

UNIVERSIDAD DEL BÍO - BÍO

**FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**



“Comparación entre Diseño a Tensión Última y a Tensión Admisible en el Cálculo de Puentes de Madera”

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el Título de Ingeniero Civil

JORGE ROBLES ARANCIBIA

Profesora Guía: Ángela Salinas B.

Concepción, Diciembre del 2007

AGRADECIMIENTOS

A mis Padres Jorge y Erika por todo el esfuerzo que han puesto en mí toda su vida.

A la familia Fogarty de Nebraska USA, quienes me ayudaron en mi formación personal.

A la Oficina Técnica de la empresa constructora TECSA Obra Santa Fe 2005, por su ayuda en mi formación profesional.

A todas aquellas personas que directa o indirectamente han colaborado en mi formación como ingeniero.

A Dios quien me ha acompañado siempre.

INDICE GENERAL

Glosario	xii
Capítulo 1: Antecedentes generales	1
1.1. Introducción	2
1.2. Objetivos	3
1.2.1. Objetivo general	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. Metodología	4
1.4. Madera como diseño sustentable	5
1.4.1. Generalidades	5
1.4.2. Energía de manufactura	5
1.4.3. Usos posteriores	6
1.5. Panorama mundial de la madera como material para puentes	6
1.5.1. Historia	6
1.5.2. Presente	7
1.5.3. Proyecciones	7
1.6. Tipos de puentes de madera más comunes a nivel mundial	7
1.6.1. Log beams	7
1.6.2. Sawn lumber beams	8
1.6.3. Glued-laminated timber beams	9
1.6.4. Tipologías más comunes para superestructuras	10
1.7. Protección por diseño	11
1.7.1. Protección de la madera por impregnación	11
1.7.2. Protección pasiva	13
1.7.3. Protección contra la corrosión	15
1.7.4. Inspección y mantenimiento	15
Capítulo 2: Diseño a tensión última aplicada a puentes (LRFD AASHTO 2004)	17
2.1. Aspectos generales	18
2.2. Filosofía de diseño	18
2.2.1. Estados límites	18
2.2.1.1. General	18

2.2.1.2	Estados límites de servicio	19
2.2.1.3	Estados límites de fatiga	20
2.2.1.4	Estados límites de resistencia	20
2.2.1.4.1	General	20
2.2.1.4.2	Factores de minoración de la resistencia	20
2.2.1.4.3	Estabilidad	21
2.2.1.5	Estados límites de eventos extremos	21
2.2.2	Ductilidad	21
2.2.3	Redundancia	22
2.2.4	Importancia operacional	22
2.3	Criterios de diseño	23
2.3.1	Criterio por deformación	23
2.3.2	Factores de carga y resistencia	24
2.3.2.1	Designación de cargas	24
2.3.2.2	Combinaciones de carga	25
2.3.2.3	Factores de carga	28
2.3.2.3.1	Generalidades	28
2.3.2.3.2	Factores de carga para cargas permanentes	29
2.3.2.3.3	Factores de carga para los gradientes de temperatura	29
2.3.2.3.4	Factores de carga para carga viva	30
2.3.2.3.5	Factores de carga para cargas de construcción	30
2.3.2.3.6	Factores de carga para fuerzas de tensado y postensado	30
2.3.2.3.7	Factores de carga para cargas de fatiga	31
2.3.2.4	Cargas permanentes	31
2.3.2.5	Cargas vivas	32
2.3.2.5.1	Carga viva vehicular	32
2.3.2.5.1.1	Factores de múltiple presencia de carga viva	32
2.3.2.5.1.2	Sobrecarga vehicular de diseño	34
2.3.2.5.1.2.1	General	34
2.3.2.5.1.2.2	Camión de diseño	34
2.3.2.5.1.2.3	Tandem de diseño	35
2.3.2.5.1.2.4	Carga del carril de diseño	35

	2.3.2.5.1.2.5	Área de contacto de los neumáticos	35
	2.3.2.5.2	Carga peatonal	36
	2.3.2.5.3	Fuerza de frenado: BR	36
2.3.2.6		Carga de fatiga	37
	2.3.2.6.1	Magnitud y configuración	37
	2.3.2.6.2	Frecuencia	37
2.3.2.7		Carga de viento	38
	2.3.2.7.1	General	38
	2.3.2.7.2	Presión del viento sobre los vehículos: WL	38
	2.3.2.7.3	Presión vertical del viento	39
2.3.2.8		Cargas sísmicas: EQ	40
2.3.2.9		Cargas accidentales	40
	2.3.2.9.1	Generalidades	40
	2.3.2.9.2	Colisión de vehículos contra las estructuras	40
	2.3.2.9.3	Colisión de vehículos contra las barreras	41
	2.3.2.9.4	Colisión en barreras peatonales	43
	2.3.2.9.5	Colisión en barreras para ciclistas	44
2.4		Aplicación de cargas vivas vehiculares de diseño	45
	2.4.1	Requisitos generales	45
	2.4.2	Carga para la evaluación opcional de la deformación por sobrecarga	46
2.5		Tensiones últimas y módulo de elasticidad	46
	2.5.1	General	46
	2.5.2	Tensiones básicas	47
	2.5.2.1	Madera aserrada	47
	2.5.2.2	Madera laminada	48
	2.5.3	Factores de modificación	49
	2.5.3.1	General	49
	2.5.3.2	Factor de modificación por efecto del tamaño, C_F .	49
	2.5.3.3	Factor de modificación por servicio húmedo, C_M .	52
	2.5.3.4	Factor de modificación por plataforma, C_D .	53
	2.5.3.5	Factor de modificación por efecto del tiempo, C_T .	54

2.6	Diseño según sollicitación	54
2.6.1	Elementos en flexión	54
2.6.1.1	General	54
2.6.1.2	Sección rectangular	55
2.6.1.3	Sección circular	57
2.6.2	Elementos en corte	57
2.6.3	Elementos en compresión	58
2.6.3.1	General	58
2.6.3.2	Compresión paralela a la fibra	58
2.6.3.3	Compresión perpendicular a la fibra	60
2.6.4	Elementos en tensión paralelos a la fibra	61
2.6.5	Elementos sometidos a combinación de flexión y carga axial	62
2.6.5.1	Elementos sometidos a combinación de flexión y tensión	62
2.6.5.2	Elementos sometidos a combinación de flexión y compresión paralela a la fibra	62
2.7	Uniones	62
2.7.1	General	62
2.7.2	Pernos	64
2.7.2.1	Resistencia lateral	64
2.7.2.2	Resistencia axial	68
2.7.2.3	Resistencia combinada	68
2.7.3	Placas de unión	69
2.7.4	Barras de acero	69
Capítulo 3: diseño a tensión ultima aplicada a puentes (LRFD EUROCODE)		70
3.1	Aspectos generales	71
3.2	Filosofía de diseño	71
3.2.1	Vida útil de proyecto	71
3.2.2	Acciones sobre puentes	71
3.2.2.1	Clasificación de las acciones	71
3.2.2.2	Valores característicos de las acciones	72
3.2.2.3	Valores de cálculo	73
3.2.3	Material	75
3.2.3.1	Generalidades	75

3.2.3.2	Clases de servicio	76
3.2.3.3	Clases de duración de cargas	77
3.2.3.4	Valores característicos	78
3.2.3.5	Valores de cálculo	79
3.2.4	Principios de diseño de los estados límites	83
3.2.4.1	Estados límites últimos	83
3.2.4.2	Estados límites de servicio	86
3.2.4.2.1	Generalidades	86
3.2.4.2.2	Deslizamiento de la unión	87
3.2.4.2.3	Valores límites para la deformación en vigas	88
3.2.4.2.4	Vibraciones	89
3.3	Criterio de diseño por factores de carga y resistencia	90
3.3.1	Estados límites últimos	90
3.3.1.1	Situaciones de cálculo	90
3.3.1.2	Combinaciones de acciones	90
3.3.2	Estados límites de servicio	91
3.3.2.1	Generalidades	91
3.3.2.2	Criterio de verificación	92
3.3.3	Acciones durante la ejecución	93
3.3.3.1	Generalidades	93
3.3.3.2	Aplicación sobre puentes	93
3.3.4	Cargas permanentes	94
3.3.5	Cargas de tráfico	96
3.3.5.1	Generalidades y aplicación	96
3.3.5.2	División de la plataforma en carriles teóricos	97
3.3.5.3	Fuerzas verticales. Valores característicos de los modelos de carga	98
3.3.5.3.1	Sistema principal de carga (modelo de carga 1)	98
3.3.5.3.2	Modelo de eje simple (modelo de carga 2)	101
3.3.5.3.3	Conjunto de modelos de vehículos especiales (modelo de carga 3)	102
3.3.5.3.4	Carga de muchedumbre (modelo de carga 4)	107
3.3.5.4	Fuerzas horizontales. Valores característicos	108
3.3.5.4.1	Fuerzas de frenado y arranque	108

3.3.5.5	Combinaciones de cargas de tráfico en puentes de carretera	109
3.3.5.5.1	Valores característicos de la acción multicomponente	109
3.3.5.5.2	Otros valores representativos de la acción multicomponente	111
3.3.5.5.3	Grupos de carga en situaciones transitorias	111
3.3.6	Carga de fatiga	112
3.3.6.1	Modelos de carga de fatiga	112
3.3.6.1.1	Generalidades	112
3.3.6.1.2	Modelo de carga de fatiga 1 (similar al sistema principal de cargas)	114
3.3.6.1.3	Modelo de carga de fatiga 2 (conjunto de vehículos pesados frecuentes)	114
3.3.6.1.4	Modelo de carga de fatiga 3 (modelo de vehículo único)	115
3.3.6.1.5	Modelo de carga de fatiga 4 (conjunto de vehículos pesados estándar)	116
3.3.6.1.6	Modelo de carga de fatiga 5 (basado en mediciones de tráfico)	118
3.3.6.2	Método simplificado para la comprobación de la fatiga	120
3.3.6.2.1	Generalidades	120
3.3.6.2.2	Carga de fatiga	122
3.3.6.2.3	Comprobación de fatiga	122
3.3.7	Cargas de viento	124
3.3.8	Cargas sísmicas	124
3.3.9	Acciones accidentales	125
3.3.9.1	Generalidades	125
3.3.9.2	Fuerzas de colisión de vehículos bajo el puente	125
3.3.9.3	Fuerzas de colisión de vehículos sobre el puente	125
3.3.9.3.1	Vehículos en aceras y en carriles para bicicletas	125
3.3.9.3.2	Fuerzas de colisión de bordillos	126
3.3.9.3.3	Fuerzas de colisión en barreras de seguridad	127
3.3.9.3.4	Acciones en barandillas	128
3.4	Diseño según solicitud	128
3.4.1	Diseño de secciones transversales sometidas a tensión en una dirección principal	128
3.4.1.1	General	128
3.4.1.2	Tensión paralela a la fibra	129

