocasión para una sola longitud del vano central, lo que ha permitido capturar el efecto de la fluencia y contracción del concreto en el análisis constructivo. Además, se ha evaluado la vulnerabilidad de los puentes extradosados durante construcción frente a las acciones sísmicas. Las principales conclusiones, organizadas en tres bloques, se presentan a continuación.

4.1 CONCLUSIONES PRINCIPALES

❖ Relativas a la revisión bibliográfica

- Desde su aparición en 1994, los puentes extradadosados se han convertido en una solución estructural competitiva con los de pretensado de viga cajón y los atirantados, para luces principales entre los 100 y 200 m. En este hecho cabe resaltar el aporte de ingenieros de puentes reconocidos a nivel mundial, de los cuales se destacan Mathivat, Menn, y Kasuga, quienes con sus aportes originales e innovadores, y su apuesta por estructuras no convencionales, han permitido el desarrollo de los puentes extradadosados.
- La implementación de los puentes extradadosados como solución a proyectos de carretera y ferrocarril se ha expandido a todo el mundo. La mayor cantidad de puentes existentes se presenta en Asia. En peldaños inferiores aparecen Europa y América, aunque en los últimos años se ha visto un crecimiento en el número de puentes con esta tipología.
- Los dos extremos para el diseño de los puentes extradadosados son: un primer enfoque de diseño en donde por medio de tableros de rigidez relativamente alta se busca que la variación de tensión en los cables debido a la carga viva sea baja. En el segundo enfoque se busca un comportamiento similar al de los puentes atirantados, empleando tableros esbeltos y torres rígidas, que aumentan la eficacia del atirantamiento frente a la sobrecarga, a costo de altas variaciones de tensión en los cables debido a la carga viva.
- Algunos autores han establecido criterios de diseño para los puentes extradadosados que pueden ser implementados en la fase de diseño como un estimativo inicial de las dimensiones. Estos criterios empatan con los valores encontrados en los puentes construidos alrededor del mundo

- En el diseño de los cables extradados, la fatiga de estos elementos juega un papel muy importante. En este sentido, y para la futura aplicación de puentes extradados en Colombia, se recomienda seguir las recomendaciones de la guía de diseño SETRA, la cual es más conservadora que la recomendación de la normativa japonesa.

- La evolución de los puentes extradados ha sido impulsada por el deseo de ampliar el rango de luz principal. Como solución ideal surge la disminución del peso del tablero empleando secciones metálicas o compuestas, o el uso de losas ortotrópicas en el centro del vano principal. Además, estos puentes han demostrado ser adaptables a procesos constructivos que difieren al de voladizos sucesivos.

❖ *Relativas al comportamiento en servicio de los puentes extradados y los efectos en la respuesta estructural al modificar la longitud del vano central, el tipo de conexión tablero-pilares, la altura de los pilares, y la amenaza sísmica.*

Características dinámicas

- Los periodos de vibración en los puentes con tablero articulado en los pilares son mayores a los obtenidos en los puentes con conexión monolítica entre el tablero y los pilares. Como consecuencia de esto, la magnitud de la aceleración espectral se verá reducida para el caso en que este se construya sobre suelos duros y/o rocas. Para sitios con suelos blandos, la respuesta elástica sísmica podrá ser menor en puentes con conexión monolítica entre el tablero y los pilares.

- A medida que aumenta la altura de los pilares, los periodos de vibración se hacen más largos. Este efecto y el del inciso anterior obedecen a la reducción de la rigidez global del puente.

- A medida que aumenta la longitud del vano central del puente, y por lo tanto, la longitud total del puente, los periodos de vibración también se hacen más largos, esto debido al incremento considerable de la masa del puente.
- Los modos de vibración asociados con los periodos fundamentales de los puentes con pilares cortos corresponden a movimientos debido a la flexión del tablero. Sin embargo, a medida que se aumenta la altura de los pilares el puente se hace mucho más débil en la dirección longitudinal y la forma modal corresponde a un desplazamiento global de todo el puente en tal dirección.
- En las formas modales con mayor participación de masa modal en la dirección longitudinal del puente, que corresponden a un desplazamiento longitudinal de la estructura, los pilares son los elementos con mayor deformabilidad. En la dirección transversal, el tablero y los pilares tienen la mayor deformabilidad.

Comportamiento de los cables extradosados

- El tipo de vinculación entre el tablero y los pilares, y la altura de los pilares no afecta significativamente la cantidad de cables extradosados requeridos.
- A medida que aumenta la longitud del vano central del puente se incrementa la cantidad total de cables extradosados. En promedio, el peso de cables requeridos en los puentes con luz central de 200 metros es 104% y 517% mayor que el peso promedio de cables requeridos para los puentes con luces principales de 150 y 100 metros.
- Los valores máximos de variación de tensión en los cables debido a la carga viva ocurren en los puentes con tablero apoyado en los pilares. Estas variaciones son mayores a medida que aumenta la longitud del puente, lo que obedece a un mayor efecto de la carga viva.

- El límite sugerido por Kasuga para diferenciar los puentes extradosados de los atirantados ($\Delta\sigma_L = 5 \text{ kgf/mm}^2$ y $\beta=30\%$.) solo es aplicable a puentes extradosados con dimensiones típicas y tableros unidos monolíticamente a los pilares, o a puentes extradosados con tablero apoyado en los pilares con longitudes de vano central menores a 150 m.
- El problema de fatiga en los cables extradosados construidos en zonas con alta o baja amenaza sísmica estará controlado por la carga viva, o por el viento, y no por las acciones sísmicas.

Comportamiento del tablero

Deflexiones

- Los valores máximos de deflexión en el centro de luz y en los vanos laterales debido a la carga viva son menores en los puentes con vinculación rígida entre el tablero y los pilares.
- En los puentes construidos en zonas de baja sismicidad se observa que independientemente del tipo de vinculación tablero-pilares, el problema de flechas máximas en el vano central estará controlado por la carga viva. En los vanos laterales, la carga viva controla en los puentes con tablero apoyado en los pilares, y la acción sísmica en los puentes con conexión monolítica.
- En los puentes construidos en zonas de amenaza sísmica alta, la carga viva controla el problema de flechas máximas en el vano central de los puentes tablero apoyado en los pilares, mientras que en el vano lateral las flechas por las acciones sísmicas superan las de la carga viva. Cuando el tablero se une rígidamente a los pilares, las flechas debido a la acción sísmica se amplifican en toda la longitud del tablero.

- El efecto de la altura de pilares en la deflexión vertical del tablero por carga viva es prácticamente despreciable, lo que obedece a la rigidez relativamente alta del tablero de los puentes extradadosados con dimensiones típicas.
- El efecto de la altura de los pilares en la deflexión vertical por cargas sísmicas es totalmente despreciable para los puentes con tablero apoyado en los pilares, mientras que en los puentes con tablero conectando monolíticamente a los pilares las flechas aumentan proporcionalmente a medida que aumenta la altura de los pilares.
- El efecto de la longitud del vano central en los desplazamientos verticales debido a las acciones sísmicas consiste en la amplificación de las deflexiones, lo cual responde a la mayor cantidad de masa en la dirección vertical que logra mover la acción sísmica.

Fuerzas internas y esfuerzos en las fibras extremas

- Al analizar los valores máximos de esfuerzos a tracción en las zonas de interés del tablero, se puede concluir que para la zona de baja sismicidad, la combinación que contiene la carga viva gobierna el diseño a flexión de este elemento, independientemente del tipo de vinculación tablero-pilares. Los esfuerzos normales en los puentes con tablero unido monolíticamente a los pilares son menores que los del otro esquema.
- Al analizar los valores máximos de esfuerzos a tracción en las zonas de interés se puede concluir que para la zona de alta sismicidad, la carga viva controla el diseño a flexión en la sección de apoyo sobre pilares y en el vano central solo en los puentes con tablero apoyado. En los puentes con vinculación monolítica tablero-pilares, el diseño a flexión del tablero estará gobernado por la sollicitación sísmica. Los esfuerzos normales en los puentes con tablero unido monolíticamente a los pilares son mayores que los del otro esquema.

- Independientemente del tipo de conexión tablero-pilares, el efecto de la altura de los pilares en los momentos flectores en el tablero debido a cargas permanentes y cargas vivas es despreciable, lo cual obedece a la rigidez relativamente alta del tablero.
- En los puentes con conexión monolítica tablero-pilares, a medida que aumenta la altura de los pilares se presenta un incremento en los momentos sísmicos en el vano central. El efecto de la altura de los pilares en el momento máximo de los vanos laterales es despreciable para los puentes tablero apoyado, y poco significativo en el otro esquema de vinculación.
- Con una esbeltez del tablero de $L/35$, los esfuerzos que tienen lugar debido a la carga viva establecida por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puente son bajos, por lo tanto se podrían emplear tableros de canto constante con mayor esbeltez. Esto podría obedecer al hecho de que para luces mayores a 100 m, la carga de vía y las cargas flotantes establecidas en el código Colombiano están por debajo de otras cargas recomendadas por normativas internacionales con las que se han propuesto de criterios de diseño para puentes extradadosados.

Comportamiento de los pilares

Deflexiones

- Los desplazamientos longitudinales y transversales máximos en los pilares están controlados por los grupos de carga con la acción sísmica, independientemente del tipo de vinculación tablero-pilares o de la amenaza sísmica de la zona en que se construya el puente. Los valores máximos ocurren en los puentes con tablero articulado en los pilares.
- En la zona de amenaza sísmica alta, el orden de los desplazamientos horizontales de los pilares es de $H_p/270$ a $H_p/90$ en los puentes con tablero

apoyado, y de Hp/365 a Hp/120 en los puentes con conexión rígida tablero-pilares, quedando la mayoría de los puentes por fuera del rango admisible, si se piensa en dimensiones máximas de juntas de expansión de 0.20 m a 0.25 m.

- La situación anterior puede ser resuelta aumentando la rigidez de los apoyos sobre los estribos, ya sea utilizando apoyos con elastómeros de alta rigidez, apoyos articulados, muertos materializados con tirantes anclados en el terreno, o pilotes de retención.

Momentos flectores

- En los puentes con tablero articulado en los pilares, los diagramas de momentos flectores presentan un comportamiento lineal, con valores máximos en el extremo inferior que se deben a los grupos de carga que contienen la acción sísmica.

- Por otra parte, los pilares unidos rígidamente al tablero están sometidos a flexión doble, y el momento máximo dependerá de la zona sísmica en la que se construya el puente: en zonas de amenaza sísmica baja se presenta en la parte superior de los pilares y se debe al grupo que contiene la carga viva. En zonas de amenaza sísmica alta ocurre en el extremo inferior de los pilares y se debe al grupo que contiene la acción sísmica.

- Los momentos flectores debidos a los grupos con cargas estáticas disminuyen con la disminución de la rigidez del pilar (o el aumento en altura de estos elementos). Para estas cargas, el esquema con tablero apoyado sobre los pilares presenta magnitudes menores a las de los puentes con pilares unidos rígidamente al tablero.

- En zonas de amenaza sísmica baja los momentos flectores últimos de diseño son mayores en los puentes con vinculación rígida entre el tablero y los pilares. Para ambos tipos de vinculación, con el aumento de la altura de los pilares se tienen disminuciones en el momento flector máximo.

- En zonas de amenaza sísmica alta, los momentos para los puentes con tablero apoyado en los pilares son mayores que para la otra vinculación. En ambos tipos de vinculación, con el aumento de la altura de los pilares ocurren incrementos en el momento flector máximo.
- El efecto de la longitud del vano central del puente es bastante notorio para la zona con amenaza sísmica alta, en la cual los momentos flectores longitudinales en los puentes de luz central 200 metros tienen una magnitud muy superiores a las de puentes con menor luz central.

Fuerzas cortantes

- Independientemente de la zona sísmica en que se construyan los pilares, y del tipo de vinculación existente entre el tablero y los pilares, las fuerzas cortantes máximas se deben a los grupos de carga con carga sísmica.
- A medida que aumenta la altura de los pilares, o lo que es lo mismo, a medida que disminuye la rigidez de esos elementos, las fuerzas cortantes se reducen de manera proporcional.
- En la zona de amenaza sísmica baja los cortantes máximos se presentan en los pilares de los puentes con vinculación rígida entre el tablero y los pilares. En la zona de amenaza sísmica alta se presenta el mismo comportamiento, aunque solo para alturas de pilares mayores a $3/8 \cdot L$, ya que en el caso de pilares cortos el cortante máximo es mayor en los puentes con tablero apoyado en los pilares.
- En la dirección transversal se encontraron magnitudes similares de momentos flectores y cortantes para los dos tipos de vinculación tableros-pilares. Por lo tanto, el tipo de vinculación tablero pilares jugará un papel más crítico en la dirección longitudinal y no en la transversal.

Tipo de conexión favorable en función de la zona sísmica

- Teniendo en cuenta el consumo de los principales materiales, y el comportamiento estructural de los elementos del puente, se puede concluir que en zonas con amenaza sísmica baja, una vinculación monolítica tablero-pilares es más favorable para la estructura. Sin embargo, para las zonas con amenaza sísmica intermedia y alta, a pesar de que las cantidades totales de obra reflejan resultados similares para los dos esquemas de vinculación, parece razonable emplear tableros apoyados sobre los pilares, ya que se logra un mejor comportamiento estructural sísmico del tablero.
- A pesar de lo anterior, debido a que al proyectar un puente entran en juego diversas variables y limitantes del proyecto, solo un estudio riguroso que tenga en cuenta las características propias de la zona, el método constructivo a utilizar, y otras acciones como el viento y la temperatura, y las restricciones mismas que imponga el proyecto, podrá ayudar al ingeniero proyectista a definirse por el tipo de vinculación adecuado entre el tablero y los pilares. Esto último podría explicar la tendencia actual en puentes extradosados, en donde se encontró una fuerte paridad para uniones monolíticas y tablero apoyados sobre los pilares.

❖ Relativas al comportamiento y vulnerabilidad sísmica durante construcción de los puentes extradosados

Comportamiento del tablero

- El análisis durante construcción de los puentes extradosados reveló la necesidad de incrementar el preesfuerzo superior en la zona cercana a los pilares, y el inferior en el vano lateral y el vano central, respecto de un análisis lineal elástico suponiendo que el puente se construye en una sola fase sobre cimbra.

- Luego de cerrar el puente y dejarlo bajo la acción de las cargas permanentes, y del *creep* y *shrinkage* del concreto, la ley de momentos a lo largo del puente cambiará de la siguiente manera: ocurre un ascenso en las zonas aledañas a la conexión con los pilares, y una caída de la ley de momentos en el resto de la estructura, siendo de gran importancia el cambio que ocurre en el vano central.
- El efecto combinado del *creep* y *shrinkage* en el concreto no produce variaciones significativas en la fuerza axial del tablero.

Comportamiento de los cables

- Los efectos del *creep* y *shrinkage* producen pérdida de tensión en los cables anclados en el vano central. Esta pérdida incrementa a medida que los cables se alejan de la torre, y tiene un máximo del 10% de la tensión del cable al final de la construcción.
- Los cables anclados en los vanos laterales también experimentan pérdidas de tensión debido al *creep* y *shrinkage* del concreto. Sin embargo, el orden máximo de pérdida es del 6% respecto del estado de tensión del cable al final de la construcción.
- Al separar los efectos del *creep* y *shrinkage*, se concluye que en los cables del vano lateral la pérdida de tensión se debe en gran parte a la contracción del concreto de tablero, mientras que en los cables anclados en el vano central el mayor aporte de pérdidas se debe a la fluencia del concreto.

Comportamiento de los pilares

- El *creep* y *shrinkage* del concreto del tablero provocan un incremento significativo en el desplazamiento horizontal de los pilares y en el momento flector longitudinal

en la base de los mimos, de modo tal que en el estado del puente en $t=50$ años se tendrá una condición no deseable para el diseño de los pilares.

- Para paliar la situación anterior, se opta por el siguiente procedimiento: antes de fundir la dovela de cierre, por medio de columnas metálicas y gatos hidráulicos, se introduce una fuerza en cada voladizo de modo tal se logre compensar un porcentaje de los desplazamientos debido a los efectos diferidos en el tiempo.

Efecto de la altura de los pilares

- Durante construcción, a medida que aumenta la altura de los pilares se incrementa el momento flector máximo negativo en la zona de apoyo sobre los pilares y el máximo momento positivo en los vanos laterales.

- La modificación de la altura de los pilares no produce cambios significativos en el momento flector en el vano central del puente.

- Para pilares cortos, los efectos del *creep* y *shrinkage* del concreto producen un incremento considerable en los momentos flectores del vano central. Estos efectos se tornan menos importantes en el vano lateral a medida que aumenta la altura de los pilares, pero ganan importancia en el vano central.

- Las pérdidas de tensión en los cables extradados debido al *creep* y *shrinkage* incrementan a medida que aumenta la altura de los pilares.

- A medida que disminuye la altura de los pilares, o lo que es lo mismo, a medida que aumenta la rigidez de estos elementos, los cambios en el momento flector y desplazamientos horizontales como resultado de los efectos diferidos en el tiempo se tornan mas importantes. Por tal razón, la fuerza que debe ser aplicada a través de los gatos para contrarrestar dicho efectos disminuye con el aumento de la altura de los pilares.

Cantidades de obra

- Al comparar las cantidades de obra del tablero para los puentes estudiados contra las cantidades de puentes atirantados y de viga cajón construidos por voladizos sucesivos existentes y de la misma longitud del vano central, se confirma la posición intermedia que ocupan los puentes extradosados frente a las otras dos tipologías estructurales.
- Lo anterior no indica que los costos de construcción los puentes extradosados también ocupen una posición intermedia, ya que a la hora de construir un puente pueden haber varios factores que afecten sensiblemente el costo final de la obra.

Vulnerabilidad sísmica durante construcción

- Las torres y los cables extradosados son los elementos estructurales que presentan mayor vulnerabilidad durante construcción frente a las acciones sísmicas. Debido a que estos dos elementos son importantes dentro del comportamiento estructural en servicio del puente extradosado, se debe prestar especial atención a esta problemática durante la fase de diseño.
- En los pilares, las fuerzas sísmicas (momentos y cortantes) en la dirección transversal presentan la mayor vulnerabilidad durante construcción. El axial y las fuerzas en la dirección longitudinal no resultaron ser críticas.
- En el tablero, la mayor vulnerabilidad sísmica se encontró para la zona de conexión con los pilares. En esta, la vulnerabilidad incrementa a medida que disminuye la rigidez de los pilares, lo que se debe a la mayor atracción de fuerzas sísmicas por parte del tablero. El vano central y los vanos laterales del tablero presentan un menor grado de vulnerabilidad.

- Las etapas de construcción luego de construir la dovela atirantada intermedia, la última dovela atirantada, y la mitad del puente sin construir la dovela de cierre, representan las condiciones más vulnerables del puente. En estas etapas el puente tiene una menor redundancia estructural y un alto porcentaje de la masa total.
- Se determinó que la vulnerabilidad sísmica durante construcción puede ser mayor que para el puente completo, ya que en el primer estado se pueden tener fuerzas sísmicas con probabilidades de excedencia anuales mayores a la probabilidad de excedencia del 0.21% que se adopta para el diseño sísmico del puente completo.
- Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en esta tesis, y los presentados por Wilson y Holmes para puentes atirantados, se puede concluir que las recomendaciones previstas por la IAP-98 y la NCSP-07 pueden ser un buen estimativo para calcular la aceleración sísmica de diseño durante construcción. La recomendación del AASHTO-LRFD puede ser bastante insegura.

4.2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

Luego de realizar esta investigación se han detectado las siguientes líneas de trabajo para aumentar el respaldo científico-técnico de los puentes extradosados:

❖ **Optimización de las dimensiones del tablero y uso de tableros metálicos o secciones mixtas:** En la presente tesis se ha estudiado el comportamiento de puentes extradosados con un canto constante, sin embargo, como se vio en los capítulos 3 y 4, un arranque con sección variable ayudará a disminuir los esfuerzos durante construcción y a las acciones sísmicas en el estado de servicio. Además, el hecho de que la carga de tráfico establecida en el código colombiano para el diseño puentes pueda tener un menor efecto en comparación al de otros camiones de diseño de normativas internacionales –con los cuales se han establecido los criterios de diseño comúnmente usados en los puentes extradosados-, abre la posibilidad de emplear tableros mas esbeltos en el medio colombiano. La pregunta es ¿se debe optimizar el tablero, o, se deben iniciar estudios conjuntos para determinar si el nivel de cargas de tráfico del código colombiano brindan un buen margen de seguridad? Paralelo a esto, la optimización de las dimensiones del tablero se podría lograr desde el punto de vista del peso, al emplear tableros metálicos o secciones mixtas. Esto último obligará a buscar los nuevos condicionantes para determinar los criterios de diseños para puentes extradosados con esos materiales.

❖ **Análisis teniendo en cuenta el viento, análisis aerodinámicos para pilares altos y para los cables:** Aunque el tablero de los puentes extradosados presenta una rigidez relativamente alta a flexión y a torsión, lo cual podría ser seguro desde el punto de vista aerodinámico y no tener problemas de flameo (*flutter*) como en los puentes atirantados y colgantes, los cables extradosados y los pilares esbeltos si podrían estar sometidos a grandes esfuerzos por las acciones aerodinámicas,

llegando a condicionar, o siendo de gran importancia en el diseño de estos elementos.

❖ **Estudio de las condiciones de soporte, interacción suelo-estructura, y sismo no sincrónico en los pilares:** Debido a que la respuesta sísmica de los puentes extradosados está sensiblemente afectada por las condiciones de soporte en los estribos, y del tipo de conexión entre el tablero y los pilares, se recomienda realizar un estudio detallado en donde se empleen diversas configuraciones de soportes, de modo tal que se pueda determinar los tipos de conexiones y soportes que garanticen un buen comportamiento del puente frente a las acciones sísmicas. La hipótesis es que las vinculaciones con tablero apoyado sobre los pilares y estribos brindan un mejor comportamiento estructural, sin embargo pueden llegar a tenerse otras configuraciones ventajosas para la estructura. En el estudio sería propicio analizar el efecto de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica del puente, además de evaluar el efecto de las acciones sísmicas que llegan con retraso a los pilares (sismo no sincrónico) debido al efecto de propagación de onda, el cual puede llegar a ser significativo para el caso de estructuras rígidas.

❖ **Mitigación de la vulnerabilidad sísmica durante la construcción del puente y evaluación de la vulnerabilidad frente a otras acciones:** la construcción de puentes por el método de voladizos hace que para varias etapas durante construcción, estas estructuras sean vulnerables frente a acciones sísmicas que no necesariamente tienen la misma magnitud que el sismo de diseño para el puente completo. Por lo tanto, se deben buscar acciones que mitiguen la vulnerabilidad sísmica de modo tal que la estructura no quede en un alto grado de exposición. Además, resulta conveniente estudiar la vulnerabilidad durante construcción frente a otras acciones como el viento, la rotura de un cable extradosado, o la caída de carro de avance o de un segmento prefabricado. Para los últimos casos, un análisis lineal cronológico podría ser suficiente para

determinar si los factores de amplificación dinámicos recomendados por algunas normativas dejan el puente del lado de la seguridad.

❖ **Construcción de puentes extradosados por el método de empuje:** Los avances en la tecnología de construcción han permitido implementar el método de construcción por empuje a los puentes extradosados, método que otorga una gran ventaja para el caso de puentes de gran anchura. Sería interesante estudiar el comportamiento durante construcción empleando dicho método, determinar la necesidad de usar cables o apoyos temporales, o si esto puede ser suplido con distintas fases de tensado en los cables extradosados. Debido al menor peso de la estructura, al combinar este método con tableros metálicos o secciones mixtas se podrían tener fuertes reducciones en los tiempos de construcción.

BIBLIOGRAFÍA

LIBROS, TESIS, ARTÍCULOS, PONENCIAS, REPORTES, Y NORMATIVAS

AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges* (17th ed.). Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2010). *ASHTO-LRFD Bridge Design Specifications* (Fifth Edition ed.). Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Abdel-Ghaffar, A., & Nazmy, A. S. (1991). 3-D Non-Linear Seismic Behaviour of Cable-Stayed Bridges. *ASCE Journal of Structural* , 117 (11), 3456–3476.

Agrawal, T. (1997). Cable-stayed Bridges - Parametric Study. *Journal of Bridge Engineering* , 2 (2), 61-67.

AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1995). *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (Norma AIS-200-95)*. Bogotá, Colombia: AIS.

Akiyama, T., Nakajima, M., Osawa, K., Nishimura, M., Oishi, N., & Kobayashi, M. (2000). Planning and Construction of SANTANI Bridge. *Kawada Technical Report* , 19, 59-66.

Alarcón, A. (2003). *Estudio teórico-experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono. [Tesis Doctoral]*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

Altunisik, A., Bayraktar, A., Sevim, B., & Adanur, S. (2010). Construction stage analyses of Kömürhan highway bridge using time dependent material properties. *Structural Engineering & Mechanics* , 36 (2), 207–224.

Anónimo. (2004). *Extradosed 교의 설계*. Recuperado el Septiembre de 2009, de (Extradosed Bridge Design with emphasis in Gumga Bridge): <http://www.soktop.co.kr/bemarket/imgs/save/upload/extradosed.pdf>

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Universidad de Los Andes; Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química-Ingeominas. (1996). *Estudio general de amenaza sísmica de Colombia*. Santafé de Bogotá. CO: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Astin, D., Hongbing, X., & Gillarduzzi, A. (2010). Design and Construction of Third Karnaphuli Bridge, Bangladesh. *Proceedings of the Institutions of Civil Engineers* , 163 (3), 161-171.

Ates, S. (2011). Numerical modelling of continuous concrete box girder bridges considering constructions stages. *Applied Mathematical Modelling* , 35, 3809-3820.

Bae, S., & Oguzhan, B. (2008). Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal* , 105 (3), 290-300.

Becze, J., & Barta, J. (2006). Korong Prestressed Extradosed Bridge. *Structural Engineering International* , 16 (1), 28-30.

Benaïm, R. (2008). *The Design of Prestressed Concrete Bridge, Concepts and Principles*. Abingdon: Taylor & Francis.

Benjumea, J. (2008). *Evaluación de las dimensiones de un puente peatonal con atirantamiento inferior. [Tesis de Pregrado]*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

Berry, M., Lehman, D., & Lowes, L. (2008). Lumped-Plasticity Models for Performance Simulation of Bridge Columns. *ACI Structural Journal* , 105 (3), 270-279.

Binns, J. (2005). Extradosed Bridge distinguishes Tollway Project in India. *Civil Engineering Magazine* , 75 (2), 20.

Borvornbhun, V. (2009). The Second Mekong International Bridge, Thailand. *Structural Engineering International* , 1, 67-68.

Canadian Standards Association. (2006). *CAN/CSA-S6-06: Canadian Highway Bridge Design Code*. Mississauga, Ontario: CSA.

Casas, J. R. (1997). Reliability-based Partial Safety Factors in Cantilever Construction of Concrete Bridges. *Journal of Structural Engineering* , 123 (3), 305-312.

CEB-FIP. (1993). *CEB-FIP Model Code 1990*. Lausanne, Switzerland: Thomas Telford Publishing Ltd. London for the Comité.

Chan, C. (2000). *A Decision Model for the Erection of Cable-Stayed Bridges [Undergraduate Thesis]*. Vancouver: The University of British Columbia.

Charlon, P., & Frappart, J. (2008). "Ravine des trois bassins" Bridge in La Reunion Island, A successful application of extradosed prestressing. . En J. Walraven, & D.

Stoelhorst, *Tailor Made Concrete Structures, New Solutions for our Society* (págs. 271-272). Leiden: CRC Press/Balkema.

Chio, G. (2000). *Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradadosado. [Tesis Doctoral]*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

Chio, G., & Aparicio, A. (2002). El puente con pretensado extradadosado, un nuevo tipo estructural. *UIS Ingenierías* , 1 (1), 67-73.

Cluley, N. C., & Shepherd, R. (1996). Analysis of concrete Cable-Stayed bridges for creep, shrinkage and relaxation effects. *Computers & Structures* , 58 (2), 337-350.

Combault, J., Duviard, M., Thivans, P., Thibonnet, J., Guichard, M., Lecroq, P., y otros. (1988). Pont sur la Charente à Cognac. *Travaux* , 636, 31-37.

CSI, Computers & Structures Inc. (2010). *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE®*. Berkeley, California, USA: Computers and Structures, Inc.

Dos Santos, D. (2006). *Comportamento Estrutural de Pontes com Pretensão no Extradorso. [Tesis de Mestrado]*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Drinkwater, L. (2007). *Analysis of the Sunniberg Bridge*. Recuperado el Octubre de 2009, de Department of Architecture, University of Bath: http://www.bath.ac.uk/ace/uploads/StudentProjects/Bridgeconference2007/conference/mainpage/Drinkwater_Sunniberg.pdf.

Duque Oliart, I. (1986). *Análisis No Lineal Geométrico de Puentes Atirantados de Hormigón y su aplicación al estudio de la influencia que diversos parámetros ejercen sobre su configuración geométrica y tensional*. [Tesis Doctoral]. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

England, J., Agarwal, J., & Blockley, D. (2008). The vulnerability of structures to unforeseen events. *Computers and Structures* , 86 (10), 1042-1051.

Fang. (2004). Wuhu Double-Deck Cable-Stayed Bridge. *Structural Engineering International* , 14 (1), 32-33.

Fergestad, S., & Rambjør, S. (1999). Raftsundet Bridge in Lofoten, Norway. *Structural Engineering International* , 9 (2), 96-99.

Fernandez, C. (1961). *Puentes de Hormigón Armado Pretensado I*. Madrid: Dossat S.A.

Fernández, L. (1999). *Tierra sobre el agua*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

FIB. (2005). *Acceptance of Stay Cable Systems Using Prestressing Steels*. Commission 9 - Reinforcing and Prestressing Materials and Systems. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib).

Fleming, J. (1979). Nonlinear static analysis of cable-stayed bridges. *Computers & Structures* , 10 (4), 621-635.

Gee, A. (1991). Concrete Fin-back Bridge in USA. *Proceedings of the Institutions of Civil Engineers* , 90 (1), 91-122.

- Gimsing, N. (1997). *Cable Supported Bridges: Concept and Design*. New York, N.J. Gimsing. In: *Cable Supported Bridges, Concept and Design*, Wiley, Chichester (1983).: JohnWiley and Sons Inc.
- Gohler, B., & Pearson, P. (2000). *Incrementally Launched Bridges Design and Constuction*. Berlín: Ernst & Sohn.
- Grabow, M. J. (2004). *Constructions Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges.[Undergraduate Thesis]*. Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg (TUHH).
- Griezic, A., Scollard, C., & Bergman, D. (2006). Design of the Canada line Extradosed Transit Bridge. *7th International Conference on Short and Medium Span Bridges*. Montreal, Canadá: Canadian Society for Civil Engineering (CSCE).
- Grisson, A., & Tonello, J. (1997). A43: Pont de Saint-Rémy-de-Maurienne - Un parti original: la précontrainte extradossée. *Travaux* , 16-20.
- Hino, S. (2005). The Great Himiyume Bridge, Highway entrance to Nagasaki: The world first extradosed bridge using corrugated steel plate webs. *Civil Engineering, JSCE* , 42.
- Hunyadi, M. (2009). *Flutter analysis of an extradosed bridge in Hungary*. Recuperado el Mayo de 2010, de 5 European & African Conference on Wind Engineering: <http://www.iawe.org/Proceedings/5EACWE/151.pdf>
- Ishii, M. (2006). *Sistemas Estruturais de Pontes Extradorso. [Tesis de Mestrado]*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Kasuga, A. (2002). Construction of Extradosed Bridges in Japan. *Seminar on Design and Construction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges*. Kuala Lumpur, Malaysia: Japan International Cooperation Agency & The Road Engineering of Malaysia.

Kasuga, A. (2006). Extradosed Bridges in Japan. *Structural Concrete* , 7 (3), 91-103.

Kawada Construction Co.,Ltd . (s.f.). *Gotogawa Bridge*. Recuperado el Agosto de 2009, de http://www.kawadaken.co.jp/jigyo/seko_jisseki.html

Kikuchi, M., & Tabata, T. (1998). Prestressed Concrete in Japan, Extradosed Prestressed Concrete Bridge – Kanizawa Bridge. *Proceedings of XIII FIP Congress - National Report* (págs. 147-150). Amsterdam, Holland: FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte).

Kim, W., Joo, B., Kim, B., & Choi, M. (2005). 국내산산의 엑*트로도* 교중** (Introduction of the First Extradosed Bridge in Korea). *기술기사 토목분야 (Civil Engineering)* , 53 (11), 156-162.

Kniga, A., Kolyushev, I., Kountsevich, A., Maslov, D., Pashkovsky, M., & Slivker, V. (2003). *Experience of analysis of bridge structures*. Recuperado el Octubre de 2009, de CMM-2003 – Computer Methods in Mechanics: www.scadgroup.com/download/078P.pdf

Komiya, M. (1995). エクストラドーズドPC道路橋の設計に関する一考察 (Study for the Design of Extradosed PC Highway Bridges). *Journal of Construction Management and Engineering* , 516 (VI-27), 27-39.

LaViolette, M., Wipf, T., Lee, Y.-S., Bigelow, J., & Phares, B. (December de 2007). *Bridge Construction Practices using Incremental Launching*. Recuperado el Febrero de 2010, de Transportation Research Board (TRB): <http://144.171.11.40/cmsfeed/TRBNetProjectDisplay.asp?ProjectID=1244>

Lee, S., Park, J., & Kim, Y. (2011). Wind risk assessment for long-span bridges under construction. *13th International Conference on Wind Engineering (ICWE13)*. Amsterdam: Dutch-Flemish Wind Engineering Association.

Livesey, F. M., & Larose, G. L. (1996). The Pont de Normandie during construction, aeroelastic modelling of behaviour. *Journal of Wind Engineering and Industrial aerodynamics* , 65 (1-3), 203-215.

Llombart, J., & Revoltós, J. (2005). Puente sobre el Río Deba. *Revista de Obras Públicas* , 3491, 71-74.

López, E., & Vanegas, S. (2009). *Sistemas Constructivos en Puentes con Pretensado Extradadoso, Estado del Arte. [Tesis de Pregrado]*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

Lucko, G., & De La Garza, J. M. (2003). Constructability Considerations for Balanced Cantilever Construction. *Practice Periodical on Structural Design and Construction* , 8 (1), 47-56.

Maeda, Y., Iijima, M., Hosaka, K., & Kasuga, A. (2005). The Extradosed Cable anchorage and ultimate behavior for extradosed bridge with corrugated steel webs. *Doboku Gakkai Ronbunshu: Proceedings of JSCE* , 794, 227-238.

Malm, R., & Sundquist, H. (2010). Time-dependent analyses of segmentally constructed balanced cantilever bridges. *Engineering Structures* , 32 (4), 1038-1045.

Mathivat, J. (1980). *Construccion de puentes de hormigon pretensado por voladizos sucesivos*. Barcelona: Editores Tecnicos Asociados, S.A.

Mathivat, J. (1988). Recent developments in prestressed concrete bridges. *FIP Notes* , 2, 15-21.

Mátyáßy, L. (2010). Construction of the Tisza-Bridge spanning the river on the motor road M43. *Concrete Structures, Journal of the Hungarian Group of FIB* , 11, 29-31.

Meiss, U. (2007). *Anwendung von Strukturoptimierungsmethoden auf den Entwurf mehrfeldriger Schrägseilbrücken und Extradosed Bridges (Application of structural optimization methods to the design of multispan cable-stayed bridges and Extradosed bridges)*. [Dissertation]. Stuttgart: University of Stuttgart.

Menn, C. (1991). An approach to bridge design. *Engineering Structures* , 13 (2), 106-112.

Mermigas, K. (2008). *Behaviour and Design of Extradosed Bridges*. [MSc Thesis]. Toronto: University of Toronto.

Ministerio de Fomento. (1998). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)*. Madrid: Ministerio de Fomento.

Ministerio de Fomento. (2007). *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)*. Madrid: Ministerio de Fomento.

Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. (1995). *Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*. Madrid, España: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica.

Mutsuyoshi, H., & Minh, H. (2008). Prestressed concrete bridges in Japan: Technological advancements and future prospects. *The 3rd ACF International Conference-ACF/VCA*, (págs. 1261-1268). Ho Chi Minh City, Vietnam.

Nakamura, S., Momiyama, Y., Hosaka, T., & Homma, K. (2002). New technologies of steel/concrete composite bridges. *Journal of Constructional Steel Research* , 58 (1), 99-130.

Nicolucci, L. (2004). *Analisi Sismica di Due Ponti Strallati Attraverso Modelli agli Elementi Finiti [Tesi di Laurea]*. L'Aquila: Università Degli Studi Dell'Aquila.

Niihara, Y., Tetsuya, K., Yamanobe, S., & Hishiki. (2001). PCエクストラードス橋の減衰特性に関する考察 (Study on Damping Characteristics of Extradosed Bridges). *Journal of structural Engineering - A* , 47A (2), 489-500.

Ogawa, A., & Kasuga, A. (1998). Extradosed Bridges in Japan. *FIP Notes* , 2, 11-15.

Ogawa, A., Kasuga, A., & Okamoto, H. (1998a). Prestressed Concrete Extradosed Bridge – Odawara Blueway Bridge. En FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) (Ed.), *Prestressed Concrete in Japan, Proceedings of XIII FIP Congress - National Report*, (págs. 47-50). Amsterdam, Holland.

Ogawa, A., Matsuda, T., & Kasuga, A. (1998b). The Tsukuhara Extradosed Bridge near Kobe. *Structural Engineering International* , 8 (3), 172-173.

Oshimi, H., Nobuyuki, S., Kashiwamura, T., & Ichiro, O. (2002). Design and Construction of the Japan-Palau Friendship Bridge. *Proceedings of the 1st fib Congress: Concrete Structures for the 21st Century*, (págs. 167-176.). Osaka, Japan: fib (Fédération Internationale du Béton).

Otsuka, H., Wakasa, T., Ogata, J., Yabuki, W., & Takemura, D. (2002). Comparison of structural characteristics for different types of cable-supported prestressed concrete bridges. *Structural Concrete* , 3 (1), 3-21.

Ouchi, M., Nakamura, S., Osterberg, T., & Lwin, M. (2006). *Applications of self-compacting concrete in Japan, Europe and The United States*. Recuperado el Octubre de 2009, de <http://www.fhwa.dot.gov/BRIDGE/scc.htm>

Pereira, A., & Reis, A. (1994). Soccoridos Bridge: A Cable-Panel Stayed Concept. *International conference A.I.P.C.-F.I.P.: Ponts suspendus et à haubans: cable-stayed and suspension bridges*, (págs. 343-350). Deauville, France.

Pérez, A., Corres Peiretti, H., Pirano, F., Mimi, F., & Mensik, A. (2008). España y los eurocódigos: la necesidad de converger. En A. C.-T. Estructural (Ed.), *Resúmenes del IV Congreso de Asociación científico-técnica del hormigón estructural (ACHE)*. Valencia, España.

Piotrowoski, T., & Fox, J. (2006). The Quinnipiac / Pearl Harbor Memorial bridge: aesthetic opportunities for extradosed bridges. En K. Mahmoud (Ed.), *Proceedings of the 5th International Cable-Supported Bridge Operators' Conference, & LRFD Workshop*. New York City.

Priestley, M. J., & Park, R. (1987). Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading. *ACI Structural Journal* , 84 (1), 61-76.

Priestley, M. J., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley & Sons, Inc.

Rosignoli, M., & Rosignoli, C. (2007). *Incremental Launching of Bridges in Europe*. Recuperado el Septiembre de 2009, de http://www.hntb.com/sites/default/files/issues/Incremental%20Bridge%20Launching_TechPaper.pdf

Rossiter, J. (2008). A Critical Analysis of the Ganter Bridge, Switzerland (1980). *Proceedings of the Annual Bridge Engineering 2 Conference* (págs. 81-90). Bath, United Kingdom: Department of Architecture and Civil Engineering of the University of Bath.

Rotolone, P. (s.f.). *Transport and Main Roads*. Recuperado el Junio de 2011, de Queensland Government: <http://www.tmr.qld.gov.au/~media/8ccac088-b012-4ea5-98d8-258e4563bf10/gbmaasc%201003%20qld%20roads.pdf>

Ruiz-Terán, A. (2005). *Puentes Atirantados no Convencionales, Comportamiento estructural y Criterios de Diseño. [Tesis Doctoral]*. Santander: Universidad de Cantabria.

Ruiz-Terán, A., & Aparicio, A. (2007). Parameters governing the response of under-deck cable-stayed bridges. *Canadian Journal of Civil Engineering* , 34 (8), 1016-1024.

Sauvageot, G. (2000). Segmental Concrete Bridges. En C. Wai-Fah, & D. Lian, *Bridge Engineering Handbook*. Boca Ratón: CRC Press.

SETRA. (2001). *Haubans - Recommendations de la commission interministérielle de la précontrainte*. París: Service d'études techniques des routes et autoroutes.

SETRA. (2007). *Prestressed Concrete Bridges Build using the Cantilever Method*. París.

Sobrinho, J. (2009). Puentes Atirantados y Extradosados. *III Simposio Internacional sobre diseño y construcción de Puentes*. Bucaramanga: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander.

Somja, H., & De Ville de Goyet, V. (2008). A new strategy for the analysis of erection stages including an efficient method for creep analysis. *Engineering Structures* , 30 (10), 2871-2883.