3.4.1.3	Tensión perpendicular a la fibra	129
3.4.1.3.1	Factor de modificación por tamaño, K_t .	129
3.4.1.4	Compresión paralela a la fibra	130
3.4.1.5	Compresión perpendicular a la fibra	131
3.4.1.6	Flexión	136
3.4.1.7	Corte	136
3.4.1.8	Torsión	138
3.4.2	Diseño de secciones transversales sometidas a tensiones combinadas	139
3.4.2.1	General	139
3.4.2.2	Tensiones de compresión actuando a un ángulo de la fibra	139
3.4.2.3	Flexión combinada y tensión axial	140
3.4.2.4	Flexión combinada y compresión axial	140
3.5	Uniones	140
3.5.1	General	140
3.5.1.1	Conexiones múltiples	140
3.5.1.2	Conexiones de múltiples planos de corte	141
3.5.1.3	Fuerzas de conexión a un ángulo de la fibra	141
3.5.2	Pernos	143
3.5.2.1	Generalidades	143
3.5.2.2	Pernos cargados lateralmente	144
3.5.2.3	Pernos cargados axialmente	149
3.5.3	Placas de unión	150
3.5.4	Barras de acero	152
Capítulo 4: Análisis, diseño y cálculo a tensión última		153
4.1	Generalidades	154
4.2	Materiales	155
4.3	Metodología AASHTO LRFD	159
4.3.1	Cargas permanentes	159
4.3.2	Cargas vivas	159
4.3.3	Cargas de viento	175
4.3.4	Cargas sísmicas	176
4.3.5	Combinaciones de carga	182

4.3.6	Esfuerzos resultantes	184
4.3.7	Diseño de elementos	187
4.3.7.1	Puente de 15 (m) en king post	187
4.3.7.1.1	Tensores	187
4.3.7.1.1.1	Tensores centrales	187
4.3.7.1.1.2	Tensores	189
4.3.7.1.2	Vigas transversales	191
4.3.7.1.3	Contravientos	194
4.3.7.1.4	Arcos	194
4.3.7.1.4.1	Arco 1 (viga principal)	194
4.3.7.1.4.2	Arco 2 (viga en v)	198
4.3.7.1.5	Vigas de arriostre	201
4.4	Metodología EUROCODE LRFD	204
4.4.1	Cargas permanentes	204
4.4.2	Cargas vivas	204
4.4.3	Cargas de viento	223
4.4.4	Cargas sísmicas	223
4.4.5	Combinaciones de carga	224
4.4.6	Esfuerzos resultantes	225
4.4.7	Diseño de elementos	228
4.4.7.1	Puente de 15 (m) en king post	228
4.4.7.1.1	Tensores	228
4.4.7.1.1.1	Tensores centrales	228
4.4.7.1.1.2	Tensores	230
4.4.7.1.2	Vigas transversales	232
4.4.7.1.3	Contravientos	234
4.4.7.1.4	Arcos	235
4.4.7.1.4.1	Arco 1 (viga principal)	235
4.4.7.1.4.2	Arco 2 (viga en v)	238
4.4.7.1.5	Vigas de arriostre	242
4.5	Diseño de uniones	246
4.5.1	Consideraciones	246

4.5.2	Uniones viga principal MLE a tensor	246
4.5.3	Uniones viga principal MLE (cubrerera)	248
4.5.4	Uniones viga principal MLE en apoyo	252
Capítulo 5: Análisis de resultados		256
5.1	Generalidades	257
5.2	Resumen de elementos	258
5.3	Resumen de uniones	264
5.4	Comparación entre normativas	269
Capítulo 6: Conclusiones y comentarios		279
6.1	Conclusiones	280
6.2	Comentarios	284
6.3	Líneas de investigación	285
Anexo: Cálculo de costos		286
Bibliografía		293

SUMARIO

El presente informe se ha dividido en seis capítulos.

El **capítulo 1** trata acerca de los antecedentes generales, los objetivos perseguidos, la metodología a desarrollar, las ventajas de utilizar la madera como material para puentes, realizando una reseña histórica, analizando los tipos más comunes de puentes de madera y detallando los tipos de protecciones por diseño fundamentales para los puentes de madera.

El **capítulo 2** trata acerca de la metodología de diseño AASHTO LRFD a tensión última en el cálculo de puentes. Se detallan los tipos de carga y criterios de diseño de aplicación de esta normativa.

El **capítulo 3** trata acerca de la metodología de diseño de la Unión Europea EUROCODE LRFD a tensión última para el cálculo de puentes. Se detallan los tipos de carga y criterios de diseño de aplicación de esta normativa.

El **capítulo 4** comprende la aplicación de las dos normativas en LRFD a los puentes de madera de la memoria del 2005, para el diseño de los elementos estructurales y las uniones. Se enfatiza el análisis y la metodología del diseño en su aplicación.

El **capítulo 5** trata acerca de los resultados obtenidos de la aplicación de las dos normativas anteriores a los puentes de madera de diferentes luces en ASD. Se realiza una comparación en forma tabular con respecto a las secciones y uniones de diseño, además de realizar un análisis de los resultados.

El **capítulo 6** comprende las conclusiones y comentarios obtenidos producto de la aplicación de estas normativas. Además se recomiendan temas complementarios como posibles estudios a realizar en el futuro.

El **anexo** entrega la valorización de los costos de construcción de los puentes diseñados por ambas metodologías en LRFD.

GLOSARIO

m = Factor de múltiple presencia de carga viva;

M = Momento flector actuante sobre el tablero;

ca_i = Camión de diseño HS20-44 en la posición $i = 1, 2, \dots, 46$, según corresponda;

pc = Pista cargada de diseño definida por la AASHTO LRFD 2004;

q = Presión básica del viento definida según la NCh 432 Of. 71;

u = Velocidad máxima instantánea del viento definida según la NCh 432 Of. 71;

$WL_{x,z}$ = Carga de viento sobre la carga viva definida por la AASHTO LRFD 2004, en la dirección correspondiente;

pv_j = Presión vertical del viento en $j = 1, 2$, arco correspondiente;

A_o = Aceleración efectiva máxima del suelo definida en el MCV3 sección 3.1004;

a_o = Aceleración máxima del suelo definida en el MCV3 sección 3.1004;

CI = Clasificación por importancia de los puentes definida en el MCV3 sección 3.1004;

K_1 = Coeficiente de importancia cuyo valor varía según el CI del MCV3;

S = Coeficiente de suelo definida en el MCV3 sección 3.1004;

K_H = Coeficiente sísmico horizontal definido en el MCV3 sección 3.1004;

P = Peso propio de los elementos estructurales y no estructurales del puente;

PP = Peso Propio de los elementos y placas del modelo en Ram Advance 5.1;

$HL93 = ca_i + pc$;

$V_{x,z}$ = Carga de viento definida según la NCh 432 Of. 71, aplicada en la dirección longitudinal o transversal, según corresponda;

$S_{x,z}$ = Carga sísmica definida en el MCV3 sección 3.1004, complementada con la NCh 433 Of. 96, aplicada en la dirección longitudinal o transversal, según corresponda;

B = Ancho del perfil metálico (cm);

H = Altura total del perfil (cm);

t_f = Espesor del ala (cm);

t_w = Espesor del alma (cm);

b = Ancho actual de un elemento a compresión (cm);

h = Altura del alma (cm);

λ_{ala} (lambda ala) = Esbeltez del ala de un elemento;

λ_{alma} (lambda alma) = Esbeltez del alma de un elemento;

$\lambda_{lim.ala}$ (lambda lim. ala) = Esbeltez límite del ala de un elemento;

$\lambda_{lim.alma}$ (lambda lim. alma) = Esbeltez límite del alma de un elemento;

K_C = Coeficiente para la comprobación del pandeo local del ala de un elemento;

Q = factor total de reducción para elementos metálicos en compresión;

Q_a = factor de reducción para elementos atiesados en compresión;

Q_s = factor de reducción para elementos no atiesados en compresión;

b_{ef} = Ancho reducido efectivo (cm);

f = Tensión de trabajo de compresión residual elástica (MPa);

K = Factor de longitud efectiva de un elemento prismático;

L_b = Longitud no arriostrada, por lo general equivale a la longitud del elemento (cm);

i_x = Radio de giro en el eje fuerte del perfil (cm);

i_y = Radio de giro en el eje débil del perfil (cm);

λ_{cx} (lambda cx) = Esbeltez crítica del eje fuerte del perfil;

λ_{cy} (lambda cy) = Esbeltez crítica del eje débil del perfil;

F_{CR} = Tensión crítica (Kg / cm^2);

A_g = Área bruta de la sección del perfil (cm^2);

ϕ (phi) = Factor de minoración de la resistencia en estudio;

P_n = Resistencia nominal a compresión o tracción del elemento (N);

$\phi * P_n$ (phi*Pn) = P_r = Resistencia minorizada a la compresión o a la tracción del elemento (N);

P_U = Carga axial ultima mayorada de compresión sobre el elemento (N);

Rendimiento = Razón entre la sollicitación última actuante y la resistencia minorizada del elemento;

$\lambda_{p,ala}$ (lambda p ala) = Esbeltez límite para que el ala se clasifique como compacta;

$\lambda_{p,alma}$ (lambda p alma) = Esbeltez límite para que el alma se clasifique como compacta;

L_p = Distancia límite no arriostrada lateralmente para que se pueda desarrollar el momento plástico de la sección (cm);

F_r = Compresión residual del ala (MPa);

F_{yf} = Tensión de fluencia del ala (MPa);

F_{yw} = Tensión de fluencia del alma (MPa);

F_l = Tensión menor entre $(F_{yf} - F_r)$ y F_{yw} de los perfiles soldados (MPa);

X_1 = parámetro usado en el diseño a flexión (MPa);

X_2 = parámetro usado en el diseño a flexión $(1/MPa)^2$;

L_r = Longitud no arriostrada que fija el límite entre el pandeo lateral torsional;

Z_x = Módulo plástico del elemento en el eje fuerte (cm^3) ;

Z_y = Módulo plástico del elemento en el eje débil (cm^3) ;

M_p = Momento plástico de las secciones compactas (N*m);

S_x = Módulo resistente según el eje fuerte (cm^3) ;

S_y = Módulo resistente según el eje débil (cm^3) ;

M_r = momento límite para que no ocurra pandeo lateral torsional (N*m);

C_b = Coeficiente ajustado a la flexión real no uniforme sobre la longitud del elemento no arriostrada de referencia;

L_a = Punto equivalente a 1/4 de la longitud del tramo de referencia (cm);

L_b = Punto equivalente al centro del tramo de referencia (cm);

L_c = Punto equivalente a 3/4 de la longitud del tramo de referencia (cm);

M_a = Momento absoluto correspondiente a L_a (N*m);

M_b = Momento absoluto correspondiente a L_b (N*m);

M_c = Momento absoluto correspondiente a L_c (N*m);

M_n = Momento nominal (N*m);

$\phi * M_n$ = Resistencia minorizada a flexión del elemento (N*m);

$P_U / \phi * P_n$ = Rendimiento para el diseño a compresión del elemento;

$M_{ux} / \phi * M_{nx}$ = Rendimiento para el diseño a flexión en el eje fuerte del elemento;

$M_{uy} / \phi * M_{ny}$ = Rendimiento para el diseño a flexión en el eje débil del elemento;

Regla = $P_U / 2 * \phi * P_n + M_{ux} / \phi * M_{nx} + M_{uy} / \phi * M_{ny}$ si $P_U / \phi * P_n < 0.2$, ó

$$P_U / \phi * P_n + 8/9 * (M_{ux} / \phi * M_{nx} + M_{uy} / \phi * M_{ny}) \text{ si } P_U / \phi * P_n > 0.2 ;$$

A_w = Área del alma (cm^2);

V_n = Resistencia nominal minorizada a corte de un elemento (N);

Peso = Peso por unidad de longitud del contraviento (Kg/m);

D = Diámetro de la sección del contraviento (pulgadas);

H_m = Altura de la sección del elemento de MLE en estudio (mm);

B_m = Ancho de la sección del elemento de MLE en estudio (mm);

Nº Láminas = Cantidad de láminas de las que se compone la altura del elemento de MLE (unidades);

Espesor = Espesor de cada una de las láminas de las que se compone la altura del elemento de MLE (mm);

C_f = Factor de modificación por efecto del tamaño definido por la AASHTO;

L = Longitud no apoyada del elemento de MLE en estudio;

C_m = Factor de modificación por servicio húmedo definido por la AASHTO;

F_{bo} = Tensión básica de la madera en flexión (MPa);

F_{to} = Tensión básica de la madera en tracción (MPa);

F_{vo} = Tensión básica de la madera en corte (MPa);

F_{co} = Tensión básica de la madera en compresión paralela a la fibra (MPa);

F_{cpo} = Tensión básica de la madera en compresión perpendicular a la fibra (MPa);

E_o = Módulo de elasticidad básico de la madera (MPa);

C_d = Factor de modificación por efecto del tipo de plataforma definido por la AASHTO;

C_t = Factor de modificación por efecto del tiempo definido por la AASHTO;

W_{n3} = Módulo de flexión de la sección transversal neta, determinado con respecto al eje fuerte (mm^3);

W_{n2} = Módulo de flexión de la sección transversal neta, determinado con respecto al eje débil (mm^3);

$F_{f3} = M_{33} / W_{n3}$, tensión de trabajo a flexión en el eje fuerte (MPa);

$F_{f2} = M_{22} / W_{n2}$, tensión de trabajo a flexión en el eje débil (MPa);

$f_{cz} = 3 * Q * 1000 / 2 * Bm * Hm$, tensión de cizalle de trabajo (MPa);

N = Carga última normal de compresión o tracción en el punto que se analiza (N);

S_t = Área de la sección transversal analizada (mm^2);

$f_{cp} = N / S_t$, tensión de trabajo a compresión o tracción en el punto en estudio (MPa);

L_U = Distancia entre puntos de apoyo lateral y rotacional, para la verificación de la viga a la flexotorsión (mm);

L_e = longitud efectiva no apoyada (mm);

$ReglaL_e = \sqrt{L_e * H_m / B_m^2}$;

A = Parámetro de flexión definido por la AASHTO;

C_s = Factor de estabilidad de la viga en flexión definida por la AASHTO;

M_{rm} = Momento resistente de diseño minorizado de la madera (N*m);

V_{rm} = Resistencia nominal minorizada a corte de la madera (N);

B = Parámetro de compresión definido por la AASHTO;

C_p = Factor de estabilidad de columna en compresión paralela a la fibra definida por la AASHTO;

Regla tensión = $N / P_r + M_{33} / M_{rm}$;

Regla compresión = $(N / P_r)^2 + M_{33} / M_{rm}$;

Sistema Tándem = Conjunto de dos ejes consecutivos que se consideran cargados simultáneamente

(N);

Sistema UDL = Sistema de carga uniformemente distribuida con valor de peso por metro cuadrado de carril (N);

α_Q (Alfa Q) = Factor de ajuste de las cargas en función del tráfico esperado, se aplica sobre el sistema tándem;

α_q = Factor de ajuste de las cargas en función del tráfico esperado, se aplica sobre el sistema udl;

ta_i = Tándem de diseño en la posición $i = 1, 2, \dots, 38$, según corresponda;

Punto 1 = Punto transversal del tablero correspondiente al $z = 7.49$ del modelo en Ram;

Punto 2 = Punto transversal del tablero correspondiente al $z = 5.66$ del modelo en Ram;

Punto 3 = Punto transversal del tablero correspondiente al $z = 3.54$ del modelo en Ram;

Punto 4 = Punto transversal del tablero correspondiente al $z = 1.71$ del modelo en Ram;

MC1 = Modelo de carga N°1 definido por los eurocódigos, equivalente al sistema tándem más el sistema udl;

K_H = Factor de modificación por efecto del tamaño definido por los eurocódigos;

K_{mod} = Factor de modificación por efecto de la duración de la carga dominante y la clase de servicio a la que se encuentra expuesta la estructura, definido por los eurocódigos;

Y_M = Coeficiente parcial de seguridad para la propiedad del material, para combinaciones accidentales se considera un valor unitario;

T = Momento torsor actuante sobre el elemento (N*m);

$W_{x,y}$ = Módulo de flexión de la sección transversal neta, determinado con respecto al eje axial (mm^3);

T_f = Tensión de trabajo a torsión (MPa);

K_m = Factor de modificación en flexión por redistribución de tensiones y la no homogeneidad del material en la sección transversal, definido por los eurocódigos;

Regla 1 flexión = $M_{ux} / M_{nx} + K_m * M_{uy} / M_{ny} < 1$;

Regla 2 flexión = $K_m * M_{ux} / M_{nx} + M_{uy} / M_{ny} < 1$;

K_{shape} = Factor de modificación por efecto de la forma de la sección transversal, definido por los eurocódigos;

$f_{t,o,d}$ = Tensión de diseño en tracción del elemento (Kg / cm^2);

$f_{c,o,d}$ = Tensión de diseño en compresión del elemento (Kg / cm^2);

Tensión de diseño ajustada = Tensión de diseño a torsión del elemento * K_{shape} (Kg / cm^2);

Régla 1 F-T = $f_{cp} / f_{t,o,d} + M_{ux} / M_{nx} + K_m * M_{uy} / M_{ny} < 1$;

Régla 2 F-T = $f_{cp} / f_{t,o,d} + K_m * M_{ux} / M_{nx} + M_{uy} / M_{ny} < 1$;

Regla 1 F-C = $(f_{cp} / f_{c,o,d})^2 + M_{ux} / M_{nx} + K_m * M_{uy} / M_{ny} < 1$;

Regla 2 F-C = $(f_{cp} / f_{c,o,d})^2 + K_m * M_{ux} / M_{nx} + M_{uy} / M_{ny} < 1$;

e_x = Excentricidad horizontal de la carga P_u respecto del centro de gravedad del grupo de pernos (mm);

S = Cizalle simple;

D = Cizalle compuesto;

STD = Perforación normal para pernos;

OVS = Perforación sobredimensionada para pernos;

SSL = Perforación ovalada corta para pernos;

LSLP = Perforación para pernos ovalada larga paralela a la fuerza;

LSLT = Perforación para pernos ovalada larga normal a la fuerza;

Le = Distancia al borde en perno del extremo (mm);

s = Distancia entre perforaciones (mm);

N = Hilos incluidos en el plano de cizalle;

X = Hilos excluidos del plano de cizalle;

C = Coeficiente de las conexiones equivalente a la carga última dividida por la resistencia del perno;

F_U = Tensión última de diseño al aplastamiento con 2 o más perforaciones en la línea de fuerza (MPa);

A = Clase de superficie para la verificación de la placa al deslizamiento crítico;

u = Coeficiente de roce que depende de la clase de superficie de la placa;

C_{req} = Coeficiente requerido de la conexión equivalente al mayor valor del coeficiente C;

C encontrado = Coeficiente tabulado en las tablas de diseño del ICHA LRFD, 2000;

Altura pernos = Longitud de la placa en contacto directo con la pieza de madera (mm);

Excedente = Alto de la placa – Altura de pernos (mm);

E_{wood} = Módulo de elasticidad de la madera (Kg / cm^2);

A_{wood} = Área de la sección transversal de la viga de madera (cm^2);

E_{steel} = Módulo de elasticidad del acero de la placa de unión (Kg / cm^2);

A_{steel} = Área de la placa de unión (cm^2);

EAm = Rigidez axial del elemento principal de madera de la conexión;

EAs = Rigidez axial del elemento secundario de acero de la conexión;

R_{EA} = Relación entre el menor valor de EAm y EAs , y el mayor valor de EAm y EAs ;

D_p = Diámetro del perno (mm);

$$y = 0.369 * D_p^{1.5};$$

n_r = Número de filas en la conexión (unidades);

n_f = Número de pernos en la conexión (unidades);

$$u = 1 + y * \frac{S}{2} * \left(\frac{1}{(EA)_m} + \frac{1}{(EA)_s} \right);$$

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1};$$

$$a_i = \left(\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right) * \left[\frac{m * (1 - m^{2*n_r})}{(1 + R_{EA} * m^{n_r}) * (1 + m) - 1 + m^{2*n_r}} \right];$$