Strasky, J. (2003). The power of Prestressing. *Structural Concrete* , 4 (1), 25-43.

Suárez Rodriguez, M. (2011). *Análisis del Comportamiento ddurante Construcción de Puentes Extradosados*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santader.

Subramanian, N. (2009). Discussion of the paper "Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns". *ACI Structural Journal* , Disc. 105-S28, 233.

Tamai, S., Tanaka, T., Suzuki, T., & Sakamoto, T. (2008). Design and construction of Longest span SHINKANSEN Bridge -Tohoku SHINKANSEN SANNAI-MATUYAMMA Bridge-. *Concrete Journal* , 46 (7), 31-37.

Tomita, M., Tei, K., & Takashi, S. (1999). Shin-Karato Bridge in Kobe. *Structural Engineering International* , 9 (2), 109-110.

Torneri, P. (2002). *Comportamento Estrutural de Pontes Estaiadas, Comparação de Alternativas. [Tesis de Mestrado]*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Torroja, E. (1927). Acueducto-sifón sobre el río Guadalete. *Revista de Obras Públicas* , 2477, 193-195.

Trimbath, K. (2006). Bridges: Hybrid Extradosed Bridge under Way in British Columbia. *Civil Engineering Magazine* , 28-30.

Tsukamoto, A., Okagawa, H., Yoshino, S., & Konishi, Y. (2002). Construction of an Extradosed Bridge by Incremental Launching Method. *Proceedings of the 1st fib Congress: Concrete Structures for the 21st Century, Session 2*, págs. pp. 517-578. Osaka, Japan.

Umezu, K., Sakai, I., Fujita, M., Arai, H., & Yamazaki, J. (2005). Study on Structural characteristic of Prestressed concrete girder bridges with external tendons of large eccentricity (En Japonés). *Proceedings of Japan Society of Civil Engineers* , 788, 139-158.

Virlogeux, M. (1999). Recent evolution of cable-stayed bridges. *Engineering Structures* , 21 (8), 737–755.

Wang, P.-H., Tang, T.-Y., & Zheng, H.-N. (2004). Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods. *Computers & Structures* , 82 (4-5), 329-346.

Wen-Chen, J., & Si-Hui, L. (s.f.). *The monitoring of an extra-dosed bridge, the Rationale and Design*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Department of Civil engineering in National Chiao Tung university: http://www.cv.nctu.edu.tw/~wwwadm/chinese/teacher/paper_teacher19/The%20monitoring%20of%20an%20extra-dosed%20bridge,%20the%20Rationale%20and%20Design.pdf

Wilson, J. C., & Holmes, K. (2007). Seismic Vulnerability and Mitigation during Construction of Cable-Stayed Bridges. *Journal of Bridge Engineering* , 12 (3), 364-372.

Yoshioka, T. (2005). The latest technologies of prestressed concrete bridges in Japan. *The JSCE (Japan Society of Civil Engineers) - VIFCEA (Vietnam Federation of Civil Engineering Associations) Joint Seminar on Concrete Engineering*, (págs. 72-86). Ho Chi Minh City, Vietnam.

Yuyama, K., & Watanabe, J. (1998). Innovative New Type of Cable Stayed Bridge – Yashiro Bridges of Hokuriku Shinkansen. En F. (. Précontrainte) (Ed.), *Prestressed Concrete in Japan, Proceedings of XIII FIP Congress - National Report*, (págs. 99-102). Amsterdam, Holland.

PÁGINAS WEB

ABES. (s.f.). *Advanced Bridge Engineering Systems*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Portfolio: Smuuli Bridge: <http://www.abes.at/eng/portfolio/bridges/smuuli.htm>

Andrejj. (2007). *Puh Bridge*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatial Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=104728>

Anónimo. (2009). Recuperado el Febrero de 2010, de Daylife: www.daylife.com/photo/0ajD1SzbXHaLs

Anónimo. (s.f.). *Bridge Scape*. Recuperado el Septiembre de 2009, de <http://blog.naver.com/PostView.nhn?blogId=bi1he2s3&logNo=110048285744>

Anónimo. (2007). The Stay Cable Multitube Saddle: A technology with a multitude of benefits. *Soils & Structures, The Freyssinet Magazine* (226), 35.

Anónimo. (s.f.). *Wuhu Changjiang Bridge*. Recuperado el Mayo de 2010, de Yangtze River Photo Gallery – Bridges Over Yangtze River: <http://www.easytourchina.com/yangtze-gallery/bridges4.htm>

Asia Kyodo-Sekkei Consultant Co., Ltd. (2007). *The Project for Construction of Naluchi Bridge, Muzaffarabad*. Recuperado el Octubre de 2009, de Consulting Engineers, Asia Kyodo-Sekkei Consultant Co., Ltd.: <http://www.aec-inc.jp/index-4-02E.htm>

Bernd, N. (s.f.). *Dischingers Brücke in Strömsund*. Recuperado el Diciembre de 2010, de Schrägseilbrücken: http://www.bernd-nebel.de/bruecken/index.html?/bruecken/6_technik/schraeg/schraeg.html

Bourret, P. (2006). *Normandy Bridge*. Recuperado el Febrero de 2010, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=67650>

CCL Korea Co. (s.f.). *Kack-Hwa First Bridge, Gwangju City, South Korea*. Recuperado el Agosto de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=41507>

ConDOT. (2010). *I-95 New Haven Harbor Crossing Corridor Improvement Program*. Recuperado el Marzo de 2010, de Connecticut Department of Transportation: http://www.i95newhaven.com/pdfs/features_home/qbridgenews_1.pdf

CTI Engineering Co., Ltd. (s.f.). *Extra-dosed Bridges Designs [Miyakodagawa Bridge]*. Recuperado el Octubre de 2009, de CTI Engineering Co., Ltd.: <http://www.ctie.co.jp/english/service/projects/03/project04.html>

Da Silva, I. M. (2005). *Brazil-Peru Integration Bridge - segmental construction*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatíal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=50670>

Daylife. (2009). Recuperado el 10 de 5 de 2010, de Daylife: www.daylife.com/photo/0ajD1SzbxHaLs

Dienvidu Tilts. (s.f.). *Southern Bridge: Photogallery*. Recuperado el Enero de 2010, de Dienvidu Tilts: http://www.dienvidutilts.lv/index.php?lang_id=2&menu_id=64

DSI. (2009). *Matakina Bridge, another extradosed bridge in Japan*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Dywidag-Systems International: <http://www.dywidag-systems.com/references/details/article/matakina-bridge-japan.html>

DSI. (s.f.). *Stay Cable Systems, References, Extradosed Bridges*. Recuperado el Octubre de 2009, de Dywidag-Systems International: <http://www.dywidag-systems.com/products/stay-cable-systems/references/extradosed-bridges.html>

DSI. (2007). *Tobiuo Bridge*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Dywidag-Systems International: <http://www.dsigroundsupport.com/references/details/article/tobiuo-bridge-japan.html>

EIPSA. (s.f.). *Estructura atirantada en el embalse Francisco Abellán*. Recuperado el Agosto de 2009, de EIPSA: http://www.eipsa.net/es/ficha_proyecto.asp?id_proyecto=17

Eipsa. (s.f.). *Viaducto de Teror (Gran Canaria)*. Recuperado el Octubre de 2009, de Eipsa: http://www.eipsa.net/es/proyectos.aspid_tipo=23

Feldman, D. (2008). *Golden Ears Bridge, Vancouver*. Recuperado el Diciembre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=155421>

Freyssinet Polska Sp.z o.o. (s.f.). *Czerniakowski Bridge*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=31241>

Freyssinet. (2007). *Soils & Structures: The Freyssinet Group Magazine*. Recuperado el Octubre de 2009, de Reinforced Earth, Expertise in industrial applications: [http://www.freyssinet.com/___C1256A6F0051F82D.nsf/0/EFE778AA56537F06C125736900456DDC/\\$FILE/solsstru-225-en.pdf](http://www.freyssinet.com/___C1256A6F0051F82D.nsf/0/EFE778AA56537F06C125736900456DDC/$FILE/solsstru-225-en.pdf)

Freyssinet. (2007). The Stay Cable Multitube Saddle: A technology with a multitude of benefits. *Soils & Structures, The Freyssinet Magazine* (226), 35.

GRID Ltda. (s.f.). *Socorridos Bridge*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=15736>

Gridnev, A. (2009). *The South bridge project, Riga, Latvia*. Recuperado el Febrero de 2010, de XXVII Internacional Baltic Road Conference: http://www.balticroads.org/conference27/papers/27BRC_B2_Gridnevs.pdf

Hirabe, T. (1999). *VSL News, Issue 2*. Recuperado el Octubre de 2009, de VSL News Archive: http://www.vsl.net/Portals/0/vsl_news/NEWS_1999_2.pdf

IBT. (s.f.). *Second Vivekananda Bridge, Kolkata India*. Recuperado el Octubre de 2009, de International Bridge Technologies: <http://www.ibtengineers.com/PROJECTS/Vivekananda/Vivekananda1.html>

Incorporated Administrative Agency Japan Water Agency. (s.f.). *Tokuyama Dam - Incorporated Administrative Agency Japan Water Agency*. Recuperado el abril de 2009, de Tokutama Dam - Ishimaru: <http://www.water.go.jp/chubu/tokuyama/>

Inge Kanakaris-Wirtl. (2008). *Smuuli Bridge*. Recuperado el Octubre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=115868>

ITN-Source. (2008). *Ethiopia: Inauguration of new 303-metre Abay Bridge across Blue Nile linking Sudan to Ethiopia, easing transport and boosting trade between two countries*. Recuperado el Diciembre de 2009, de ****: <http://www.itnsource.com/shotlist/RTV/2008/09/12/RTV3074908/?v=0&a=1>

Jacques, M. (2004). *Pierrelatte Bridge*. Recuperado el Marzo de 2010, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=32222>

Janberg, N. (s.f.). *Extradosed Bridges*. Recuperado el Mayo de 2010, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/structures/stype/index.cfm?ID=1072>

JICA. (2009). *The Middle East*. Recuperado el Febrero de 2010, de Japan International Cooperation Agency: <http://www.jica.go.jp/english/publications/reports/annual/2009/pdf/15.pdf>

Jones, A. (2002). *Koror-Babeldaob Bridge*. Recuperado el Diciembre de 2009, de Koror, Palau: <http://www.onhiatus.com/journal2/journal.cgi/20020707.html>

JSCE. (s.f.). *Hozu Bridge*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Japan Society of Civil Engineers: http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_hodu.jpg

JSCE. (s.f.). *Second Mandaue-Mactan Bridge*. Recuperado el Febrero de 2010, de Japan Society of Civil Engineers: http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_makutan.jpg

JSCE. (s.f.). *Shikari Bridge*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Japan Society of Civil Engineers: http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_shikari.jpg

JSCE. (s.f.). *Tokunoyamahattoku Bridge*. Recuperado el Octubre de 2009, de Japanese Society of Civil Engineers: http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Tokunoyamahattoku_Bridge

JSCE. (s.f.). *Tokunoyamahattoku Bridge*. Recuperado el Octubre de 2009, de Japanese Society of Civil Engineers: http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Tokunoyamahattoku_Bridge

Junta de Andalucía. (s.f.). *Consejería de Obras Públicas y Transportes*. Recuperado el Agosto de 2010, de Acueducto de Tempul: Perspectiva general: <http://www.opandalucia.es/index.php?form=71&accion=14®istroId=1860&userId=25&groupid=0>

Kappa Club. (2008). *Himi Yume Bridge - Civil Society Award Tanaka*. Recuperado el Febrero de 2010, de <http://tabikappa.blog55.fc2.com/blog-entry-744.html>

LAP. (2008). *Gumgang Brücke No. 1* . Recuperado el Octubre de 2009, de Leonhardt, Andrä und Partner: http://www.lap-consult.com/projekt.php?sp=00306&kat=_0331

Lesur, V. (2008). *Viaduc de la ravine des Trois-Bassins*. Recuperado el Octubre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, International Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=107351>

Llombart, J. (2005). *Deba River Bridge*. Recuperado el Agosto de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, International Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=50811>

Mageba s.a. (s.f.). *Domovinski Bridge, Zagreb*. Recuperado el Agosto de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, International Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=95386>

MnDOT. (2010). *I-95 St. Croix River Crossing Project, Updated Schedule*. Recuperado el Marzo de 2010, de Minnesota Department of Transportation: I-95 St. Croix River Crossing Project: <http://www.dot.state.mn.us/metro/projects/stcroix/pdfs/schedule2-18-10.pdf>

MnDOT. (s.f.). *St Croix River Crossing Project*. Recuperado el Octubre de 2009, de Minnesota Department of Transportation Construction Project: <http://www.dot.state.mn.us/metro/projects/stcroix/index.html>

Mori, S. (s.f.). *Arakogawa*. Recuperado el Agosto de 2009, de Panoramio: <http://www.panoramio.com/photo/2670538>

Mossot, J. (2005). *A43 - Pont de Saint-Rémy-de-Maurienne*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=46121>

OVM. (s.f.). *Beijin Yudao River Bridge, China* . Recuperado el Octubre de 2009, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=304&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *Caobai River Bridge China* . Recuperado el Octubre de 2009, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=301&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *Cho Rak Bridge, South Korea* . Recuperado el Mayo de 2010, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=306&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *Hemaxi Bridge, China* . Recuperado el Octubre de 2009, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=299&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *Jinglan Bridge, China* . Recuperado el Octubre de 2009, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=309&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *Karnaphuli Bridge*. Recuperado el Febrero de 2010, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=310&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *Lishi Bridge*. Recuperado el Octubre de 2009, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=308&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *Lusong Bridge*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=302&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *OVM Stay Cable System*. Recuperado el Octubre de 2009, de www.fetech.net/Catalog%20OVM/OVM%20STAY%20CABLE%20SYSTEM.pdf

OVM. (s.f.). *Shangyu Cao River Bridge, China*. Recuperado el Octubre de 2009, de Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd.: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=303&eetypeld=3&SearchValue=>

OVM. (s.f.). *Zhanbei Bridge*. Recuperado el Diciembre de 2009, de ***: <http://www.ovm.cn/ovmweb-e/EECenter/InfoView.aspx?infold=297&eetypeld=3&SearchValue=>

Pao-Hsii, W., Tzu-Yang, T., & Hou-Nong, Z. (2004). Analysis of Cable-stayed bridges during construction by cantilever methods. *Computers and Structures*, 82 (*xxx*), 329-346.

PEDELTA. (2010). *PDELTA*. Recuperado el Marzo de 2011, de Puentes Trillizos, La Paz (Bolivia): <http://www.pedelta.es/es/Proyectos/Puentes/Carretera/trillizos>

Ruíz-Terán, A. (2008). *Sunniberg Bridge*. Recuperado el Agosto de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=130322>

SIKA. (2009). *Radès-La Goulette Bridge – Construction Project, Tunisia*. Recuperado el Enero de 2010, de http://www.sika.com/content/dam/Corporate/01General/PUB_Documents/saw_Nov_2009_pond_de_Rades_Tunisia.pdf

SK Engineering & Construction. (s.f.). *Gum-Ga Grand Bridge, South Korea*. Recuperado el Agosto de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=4938>

SK Engineering & Construction. (s.f.). *Pyung-Yeo 2 Bridge*. Recuperado el Octubre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=5533>

Sumitomo Electric. (2008). *Newsletter "SEI NEWS" Vol.369, Multi-Strand Epoxy-Coated Cables and Other Equipment Delivered to West Japan Railway Company for an Elevated Railway Bridge in Hirano Ward, Osaka Prefecture*. Recuperado el Agosto de 2009, de Newsletter "SEI NEWS" 2008: <http://global-sei.com/sn/2008/369/3.html>

Sumitomo Mitsui Construction CO., L. (2009). *Works*. Recuperado el Marzo de 2010, de <http://www.smcon.co.jp/english/works/bridge.html>

Sumitomo Steel Wire Co. (2008). *Tower Saddles Delivered for the First Time to the Sannai Maruyama Overbridge of the Tohoku Shinkansen Super-Express Line*. Recuperado el Octubre de 2009, de Newsletter "SEI NEWS" Vol.372: ***

Tawashi. (2007). *OmiOdori bridge02*. Recuperado el Octubre de 2009, de Wikimedia Commons:

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:OmiOdori_bridge02.jpg

Tawashi. (2006). *Twinkle Kisogawa bridge*. Recuperado el Octubre de 2009, de Wikimedia Commons:

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Twinkle_Kisogawa_bridge02.jpg

TDV Consulting Group. (2002). *Dou Shan Viaduct Taiwán*. Recuperado el Octubre de 2009, de TDV Consulting: <http://www.tdv-consulting.at/pdf/rm/rmeex9.pdf>

TILTS, Ltd. (s.f.). *South bridge construction*. Recuperado el Enero de 2010, de TILTS Civil Engineering: <http://www.tilts.lv/?l=en&p=object&n=0029b>

Veegh, M. (s.f.). *Caguanas River Bridge under construction 1989-91*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=114443>

VSL. (2000). *Completion of the Pakse Bridge – Laos VSL*. Recuperado el Septiembre de 2009, de VSL International Ltd.: www.vsl.com/References/jobreport.php?getfile=JR0061.pdf

VSL. (2006). *Completion of the Pakse Bridge – Laos VSL*. Recuperado el Septiembre de 2009, de VSL International Ltd.: www.vsl.com/References/jobreport.php?getfile=JR0061.pdf

VSL. (2009). *North Arm Fraser River Crossing*. Recuperado el Noviembre de 2009, de VSL, Applications & Case Studies: <http://www.vsl.net/tabid/181/contentid/563/Default.aspx>

Weeks III, J. (2009). *New Saint Croix River Crossing, Proposed MN-36/WI-64 Saint Croix River Crossing, Stillwater, MN*. Recuperado el Octubre de 2009, de John A. Weeks III, Road Geek Pages And Bridge Photography: <http://www.johnweeks.com/bridges/pages/b23.html>

Wiecom. (s.f.). *Bridge Design*. Recuperado el Septiembre de 2009, de Wiecom, Civil & Structural Consulting Engineers: <http://www.wiecon.com.tw/bridge.htm>

Wiecom. (s.f.). *Project Reference Catalogue, Bridge Services*. Recuperado el Agosto de 2009, de Wiecom Civil & Structural Consulting Engineers: http://www.wiecon.com.tw/pdf/02_Cable-Stay-Suspension-Extradosed-Bridges_I.pdf

Yeneakal, T. (2008). *Ethiopia - Modern link over ancient river*. Recuperado el Febrero de 2010, de Nazret.com: <http://nazret.com/blog/index.php?m=200809>

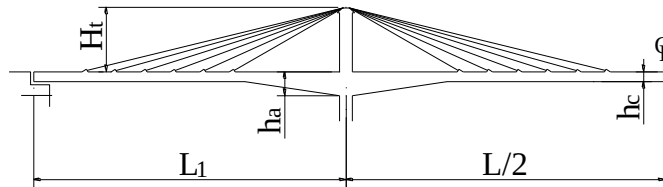
Yoshida, T. (2005). *Padma Bridge*. Recuperado el Octubre de 2009, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=71209>

Zengerling, H. (2001). *Ganter Bridge*. Recuperado el Abril de 2010, de Nicolas Janberg's Structurae, Internatinal Database and Gallery of Structures: <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=49631>

ANEXO A – PUENTES EXTRADOSADOS EXISTENTES, EN CONSTRUCCIÓN Y EN FASE DE PROYECTO ESTUDIADOS

En este anexo se presentan las principales características de los puentes extradosados estudiados (país y año de terminación⁵, configuración longitudinal de los vanos, longitud del vano principal⁶, esbeltez del tablero, altura de la torre, longitud del vano lateral, y tipo de vinculación existente entre el tablero y los pilares⁷) de acuerdo a la nomenclatura de la Figura A1.1. Se anexan además las referencias bibliográficas principales de cada uno de los puentes.

Figura A1.1 Nomenclatura de las dimensiones principales para los puentes extradosados estudiados.



Fuente: El autor.

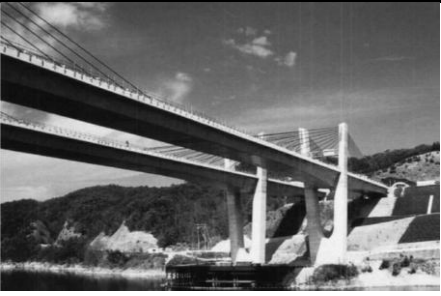
⁵ (E.C.) En construcción; (F.P.) En fase de proyecto; (-) Sin dato.

⁶ Para los puentes de 2 vanos se ha hecho una analogía con los de tres vanos, asumiendo la luz principal como el 80% de la suma de la longitud de los dos vanos, con el fin de poder establecer las comparaciones paramétricas realizadas en el numeral 1.5.3.

⁷ (■) Tablero embebido en los pilares; (▲) Tablero apoyado sobre los pilares.

Tabla A1.1 Puentes extradosados estudiados puentes extradosados estudiados.

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
1- Odawara Blueway <i>Japón (1994)</i> <i>73.3+122.3+73.3 m</i> ■ <i>Concreto</i>	122.3	34.9 55.5 1.59	11.40	0.60	 (Virlogeux, 1999) (Ogawa, Kasuga, & Okamoto, 1998a) (Kasuga A. , 2006)
2- Saint Rémy de Maurienne <i>Francia (1996)</i> <i>52.4+48.5 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	80.8	36.7 36.7 1.00	13.69	0.60	 (Mossot, 2005) (Grisson & Tonello, 1997)
3- Yashiro Norte <i>Japón (1996)</i> <i>55 + 90 + 55 m</i> ■ <i>Concreto</i>	90	36.0 36.0 1.00	9.00		 (Yuyama & Watanabe, 1998) (Yuyama & Watanabe, 1998)
4- Yashiro Sur <i>Japón (1996)</i> <i>65 + 105 + 105 + 65 m</i> ■ <i>Concreto</i>	105	42.0 42.0 1.00	8.75	0.62	(Yuyama & Watanabe, 1998)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal (Tablero – Pilar)		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
5- Tsukuhara <i>Japón (1997)</i> <i>65.4 + 180 + 76.4 m</i> ■ <i>Concreto</i>	180	32.7 60.0 1.83	11.25	0.42	 (Ogawa, Matsuda, & Kasuga, 1998b) (Ogawa, Matsuda, & Kasuga, 1998b) (Kasuga A. , 2006)
6- Shin-Karato Este <i>Japón (1998)</i> <i>3 vanos, Ltotal=260 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	120	34.3 48.0 1.40	9.84	0.58	 (Tomita, Tei, & Takashi, 1999) (Tomita, Tei, & Takashi, 1999)
7- Shin-Karato Oeste u Okuyama <i>Japón (1998)</i> <i>74.1 + 140 + 69.1 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	140	40.0 56.0 1.40	11.48	0.53	 (Tomita, Tei, & Takashi, 1999) (Tomita, Tei, & Takashi, 1999)
8- Sunniberg <i>Suiza (1998)</i> <i>59 + 128 + 140 + 134 + 65</i> ■ <i>Concreto</i>	140	127.0 127.0 1.00	10.14	0.46	 (Strasky, 2003) (Mermigas, 2008) (Strasky, 2003) (Drinkwater, 2007)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal (Tablero – Pilar)		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
9- Kanisawa o Shouyou <i>Japón (1998)</i> <i>99.3 + 180 + 99.3 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	180	32.1 54.5 1.70	8.14	0.55	 (Anónimo, Extradosed교의 설계, 2004) (Kikuchi & Tabata, 1998)
10- King Hussein <i>Jordania (1999)</i> <i>Ltotal=120 m</i> - <i>Concreto</i>	-	- - -	-	-	 (Sumitomo Mitsui Construction CO., 2009)
11- Marcelo Fernan o Mactan-Mandaue <i>Filipinas (1999)</i> <i>111.5 + 185.0 + 111.5 m</i> ■ <i>Concreto</i>	185	37.8 59.7 1.58	10.16	0.60	 (JSCE) (Dos Santos, 2006) (Ishii, 2006)
12- Sapporo <i>Japón (1999)</i> <i>2 vanos, Ltotal=111 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	88.8	- - -	8.97	-	 (Hirabe, 1999) (Tsukamoto, Okagawa, Yoshino, & Konishi, 2002)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)					
13- Santanigawa o Mitanigawa Japón (1999) 57.9 + 92.9 m ■ Concreto	120.64	18.6 48.3 2.60	9.43	0.48	 (Mermigas, 2008) (Kasuga A. , 2006) (Akiyama, Nakajima, Osawa, Nishimura, Oishi, & Kobayashi, 2000)
14- Matakina o Haneji Japón (2000) 109.83 + 89.3 ■ Concreto	158.88	26.5 45.4 1.71	6.02	0.56	 (DSI, 2009) (Kasuga A. , 2006)
15- Pakse o Lao-Nippom (Puente 4) Laos (2000) 51.0 + 123.0 + 143.0 + 91.5 + 34.5 m ■ Concreto	143	22.0 47.7 2.17	9.53	0.64	 (VSL, 2006) (VSL, 2006) (Mermigas, 2008)
16- Sajiki o Shashiki Japón (2000) 60.8 + 105.0 + 57.5 m ▲	105	32.8 50.0 1.52	8.54	0.58	 (Kasuga A. , 2006)
17- Shikari Japón (2000) 94.0 + 3@140 + 94.0 m ▲ Concreto	140	23.3 46.7 2.00	14.00	0.67	 (JSCE) (Kasuga A. , 2006) (Ishii, 2006)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
18- Surikamigawa	84.82	17.0	5.14	-	
<i>Japón (2000)</i>		30.3			
-		1.79			(Kasuga A. , 2006)
▲					
19- Wuhu Yang-Tze	312	20.8	9.38	0.58	
<i>China (2000)</i>		20.8			
<i>180 + 312.0 + 180 m</i>		1.00			
▲					
<i>Metálico</i>					
					(Anónimo, Wuhu Changjiang Bridge)
					(Fang, 2004)
20- Yukisawa	71.0	32.3	11.5	0.62	
<i>Japón (2000)</i>		56.5			
<i>2 vanos, Ltotal=175.71m</i>		1.75			
▲					(Kasuga A. , 2006)
21- Hozu o Hodu	100	35.7	10.00	0.76	
<i>Japón (2001)</i>		35.7			
<i>33 + 50 + 76 + 100 + 76</i>		1.00			
<i>+ 31 m</i>					
■					
<i>Concreto</i>					
					(JSCE)
					(Ishii, 2006) (Kasuga A. , 2006)
22- Ibi Gawa	271.5	37.2	9.05	0.58	
<i>Japón (2001)</i>		63.1			
<i>154 + 4@271.5 + 157 m</i>		1.70			
■					
<i>Mixto</i>					
					(Kasuga A. , 2006)
					(Kasuga A. , 2006) (Nakamura, Momiyama, Hosaka, & Homma, 2002)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
23- Kiso Gawa <i>Japón (2001)</i> <i>160.0 + 3@275+ 160.0 m</i> ■ <i>Mixto</i>	275	37.7 64.0 1.70	9.17	0.58	 (Tawashi, 2006) (Kasuga A. , 2006) (Nakamura, Momiyama, Hosaka, & Homma, 2002)
24- Miyakodagawa <i>Japón (2001)</i> <i>133.0 + 133.0 m</i> ■ <i>Concreto</i>	212.8	32.7 53.2 1.63	10.64	0.63	 (CTI Engineering Co., Ltd.) (Kasuga A. , 2006) (Ishii, 2006)
25- Nakanoike <i>Japón (2001)</i> <i>60.6 + 60.6 m</i> ▲	96.96	24.2 38.8 1.60	8.22	0.63	 (Kasuga A. , 2006) (Mermigas, 2008)
26- Zhangzhou Zhanbei <i>China (2001)</i> <i>80.8 + 132.0 + 80.8 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	132	- - -	-	0.61	 (OVM) (OVM, OVM Stay Cable System)
27- Fukaura Hukaura <i>Japón (2002)</i> <i>62.1 + 90.0 + 66.0 + 45.0 + 29.1 m (■)</i>	90	30.0 36.0 1.20	10.59	0.69	 (Kasuga A. , 2006) (Kasuga A. , 2002)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)					
28- Koror-Babeldaob	247	35.3	9.15	0.33	
República de Palaos		70.6			
(2002)		2.0			
82.0 + 247.0 + 82.0 m					
■					
Mixto					(Jones, 2002)
					(Dos Santos, 2006) (Ishii, 2006)
29- NockSan	112	32.0	7.72	0.63	
Corea Sur (2002)		41.5			
70.0 + 70.0 m		1.30			
▲					
Concreto					(Kim, Joo, Kim, & Choi, 2005)
					(Kim, Joo, Kim, & Choi, 2005)
30- Tobiuo o	130	32.5	10.00	-	
Shinkawa		54.2			
Japón (2002)		1.67			
38.5 + 45.0 + 90.0 +					
130.0 + 80.5 m					
▲					
Concreto					(DSI, 2007)
					(Kasuga A. , 2006) (Kasuga A. , 2002)
31- Sashikubo o	182.4	28.1	8.29	0.63	
Yubikubo		57.0			
Japón (2002)		2.03			
114.0 + 114.0 m					
■					
Concreto					(Kawada Construction Co.,Ltd)
					(Kasuga A. , 2006) (Kasuga A. , 2002)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)					
32- Arakogawa	130	-	-	-	 (Mori) (DSI)
Japón (2003)		-			
-		-			
■ Concreto					
33- Changcheng Expressway	120	-	-	0.75	 (OVM, OVM Stay Cable System) (OVM, OVM Stay Cable System)
China (2003)		-			
90.0 + 120.0 + 90.0 m		-			
▲ Concreto					
34- Lanzhou Little West Lake	136	-	-	0.60	 (OVM, OVM Stay Cable System) (OVM, OVM Stay Cable System)
China (2003)		-			
81.0 + 136.0 + 81.0 m		-			
- Concreto					
35- Puente sobre el Río Deba	66	24.4	-	0.64	 (Llombart J. , 2005) (Llombart & Revoltós, 2005)
España (2003)		24.4			
42.0 + 66.0 + 42.0 m		1.00			
▲ Concreto					

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal (Tablero – Pilar)		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
36- Himi-Yume <i>Japón (2004)</i> <i>91.8 + 180.0 + 91.8 m</i> ■ <i>Mixto</i>	180	45.0 45.0 1.00	9.09	0.51	 (Kappa Club, 2008) (Hino, 2005) (Kasuga A. , 2006)
37- Korong Extradosed <i>Hungría (2004)</i> <i>52.26 + 61.98 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	91.392	36.6 36.6 1.00	9.67	0.57	 (Becze & Barta, 2006) (Becze & Barta, 2006)
38- Kunshan Wusong <i>China (2004)</i> <i>80.0 + 80.0 m</i> ■ <i>Concreto</i>	128	- - -	-	0.63	 (OVM, OVM Stay Cable System) (OVM, OVM Stay Cable System)
39- Lishi <i>China (2004)</i> <i>81.0 + 136.0 + 81.0 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	136	- - -	-	0.60	 (OVM, Lishi Bridge) (OVM, OVM Stay Cable System)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
40- Ningxia Yinchuan 2nd Norht Ring No1 <i>China (2004)</i> <i>70 + 70 m</i> -	112	-	-	0.63	 (OVM, OVM Stay Cable System) (OVM, OVM Stay Cable System)
41- Shankxi Fenliu Expressway <i>China (2004)</i> <i>85.0 +135.0 +85.0 m</i> -	135	-	-	0.63	(OVM, OVM Stay Cable System)
42- Shin-Meisei <i>Japón (2004)</i> <i>89.6 + 122.3 + 82.4 m</i> ■ <i>Concreto</i>	122.3	34.9 34.9 1.00	7.41	0.67	 (Meiss, 2007) (Kasuga A. , 2006) (Kasuga A. , 2002)
43- Taiyuan Fenhe <i>China (2004)</i> <i>90+150+90 m</i> ▲	150	-	-	0.60	(OVM, OVM Stay Cable System)
44- Tatekoshi <i>Japón (2004)</i> <i>56.3 + 55.3 m</i> ▲	89.28	30.8 49.6 1.61	8.50	0.62	(Kasuga A. , 2006)
45- Noikura <i>Japón (2005)</i> <i>Ltotal=273 m</i> -	135	-	-		(DSI)

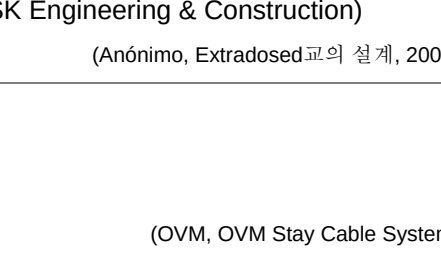
Puente			L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)			(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal				ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)							
46-	Rittoh	u	225	30.0	7.38	-	 (Tawashi, OmiOdori bridge02, 2007) (Kasuga A. , 2006)
	OmiOdori			50.0			
	<i>Japón (2005)</i>			1.67			
	<i>140 + 170 + 115 + 70 m</i>						
	■						
	<i>Mixto</i>						
47-	Sannohe-Boukyo		200	30.8	8.00	0.50	 (Anónimo, Bridge Scape) (Kasuga A. , 2006)
	<i>Japón (2005)</i>			57.1			
	<i>99.9 + 200.0 + 99.9 m</i>			1.86			
	■						
	<i>Concreto</i>						
48-	Yumenkou		125	-	-	0.60	(OVM, OVM Stay Cable System)  (OVM) (OVM, OVM Stay Cable System)
	<i>China (2005)</i>			-			
	<i>75 + 125 + 125 + 75 m</i>			-			
	-						
49-	Caoejiang	o	110	-	-	0.55	
	Shangyu Cao'e			-			
	<i>China (2006)</i>			-			
	<i>60 + 110.0 + 60 m</i>						
	-						
	<i>Concreto</i>						

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)					
50- Caobai River Bridge <i>China (2006)</i> $\zeta + 120 + \zeta \text{ m}$ ▲ Concreto	120	-	-	0.60	 (OVM) (OVM)
51- Tercer Puente sobre el Río Acre <i>Brasil (2006)</i> $54.0 + 90.0 + 54.0 \text{ m}$ ■ Concreto	90	36.0 45.0 1.25	7.50	0.60	 (Ishii, 2006) (Dos Santos, 2006) (Ishii, 2006)
52- Puente de la Integración Brasil-Perú <i>Brasil (2006)</i> $65.0 + 110.0 + 65.0 \text{ m}$ ▲ Concreto	110	32.8 46.8 1.43	7.33	0.59	 (Ishii, 2006) (Dos Santos, 2006) (Ishii, 2006)
53- Zhongshan Qijang <i>China (2005)</i> $80.5 + 132 + 80.5 \text{ m}$ - Concreto	132	-	-	0.61	 (OVM, OVM Stay Cable System) (OVM, OVM Stay Cable System)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
54- Domivinski <i>Croacia (2006)</i> <i>48 + 6@60 + 72 + 120 + 72</i> <i>+ 2@60 + 48 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	120	33.8 33.8 1.00	10.00	0.60	 (Mageba s.a.) (Mermigas, 2008)
55- Hemaxi <i>China (2006)</i> <i>125.0 + 230.0 + 125.0 m</i> - <i>Concreto</i>	230	- - -	-	0.54	 (OVM) (OVM)
56- Kack-Hwa First <i>Corea Sur (2006)</i> <i>55 + 115 + 100 m</i> ▲ <i>Concreto</i>	115	- - -	-	0.48	 (CCL Korea Co.) (Janberg)
57- Lusong <i>China (2007)</i> <i>70.0 + 3@140 + 70.0 m</i> - <i>Concreto</i>	120	- - -	-	0.58	 (OVM) (OVM)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
58- Nanchiku	110	31.4	10.00	0.62	
<i>Japón (2006)</i>		42.3			
<i>68.1 + 110.0 + 68.1 m</i>		1.35			
▲					(DSI) (Kasuga A. , 2006)
59- Pushang	110	-	-	0.50	
<i>China (2006)</i>		-			
<i>55 + 3@110 + 55 m</i>		-			
-					(OVM, OVM Stay Cable System)
60- Sanmen	160	-	-	0.63	
<i>China (2006)</i>		-			
<i>100.0 + 160.0 + 100.0 m</i>		-			
■					
<i>Concreto</i>					
					(OVM, OVM Stay Cable System)
61- Suqian Jinghang Yunhe	110	-	-	0.60	
<i>China (2006)</i>		-			
<i>66.0 + 110.0 + 66.0 m</i>		-			
-					(OVM, OVM Stay Cable System)
62- Tagami	128.32	28.5	8.85	0.63	
<i>Japón (2006)</i>		42.8			
<i>80.2 + 80.2 m</i>		1.50			
▲					
					(Kasuga A. , 2006)
63- Tokunoyama	220	33.8	9.78	0.64	
<i>Japón (2006)</i>		62.9			
<i>139.7 + 220.0 + 139.7 m</i>		1.86			
■					
<i>Concreto</i>					
					(JSCE, s.f.)
					(Kasuga A. , 2006)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
64- Yanagawa	209.12	32.2	8.71	0.63	
<i>Japón (2006)</i>		52.3			
<i>130.7 + 130.7 m</i>		1.63			
▲					(DSI) (Kasuga A. , 2006)
65- Beijing Yudaihe	85	-	-	0.53	
<i>China (2007)</i>		-			
<i>45+ 85 + 85 + 45 m</i>		-			
-					(OVM, OVM Stay Cable System)
66- Gum-Ga Grand o Kumga	125	24.5	14.12	0.68	
<i>Corea Sur (2007)</i>		24.5			
<i>85.35 + 5@125 + 85.25m</i>		1.00			
▲					
<i>Concreto</i>					(SK Engineering & Construction)
					(Anónimo, Extradosed 교의 설계, 2004)
67- Nymburk Bypass	132	-	-	0.31	
<i>República Checa (2007)</i>		-			
<i>35 + 4@41 + 132 + 4@41 + 35 m</i>		-			
-					(Janberg)
68- Puente de la Union Europea	80	-	7.77	0.75	
<i>Polonia (2007)</i>		-			
<i>60.0 + 80.0 + 60.0 m</i>		-			
-					(Janberg)
69- Puh o Ptuj	100	-	-	-	
<i>Eslovenia (2007)</i>		-			
-		-			
▲					
<i>Concreto</i>					(Andrejj, 2007)
					(Janberg)

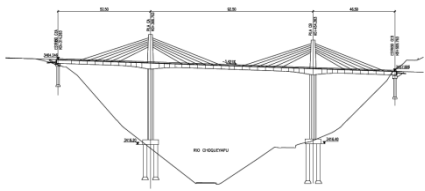
Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)					
70- Pyung-Yeo 2	120	30.0	11.43	0.54	 (SK Engineering & Construction) (Anónimo, Extradosed 교의 설계, 2004)
Corea Sur (2007)		34.0			
65 + 120 + 65 m		1.13			
■					
71- Shanxi Ankang	125	-	-	0.57	 (OVM, OVM Stay Cable System)
China (2007)		-			
71.5 + 125 + 71.25 m		-			
-					
72- Satonojou	77	-	-	-	 (DSI)
Japón (2007)		-			
Ltotal=186 m		-			
-					
73- Second Vivekananda	110	31.4	7.86	0.50	 (IBT) (Binns, 2005) (Mermigas, 2008)
India (2007)		31.4			
55.0 + 7@110 + 55.0 m		1.00			
▲					
Concreto					
74- Smuuli	85	-	-	0.49	 (Inge Kanakaris-Wirtl, 2008) (Janberg)
Estonia (2007)		-			
42 + 85 + 42 m		-			
-					
Concreto					

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
75- Taiwan C 608 <i>Taiwán (2007)</i> <i>80 + 140 + 80 m</i> ■ <i>Concreto</i>	140	27.5 46.7 1.70	7.00	0.57	 (OVM, OVM Stay Cable System) (Wiecom) (Wen-Chen & Si-Hui)
76- Tianjin Jingshang <i>China (2007)</i> <i>62.0 + 62.0 m</i> -	99.2	- - -	-	0.63	(OVM, OVM Stay Cable System)
77- Abay o Blue Nile Gorge <i>Etiopía (2008)</i> <i>Ltotal=303 m</i> ■ <i>Concreto</i>	145	- - -	-	-	 (Yeneakal, 2008) (ITN-Source, 2008)
78- Bei Kang o Ma-Tsu <i>Taiwán (2008)</i> <i>125.0 + 125.0 m</i> ■ <i>Concreto</i>	200	31.0 66.7 2.15	5.71	0.63	 (Wiecom) (Wiecom)
79- Canada Line o North Arm <i>Canadá (2008)</i> <i>139 + 180 + 139 m</i> ■ <i>Concreto</i>	180	52.9 52.9 1.0	8.18	0.77	 (VSL, 2009) (Griezic, Scollard, & Bergman, 2006) (Mermigas, 2008)