$C_g = \frac{1}{n_f} * \sum_{i=1}^{n_r} a_i$, Factor de modificación por acción del grupo de pernos para la verificación de la

madera;

C_h = Factor de modificación por geometría de la distribución de los conectores en la conexión;

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

h = altura del tablero (mm)

L = longitud de tramo del tablero (mm)

P = carga de eje (N)

Sb = separación de las barras del emparrillado (mm)

$+M$ = momento positivo

$-M$ = momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

w_p = ancho del tablón (mm)

I_s = momento de inercia de la faja equivalente (mm⁴)

S = separación de los componentes de apoyo (mm)

$E_{90,mean}$ = Módulo de elasticidad promedio perpendicular a la fibra;

$E_{0,mean}$ = Módulo de elasticidad promedio paralelo a la fibra;

$G_{90,mean}$ = Módulo de corte promedio perpendicular a la fibra;

$G_{0,mean}$ = Módulo de corte promedio paralelo a la fibra;

CAPITULO 1

ANTECEDENTES GENERALES

1.1. Introducción

Cuando se habla de puentes es posible referirse no sólo a su constitución física, porque suele entenderse el puente también como metáfora, al significar por ejemplo, los esfuerzos de alguien que desea mediar para unir posturas o situaciones opuestas, como puentes entre países, familias, religiones o grupos políticos irreconciliables. De esta forma el término pasa a ser un símbolo: adopta una función metafórica donde el concepto va más allá de la mera conexión práctica concebida para salvar escollos o elementos distantes como bordes de río o acantilados que circundan un valle.

En este informe se habla de puentes en su función inconfundible y fundamental de servir de enlace a personas, animales o vehículos para cruzar ríos, mares, caminos o un valle. Y muy puntualmente de puentes viales de material madera de pino radiata.

Es por esta condición vital que adopta un puente en el sistema vial, el tomar una calidad especial a la hora del diseño, dotando de una ingeniería que permita una estructura segura, servicial y económica.

En general, las estructuras de puentes modernos se han materializado en acero u hormigón o una combinación de ambos, sin embargo no es posible ignorar que los primeros puentes construidos por el hombre fueron materializados en madera, ya sea por un simple tronco u otras disposiciones más acabadas. Tampoco es posible ignorar la gran cantidad de puentes de madera utilizados en las zonas rurales del país. De esta forma los puentes de madera alcanzan el 10% del total nacional de puentes del Ministerio de Obras Públicas.

Como Chile posee una amplia disponibilidad de recursos forestales y es un país inminentemente maderero, con las ventajas de bajo costo de obtención y menor peso en comparación con otros materiales, surge la necesidad de construir y diseñar en madera.

Es más, al conocer las normativas que utilizan los países desarrollados de Europa y

América del Norte para el cálculo en madera, en base a la metodología de diseño alternativa LRFD, se genera el interés de dar a conocer dicha metodología en base a sus normativas respectivas, y poder compararlas con la metodología chilena actual ASD de las normas del Instituto Chileno de Normalización.

En este marco se desarrolla un estudio comparativo de dos normativas diferentes de LRFD aplicadas a diferentes tipologías estructurales de puentes de madera diseñados en ASD en una memoria de Julio del 2005, considerando como variable significativa la luz o distancia a cubrir de dichos puentes.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

En consideración a que en Europa y América del Norte se están aplicando actualmente normas basadas en diseño a tensión última para la madera, surge la inquietud de poder aplicar estas normas en Chile. En nuestro país se utilizan normas basadas en tensiones admisibles, razón por la cual surge la necesidad e inquietud de seguir la tendencia mundial.

El presente estudio tiene como objetivo general el dar a conocer el estado del arte mundial en el cálculo de puentes de madera y la comparación de estos diseños con el método ASD de las normas chilenas aplicadas a superestructuras de puentes de madera, entre dos tipologías estructurales, arco triarticulado y king post, para diferentes luces a salvar.

1.2.2. Objetivos específicos

Como objetivos específicos del estudio se definen los siguientes:

- Realizar un marco comparativo entre las normativas de Europa y América del Norte respecto a sus metodologías del LRFD.

- Aplicar y comparar las normativas LRFD con los diseños de ASD en los puentes de madera de 15, 30 y 40 metros de la memoria del 2005 para ambas tipologías estructurales.
- Ver como varían las secciones y uniones de los elementos de la superestructura en función de un método y otro, logrando generar recomendaciones acerca de que normativa LRFD es mas conveniente a utilizar en Chile.

1.3. Metodología

Para cumplir con los objetivos planteados se modelan y analizan estructuras de puentes con luces de 15, 30 y 40 metros, comparando los resultados del diseño ASD con los resultados de las normativas LRFD entre luces iguales y para ambas tipologías estructurales.

Las actividades principales, no necesariamente en secuencia, son las siguientes:

- Se revisa y recopila información relativa al tema a nivel de Europa y América del Norte, con el fin de lograr dar a conocer el estado del arte mundial en el cálculo de puentes de madera.
- Se especifican los procedimientos de cálculo de ambas normativas (eurocódigos estructurales y AASHTO LRFD) para poder compararlas.
- La modelación y análisis estructural se realiza con software RAM Advanse 5.1.
- Se comparan y analizan los resultados en forma tabular con los diseños del ASD.
- Se emiten conclusiones acerca de las metodologías utilizadas y los resultados obtenidos, y se recomienda alguna normativa para poder aplicar en Chile.

1.4. Madera como diseño sustentable

1.4.1. Generalidades

La madera se ha utilizado como material de construcción desde el inicio de la humanidad. Es el primer material utilizado como elemento estructural para la construcción de viviendas, puentes, estructuras de contención, etc., ya que es abundante, versátil y renovable. Sin la madera la civilización como la conocemos hoy sería imposible.

Gracias a las propiedades de absorción de energía de la madera, su poco peso y gran resistencia, hacen a la madera como un material deseable para la construcción de puentes.

Los puentes de madera no requieren de un equipamiento especial para su instalación y pueden ser construidos sin necesitar una labor altamente especializada. También presentan una apariencia grata y común de ambientes naturales. La madera posee una resistencia corrosiva natural, cuya propiedad la hace el mejor material para puentes.

La madera es la única materia prima renovable que se utiliza a gran escala, y que su aprovechamiento no daña al medio ambiente. Por lo cual se deben establecer programas y planes para el aprovechamiento y desarrollo de los bosques y sus productos ecológicos, lo cual ayudará a garantizar la disponibilidad de madera para generaciones futuras.

1.4.2. Energía de manufactura

De todos los materiales constructivos, solo la madera proviene de una fuente natural y renovable. La energía necesaria para la fabricación de la madera es nula, el árbol utiliza la energía del sol (función clorofílica).

El consumo de energía en el proceso de transformación de la madera es muy inferior cuando se compara con el acero, aluminio o cemento:

- 1 Ton de madera: 430 Kwh.
- 1 Ton de acero: 2700 Kwh.

- 1 Ton de Aluminio: 17000 Kwh.

1.4.3. Usos posteriores

La madera es totalmente reusable, reciclable y biodegradable. La madera puede ser reutilizada una vez desarmada la estructura. Puede servir como combustible.

Una vez acabado el ciclo de vida de la madera, esta se recicla o se revaloriza como abono o energía calorífica, sin contaminar el medio ambiente. Se puede hablar entonces de un aprovechamiento integral de la madera, ya que las partes que no se utilizan en los procesos productivos como la corteza, se aprovecha también transformándola en energía.

1.5. Panorama mundial de la madera como material para puentes

1.5.1. Historia

Los primeros puentes construidos por la humanidad fueron construidos probablemente en madera. Hasta el siglo pasado la madera seguía liderando la construcción de puentes. El acero comienza a ser una alternativa popular y económica para la construcción de puentes a principios de 1900. En los primeros años del siglo 20, el hormigón armado aparece como el material primario de las plataformas de los puentes. Aunque en el siglo 20 el hormigón y el acero reemplazan a la madera, esta es todavía muy utilizada en la construcción de puentes de luces pequeñas y medianas. Gracias a los importantes avances de la investigación de los sistemas de amarre de la madera, como sus tratamientos de preservación, la madera obtuvo futuros desarrollos como material para puentes, es así como a mediados del siglo 20 se introduce la madera laminada encolada como un material estructural viable para puentes.

No se puede ligar la edad de la madera a un periodo específico en el tiempo, ya que es un material que ha estado presente de forma permanente y continua en casi todas las actividades del hombre a lo largo de toda la civilización.

1.5.2. Presente

El uso de la madera laminada encolada ha crecido bastante, hasta convertirse en el material principal de estructuras de puentes de madera, y continúa creciendo en popularidad.

Aproximadamente el 8% (37000) de todos los puentes registrados en el “Inventario Nacional de Puentes” de Estados Unidos que tienen luces mayores a 6.1 (m) son construidos completamente en madera, y un 11% (51000) utiliza madera como material para los sistemas estructurales principales.

1.5.3. Proyecciones

El uso futuro de la madera como material para puentes no va a estar restringido solo a nuevas construcciones. Ya que obedeciendo a su alta proporción entre resistencia y peso, la madera es un material ideal para la rehabilitación de puentes de madera existentes, acero u hormigón armado.

El conocimiento de la madera y el desarrollo de su tecnología en los aspectos de secado, técnicas de tratamiento y transformación permiten garantizar el éxito en su utilización.

Contando nuestro país con una gran riqueza forestal, un recurso renovable, que junto con la explotación racional lo lleva a ser un recurso inagotable, es obvio que el uso de la madera como material de construcción va a ir tomando cada vez más importancia debido a las ventajas y posibilidades arquitectónicas que con ella se pueden obtener.

1.6. Tipos de puentes de madera más comunes a nivel mundial

1.6.1. Log beams

Es el puente de tipo “vigas de troncos”, es el tipo más sencillo de puentes de madera, también conocido como “puentes de madera nativo”. Se construye al colocar troncos circulares alternadamente y uniéndolos con cables de acero. Muchas veces se coloca un

tronco en la dirección perpendicular al flujo del puente debajo de la plataforma para ayudar en la distribución de la carga.

La luz que abarcan estos tipos de puentes siempre es limitada (de 6 a 18 metros) debido a los diámetros y longitudes disponibles de los árboles.

Por lo general este tipo de puentes no se le trata con preservantes, ya que solo es usado a modo rural y, muchas veces, de forma temporánea.

Dependiendo de la calidad de los troncos y las condiciones de su uso, estos puentes tienen una vida de servicio de 10 a 20 años. La siguiente figura N°1 ilustra este tipo de puentes.

Figura N°1. Puentes “Log beams” [Bibliografía N°29].



1.6.2. Sawn lumber beams

Corresponden a los puentes de vigas de madera aserrada, las cuales están separadas por una distancia muy pequeña entre ellas. Para la sección de estas vigas se pueden obtener hasta unos 30 (cm.) de ancho por unos 20 (cm.) de espesor, según pedido del consumidor.

Bloques de madera sólida son emplazados entre las vigas para dar una especie de apoyo lateral. Este tipo de puente también es limitado en longitud debido a la disponibilidad de vigas de ciertas dimensiones.

Este tipo de puentes se ha construido en los Estados Unidos por generaciones, son económicos, fáciles de construir y muy usados en caminos de clasificación local y secundarios en donde no se necesita tanta longitud. La vida de servicio de estos puentes alcanza los 40 años si esta bien tratado y preservado. Muchos de estos puentes construidos entre 1930 y 1940 todavía están en uso. La siguiente figura N°2 ilustra este tipo de puentes.

Figura N°2. Puentes “Sawn lumber beams” [Bibliografía N°29].



1.6.3. Glued-laminated timber beams

Este es el tipo de puente de madera laminada encolada, cada viga de madera laminada esta conformada por una serie de laminaciones de madera que individualmente posee un espesor de 3.2 a 3.8 (cm.), las cuales son adheridas unas a otras por su cara mas ancha . Estas vigas son prefabricadas y disponibles al mercado en anchos de 7 a 45 (cm.) y sus alturas de viga

solo son limitadas por el transporte. Debido a la gran longitud que alcanzan estas vigas, es razón por la que se utilizan con mayor grado que los puentes convencionales anteriores.

La longitud de las vigas, y por ende la del puente puede alcanzar de 6 a 40 (m), siendo la única restricción a una mayor longitud la capacidad de transportarla desde su sitio de fabricación al sitio de construcción.

Los primeros puentes de madera laminada fueron construidos a mediados de 1940. Desde entonces se ha transformado en el tipo de puente de madera más común que existe, tanto para configuraciones de luces simples o múltiples. Estas vigas son completamente prefabricadas en componentes modulares y son tratadas con preservantes después de su fabricación. Cuando el diseño y su tratamiento son adecuados, se puede lograr obtener una vida útil de 50 años o más. La siguiente figura N°3 ilustra este tipo de puentes.

Figura N°3. Puentes “Glued-laminated timber beams” [Bibliografía N°31].

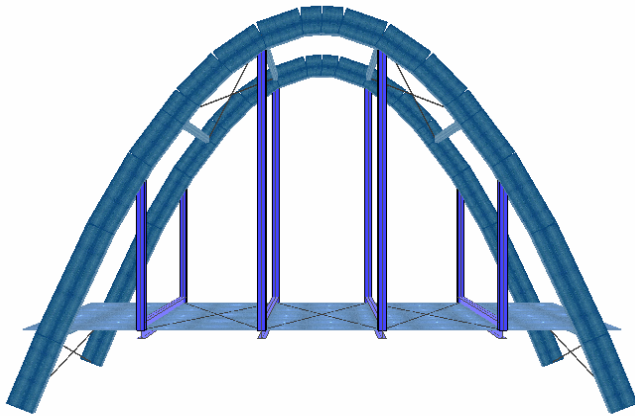


1.6.4. Tipologías más comunes para superestructuras

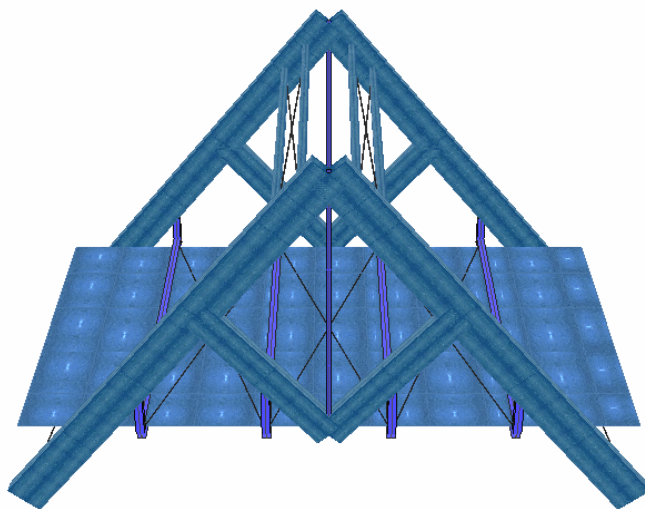
Las tipologías más comunes para las superestructuras de los puentes vehiculares de madera son las tipologías en arco y atirantado king post. La siguiente figura N°4 ilustra tal situación.

Figura N°4. Modelos de superestructuras más comunes [Bibliografía N°30].

a) modelo en arco:



b) modelo en king post:



1.7. Protección por diseño

1.7.1. Protección de la madera por impregnación

La madera es un material de origen orgánico susceptible de ser atacado por agentes

biológicos tales como hongos, insectos, bacterias y diversos organismos bióticos, que producen un considerable deterioro en las propiedades físicas y mecánicas de la misma. Se sabe que los hongos atacan la madera cuando el contenido de humedad es superior al 20% por periodos prolongados. Por lo anterior se emplean métodos tendientes a evitar esta degradación aumentando su durabilidad. Uno de estos métodos es la impregnación, que consiste en la aplicación de un preservante químico en la madera a nivel celular, el cual para ser efectivo debe proveer una adecuada retención y penetración de acuerdo a estándares normalizados.

Los preservantes para tableros de madera en Estados Unidos y Canadá se han hecho en base a creosotas, obteniendo muy buenos resultados. Por ello en Chile se aplica el uso de este preservante, aun cuando existe un cuestionamiento acerca del efecto ambiental y en la salud de las personas, debido a la composición química del mismo. Al respecto se le ha asociado al aumento de riesgo de contraer cáncer, así como efectos más inmediatos como quemaduras y problemas del aparato digestivo. Además se sabe que su degradación en agua puede demorar varios años.

La creosota es un aceite mineral destilado de alquitrán de hulla bituminoso, que posee un poder altamente tóxico para hongos, insectos y bacterias. Posee además una gran capacidad de adherencia a la madera, y dado que no es soluble en agua se comporta como repelente de la misma, actuando como un excelente impermeabilizante, impidiendo el intercambio de humedad entre la madera y el medio ambiente, evitando de esta forma el secado acelerado de la misma conservando su flexibilidad natural y su peso por mas tiempo.

El riguroso procedimiento a seguir para la impregnación con creosota y las condiciones físicas extremas a las que se somete, permite descartar infecciones de origen y esterilizar la madera, eliminando cualquier posible agente patógeno existente. Los estándares son controlados de acuerdo a las disposiciones de la AWWPA (American Wood Preservers Association).

Alternativamente a la cresota, existen otros preservantes como las sales hidrosolubles CCA (Cromo-Cobre-Arsénico), uno de los más utilizados en el mundo debido a su facilidad de aplicación, capacidad de fijación y efectividad, afirmándose en general que es el mejor preservante disponible actualmente. Sin embargo, este producto también está siendo cuestionado debido a la presencia de arsénico, que ha sido catalogado como cancerígeno. En Estados Unidos existen estudios y demandas en curso, pero no se han comprobado fehacientemente tales afirmaciones.

La problemática se plantea básicamente desde el punto de vista residencial y recreacional, con la madera tratada en contacto directo con las personas, lo que no corresponde al caso de estructuras viales como los puentes vehiculares. Pero en estas obras existe la condición de presencia de cauces que pueden transportar componentes químicos hacia zonas donde entren en contacto de alguna forma con la población. La tendencia mundial es entonces limitar el uso de estos preservantes y la búsqueda de productos alternativos que impliquen un menor riesgo potencial para el medio ambiente y la salud pública.

1.7.2. Protección pasiva

Para garantizar la durabilidad de un puente de madera es indispensable proteger la madera contra su deterioro, debido a que la madera es un material higroscópico que absorbe y cede agua al ambiente para lograr un equilibrio con el mismo. Las consecuencias del cambio del contenido de humedad por debajo del punto de saturación son la hinchazón y la contracción de la madera con la aparición de fendas y la disminución de la resistencia mecánica. Por lo anterior es muy utilizada la protección pasiva, la cual consiste simplemente en el correcto diseño y ejecución de los detalles constructivos para preservar la madera de los agentes externos y condiciones que reducen su durabilidad natural, tales como la radiación solar y la humedad. Estos detalles son elementos de protección pasiva que pueden consistir en elementos de madera o metálicos de “sacrificio”, ubicados convenientemente para ofrecer una primera barrera al agente externo impidiendo su acción directa sobre la madera principal que se desea proteger. Por lo general el objetivo principal de estas protecciones es

el agua, ya que el aumento del contenido de humedad en la madera favorece el desarrollo de hongos y pudrición, y además altera sus propiedades resistentes.

La generación de estos detalles en el proyecto de una estructura de madera resulta de relevancia extrema y debe ser preocupación primordial del ingeniero.

Algunas medidas de diseño pasivas suelen ser:

- Protección de la zona superior de los arcos y vigas transversales de madera mediante una lámina metálica delgada o chapa de acero galvanizado, que impide el impacto directo y la acumulación de agua lluvia.
- Conducción del agua superficial en el pavimento mediante tubos que atraviesan el tablero.
- Los pasadores se ubican por el lado que no está expuesto a la intemperie.
- Las ranuras necesarias para introducir las placas de unión y las perforaciones se recubren con listones o tarugos de madera unidos con adhesivos.
- La pendiente longitudinal del tablero de rodadura y su inclinación lateral favorecen la rápida evacuación de las aguas sobre la superficie.
- Utilizar impermeabilización asfáltica como carpeta de rodado para proteger al tablero.

Los puentes más antiguos de la zona alpina en Europa muestran claramente que la mejor protección es dotar a los puentes de una techumbre y recubrirlos lateralmente, tal como se ilustra en la figura N°5 para un puente en Sindelfingen, Alemania.