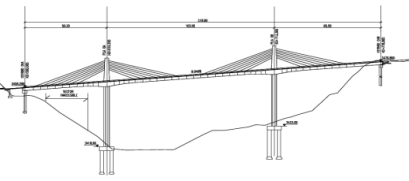
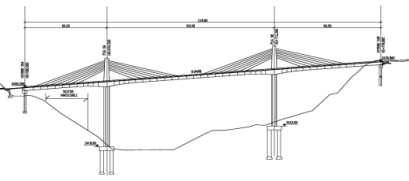
Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)					
80- Cho-Rack Corea Sur (2008) 70 + 3@130 + 70 m ▲ Concreto	130	-	-	0.54	 (OVM) (OVM)
81- Hirano Ward Japón (2008) Ltotal=132 m - Concreto	63	-	-	-	 (Sumitomo Electric, 2008) (DSI)
82- Jinglang China (2008) - ■ Concreto	-	-	-	-	 (OVM) (OVM)
83- Ohnogawa Japón (2008) Ltotal=285 m -	113	-	-	-	(DSI)
84- Ravine des Trois-Bassins Isla La Reunión (2008) 18.6 + 126.0 + 104.4+ 75.6 + 43.2 m ▲ Concreto	126	29.0 51.0 1.76	6.63	-	 (Lesur, 2008) (Charlon & Frappart, 2008)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal (Tablero – Pilar)		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
85- Riga South	110	45.8	8.59	0.70	 (Anónimo, The Stay Cable Multitube Saddle: A technology with a multitude of benefits, 2007) (Kniga, Kolyushev, Kountsevich, Maslov, Pashkovsky, & Slivker, 2003) (Anónimo, The Stay Cable Multitube Saddle: A technology with a multitude of benefits, 2007) (Gridnev, 2009)
Letonia (2008)		45.8			
49.5 + 77 + 5@110 + 77		1.00			
+ 49.5 m					
▲ Metálico					
86- Sannai Maruyama	150	18.8	8.38	0.50	 (Sumitomo Steel Wire Co., 2008) (Tamai, Tanaka, Suzuki, & Sakamoto, 2008)
Japón (2008)		37.5			
75 + 2@150 + 75 m		2.0			
▲ Concreto					
87- Shindae	124.8	40.3	9.98	0.63	 (Freyssinet, 2007) (Anónimo, Extradosed 교의 설계, 2004)
Corea Sur (2008)		49.9			
45 + 78 + 78 + 48 m		1.24			
▲ Concreto					

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)					
88- Beijing Yudahoe	-	-	-	-	
China (2009)		-			(OVM)
Ltotal=606 m		-			(OVM)
-					
Concreto					
89- Golden Ears	242	53.8	6.05	0.50	
Canadá (2009)		89.6			(Feldman, 2008)
121 + 242 + 242 + 242 + 121 m		1.67			(Mermigas, 2008) (Trimboth, 2006)
■					
Mixto					
90- Karnaphuli	200	29.6	7.77	0.38	
Bangladesh (2009)		-			(Astin, Hongbing, & Gillarduzzi, 2010)
75 + 4@200+ 75 m		-			(Astin, Hongbing, & Gillarduzzi, 2010)
▲					
Concreto					
91- Keong-An	130	43.3	8.00	0.54	
Corea Sur (2009)		43.3			(Anónimo, Extradosed교의 설계, 2004)
70 + 130 + 70 m		1.0			(Janberg)
▲					(Anónimo, Extradosed교의 설계, 2004)
Concreto					

Puente			L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)			(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal				ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)							
92-	Rades	La	120	-	-	0.58	 (Daylife, 2009) (SIKA, 2009)
Goulette				-			
Túnez (2009)				-			
70 + 120 + 70 m							
■							
Concreto							
93-	Un-am		130	31.0	10	-	 (Anónimo, Extradosed 교의 설계, 2004) (Anónimo, Extradosed 교의 설계, 2004)
Corea Sur (2009)				39.4			
-				1.27			
■							
Concreto							
94-	Dou	Shan	140	27.5	7.37	-	 (TDV Consulting Group, 2002) (TDV Consulting Group, 2002)
Viaduct				46.7			
Taiwán (-)				1.70			
-							
■							
Concreto							
95-	Choqueyapu		92.5	26.4	5.85	0.57	 (Sobrino, 2009) (Sobrino, 2009)
Bolivia (E.C.)				44.0			
52.5 + 92.5 + 46.5 m				1.67			
■							
Concreto							

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal (Tablero – Pilar)		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
96- Gumgang No. 1 Corea Sur (E.C.) 87.5 + 3@185 + 87.5 m ▲	185	-	-	0.47	 (LAP, 2008) (LAP, 2008)
97- Huhehaote Donghe China (E.C.) 42 + 83 + 42 m -	83	-	-	0.51	(OVM, OVM Stay Cable System)
98- Kantutani Bolivia (E.C.) 52.75 + 113.50 + 67.25m ■ Concreto	122	34.9 58.1 1.67	7.72	0.55	 (Sobrino, 2009) (Sobrino, 2009)
99- La Massana Andorra (E.C.) - -	-	-	-	-	(Janberg)
100- MuYoung Grand Corea Sur (E.C.) 100 + 4@165 + 100 m ▲ Concreto	165	-	-	0.61	 (Anónimo, Extradosed교의 설계, 2004) (Anónimo, Extradosed교의 설계, 2004)

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
País (Año)	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
Configuración Longitudinal		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
(Tablero – Pilar)					
101- Naluchi	195.04	27.9	8.13	0.63	 (Asia Kyodo-Sekkei Consultant Co., Ltd, 2007) (Asia Kyodo-Sekkei Consultant Co., Ltd, 2007)
Pakistán (E.C.)		55.7			
121.9 + 121.9 m		2.0			
■					
Concreto					
102- New Pearl Harbor Memorial o Quinpiac	157	31.0	6.95	0.48	 (Piotrowski & Fox, 2006) (Piotrowski & Fox, 2006) (Mermigas, 2008)
E.E. U.U. (E.C.)		45.0			
75.9 + 157 + 75.9 m		1.45			
▲					
Concreto					
103- Ningxia Guijiugou	-	-	-	-	(OVM, OVM Stay Cable System)  (Sobrino, 2009) (Sobrino, 2009)
China (E.C.)		-			
-		-			
104- Orkojahuira	103	29.4	6.52	0.64	 (Sobrino, 2009) (Sobrino, 2009)
Bolivia (E.C.)		49.0			
50.3 + 103 + 65.5 m		1.67			
■					
Concreto					
105- Považská Bystrica D1	110	-	6.96	-	(Janberg)
Eslovaquia (E.C.)		-			
-		-			
▲					

Puente	L*	L/ha	L/Ht	L1/L	Fotografía
<i>País (Año)</i>	(m)	L/hc			(Referencia de la fotografía)
<i>Configuración Longitudinal</i>		ha/hc			(Referencia bibliográfica)
<i>(Tablero – Pilar)</i>					
106- Tisza <i>Hungría (E.C.)</i> <i>95 + 180 + 95 m</i> ▲ <i>Mixto</i>	180	44.1 44.1 1.0	8.18	0.53	 (Mátyássy, 2010) (Mátyássy, 2010) (Hunyadi, 2009)
107- Viaducto de Teror <i>España (E.C.)</i> - - <i>Concreto</i>	145	- - -	9.06	-	 (Eipsa) (Eipsa)
108- Padma <i>Bangladesh (F.P.)</i> <i>90 + 29@180 + 90 m</i> - <i>Concreto</i>	180	- - -	-	0.50	 (Yoshida, 2005) (Janberg)
109- St. Croix River <i>E.E. U.U. (F.P.)</i> - -	-	- - -	-	-	 (Weeks III, 2009) (MnDOT)

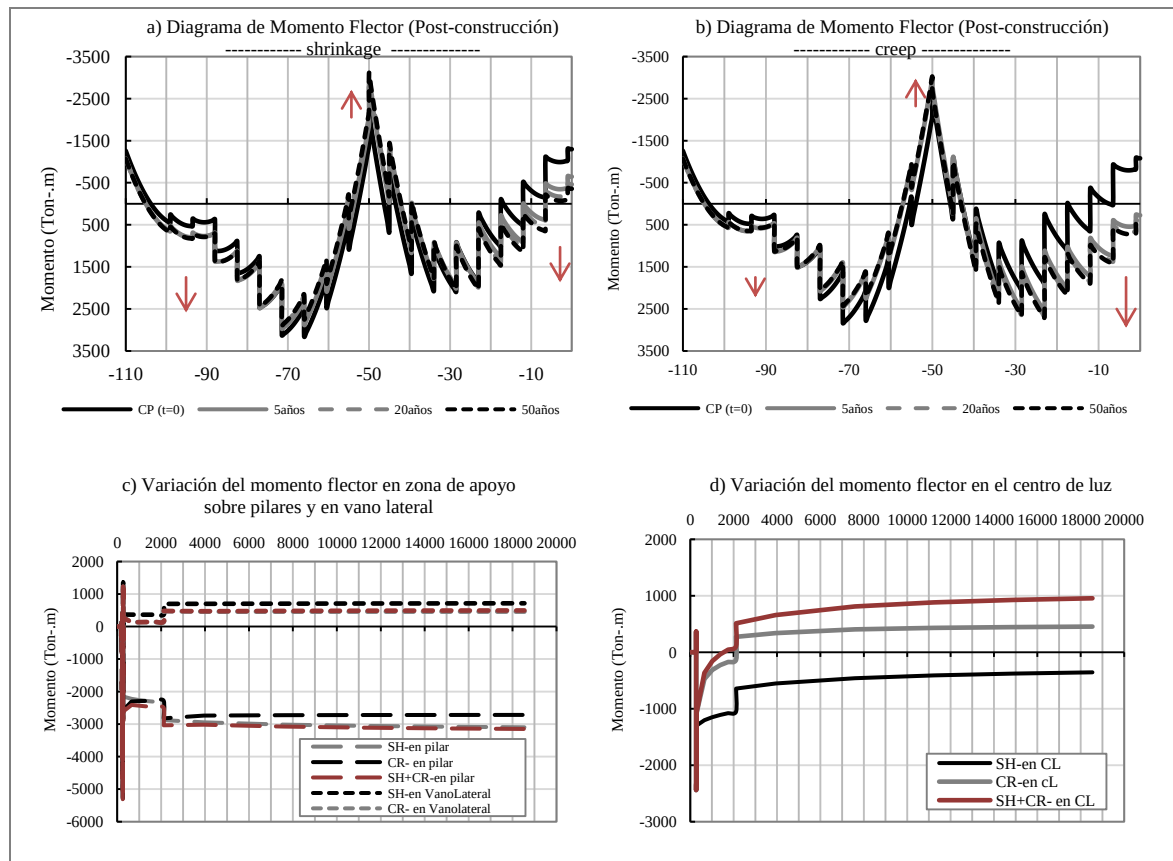
ANEXO B – EFECTO DEL CREEP Y SHRINKAGE DEL CONCRETO, Y DE LA VARIACIÓN DE TEMPERATURA DURANTE CONSTRUCCIÓN

Para el modelo numérico del puente extradadosado presentado en el numeral 4.1, se han hecho algunas modificaciones de modo tal que se puedan captar los efectos separados de la fluencia y contracción del concreto, y además determinar la importancia de considerar o no la variación de temperatura durante construcción.

B.1 Respuesta estructural al omitir el creep o el shrinkage del concreto del tablero

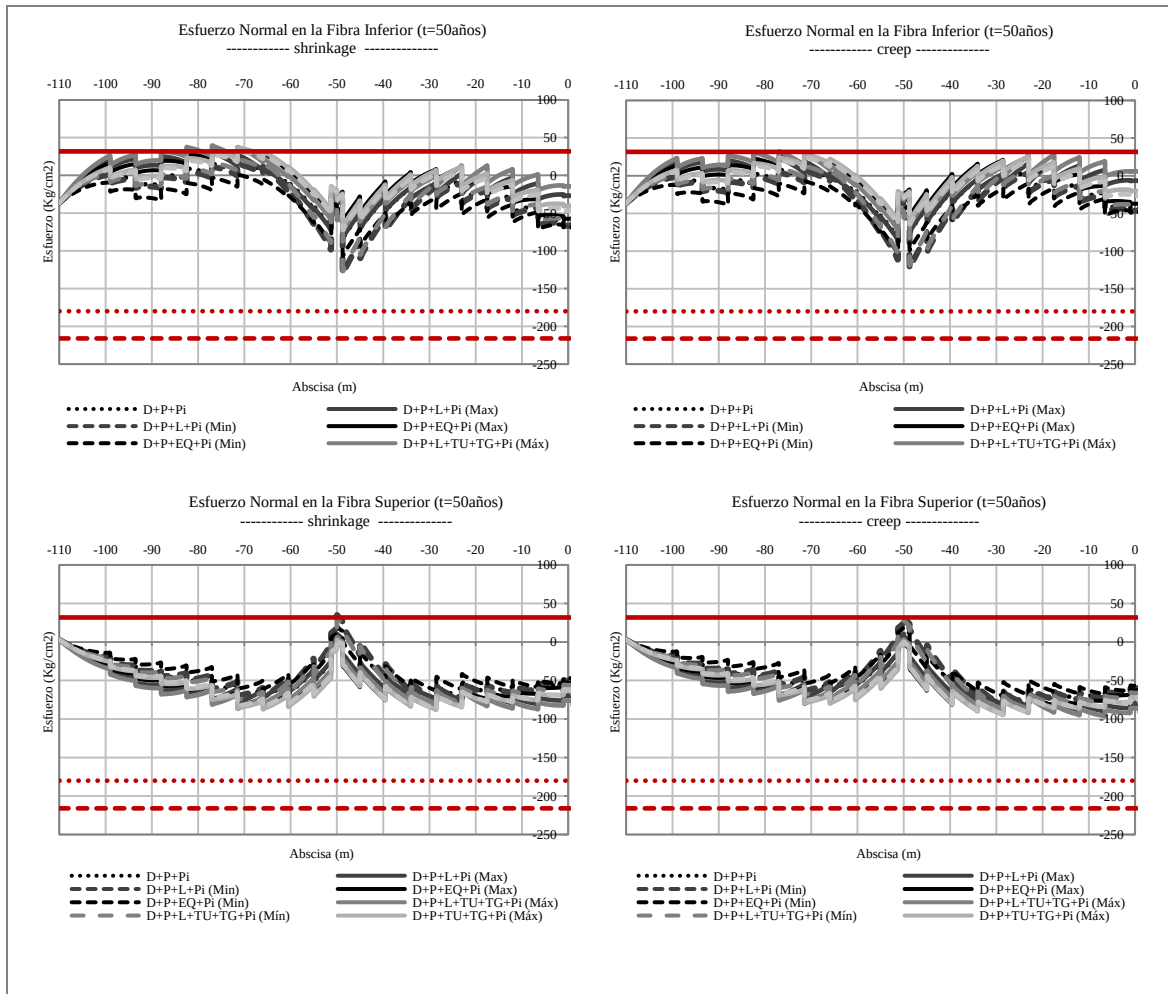
La Figura B1.1 presenta la variación del momento flector en el tablero, cuando actúan las cargas permanentes y las acciones diferidas en el tiempo. De esta se observa que aunque los efectos por separados tienen la misma tendencia, el efecto de la contracción del concreto es mucho más significativo en el vano lateral y en la zona de conexión con los pilares, mientras la fluencia tiene gran importancia en el comportamiento del vano central.

Figura B1.1. Efecto del creep y shrinkage en el comportamiento a flexión del tablero.



Lo anterior se refleja al verificar los esfuerzos en las fibras extremas del tablero para la estructura en $t=50$ años, bajo la acción de las cargas de tráfico, temperatura, y sismo, ver Figura C1.2, de donde se observa que al considerar únicamente el efecto del *shrinkage*, los esfuerzos a tracción en la fibra inferior del vano lateral, y en la fibra superior en la zona de conexión con los pilares, exceden el valor admisible, algo que no ocurre en el caso de considerar únicamente los efectos de la fluencia del concreto, en donde si se tienen esfuerzos en el vano central muy cercanos al límite admisible.

Figura B1.2. Esfuerzos en las fibras extremas del tablero, en $t=50$ años y para los grupos de carga analizados, separando los efectos del creep y shrinkage.



Si se analiza el comportamiento de los cables, ver Figura B1.3 y Tabla B1.1, se concluye que la contracción del concreto produce pérdida de tensión en todos los cables, efecto que es mayor en los vanos laterales y a medida que el cable se aleja de la torre tanto para el vano central como para los vanos laterales. Por otra parte, la fluencia del concreto produce destensionamiento en los cables del vano lateral –efecto menor al producido por la contracción-, mientras que en el vano central el primer cable gana tensión y los demás pierden, siendo mayor la pérdida

a medida que el cable se aleja de la torre. Esto último coincide con lo reportado por (Chio G. , 2000).

Figura B1.3. Variación de fuerzas en los cables extradados separando los efectos del creep y shrinkage.

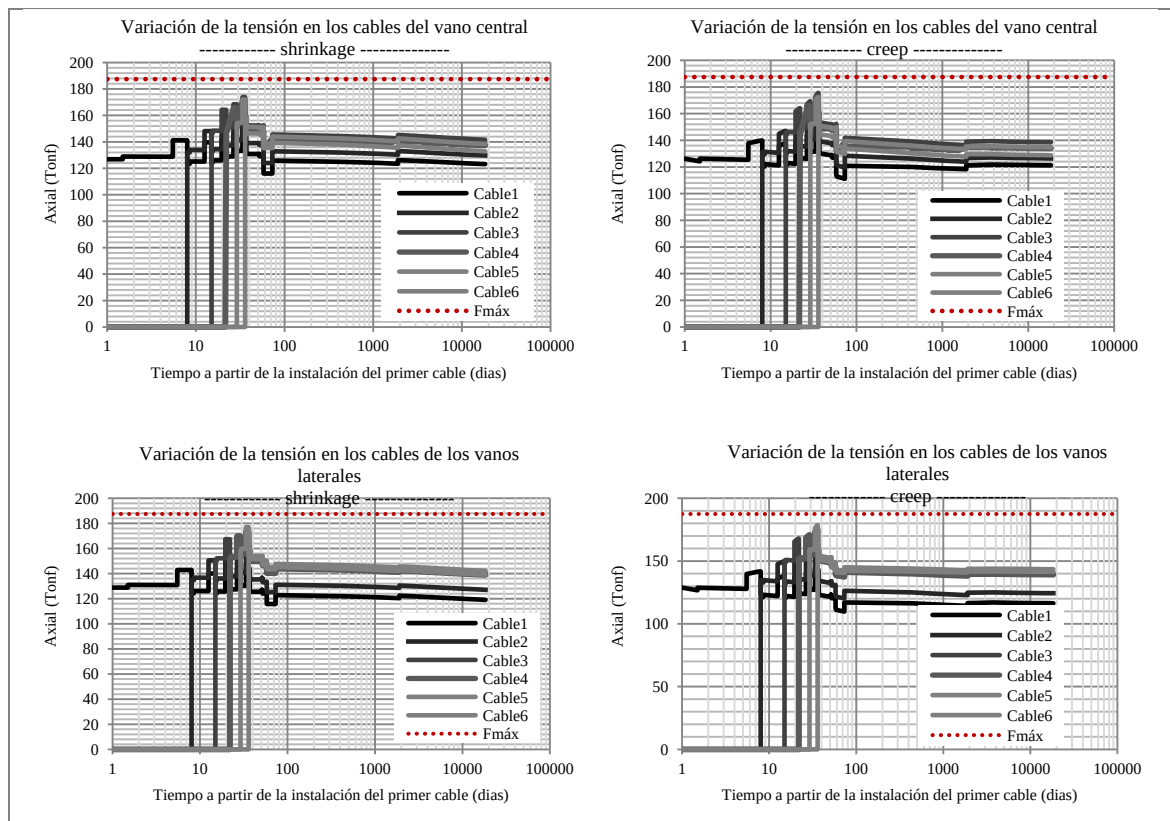


Tabla B1.1. Variación de fuerzas en los cables extradados anclados en el vano central (arriba) y en los vanos laterales (abajo) separando los efectos del creep y shrinkage.

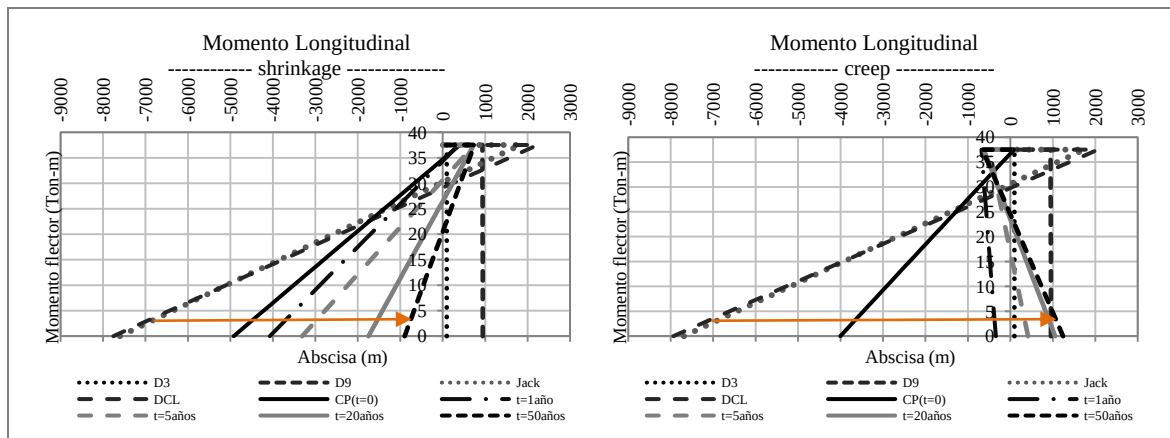
Cables	Vano central (shrinkage)			Vano central (creep)		
	Tensión (t=0)	Tensión (t=50)	$\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)	Tensión (t=0)	Tensión (t=50)	% $\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)
1	125.82	123.17	-2.1%	120.89	121.36	+0.4%
2	132.95	129.73	-2.4%	128.46	126.43	-1.6%
3	145.57	141.60	-2.7%	141.86	138.51	-2.4%
4	142.31	137.53	-3.4%	138.38	141.18	-3.0%
5	144.03	138.42	-3.9%	139.42	134.67	-3.4%
6	139.31	132.88	-4.6%	133.80	128.81	-3.7%

Tabla B1.1. Variación de fuerzas en los cables extradados anclados en el vano central (arriba) y en los vanos laterales (abajo) separando los efectos del creep y shrinkage. (Continuación)

Cables	Vanos laterales (shrinkage)			Vanos laterales (creep)		
	Tensión (t=0)	Tensión (t=50)	% $\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)	Tensión (t=0)	Tensión (t=50)	% $\Delta\sigma$ (kgf/mm ²)
1	122.93	119.10	-3.1%	116.96	116.43	-0.5%
2	131.29	127.13	-3.1%	126.34	124.40	<u>-1.5%</u>
3	145.45	140.93	-3.1%	142.09	139.90	<u>-1.5%</u>
4	144.02	139.00	-3.5%	141.18	139.21	-1.4%
5	147.76	142.22	-3.7%	145.02	143.54	-1.0%
6	145.11	139.09	<u>-4.2%</u>	142.23	141.45	-0.5%

Si se observa la variación del momento flector en los pilares, ver Figura B1.4, se observa que entre t=0 y t=50 años, es mayor el incremento del momento flector debido al efecto del *creep* del concreto del tablero que el incremento debido a la acción única del *shrinkage*.

Figura B1.4. Variación de fuerzas en los cables extradados separando los efectos del creep y shrinkage.



B2. Incidencia de las variaciones térmicas (TU y TG) durante construcción

En esta parte se analiza el efecto de considerar la variación uniforme de temperatura (TU) y el gradiente de temperatura (TG) solo durante construcción, lo que indica que entre t=0 y t=50 años, actúan únicamente la carga permanente, y los efectos de la fluencia y contracción del concreto. Las variaciones de temperatura adoptados son: un ascenso de temperatura uniforme de +15°C, y un descenso de -10 °C en toda la estructura, y un gradiente vertical tipo lineal, con diferencia de 10°C entre las fibras extremas del tablero. En todos los casos se ha empleado un coeficiente de dilatación térmica de 10.8×10^{-6} °C/m para el concreto, y de 11.78×10^{-6} °C/m para los cables. La combinación de cargas durante construcción se presenta en las Ecuaciones C2.1 y C2.2.

$$\{DC + DIFF\} + \{CLL + CE\} + \{CR + SH + P + Pi + TUC + \gamma_{TG}TG\} \quad (\text{Ecuación B2.1})$$

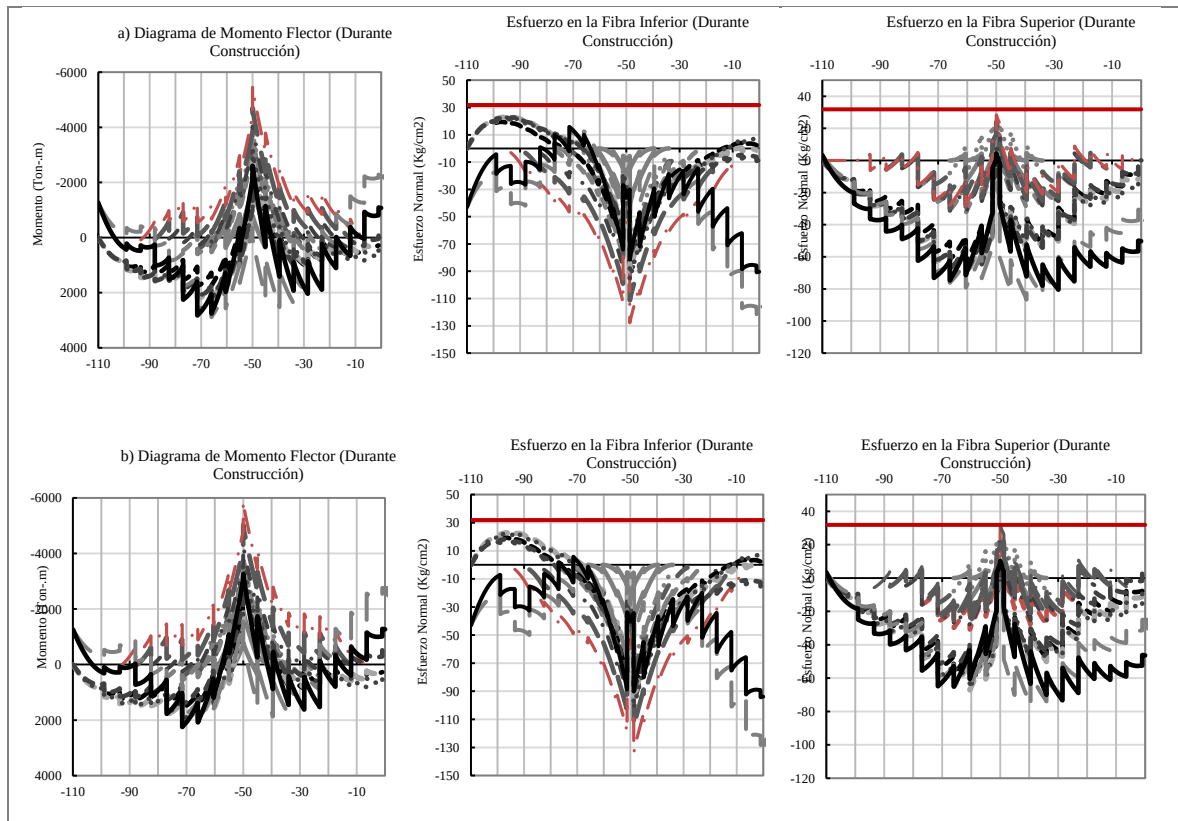
$$\{DC + DIFF\} + \{CLL + CE\} + \{CR + SH + P + Pi + TUS + \gamma_{TG}TG\} \quad (\text{Ecuación B2.2})$$

Donde γ_{TG} se toma igual a 0.5, ya que esta acción actúa de manera concomitante con la carga viva por construcción. TUC y TUS indican caída y ascenso uniforme en la temperatura de la estructura.

Para los valores de cambios térmicos asumidos, se observa de la Figura B2.1 que para el caso del ascenso de temperatura, el momento flector máximo en la zona de conexión con los pilares se incrementa, esto debido a la pérdida de tensión a la que se ven sometidos los cables extradosados por el efecto del alargamiento térmico que ocurre en estos. Aún así, el esfuerzo a tracción en la fibra superior sigue por debajo del límite admisible, pero seguramente, si el puente se construyera en una zona donde pueda ocurrir un mayor ascenso de temperatura,

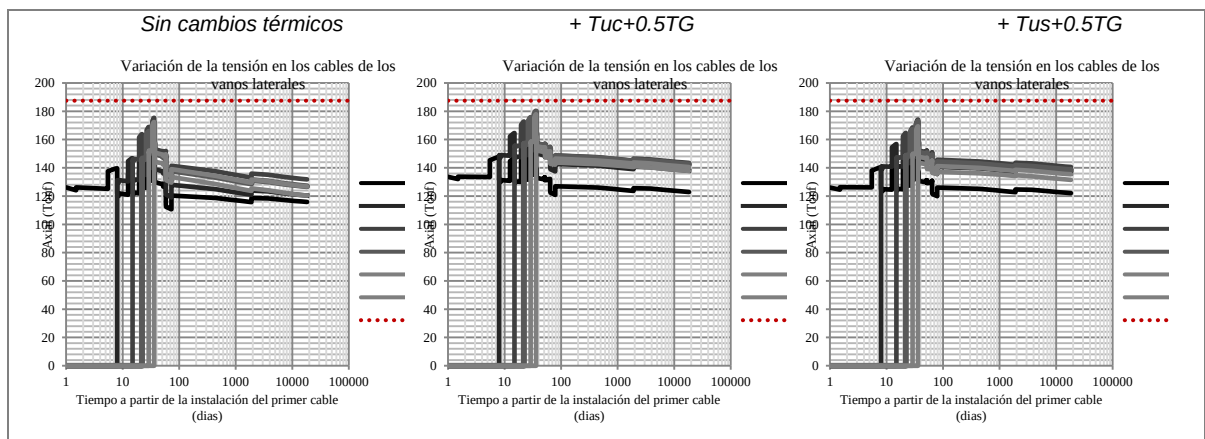
la no consideración de los efectos térmicos dejaría al puente del lado de la inseguridad.

Figura B2.1. Comparación del momento flector y esfuerzos normales en el tablero durante construcción sin considerar los efectos térmicos (arriba), y considerando el ascenso de temperatura (abajo).



Para los cables extradados no se detectó ese mismo tipo de vulnerabilidad, ya que a pesar de que bajo un descenso uniforme de la temperatura los cables ganarían tensión, estos aún están por debajo del límite admisible. Además, bajo el supuesto de que en la zona donde se construya el puente el descenso de la temperatura sea mayor a 10°C , y que se exceda el esfuerzo admisible, se debe tener en mente que esta situación no va a ser permanente durante toda la construcción del puente y por lo tanto se pueden tomar medidas correctivas, como reducir la carga de construcción sobre el tablero, y por lo tanto la reducción del axial de los cables.

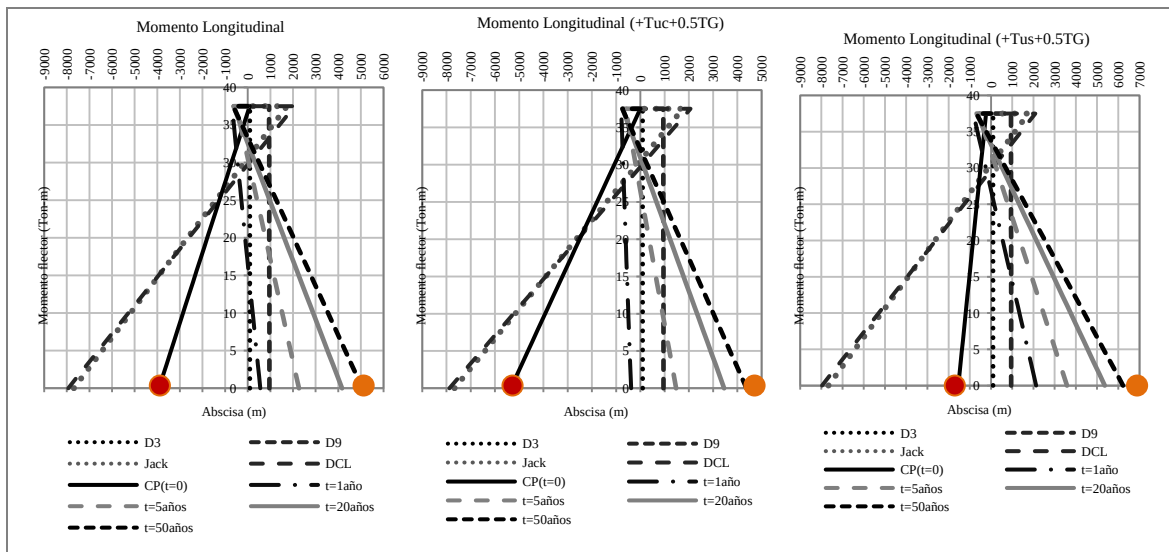
Figura C2.2. Comparación de las fuerzas en los cables sin considerar los efectos térmicos, y considerando el los cambios de temperatura.



En cuanto a los pilares, la acción conjunta del gradiente térmico en el tablero y el ascenso de la temperatura durante construcción, hacen que el momento flector en los pilares luego de aplicar la carga permanente sea menor que en el caso donde se omiten los cambios de temperatura (punto rojo en la Figura B2.3). Como resultado, debido a los efectos del *creep* y *shrinkage* en el tablero, el momento flector en los pilares al final de $t=50$ años, para el caso donde se considera $TUc+TG$, va a ser mayor (del orden de 2000 Ton-m) que cuando no se consideran (punto naranja).

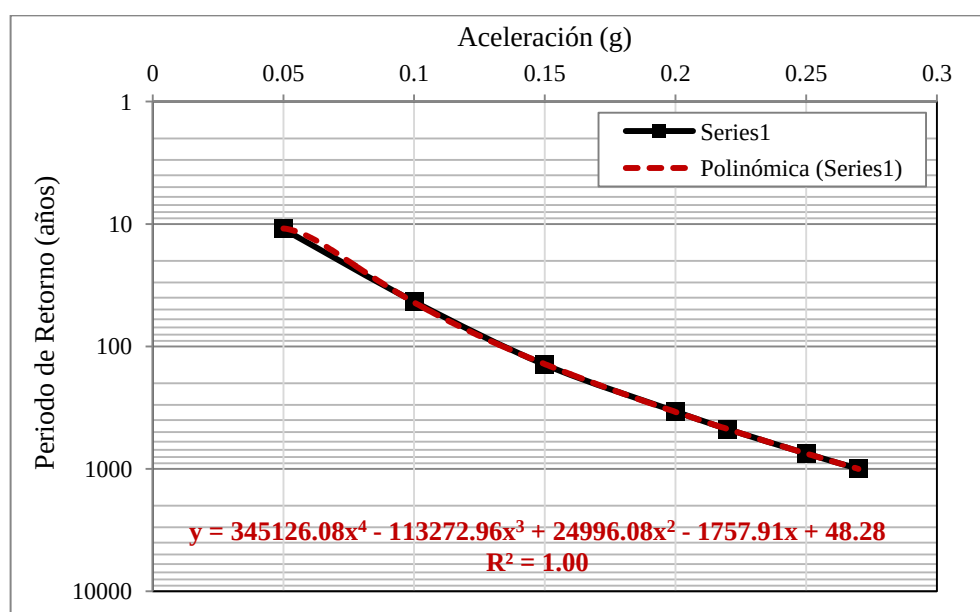
Se puede concluir que la omisión de los efectos térmicos en el análisis durante construcción puede dejar algunos de los elementos estructurales principales del lado de la inseguridad.

Figura B2.3. Comparación de las fuerzas en los cables sin considerar los efectos térmicos, y considerando el los cambios de temperatura.



ANEXO C – RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES DEL ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DURANTE CONSTRUCCIÓN

C.1 Ajuste a la curva de recurrencia de aceleraciones para la ciudad de Bucaramanga



a	Tr (años)	p	p(%)
0.05	10.87	0.09197417	9.20%
0.06	12.80	0.07814232	7.81%
0.08	23.76	0.04208272	4.21%
0.09	32.60	0.03067101	3.07%
0.1	43.00	0.02325581	2.33%
0.11	57.13	0.0175	1.75%
0.12	73.10	0.0137	1.37%
0.13	91.90	0.0109	1.09%
0.14	113.86	0.0088	0.88%
0.15	141.00	0.0071	0.71%
0.16	169.13	0.0059	0.59%
0.17	203.56	0.0049	0.49%
0.18	243.42	0.0041	0.41%
0.19	289.47	0.0035	0.35%
0.2	340.00	0.0029	0.29%
0.21	403.63	0.0025	0.25%
0.22	475.00	0.0021	0.21%

C.2 Respuesta estructural del puente L100-Hp=25 m

Tabla C2.1 Valores de E_c para el puente con Hp=25 m.

		E_c					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	354.40	335.12	368.62	371.67	374.86	1023.27
	ML	33633.64	40303.23	41422.96	45252.12	61530.92	55981.89
	VL	1394.03	1516.08	1613.28	2245.61	3078.40	2617.62
	MT	28303.41	50454.10	64252.58	82857.43	69468.63	68673.21
	VT	1280.25	1987.76	2498.16	3167.42	2632.44	2718.60
Torres	ML	1229.27	819.95	877.01	1724.55	2661.87	1845.35
	VL	122.80	81.87	87.17	171.55	265.78	184.75
Cable	1	P	-	-	25.37	36.74	46.32
	3	P	-	-	-	33.80	32.97
	6	P	-	-	-	30.79	44.14
Tablero	VL	P	-	-	58.98	352.06	807.64
		ML	-	-	56.28	1481.31	4139.79
		VL	-	-	86.94	280.37	226.51
	VC	P	-	-	59.48	351.11	808.60
		ML	-	-	56.67	1473.23	4183.51
		VL	-	-	87.41	278.48	225.53
	AP	P	209.51	419.05	490.69	865.81	1381.87
		ML	433.06	4395.85	6975.05	10024.79	8339.95
		VL	103.74	371.92	484.47	464.38	278.53
	AP	P	209.51	419.05	490.69	865.81	1381.87
		ML	433.06	4395.85	6975.05	10024.79	8339.95
		VL	103.74	371.92	484.47	464.38	278.53

Tabla C2.2 Valores de E_c+D_c para el puente con Hp=25 m.

		$E_c + D_c$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	2029.09	2446.16	2694.97	3116.95	3717.63	4291.80
	ML	33642.29	40398.17	41599.01	45661.95	62470.91	56870.31
	VL	1394.03	1516.09	1613.29	2245.61	3078.40	2617.61
	MT	28303.41	50454.10	64252.58	82857.43	69468.63	68673.21
	VT	1280.25	1987.76	2498.16	3167.42	2632.44	2718.60
Torres	ML	1229.27	819.96	888.74	1744.88	2675.76	1914.85
	VL	122.80	81.86	88.35	173.75	267.07	191.55
Cable	1	P	-	-	155.96	165.93	175.46
	3	P	-	-	-	184.96	197.08
	6	P	-	-	-	187.97	192.69
Tablero	VL	P	-	-	757.96	2047.04	3506.74
		ML	-	-	758.66	2971.64	5270.16
		VL	-	-	141.63	309.21	205.56
	VC	P	-	-	756.11	2041.98	3510.32
		ML	-	-	756.66	2895.15	4965.24
		VL	-	-	141.02	298.25	262.07
	AP	P	859.51	2169.05	2937.31	4306.69	5833.55
		ML	515.47	6159.92	8026.28	11079.68	11322.46
		VL	313.11	804.07	915.79	929.54	800.00
	AP	P	859.51	2169.05	2937.31	4306.69	5833.55
		ML	515.47	6159.92	8026.28	11079.68	11322.46
		VL	313.11	804.07	915.79	929.54	800.00

Tabla C2.3 Valores de D_c para el puente con $H_p=25$ m.

		D_c					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	1673.63	2111.04	2326.34	2745.25	3342.76	3268.53
	ML	8.65	94.93	176.05	409.83	939.99	889.17
	VL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Torres	ML	0.00	0.01	11.73	20.34	13.89	6.82
	VL	0.00	0.00	0.00	2.05	1.29	69.49
Cable	1	P	-	-	130.59	125.61	138.63
	3	P	-	-	-	151.16	164.11
	6	P	-	-	-	157.18	148.55
Tablero	VL	P	-	-	698.98	1694.98	2699.10
		ML	-	-	702.38	1490.32	1130.39
		VL	-	-	54.70	28.84	20.94
	VC	P	-	-	696.63	1690.88	2701.69
		ML	-	-	699.99	1421.92	781.73
		VL	-	-	53.61	19.77	36.54
	AP	P	650.00	1750.00	2446.63	3440.87	4451.69
		ML	82.41	1764.06	1051.23	1054.89	2982.51
		VL	209.38	432.14	431.30	465.16	521.47

Tabla C2.4 Valores de D_f , E_f , y E_f+D_f para el puente con $H_p=25$ m.

D_f		E_f		$E_f + D_f$	
ES0	ES50	ES0	ES50	ES0	ES50
3479.67	3488.28	736.29	735.44	4215.96	4223.73
8177.99	10179.22	58368.48	58672.43	66817.67	68851.66
290.06	462.02	2508.57	2513.01	2798.62	2975.04
-	-	57977.23	57989.57	57977.22	57989.57
-	-	2249.23	2249.46	2249.23	2249.46
148.16	380.14	950.33	949.26	1098.49	1329.39
14.34	37.98	96.21	96.03	110.55	134.00
117.55	114.94	20.00	16.80	100.70	131.74
140.66	128.30	20.38	20.37	161.04	148.67
136.16	118.69	23.21	23.15	159.37	141.84
2651.36	2393.32	644.44	645.22	3295.79	3038.55
2999.44	2082.68	4175.06	4166.96	7174.50	6249.64
73.50	108.58	305.40	305.41	378.91	413.98
4788.77	3533.88	631.75	631.93	5420.52	4195.82
2222.61	2861.64	4135.50	4095.44	6358.12	6957.08
149.39	184.91	151.71	150.83	301.09	335.74
4486.77	3208.21	1024.85	1025.96	5511.55	4234.18
1672.36	2487.79	4532.02	4523.68	6204.38	7011.47
687.48	723.07	353.38	350.50	1040.85	1073.57

Tabla C2.5 Valores de $\Psi_{E,0}$ y $\Psi_{E,50}$ para el puente con $H_p=25$ m.