Figura N°5. Techumbre y recubrimiento lateral de un puente en Sindelfingen, Alemania [Bibliografía N°31].



1.7.3. Protección contra la corrosión

Todas las partes metálicas del puente deben ser galvanizadas en caliente según los procedimientos descritos en la ASTM A 153M.

La protección contra la corrosión por medio de recubrimientos alternativos al galvanizado, deben demostrar un buen desempeño de protección en función a la exposición del puente durante toda su vida útil. Los recubrimientos epóxicos deben satisfacer los requerimientos mínimos exigidos por la AASHTO M 284M. Las aleaciones deben estar cubiertas por alguna protección que no varíe adversamente las propiedades mecánicas del material.

1.7.4. Inspección y mantenimiento

Debido a que no se pueden evitar fallos y daños en la vida de un puente, es necesario disponer de un sistema de mantenimiento e inspección mediante revisiones anuales y una

inspección mas detallada cada cinco años, con tal de poder detectar los daños en un estado en el que es fácil la reparación. Durante las inspecciones tienen que considerarse los aspectos específicos de la madera como el contenido de humedad, delaminaciones de piezas de madera laminada encolada, hinchamientos de elementos compuestos, deterioro de superficies, astillamientos, grietas y además los ataques de hongos e insectos, así como el deterioro de los sistemas de desagües, entre otros.

CAPÍTULO 2

**DISEÑO A TENSION ÚLTIMA APLICADA A
PUENTES**

AASHTO LRFD 2004

2.1. Aspectos generales

El siguiente capítulo trata de dar a conocer el estado del arte en el cálculo de puentes de madera que se utiliza actualmente en Norteamérica, por lo cual comprende una traducción de los capítulos más relevantes, con respecto al tema, de la norma AASHTO LRFD 2004 “Bridge Design Specification”, los cuales serán utilizados posteriormente para su aplicación en el diseño de los puentes modelados en Ram.

2.2. Filosofía de diseño

2.2.1. Estados límites

2.2.1.1. General

La filosofía de diseño de la AASHTO establece que los puentes deben ser diseñados para estados límites específicos, con tal que cumplan con los objetivos de ser construibles, seguros, serviciales, económicos y estéticos. La base de la metodología AASHTO es la siguiente ecuación:

$$\sum n_i * y_i * Q_i < \phi * R_n = R_r \quad (2.1)$$

Donde:

n_i es un factor de modificación de carga, el cual es relativo a la ductilidad, redundancia y a la importancia operacional. Para cargas para las cuales un valor máximo de y_i es apropiado se considera:

$$n_i = n_D * n_R * n_I > 0.95 \quad (2.2)$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de y_i es apropiado, se considera:

$$n_i = \frac{1}{n_D * n_R * n_I} < 1.0 \quad (2.3)$$

n_D = factor relacionado con la ductilidad.

n_R = factor relacionado con la redundancia.

n_I = factor relacionado con la importancia operativa.

y_i es un factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

Se define en la tabla N°2.

Q_i equivale a cada una de las cargas aplicadas.

ϕ es un factor de resistencia, un multiplicador base estadístico aplicado a la resistencia nominal ante una solicitación en particular.

R_n es la resistencia nominal ante cada solicitación.

R_r es la resistencia factorizada = $\phi * R_n$.

Aquí se introducen los términos de ductilidad, redundancia e importancia operacional para el diseño en LRFD por medio de factores, los cuales no son considerados en la norma chilena de tensiones admisibles. Esto quiere decir que se obtienen diseños más seguros.

Para cada estado límite de diseño se debe verificar que todos los elementos y todas las uniones cumplan con la ecuación anterior.

2.2.1.2. Estados límites de servicio

Los estados límites de servicio deben ser considerados como restricciones para las tensiones, deformaciones y anchos de grieta para condiciones regulares de servicio. Estos estados de servicio proveen ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

Se debe considerar entonces, para el análisis de este estado límite, el criterio de diseño por deformación definido en el punto 2.2.1 de este informe.

2.2.1.3. Estados límites de fatiga

El estado límite de fatiga debe ser considerado como una restricción impuesta al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

El estado límite de fatiga tiene el propósito de limitar el crecimiento de la grieta bajo cargas repetitivas y así prevenir la fractura durante la vida útil del puente.

2.2.1.4. Estados límites de resistencia

2.2.1.4.1. General

El estado límite de resistencia debe ser considerado para asegurar que la resistencia y estabilidad, tanto local como global, son aseguradas para resistir las grandes combinaciones de carga estadísticamente determinadas a enfrentar durante la vida útil del puente.

Bajo este estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global del puente se mantenga.

2.2.1.4.2. Factores de minoración de la resistencia

Excepto para la combinación de carga por resistencia N°4, los factores de minoración de la resistencia, ϕ , deben ser considerados como se indican a continuación:

- Flexión..... $\phi = 0.85$
- Corte..... $\phi = 0.75$
- Compresión Paralela a la Fibra..... $\phi = 0.90$
- Compresión Perpendicular a la Fibra..... $\phi = 0.90$
- Tensión Paralela a la Fibra..... $\phi = 0.80$
- Resistencia durante el Hincado de Pilotes..... $\phi = 1.15$

Para la combinación de carga por resistencia N°4, los factores de resistencia debe ser multiplicados por 0.75. Esto debido a que tal combinación consiste de cargas permanentes como peso propio y presiones de tierra, las cuales poseen una larga duración y la resistencia de la madera sometida a cargas de larga duración es reducida.

2.2.1.4.3. Estabilidad

La estructura como un todo, y sus elementos deben ser proporcionados de tal forma que resistan los deslizamientos, volcamientos, asentamientos y el pandeo.

2.2.1.5. Estados límites de eventos extremos

Los estados límites ante eventos extremos deben ser considerados para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante un terremoto o una inundación significativa, choque de barcos en la subestructura, choque de vehículos o flujos de hielo que puedan originar socavación en el puente. Corresponden a ocurrencias únicas cuyo periodo de retorno es significativamente mayor al periodo de diseño del puente.

Para estados límites de eventos extremos, el factor de resistencia debe ser considerado igual a 1.

2.2.2. Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de una cantidad significativa y visible de deformación inelástica antes de que se comience a perder capacidad de carga, para los estados límites de eventos extremos y resistencia, antes de la falla. Esta ductilidad provee una advertencia a la falla estructural dadas grandes deformaciones inelásticas, las que disipan energía y tienen efectos beneficiosos para la supervivencia de la estructura.

Con el fin de proveer ductilidad se tiene que para el estado límite de resistencia:

$n_D > 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles.

$n_D = 1$ para diseños y detalles convencionales que cumplen con la AASHTO.

$n_D > 0.95$ para elementos y conexiones a los que se especifican medidas adicionales de ductilidad a los de estas especificaciones.

Para todos los demás estados límites:

$n_D = 1$.

2.2.3. Redundancia

Una estructura o elemento es redundante cuando su falla no anticipa el colapso del puente, y viceversa. Esta clasificación se basa en la contribución del elemento a la seguridad del puente.

Para estados límites de resistencia se ocupa:

$n_R > 1.05$ para elementos no redundantes

$n_R = 1$ para niveles convencionales de redundancia

$n_R > 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites:

$n_R = 1$

2.2.4. Importancia operacional

Se aplica solamente a estados límites de resistencia y de eventos extremos. Aquí el mandante debe dejar estipulado cuales elementos u conexiones del puente son de mayor importancia operacional. La clasificación de importancia operacional de un puente se basa en requerimientos sociales, de defensa, de seguridad y de supervivencia. Se consideran 3 niveles de importancia de un puente: “crítico”, “esencial” y “otros”, para efectos de esta

norma los puentes considerados como “crítico” y “esencial” son de importancia operacional.

Para estados límites de resistencia:

$n_f > 1.05$ para puentes importantes

$n_f = 1$ para puentes típicos

$n_f > 0.95$ para puentes de relativamente poca importancia.

Para los demás estados límites:

$n_f = 1$

2.3. Criterios de diseño

2.3.1. Criterio por deformación

El criterio por deformación se considera opcional. Si se aplica este criterio las cargas vehiculares deben incluir el incremento por carga dinámica. Si el mandante escoge incluir este criterio, los siguientes principios deben ser aplicados:

- Cuando se investiga la deformación máxima absoluta, todas las pistas a diseñar deben estar cargadas, y todos los componentes soportantes se deben asumir que se deforman de igual forma.
- Para diseños compuestos, el diseño de la sección transversal del puente debe incluir el ancho completo del camino más su porción estructural continua de las barandas, aceras y barreras.
- Cuando se investiga el desplazamiento máximo relativo, el número y posición de las pistas cargadas debe ser seleccionado para asegurar el peor efecto diferencial.
- Se debería utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la combinación de cargas de servicio I, incluyendo el incremento por carga dinámica, IM.

En ausencia de otro criterio, los siguientes límites de deformaciones deben ser considerados:

- Cargas vehiculares y/o peatonales: Longitud/425
- Cargas vehiculares sobre tablones y paneles de madera (máxima deformación relativa entre bordes adyacentes): 2.5 (mm.)

La deformación aceptable por tensión admisible ($L/360$) es superior a la que se acepta por tensión última ($L/425$), lo que da lugar a diseños más seguros por LRFD.

Las grandes deformaciones de los elementos de madera provocan que los sujetadores se aflojen y que los materiales frágiles, tales como el pavimento asfáltico, se fisuren y rompan. Además las deformaciones dan una mala apariencia del puente y una percepción pobre de su estructura.

2.3.2. Factores de carga y resistencia

2.3.2.1. Designación de cargas

Las siguientes cargas permanentes y transitorias deben ser consideradas para el diseño de un puente:

Cargas permanentes:

- DD = Fricción negativa (downdrag).
- DC = Peso propio de los elementos estructurales y no estructurales del puente.
- DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- EH = Empuje horizontal del suelo.
- EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo,

incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.

- ES = Sobrecarga de suelo.
- EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

Cargas transitorias:

- BR = Fuerza de frenado de los vehículos.
- CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.
- CR = Creep o fluencia lenta.
- CT = Fuerza de colisión de un vehículo.
- CV = Fuerza de colisión de una embarcación.
- EQ = Sismo.
- FR = Fricción.
- IC = Carga de hielo.
- IM = Incremento por carga vehicular dinámica.
- LL = Sobrecarga vehicular.
- LS = Sobrecarga viva.
- PL = Sobrecarga peatonal.
- SE = Asentamiento.
- SH = Contracción.
- TG = Gradiente de temperatura.
- TU = Temperatura uniforme.
- WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- WL = Viento sobre la sobrecarga.
- WS = Viento sobre la estructura.