		$\Psi_{E,0} = E_c/E_{f,0}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.48	0.46	0.50	0.50	0.51	1.39
	ML	0.58	0.69	0.71	0.78	1.05	0.96
	VL	0.56	0.60	0.64	0.90	1.23	1.04
	MT	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18
	VT	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21
Torres	ML	1.29	0.86	0.92	1.81	2.80	1.94
	VL	1.28	0.85	0.91	1.78	2.76	1.92
Cable	1	P	-	-	1.27	1.84	1.36
	3	P	-	-	-	1.66	1.62
	6	P	-	-	-	1.33	1.90
Tablero	VL	P	-	-	0.09	0.55	1.25
		ML	-	-	0.01	0.35	0.99
		VL	-	-	0.28	0.92	0.74
	VC	P	-	-	0.09	0.56	1.28
		ML	-	-	0.01	0.36	1.01
		VL	-	-	0.58	1.84	1.49
	AP	P	0.20	0.41	0.48	0.84	1.35
		ML	0.10	0.97	1.54	2.21	1.84
		VL	0.29	1.05	1.37	1.31	0.79

		$\Psi_{E,50} = E_c/E_{f,50}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.48	0.46	0.50	0.51	0.51	1.39
	ML	0.57	0.69	0.71	0.77	1.05	0.95
	VL	0.55	0.60	0.64	0.89	1.22	1.04
	MT	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20	1.18
	VT	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21
Torres	ML	1.29	0.86	0.92	1.82	2.80	1.94
	VL	1.28	0.85	0.91	1.79	2.77	1.92
Cable	1	P	-	-	1.51	2.19	1.62
	3	P	-	-	-	1.66	1.62
	6	P	-	-	-	1.33	1.91
Tablero	VL	P	-	-	0.09	0.55	1.25
		ML	-	-	0.01	0.36	0.99
		VL	-	-	0.28	0.92	0.74
	VC	P	-	-	0.09	0.56	1.28
		ML	-	-	0.01	0.36	1.02
		VL	-	-	0.58	1.85	1.50
	AP	P	0.20	0.41	0.48	0.84	1.35
		ML	0.10	0.97	1.54	2.22	1.84
		VL	0.30	1.06	1.38	1.32	0.79

Tabla C2.6 Valores de $\Psi_{D+E,0}$ y $\Psi_{D+E,50}$ para el puente con $H_p=25$ m.

		$\Psi_{D+E,0}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Torres	Pilares	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88
		ML	0.50	0.60	0.62	0.68	0.85
		VL	0.50	0.54	0.58	0.80	0.94
		MT	0.49	0.87	1.11	1.43	1.18
		VT	0.57	0.88	1.11	1.41	1.21
		ML	1.12	0.75	0.81	1.59	2.44
	Cable	VL	1.11	0.74	0.80	1.57	2.42
		1	P	-	-	1.55	1.61
		3	P	-	-	-	1.15
		6	P	-	-	-	1.22
		1	P	-	-	-	1.18
		3	P	-	-	-	1.21
	Tablero	VL	P	-	-	0.23	0.62
			ML	-	-	0.11	0.41
			VL	-	-	0.37	0.82
		VC	P	-	-	0.14	0.38
			ML	-	-	0.12	0.46
			VL	-	-	0.47	0.99
		AP	P	0.16	0.39	0.53	0.78
			ML	0.08	0.99	1.29	1.79
			VL	0.30	0.77	0.88	0.89

		$\Psi_{D+E,50}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Torres	Pilares	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88
		ML	0.49	0.59	0.60	0.66	0.91
		VL	0.47	0.51	0.54	0.75	1.03
		MT	0.49	0.87	1.11	1.43	1.20
		VT	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17
		ML	0.92	0.62	0.67	1.31	2.01
	Cable	VL	0.92	0.61	0.66	1.30	1.99
		1	P	-	-	1.18	1.23
		3	P	-	-	-	1.24
		6	P	-	-	-	1.33
		1	P	-	-	-	1.33
		3	P	-	-	-	1.36
	Tablero	VL	P	-	-	0.25	0.67
			ML	-	-	0.12	0.48
			VL	-	-	0.34	0.75
		VC	P	-	-	0.18	0.49
			ML	-	-	0.11	0.42
			VL	-	-	0.42	0.89
		AP	P	0.20	0.51	0.69	1.02
			ML	0.07	0.88	1.14	1.58
			VL	0.29	0.75	0.85	0.87

Tabla C2.7 Valores de $a_{r,0}$ y $a_{r,50}$ para cargas sísmicas únicamente, obtenidas del puente con $H_p=25$ m.

		$a_{r,0}$ (PARA CARGA SÍSMICA ÚNICAMENTE)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.46	0.48	0.44	0.44	0.43	0.16
	ML	0.38	0.32	0.31	0.28	0.21	0.23
	VL	0.40	0.36	0.34	0.25	0.18	0.21
	MT	0.45	0.25	0.20	0.15	0.18	0.19
	VT	0.39	0.25	0.20	0.16	0.19	0.18
Torres	ML	0.17	0.25	0.24	0.12	0.08	0.11
	VL	0.17	0.26	0.24	0.12	0.08	0.11
Cable	1	P	-	-	0.17	0.16	0.09
	3	P	-	-	-	0.13	0.09
	6	P	-	-	-	0.17	0.12
Tablero	VL	P	-	-	2.40	0.40	0.18
		ML	-	-	16.32	0.62	0.22
		VL	-	-	0.77	0.24	0.30
	VC	P	-	-	2.34	0.40	0.17
		ML	-	-	16.05	0.62	0.22
		VL	-	-	0.38	0.12	0.15
	AP	P	1.08	0.54	0.46	0.26	0.16
		ML	2.30	0.23	0.14	0.10	0.12
		VL	0.75	0.21	0.16	0.17	0.28

		$a_{r,50}$ (PARA CARGA SÍSMICA ÚNICAMENTE)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.46	0.48	0.44	0.44	0.43	0.16
	ML	0.38	0.32	0.31	0.29	0.21	0.23
	VL	0.40	0.36	0.34	0.25	0.18	0.21
	MT	0.45	0.25	0.20	0.15	0.18	0.19
	VT	0.39	0.25	0.20	0.16	0.19	0.18
Torres	ML	0.17	0.25	0.24	0.12	0.08	0.11
	VL	0.17	0.26	0.24	0.12	0.08	0.11
Cable	1	P	-	-	0.15	0.10	0.08
	3	P	-	-	-	0.13	0.09
	6	P	-	-	-	0.17	0.12
Tablero	VL	P	-	-	2.41	0.40	0.18
		ML	-	-	16.29	0.62	0.22
		VL	-	-	0.77	0.24	0.30
	VC	P	-	-	2.34	0.40	0.17
		ML	-	-	15.90	0.61	0.22
		VL	-	-	0.38	0.12	0.15
	AP	P	1.08	0.54	0.46	0.26	0.16
		ML	2.30	0.23	0.14	0.10	0.12
		VL	0.74	0.21	0.16	0.17	0.28

Tabla C2.8 Valores de $a_{r,0}$ y $a_{r,50}$ para cargas sísmicas y cargas permanentes, obtenidas del puente con $H_p=25$ m.

		$a_{r,0}$ (PARA CARGA SÍSMICA + CARGAS PERMANENTES)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	1.58	1.38	1.13	0.87	0.51	0.20
	ML	0.44	0.36	0.35	0.32	0.24	0.26
	VL	0.44	0.41	0.38	0.27	0.20	0.24
	MT	0.45	0.25	0.20	0.15	0.18	0.19
	VT	0.39	0.25	0.20	0.16	0.19	0.18
Torres	ML	0.20	0.29	0.27	0.14	0.09	0.13
	VL	0.20	0.30	0.28	0.14	0.09	0.05
Cable	1	P	-	-	-0.26	-0.15	-0.31
	3	P	-	-	-	0.06	-0.02
	6	P	-	-	-	0.02	0.05
Tablero	VL	P	-	-	9.69	1.00	0.16
		ML	-	-	25.30	0.84	0.32
		VL	-	-	0.82	0.27	0.35
	VC	P	-	-	17.47	2.34	0.74
		ML	-	-	21.97	0.74	0.29
		VL	-	-	0.62	0.22	0.26
	AP	P	5.10	1.97	1.37	0.53	0.17
		ML	3.11	0.22	0.16	0.11	0.08
		VL	1.76	0.36	0.28	0.27	0.41

		$a_{r,50}$ (PARA CARGA SÍSMICA + CARGAS PERMANENTES)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	1.58	1.39	1.13	0.88	0.52	0.21
	ML	0.45	0.38	0.36	0.33	0.24	0.27
	VL	0.47	0.43	0.41	0.29	0.21	0.25
	MT	0.45	0.25	0.20	0.15	0.18	0.19
	VT	0.39	0.25	0.20	0.16	0.19	0.18
Torres	ML	0.24	0.36	0.33	0.17	0.11	0.16
	VL	0.24	0.36	0.34	0.17	0.11	0.08
Cable	1	P	-	-	0.01	0.04	-0.06
	3	P	-	-	-	-0.02	-0.10
	6	P	-	-	-	-0.11	-0.03
Tablero	VL	P	-	-	8.73	0.84	0.09
		ML	-	-	21.68	0.71	0.27
		VL	-	-	0.91	0.30	0.38
	VC	P	-	-	12.94	1.57	0.41
		ML	-	-	24.29	0.83	0.32
		VL	-	-	0.71	0.25	0.29
	AP	P	3.76	1.30	0.80	0.20	-0.03
		ML	3.52	0.26	0.19	0.13	0.11
		VL	1.83	0.38	0.29	0.29	0.44

C.3 Respuesta estructural del puente L100-Hp=37.5 m

Tabla C3.1 Valores de E_c para el puente con Hp=37.5 m.

		E_c					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	494.85	475.03	447.11	474.79	465.98	951.75
	ML	41498.48	49833.36	53426.38	57535.21	60547.11	58756.74
	VL	1300.33	1424.83	1499.64	1626.82	2098.89	1900.65
	MT	64585.15	87320.66	95454.12	107353.47	108666.92	82399.01
	VT	1959.58	2495.80	2674.62	2943.32	2894.81	2221.69
Torres	ML	1172.51	875.41	991.30	1856.73	3993.40	2583.88
	VL	117.11	87.39	98.46	183.77	396.55	257.24
Cable	1	P	-	-	22.37	33.96	71.05
	3	P	-	-	-	30.73	73.17
	6	P	-	-	-	36.40	62.46
Tablero	VL	P	-	-	42.05	233.52	676.19
		ML	-	-	39.87	1306.28	4705.18
		VL	-	-	69.40	225.31	283.66
	VC	P	-	-	42.81	241.66	647.27
		ML	-	-	40.50	1348.14	4553.03
		VL	-	-	70.66	233.83	271.51
	AP	P	163.77	356.22	397.05	523.54	974.11
		ML	400.55	3734.16	5652.16	9078.61	11262.77
		VL	96.55	316.10	395.63	449.30	350.03
	VL	P	-	-	735.13	1913.31	3351.70
		ML	-	-	736.25	2762.59	5728.67
		VL	-	-	121.34	248.38	311.82
	VC	P	-	-	731.39	1910.85	3312.53
		ML	-	-	732.33	2701.41	5131.74
		VL	-	-	120.52	245.69	317.78
	AP	P	813.77	2106.92	2835.64	3942.73	5389.37
		ML	482.95	5498.54	6793.30	10379.11	14664.91
		VL	305.92	748.25	830.69	922.36	880.63

Tabla C3.2 Valores de E_c+D_c para el puente con Hp=37.5 m.

		$E_c + D_c$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	2707.28	3124.87	3312.26	3758.84	4357.55	4758.38
	ML	41507.17	49928.85	53606.23	57958.40	61520.92	59721.94
	VL	1300.33	1424.83	1499.64	1626.83	2098.89	1900.65
	MT	64585.15	87320.66	95454.12	107353.47	108666.92	82399.01
	VT	1959.58	2495.80	2674.62	2943.32	2894.81	2221.69
Torres	ML	1172.51	875.12	1013.71	1909.55	4043.55	2601.89
	VL	117.11	87.39	100.70	189.07	401.67	258.88
Cable	1	P	-	-	148.50	156.64	171.77
	3	P	-	-	-	177.08	201.56
	6	P	-	-	-	187.99	205.58
Tablero	VL	P	-	-	735.13	1913.31	3351.70
		ML	-	-	736.25	2762.59	5728.67
		VL	-	-	121.34	248.38	311.82
	VC	P	-	-	731.39	1910.85	3312.53
		ML	-	-	732.33	2701.41	5131.74
		VL	-	-	120.52	245.69	317.78
	AP	P	813.77	2106.92	2835.64	3942.73	5389.37
		ML	482.95	5498.54	6793.30	10379.11	14664.91
		VL	305.92	748.25	830.69	922.36	880.63
	VL	P	-	-	735.13	1913.31	3351.70
		ML	-	-	736.25	2762.59	5728.67
		VL	-	-	121.34	248.38	311.82
	VC	P	-	-	731.39	1910.85	3312.53
		ML	-	-	732.33	2701.41	5131.74
		VL	-	-	120.52	245.69	317.78
	AP	P	813.77	2106.92	2835.64	3942.73	5389.37
		ML	482.95	5498.54	6793.30	10379.11	14664.91
		VL	305.92	748.25	830.69	922.36	880.63

Tabla C3.3 Valores de D_c para el puente con $H_p=37.5$ m.

		D_c					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	2212.43	2649.84	2685.15	3284.05	3881.56	3806.63
	ML	8.68	95.50	179.86	423.19	973.81	965.20
	VL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Torres	ML	0.00	0.01	22.40	52.80	50.15	18.06
	VL	0.00	0.00	2.24	5.30	5.13	1.65
Cable	1	P	-	-	126.13	122.68	137.88
	3	P	-	-	-	146.35	161.49
	6	P	-	-	-	151.59	143.14
Tablero	VL	P	-	-	693.07	1679.79	2675.51
		ML	-	-	696.39	1446.41	1023.50
		VL	-	-	51.94	23.08	28.16
	VC	P	-	-	688.58	1669.19	2665.26
		ML	-	-	691.83	1353.27	578.71
		VL	-	-	49.87	11.87	45.67
	AP	P	650.00	1750.00	2438.58	3419.19	4415.26
		ML	82.41	1764.18	1141.14	1300.42	3402.14
		VL	209.38	432.14	435.06	473.06	530.61

Tabla C3.4 Valores de D_f , E_f , y E_f+D_f para el puente con $H_p=37.5$ m.

D_f		E_f		$E_f + D_f$	
ES0	ES50	ES0	ES50	ES0	ES50
4022.34	4023.22	603.44	603.34	4625.77	4626.56
3923.63	5069.47	70642.35	70641.56	66718.72	75711.03
105.85	151.47	2334.56	2336.36	2440.42	2487.84
-	-	90980.48	91007.42	90980.48	91007.42
-	-	2491.42	2492.19	2491.42	2492.19
112.08	235.58	1924.83	1922.72	2036.91	2158.30
10.90	23.58	194.61	194.28	205.50	217.85
120.41	115.93	19.00	18.98	139.41	134.91
141.45	131.89	27.70	27.66	169.16	159.55
133.46	120.37	30.98	30.92	164.45	151.29
2645.92	2394.44	632.94	633.23	3278.86	3027.67
2817.60	2279.21	4681.51	4669.24	7499.12	6948.48
79.25	106.08	185.30	185.16	264.55	291.25
4046.49	3314.82	627.74	627.33	4674.23	3942.15
2026.41	2756.67	4947.00	4919.62	6973.42	7676.29
146.00	175.33	148.13	148.74	294.14	324.07
4303.96	3548.69	995.09	994.97	5299.04	4543.65
2604.08	3151.26	6202.45	6239.73	8806.53	9391.00
684.13	713.47	239.64	239.15	923.78	952.62

Tabla C3.5 Valores de $\Psi_{E,0}$ y $\Psi_{E,50}$ para el puente con $H_p=37.5$ m.

		$\Psi_{E,0} = E_c/E_{f,0}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.82	0.79	0.74	0.79	0.77	1.58
	ML	0.59	0.71	0.76	0.81	0.86	0.83
	VL	0.56	0.61	0.64	0.70	0.90	0.81
	MT	0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91
	VT	0.79	1.00	1.07	1.18	1.16	0.89
Torres	ML	0.61	0.45	0.52	0.96	2.07	1.34
	VL	0.60	0.45	0.51	0.94	2.04	1.32
Cable	1	P	-	-	1.18	1.79	3.74
	3	P	-	-	-	1.11	2.64
	6	P	-	-	-	1.17	2.02
Tablero	VL	P	-	-	0.07	0.37	1.07
		ML	-	-	0.01	0.28	1.01
		VL	-	-	0.37	1.22	1.53
	VC	P	-	-	0.07	0.38	1.03
		ML	-	-	0.01	0.27	0.92
		VL	-	-	0.48	1.58	1.83
	AP	P	0.16	0.36	0.40	0.53	0.98
		ML	0.06	0.60	0.91	1.46	1.82
		VL	0.40	1.32	1.65	1.87	1.98

		$\Psi_{E,50} = E_c/E_{f,50}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.82	0.79	0.74	0.79	0.77	1.58
	ML	0.59	0.71	0.76	0.81	0.86	0.83
	VL	0.56	0.61	0.64	0.70	0.90	0.81
	MT	0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91
	VT	0.79	1.00	1.07	1.18	1.16	0.89
Torres	ML	0.61	0.46	0.52	0.97	2.08	1.34
	VL	0.60	0.45	0.51	0.95	2.04	1.32
Cable	1	P	-	-	1.18	1.79	3.74
	3	P	-	-	-	1.11	2.65
	6	P	-	-	-	1.18	2.02
Tablero	VL	P	-	-	0.07	0.37	1.07
		ML	-	-	0.01	0.28	1.01
		VL	-	-	0.37	1.22	1.53
	VC	P	-	-	0.07	0.39	1.03
		ML	-	-	0.01	0.27	0.93
		VL	-	-	0.48	1.57	1.83
	AP	P	0.16	0.36	0.40	0.53	0.98
		ML	0.06	0.60	0.91	1.45	1.81
		VL	0.40	1.32	1.65	1.88	1.98

Tabla C3.6 Valores de $\Psi_{D+E,0}$ y $\Psi_{D+E,50}$ para el puente con $H_p=37.5$ m.

		$\Psi_{D+E,0}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.59	0.68	0.72	0.81	0.94	1.03
	ML	0.62	0.75	0.80	0.87	0.92	0.90
	VL	0.53	0.58	0.61	0.67	0.86	0.78
	MT	0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91
	VT	0.79	1.00	1.07	1.18	1.16	0.89
Torres	ML	0.58	0.43	0.50	0.94	1.99	1.28
	VL	0.57	0.43	0.49	0.92	1.95	1.26
Cable	1	P	-	-	1.07	1.12	1.23
	3	P	-	-	-	1.05	1.19
	6	P	-	-	-	1.14	1.25
Tablero	VL	P	-	-	0.22	0.58	1.02
		ML	-	-	0.10	0.37	0.85
		VL	-	-	0.46	0.94	1.18
	VC	P	-	-	0.16	0.41	0.71
		ML	-	-	0.11	0.39	0.74
		VL	-	-	0.41	0.84	1.08
	AP	P	0.15	0.40	0.54	0.74	1.02
		ML	0.05	0.62	0.77	1.18	1.67
		VL	0.33	0.81	0.90	1.00	1.08

		$\Psi_{D+E,50}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.59	0.68	0.72	0.81	0.94	1.03
	ML	0.55	0.66	0.71	0.77	0.81	0.79
	VL	0.52	0.57	0.60	0.65	0.84	0.76
	MT	0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91
	VT	0.79	1.00	1.07	1.18	1.16	0.89
Torres	ML	0.54	0.41	0.47	0.88	1.87	1.21
	VL	0.54	0.40	0.46	0.87	1.84	1.19
Cable	1	P	-	-	1.10	1.16	1.27
	3	P	-	-	-	1.11	1.26
	6	P	-	-	-	1.24	1.36
Tablero	VL	P	-	-	0.24	0.63	1.11
		ML	-	-	0.11	0.40	0.82
		VL	-	-	0.42	0.85	1.07
	VC	P	-	-	0.19	0.48	0.84
		ML	-	-	0.10	0.35	0.67
		VL	-	-	0.37	0.76	0.98
	AP	P	0.18	0.46	0.62	0.87	1.19
		ML	0.05	0.59	0.72	1.11	1.56
		VL	0.32	0.79	0.87	0.97	1.04

Tabla C3.7 Valores de $a_{r,0}$ y $a_{r,50}$ para cargas sísmicas únicamente, obtenidas del puente con $H_p=37.5$ m.