2.3.2.2. Combinaciones de carga

Las fuerzas totales factorizadas se consideran como:

$$Q = \sum n_i * y_i * Q_i \quad (2.4)$$

Cuyos factores son definidos en el punto 2.1 de esta memoria.

La suma algebraica de estos productos son las solicitaciones totales para las cuales se deberían diseñar el puente y sus elementos.

La ecuación del punto 2.1 la deben satisfacer todos los elementos y conexiones del puente, para la combinación de carga aplicada especificada en cada uno de los siguientes estados límites:

- Resistencia I: Combinación de carga básica que representa el uso vehicular normal de un puente, sin viento.

- Resistencia II: Combinación de carga que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el mandante, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

- Resistencia III: Combinación de carga que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 (Km./hr).

- Resistencia IV: Combinación de carga que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

- Resistencia V: Combinación de carga que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 (Km. /hr).

- Evento Extremo I: Combinación de carga que incluye sismo.

- Evento Extremo II: Combinación de carga que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

Debido a que la probabilidad de que ocurran simultáneamente estos eventos es extremadamente baja se especifica que estos eventos se apliquen de forma independiente.

Un factor de carga viva de 0.5 significa una baja probabilidad de ocurrencia simultánea entre la máxima carga viva vehicular (distinta a CT) y los eventos extremos.

- Servicio I: Combinación de carga que representa la operación normal del puente con un viento de 90 (Km./hr), tomando todas las cargas a sus valores nominales.

- Servicio II: Combinación de carga que intenta controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de deslizamiento crítico.

Esta combinación de carga es solo aplicable para estructuras de acero.

- Servicio III: Combinación de carga relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, con el fin de controlar la fisuración.

- Servicio IV: Combinación de carga relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, con el fin de controlar la fisuración.

- Fatiga: Combinación de carga de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con separación constante de 9000 mm entre ejes de 145000 (N).

En la Tabla N°1 se especifican todas las combinaciones de carga según estado límite, junto con los factores de carga respectivos.

TABLA N°1. Combinaciones de carga [Bibliografía N°1].

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Se puede especificar, por medio del diseñador o el mandante, que ciertas cargas, de una combinación de carga dada, no se aplican al caso en estudio. Las cargas de una combinación se multiplican por sus factores de carga respectivos y por los factores de múltiple presencia de carga viva, el que se detalla mas adelante, si es que corresponde.

2.3.2.3. Factores de carga

2.3.2.3.1. Generalidades

En el caso de combinaciones de carga, donde una carga reduce el valor de la otra, la carga que reduce se le debe aplicar un factor de carga de valor mínimo, y viceversa, con el fin de crear la situación más desfavorable.

2.3.2.3.2. Factores de carga para cargas permanentes

Para cargas permanentes, los factores de carga que producen las combinaciones más críticas deben ser seleccionados de la Tabla N°2.

TABLA N°2. Factores de carga para cargas permanentes, y_p [Bibliografía N°1].

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Los valores mínimos de los factores de carga de las cargas permanentes se pueden aplicar en el caso de que, por ejemplo, las cargas permanentes incrementen la estabilidad o la capacidad de carga de un elemento de un puente, o que reduzcan los efectos de las cargas vivas.

2.3.2.3.3. Factores de carga para los gradientes de temperatura

El factor de carga para los gradientes de temperatura y_{TG} , y asentamientos y_{SE} , se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. En ausencia de información, y_{TG} :

- 0 para los estados límites de resistencia y eventos extremos.
- 1 para el estado límite de servicio cuando la sobrecarga no es considerada, y
- 0.5 para el estado límite de servicio cuando la sobrecarga es considerada.

2.3.2.3.4. Factores de carga para carga viva

El factor de carga para carga viva en estado límite de evento extremo I, y_{EQ} , debe ser determinada en las bases del proyecto. Por lo general este valor de y_{EQ} se considera igual a 0.5, lo cual es razonable para una amplia gama de valores promedio de tránsito diario de camiones.

2.3.2.3.5. Factores de carga para cargas de construcción

Los factores de carga para el peso de la estructura y sus accesorios no se deberán tomar menores que 1.25.

A menos que el mandante lo especifique de otra manera, los factores de carga para las cargas de construcción, por equipamientos y efectos dinámicos, no deben ser inferiores a 1.5. El factor de carga para viento no debe ser inferior a 1.25. Todos los demás factores de carga deben ser considerados iguales a 1.

2.3.2.3.6. Factores de carga para fuerzas de tensado y postensado

A menos que lo especifique de manera distinta el mandante, las fuerzas de diseño para tensado en servicio no deben ser inferiores a 1.3 veces la reacción a la carga permanente en el apoyo, adyacente al punto de tensado.

Las fuerzas de diseño para las zonas de anclaje del postensado se deberán tomar como 1.2 veces la máxima fuerza de tensado.

2.3.2.3.7. Factores de carga para cargas de fatiga

El factor de carga de 0.75, aplicado a un único camión de diseño, refleja un nivel de carga que se considera representativo del universo de camiones con respecto a una gran cantidad de ciclos de tensiones y sus efectos acumulativos sobre los elementos, componentes y conexiones de acero.

2.3.2.4. Cargas permanentes

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

En ausencia de información mas precisa, las densidades especificadas en la Tabla N°3 deben ser utilizadas para el cálculo de las cargas permanentes.

TABLA N°3. Densidades [Bibliografía N°1].

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

2.3.2.5. Cargas vivas

2.3.2.5.1. Carga viva vehicular

2.3.2.5.1.1. Factores de múltiple presencia de carga viva

Las siguientes recomendaciones no se aplican para el estado límite de fatiga, en el cual se utiliza un solo camión de diseño, independiente del número de pistas de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema de la sobrecarga debe ser determinada considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de mayor información los valores de la Tabla N°4 deben ser utilizados para:

- Investigar los efectos de un carril cargado.
- Investigar los efectos de tres ó más carriles cargados.

Para determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

TABLA N°4. Factor de presencia múltiple (m) [Bibliografía N°1].

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Es responsabilidad del Ingeniero Estructural determinar el número y ubicación de vehículos y carriles, y por ende incluir los factores de presencia múltiple, escogiendo el caso más desfavorable.

El factor de presencia múltiple de 1.2 para un único carril no se aplica a las cargas peatonales. Este factor reemplaza al 20% de incremento de cargas definido por la dirección de vialidad de nuestro país.

Los factores de presencia múltiple de la Tabla N°4 fueron desarrollados sobre la base de

una TMDA de 5000 camiones circulando en una dirección. Para sitios con un TMDA menor, la sollicitación resultante de considerar el número adecuado de carriles se puede reducir de la siguiente manera:

- Si $100 < \text{TMDA} < 1000$, se puede utilizar el 95% de la sollicitación especificada.
- Si $\text{TMDA} < 100$, se puede utilizar el 90% de la sollicitación especificada.

De esta forma se puede extrapolar la tabla anterior en función del TMDA medido en terreno. En caso de obtener un TMDA superior al establecido anteriormente, los valores de la tabla N°4 se verán incrementados.

2.3.2.5.1.2. Sobrecarga vehicular de diseño

2.3.2.5.1.2.1. General

El sistema de carga viva vehicular en los puentes se denomina HL-93, el cual debe consistir de una combinación de:

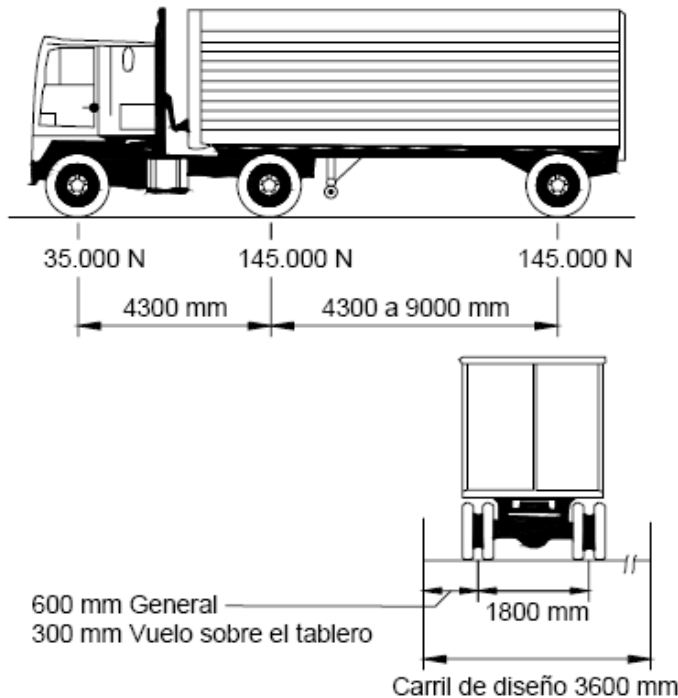
- Camión de diseño o Tandem de diseño, y
- Carga de carril de diseño (pista cargada).

Las cargas se deben asumir para ocupar 3000 mm transversalmente dentro de la pista de diseño.

2.3.2.5.1.2.2. Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura N°6. La separación entre los dos ejes de 145000 N debe variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

Figura N°6. Características del camión de diseño [Bibliografía N°1].



2.3.2.5.1.2.3. Tandem de diseño

El tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 110000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm.

2.3.2.5.1.2.4. Carga del carril de diseño (pista cargada)

Esta debe consistir en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente se supondrá uniformemente distribuida sobre un ancho de 3000 mm.

2.3.2.5.1.2.5. Área de contacto de los neumáticos

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se

deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud. La presión de los neumáticos se asume que se distribuye uniformemente sobre la superficie de contacto.

Esta carga se aplica solo para el camión y tandem de diseño. Para otros vehículos de diseño esta área se debe determinar por el ingeniero. Como guía para otros camiones de diseño, el área de contacto de los neumáticos, en mm^2 , puede ser calculada a partir de las siguientes dimensiones:

$$\text{Ancho del neumático} = P/142 \quad (2.5)$$

$$\text{Longitud del neumático} = 165*y*(1+IM/100) \quad (2.6)$$

Donde:

y = Factor de carga

IM = Porcentaje de incremento por carga dinámica

P = Carga de rueda de diseño (N)

2.3.2.5.2. Carga peatonal

Una carga peatonal de $3.6*10^{-3}$ MPa debe ser aplicada para todas las aceras de más de 600 mm de ancho y se aplica simultáneamente con la carga viva vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente peatonales o para bicicletas deben ser diseñados para una carga viva de $4.1*10^{-3}$ MPa. Se deben considerar las cargas por vehículos de mantenimiento en las aceras.