		$a_{r,0}$ (PARA CARGA SÍSMICA ÚNICAMENTE)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.27	0.28	0.30	0.28	0.28	0.14
	ML	0.37	0.31	0.29	0.27	0.26	0.26
	VL	0.39	0.36	0.34	0.32	0.24	0.27
	MT	0.31	0.23	0.21	0.19	0.18	0.24
	VT	0.28	0.22	0.20	0.19	0.19	0.25
Torres	ML	0.36	0.48	0.43	0.23	0.11	0.16
	VL	0.37	0.49	0.43	0.23	0.11	0.17
Cable	1	P	-	-	0.19	0.12	0.12
	3	P	-	-	-	0.20	0.15
	6	P	-	-	-	0.19	0.11
Tablero	VL	P	-	-	3.31	0.60	0.21
		ML	-	-	25.83	0.79	0.22
		VL	-	-	0.59	0.18	0.14
	VC	P	-	-	3.23	0.57	0.21
		ML	-	-	26.87	0.81	0.24
		VL	-	-	0.46	0.14	0.12
	AP	P	1.34	0.61	0.55	0.42	0.22
		ML	3.41	0.37	0.24	0.15	0.12
		VL	0.55	0.17	0.13	0.12	0.15

		$a_{r,50}$ (PARA CARGA SÍSMICA ÚNICAMENTE)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.27	0.28	0.30	0.28	0.28	0.14
	ML	0.37	0.31	0.29	0.27	0.26	0.26
	VL	0.40	0.36	0.34	0.32	0.24	0.27
	MT	0.31	0.23	0.21	0.19	0.18	0.24
	VT	0.28	0.22	0.20	0.19	0.19	0.25
Torres	ML	0.36	0.48	0.43	0.23	0.11	0.16
	VL	0.36	0.49	0.43	0.23	0.11	0.17
Cable	1	P	-	-	0.19	0.12	0.12
	3	P	-	-	-	0.20	0.15
	6	P	-	-	-	0.19	0.11
Tablero	VL	P	-	-	3.31	0.60	0.21
		ML	-	-	25.77	0.79	0.22
		VL	-	-	0.59	0.18	0.14
	VC	P	-	-	3.22	0.57	0.21
		ML	-	-	26.72	0.80	0.24
		VL	-	-	0.46	0.14	0.12
	AP	P	1.34	0.61	0.55	0.42	0.22
		ML	3.43	0.37	0.24	0.15	0.12
		VL	0.54	0.17	0.13	0.12	0.15

Tabla C3.8 Valores de $a_{r,0}$ y $a_{r,50}$ para cargas sísmicas y cargas permanentes, obtenidas del puente con $H_p=37.5$ m.

		$a_{r,0}$ (PARA CARGA SÍSMICA + CARGAS PERMANENTES)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	1.07	0.92	0.95	0.62	0.35	0.19
	ML	0.35	0.29	0.27	0.25	0.24	0.25
	VL	0.41	0.38	0.36	0.33	0.26	0.28
	MT	0.31	0.23	0.21	0.19	0.18	0.24
	VT	0.28	0.22	0.20	0.19	0.19	0.25
Torres	ML	0.38	0.51	0.45	0.24	0.11	0.17
	VL	0.39	0.52	0.45	0.24	0.11	0.17
Cable	1	P	-	-	0.13	0.11	0.01
	3	P	-	-	-	0.16	0.04
	6	P	-	-	-	0.08	0.08
Tablero	VL	P	-	-	13.53	1.51	0.20
		ML	-	-	37.54	1.02	0.30
		VL	-	-	0.67	0.24	0.18
	VC	P	-	-	20.48	2.74	0.68
		ML	-	-	34.12	0.92	0.31
		VL	-	-	0.76	0.27	0.20
	AP	P	6.25	2.19	1.58	0.79	0.20
		ML	4.79	0.41	0.30	0.18	0.11
		VL	1.63	0.34	0.27	0.22	0.25

		$a_{r,50}$ (PARA CARGA SÍSMICA + CARGAS PERMANENTES)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	1.07	0.92	0.96	0.62	0.35	0.19
	ML	0.40	0.33	0.31	0.29	0.27	0.28
	VL	0.42	0.38	0.36	0.34	0.26	0.29
	MT	0.31	0.23	0.21	0.19	0.18	0.24
	VT	0.28	0.22	0.20	0.19	0.19	0.25
Torres	ML	0.40	0.54	0.47	0.25	0.12	0.18
	VL	0.41	0.55	0.48	0.25	0.12	0.18
Cable	1	P	-	-	0.09	0.08	-0.02
	3	P	-	-	-	0.09	-0.01
	6	P	-	-	-	0.00	0.03
Tablero	VL	P	-	-	12.21	1.27	0.11
		ML	-	-	34.50	0.93	0.28
		VL	-	-	0.76	0.26	0.20
	VC	P	-	-	16.72	2.07	0.43
		ML	-	-	37.94	1.03	0.34
		VL	-	-	0.85	0.29	0.23
	AP	P	5.23	1.73	1.17	0.47	0.03
		ML	5.11	0.45	0.32	0.20	0.12
		VL	1.69	0.36	0.29	0.23	0.27

C.4 Respuesta estructural del puente L100-Hp=37.5 m

Tabla C4.1 Valores de E_c para el puente con Hp=37.5 m.

		E_c					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	622.88	589.22	582.24	560.93	524.83	888.13
	ML	48685.45	57125.06	61587.72	68662.03	70664.22	74567.48
	VL	1317.42	1367.38	1437.73	1523.55	1631.14	1763.75
	MT	82548.36	100373.12	107884.87	121143.58	132361.66	104899.99
	VT	2034.06	2310.68	2383.35	2634.72	2764.58	2229.14
Torres	ML	1048.33	789.26	792.52	1608.07	3993.83	1877.95
	VL	104.66	78.74	78.24	158.08	394.17	187.89
Cable	1	P	-	-	21.96	29.31	37.64
	3	P	-	-	-	26.05	42.29
	6	P	-	-	-	37.36	49.96
Tablero	VL	P	-	-	38.06	179.24	507.43
		ML	-	-	37.01	1133.87	3949.76
		VL	-	-	70.06	184.16	233.83
	VC	P	-	-	38.47	181.73	570.26
		ML	-	-	37.49	1145.10	4386.25
		VL	-	-	70.98	187.04	256.08
	AP	P	135.63	286.84	331.66	413.65	730.68
		ML	353.78	4007.36	5193.80	7252.82	11304.52
		VL	88.67	333.97	371.72	366.78	369.79
	VL	P	-	-	38.06	179.24	507.43
		ML	-	-	37.01	1133.87	3949.76
		VL	-	-	70.06	184.16	233.83

Tabla C4.2 Valores de E_c+D_c para el puente con Hp=37.5 m.

		$E_c + D_c$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	3374.10	3777.86	3986.18	4383.78	4945.20	5232.95
	ML	48696.16	57221.34	61772.95	69103.25	71684.04	75616.73
	VL	1317.42	1367.38	1437.73	1523.56	1631.11	1763.75
	MT	82548.36	100373.12	107884.87	121153.48	132361.66	104889.89
	VT	2034.06	2310.68	2383.50	2634.72	2764.58	2229.17
Torres	ML	1048.33	789.28	829.01	1704.67	4131.98	1933.99
	VL	104.66	78.79	81.90	167.76	408.11	193.67
Cable	1	P	-	-	147.00	151.61	176.34
	3	P	-	-	-	170.78	203.26
	6	P	-	-	-	186.33	190.54
Tablero	VL	P	-	-	731.98	1862.19	3190.12
		ML	-	-	660.49	2593.55	5031.91
		VL	-	-	122.24	208.20	621.21
	VC	P	-	-	725.09	1845.23	3225.09
		ML	-	-	727.32	2478.16	4841.99
		VL	-	-	119.92	196.98	303.62
	AP	P	785.62	2036.84	2768.28	3827.23	5135.51
		ML	436.19	5771.66	6357.32	8618.19	14831.12
		VL	298.04	766.11	807.69	841.76	902.25
	VL	P	-	-	731.98	1862.19	3190.12
		ML	-	-	660.49	2593.55	5031.91
		VL	-	-	122.24	208.20	621.21

Tabla C4.3 Valores de D_c para el puente con $H_p=37.5$ m.

		D_c					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	2751.22	3188.64	3403.94	3822.85	4420.36	4344.82
	ML	8.71	96.30	185.22	441.39	1019.82	1049.25
	VL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Torres	ML	0.00	0.01	36.49	96.60	138.16	56.05
	VL	0.00	0.00	3.65	9.68	13.94	5.78
Cable	1	P	-	-	125.04	122.31	138.69
	3	P	-	-	-	144.73	160.97
	6	P	-	-	-	148.97	140.58
Tablero	VL	P	-	-	693.92	1682.95	2682.70
		ML	-	-	697.24	1459.68	1082.15
		VL	-	-	52.33	24.03	27.38
	VC	P	-	-	686.62	1663.59	2654.84
		ML	-	-	689.83	1333.06	505.24
		VL	-	-	48.95	9.94	47.54
	AP	P	650.00	1750.00	2436.62	3413.59	4404.83
		ML	82.40	1764.29	1163.52	1365.78	3526.59
		VL	209.38	432.14	435.98	474.98	532.47

Tabla C4.4 Valores de D_f , E_f , y E_f+D_f para el puente con $H_p=37.5$ m.

D_f		E_f		$E_f + D_f$	
ES0	ES50	ES0	ES50	ES0	ES50
4556.05	4550.24	675.30	675.75	5231.35	5225.99
1587.39	3346.20	76321.97	76311.16	77909.37	79657.36
42.40	65.87	2083.51	2084.54	2125.91	2150.45
-	-	111939.48	111938.52	111939.48	111938.52
-	-	2427.82	2427.92	2427.82	2427.92
146.17	168.65	2714.94	2711.72	2861.11	2880.37
14.45	16.98	274.15	273.66	288.60	290.64
121.38	116.39	22.32	22.27	143.69	138.66
141.15	131.40	33.92	33.86	175.07	165.26
131.05	117.95	37.84	37.75	168.88	155.70
2997.14	2723.29	625.39	624.62	3622.49	3347.91
2598.61	2230.80	5491.08	5475.99	8089.68	7706.30
77.03	104.19	178.20	178.14	255.36	282.33
3974.79	3390.11	647.09	645.15	4621.88	4035.26
1954.52	2672.27	5916.87	5889.34	7871.39	8561.58
146.82	177.11	171.65	172.43	318.47	349.54
4232.26	3623.98	932.15	931.11	5164.40	4555.08
2728.72	3297.87	8272.38	8311.29	5543.66	5013.42
684.94	715.25	224.86	221.95	909.80	937.19

Tabla C4.5 Valores de $\Psi_{E,0}$ y $\Psi_{E,50}$ para el puente con $H_p=37.5$ m.

		$\Psi_{E,0} = E_c/E_{f,0}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.92	0.87	0.86	0.83	0.78	1.32
	ML	0.64	0.75	0.81	0.90	0.93	0.98
	VL	0.63	0.66	0.69	0.73	0.78	0.85
	MT	0.74	0.90	0.96	1.08	1.18	0.94
	VT	0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92
Torres	ML	0.39	0.29	0.29	0.59	1.47	0.69
	VL	0.38	0.29	0.29	0.58	1.44	0.69
Cable	1	P	-	-	0.98	1.31	1.69
	3	P	-	-	-	0.77	1.25
	6	P	-	-	-	0.99	1.32
Tablero	VL	P	-	-	0.06	0.29	0.81
		ML	-	-	0.01	0.21	0.72
		VL	-	-	0.39	1.03	1.31
	VC	P	-	-	0.06	0.28	0.88
		ML	-	-	0.01	0.19	0.74
		VL	-	-	0.41	1.09	1.49
	AP	P	0.15	0.31	0.36	0.44	0.78
		ML	0.04	0.48	0.63	0.88	1.37
		VL	0.39	1.49	1.65	1.63	1.75

		$\Psi_{E,50} = E_c/E_{f,50}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.92	0.87	0.86	0.83	0.78	1.31
	ML	0.64	0.75	0.81	0.90	0.93	0.98
	VL	0.63	0.66	0.69	0.73	0.78	0.85
	MT	0.74	0.90	0.96	1.08	1.18	0.94
	VT	0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92
Torres	ML	0.39	0.29	0.29	0.59	1.47	0.69
	VL	0.38	0.29	0.29	0.58	1.44	0.69
Cable	1	P	-	-	0.99	1.32	1.69
	3	P	-	-	-	0.77	1.25
	6	P	-	-	-	0.99	1.32
Tablero	VL	P	-	-	0.06	0.29	0.81
		ML	-	-	0.01	0.21	0.72
		VL	-	-	0.39	1.03	1.31
	VC	P	-	-	0.06	0.28	0.88
		ML	-	-	0.01	0.19	0.74
		VL	-	-	0.41	1.08	1.49
	AP	P	0.15	0.31	0.36	0.44	0.78
		ML	0.04	0.48	0.62	0.87	1.36
		VL	0.40	1.50	1.67	1.65	1.77

Tabla C4.6 Valores de $\Psi_{D+E,0}$ y $\Psi_{D+E,50}$ para el puente con $H_p=37.5$ m.

		$\Psi_{D+E,0}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.64	0.72	0.76	0.84	0.95	1.00
	ML	0.63	0.73	0.79	0.89	0.92	0.97
	VL	0.62	0.64	0.68	0.72	0.77	0.83
	MT	0.74	0.90	0.96	1.08	1.18	0.94
	VT	0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92
Torres	ML	0.37	0.28	0.29	0.60	1.44	0.68
	VL	0.36	0.27	0.28	0.58	1.41	0.67
Cable	1	P	-	-	1.02	1.06	1.23
	3	P	-	-	-	0.98	1.21
	6	P	-	-	-	1.10	1.13
Tablero	VL	P	-	-	0.20	0.51	0.94
		ML	-	-	0.08	0.32	1.09
		VL	-	-	0.48	2.43	0.81
	VC	P	-	-	0.16	0.40	0.69
		ML	-	-	0.09	0.31	0.71
		VL	-	-	0.38	0.62	0.92
	AP	P	0.15	0.39	0.54	0.74	0.99
		ML	0.08	1.04	1.15	1.55	2.68
		VL	0.33	0.84	0.89	0.93	1.00

		$\Psi_{D+E,50}$					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.65	0.72	0.76	0.84	0.95	1.00
	ML	0.61	0.72	0.78	0.87	0.90	0.95
	VL	0.61	0.64	0.67	0.71	0.76	0.82
	MT	0.74	0.90	0.96	1.08	1.18	0.94
	VT	0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92
Torres	ML	0.36	0.27	0.29	0.59	1.43	0.67
	VL	0.36	0.27	0.28	0.58	1.40	0.67
Cable	1	P	-	-	1.06	1.09	1.27
	3	P	-	-	-	1.03	1.23
	6	P	-	-	-	1.20	1.22
Tablero	VL	P	-	-	0.22	0.56	1.02
		ML	-	-	0.09	0.34	1.15
		VL	-	-	0.43	2.20	0.74
	VC	P	-	-	0.18	0.46	0.79
		ML	-	-	0.08	0.29	0.65
		VL	-	-	0.34	0.56	0.84
	AP	P	0.17	0.45	0.61	0.84	1.13
		ML	0.09	1.15	1.27	1.72	2.96
		VL	0.32	0.82	0.86	0.90	0.98

Tabla C4.7 Valores de $a_{r,0}$ y $a_{r,50}$ para cargas sísmicas únicamente, obtenidas del puente con $H_p=37.5$ m.

		$a_{r,0}$ (PARA CARGA SÍSMICA ÚNICAMENTE)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.24	0.25	0.26	0.26	0.28	0.17
	ML	0.34	0.29	0.27	0.24	0.24	0.23
	VL	0.35	0.34	0.32	0.30	0.28	0.26
	MT	0.30	0.25	0.23	0.20	0.19	0.23
	VT	0.26	0.23	0.22	0.20	0.19	0.24
Torres	ML	0.57	0.76	0.75	0.37	0.15	0.32
	VL	0.58	0.77	0.77	0.38	0.15	0.32
Cable	1	P	-	-	0.22	0.13	0.08
	3	P	-	-	-	0.18	0.12
	6	P	-	-	-	0.22	0.17
Tablero	VL	P	-	-	3.61	0.77	0.16
		ML	-	-	32.64	1.07	0.17
		VL	-	-	0.56	0.21	0.23
	VC	P	-	-	3.70	0.78	0.23
		ML	-	-	34.72	1.14	0.28
		VL	-	-	0.53	0.20	0.15
	AP	P	1.51	0.71	0.62	0.50	0.30
		ML	5.14	0.45	0.35	0.25	0.16
		VL	0.56	0.15	0.13	0.13	0.13

		$a_{r,50}$ (PARA CARGA SÍSMICA ÚNICAMENTE)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.24	0.25	0.26	0.27	0.28	0.17
	ML	0.34	0.29	0.27	0.24	0.24	0.23
	VL	0.35	0.34	0.32	0.30	0.28	0.26
	MT	0.30	0.25	0.23	0.20	0.19	0.23
	VT	0.26	0.23	0.22	0.20	0.19	0.24
Torres	ML	0.57	0.76	0.75	0.37	0.15	0.32
	VL	0.58	0.76	0.77	0.38	0.15	0.32
Cable	1	P	-	-	0.22	0.13	0.08
	3	P	-	-	-	0.18	0.12
	6	P	-	-	-	0.22	0.17
Tablero	VL	P	-	-	3.61	0.77	0.16
		ML	-	-	32.55	1.06	0.17
		VL	-	-	0.56	0.21	0.23
	VC	P	-	-	3.69	0.78	0.23
		ML	-	-	34.56	1.13	0.28
		VL	-	-	0.53	0.20	0.15
	AP	P	1.51	0.71	0.62	0.50	0.30
		ML	5.17	0.46	0.35	0.25	0.16
		VL	0.55	0.15	0.13	0.13	0.12

Tabla C4.8 Valores de $a_{r,0}$ y $a_{r,50}$ para cargas sísmicas y cargas permanentes, obtenidas del puente con $H_p=37.5$ m.

		$a_{r,0}$ (PARA CARGA SÍSMICA + CARGAS PERMANENTES)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.88	0.76	0.69	0.55	0.34	0.22
	ML	0.35	0.30	0.28	0.25	0.24	0.23
	VL	0.36	0.34	0.33	0.31	0.29	0.27
	MT	0.30	0.25	0.23	0.20	0.19	0.23
	VT	0.26	0.23	0.22	0.20	0.19	0.24
Torres	ML	0.60	0.80	0.78	0.38	0.15	0.33
	VL	0.61	0.81	0.80	0.39	0.15	0.33
Cable	1	P	-	-	0.19	0.16	0.03
	3	P	-	-	-	0.07	0.09
	6	P	-	-	-	0.12	0.12
Tablero	VL	P	-	-	16.93	2.38	0.41
		ML	-	-	43.94	1.29	0.39
		VL	-	-	0.64	0.28	0.21
	VC	P	-	-	22.50	3.58	0.76
		ML	-	-	42.15	1.26	0.37
		VL	-	-	0.84	0.36	0.23
	AP	P	7.32	2.62	1.81	0.93	0.23
		ML	3.40	0.21	0.19	0.13	0.04
		VL	1.74	0.31	0.28	0.26	0.22

		$a_{r,50}$ (PARA CARGA SÍSMICA + CARGAS PERMANENTES)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
Pilares	P	0.87	0.76	0.69	0.55	0.34	0.22
	ML	0.36	0.31	0.28	0.25	0.24	0.23
	VL	0.36	0.35	0.33	0.31	0.29	0.27
	MT	0.30	0.25	0.23	0.20	0.19	0.23
	VT	0.26	0.23	0.22	0.20	0.19	0.24
Torres	ML	0.60	0.80	0.79	0.38	0.15	0.33
	VL	0.61	0.81	0.81	0.39	0.15	0.33
Cable	1	P	-	-	0.14	0.12	0.00
	3	P	-	-	-	0.17	0.02
	6	P	-	-	-	0.04	0.07
Tablero	VL	P	-	-	15.34	2.04	0.29
		ML	-	-	41.66	1.21	0.37
		VL	-	-	0.72	0.31	0.24
	VC	P	-	-	19.15	2.87	0.53
		ML	-	-	46.20	1.39	0.40
		VL	-	-	0.93	0.40	0.26
	AP	P	6.33	2.15	1.41	0.61	0.05
		ML	3.07	0.18	0.16	0.11	0.03
		VL	1.81	0.33	0.30	0.28	0.24