2.3.2.5.3. Fuerza de frenado: BR

La fuerza de frenado debe ser considerada como la mayor de los siguientes valores:

- 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o
- 5% del camión de diseño más la pista cargada o 5% del tandem de diseño más la pista cargada.

Esta fuerza de frenado debe ser aplicada en todas las pistas de diseño que se consideran cargadas. Se asume que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas. Aquí se deben aplicar los factores de presencia múltiple.

2.3.2.6. Carga de fatiga

2.3.2.6.1. Magnitud y configuración

La carga de fatiga debe ser la del camión de diseño pero con un espaciamiento constante de 9000 mm entre los ejes de 145000 (N).

2.3.2.6.2. Frecuencia

La frecuencia de la carga de fatiga debe considerarse como de un TMDA de pista única ($TMDA_{pU}$). Esta frecuencia se aplica a todos los elementos del puente sin excepción.

En ausencia de mayor información, el TMDA de pista única se calcula como sigue:

$$TMDA_{pU} = p * TMDA \quad (2.7)$$

Donde:

TMDA = Número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el periodo de diseño.

$TMDA_{pU}$ = Número de camiones por día en una pista única, promediado sobre el periodo de diseño.

p = Fracción del tráfico de camiones en una pista única, ver Tabla N°5.

Tabla N°5. Fracción del tráfico de camiones en una pista única, p [Bibliografía N°1].

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Como los parámetros de flujo sobre el puente son a futuro desconocidos, la frecuencia de fatiga de una pista única se asume para aplicar sobre todas las pistas.

2.3.2.7. Carga de viento

2.3.2.7.1. General

Las cargas de viento se determinan según NCh 432 Of. 71 para ser aplicable a Chile. No se detallarán los procedimientos de cálculo de la AASHTO, salvo consideraciones de viento en vehículos y presiones verticales, ya que su teoría y fórmulas se basan en velocidades de viento de 160 (Km./hr), por lo que sus parámetros de diseño no se aplican a nuestro caso.

La NCh 432 Of. 71 no se detallará en este informe.

2.3.2.7.2. Presión del viento sobre los vehículos: WL

Cuando los vehículos están presentes, la presión de diseño del viento debe ser aplicada a la estructura y a los vehículos. La presión del viento en los vehículos debe ser representada por una fuerza interrumpible y móvil de 1.46 (N/mm) actuando normal a la calzada y 1800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Cuando el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en la tabla N°6, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

Tabla N°6. Componentes del viento sobre la sobrecarga viva [Bibliografía N°1].

Ángulo de oblicuidad	Componente normal	Componente paralela
Grados	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

2.3.2.7.3. Presión vertical del viento

Se debe considerar una fuerza de viento vertical ascendente de $9.6 \cdot 10^{-4}$ MPa multiplicado por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal y longitudinal. Esta fuerza debe ser aplicada solo para estados límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y solo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal debe ser aplicada en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales determinadas.

Aquí se resalta la importancia de la interrupción del flujo del aire horizontal producto de la superestructura. Esta carga controla el diseño cuando se investiga el volcamiento del puente.

2.3.2.8. Cargas sísmicas: EQ

Las cargas sísmicas EQ son obtenidas según el Manual de Carreteras Volumen N°3 Sección 3.1004, complementada con la NCh 433 Of. 96, para ser aplicable a puentes chilenos. No se detallaran los procedimientos de cálculo de la AASHTO, ya que en USA existen sismos superficiales producto de sus fallas tectónicas, por lo que sus parámetros y coeficientes de diseño se obtienen de teoría y formulas empíricas que no se aplican a nuestro caso.

El procedimiento de cálculo del MCV3 y de la NCh 433 Of. 96 no se detallará en este informe.

2.3.2.9. Cargas accidentales

2.3.2.9.1. Generalidades

No es necesario considerar cargas accidentales en el caso de estructuras protegidas por:

- un terraplén;
- una barrera antichoque estructuralmente independiente (que no transmite cargas al puente), instalada en el terreno y de 1370 mm de altura, ubicada a 3000 mm o menos del elemento protegido; o
- una barrera de 1070 mm de altura ubicada a más de 3000 mm del elemento protegido.

Estas excepciones solo se podrán aplicar si la barrera es estructural y geoméricamente capaz de sobrevivir el impacto para el nivel de ensayo 5 que se detalla mas adelante.

2.3.2.9.2. Colisión de vehículos contra las estructuras

A menos que estén protegidos como se especifica en el punto anterior, los estribos y pilas de puentes ubicados a 9000 mm o menos del borde de la calzada, se deberán diseñar para una fuerza estática equivalente de 1800000 N, la cual se asume que actúa en cualquier

dirección en un plano horizontal, a una altura de 1200 mm sobre el nivel del terreno.

En el caso de muros, esta carga se puede distribuir sobre un área adecuada en función del tamaño de la estructura y el vehículo cuyo impacto se anticipa, pero esta área no debe ser mayor que 1500 mm de ancho por 600 mm de alto, aunque muchas veces esta área se base en el tamaño del bastidor del camión.

2.3.2.9.3. Colisión de vehículos contra las barreras

Se indican 6 niveles de ensayo para las barandas de puentes:

- TL 1-Nivel de ensayo 1: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad;
- TL 2-Nivel de ensayo 2: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas;
- TL 3-Nivel de ensayo 3: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;
- TL 4-Nivel de ensayo 4: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados;
- TL 5-Nivel de ensayo 5: Generalmente aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes

camiones o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y

-TL 6-Nivel de ensayo 6: Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

Los seis niveles de ensayo aquí listados se corresponden con los seis niveles de ensayo indicados en el Informe 350 del NCHRP, "Recommended Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Features." Cada uno de estos ensayos se diseña para evaluar factores de seguridad tales como el riesgo para los ocupantes del vehículo, comportamiento del vehículo de ensayo después del impacto y el comportamiento estructural.

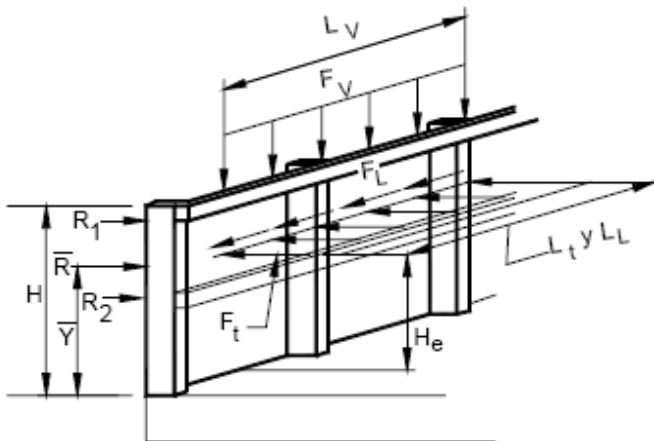
Por lo tanto, las cargas accidentales, CT, para las barandas vehiculares quedan definidas según el nivel de ensayo indicado para el puente en estudio, tal como lo señala la Tabla N°7.

Tabla N°7. Cargas accidentales en barandas vehiculares según el nivel de ensayo [Bibliografía N°1].

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_T (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_T y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Esta tabla queda representada en la figura N°7. La barrera de la figura N°7 se presenta solo a modo ilustrativo, ya que las cargas se distribuyen de la misma manera en todos los tipos y formas de barreras.

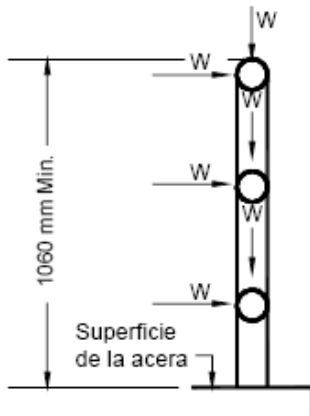
Figura N°7. Ilustración de las cargas accidentales en barandas vehiculares, según tabla N°1 [Bibliografía N°1].



2.3.2.9.4. Colisión en barreras peatonales

Las cargas para estas barreras se deberán considerar como $w = 0.73 \text{ N/mm}$ tanto transversal como longitudinalmente, actuando en forma simultánea. Estas cargas se deberán aplicar tal como se ilustra en la figura N°8, en la cual la geometría de las barandas es de tipo ilustrativo.

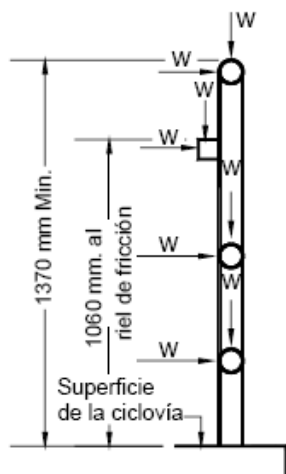
Figura N°8. Aplicación de cargas accidentales sobre barreras peatonales [Bibliografía N°1].



2.3.2.9.5. Colisión en barreras para ciclistas

Si el riel de fricción, que se une a la baranda para evitar que los ciclistas se enganchen, está ubicado a una altura mayor que 1370 mm por encima de la superficie de rodamiento, las cargas de diseño deberán ser determinadas por el Diseñador. Las cargas de diseño para los 1370 mm inferiores de las barandas para ciclistas no deberán ser menores que las especificadas para las barreras peatonales. Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la Figura N°9.

Figura N°9. Aplicación de cargas accidentales sobre barreras para ciclistas [Bibliografía N°1].



2.4. Aplicación de cargas vivas vehiculares de diseño

2.4.1. Requisitos generales

A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema debe considerarse como el mayor de los siguientes valores:

- La sollicitación debida al tandem combinada con la sollicitación debida a la carga de la pista de diseño, o
- La sollicitación debida al camión de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga de la pista de diseño, o
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15.000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

La distancia entre los ejes de 145.000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm.

El camión o tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de modo que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón ó baranda, y
- Para el diseño de cualquier otro elemento – 600 mm a partir del borde de la pista de diseño.

Estas consideraciones de diseño también se deben aplicar a las aceras del puente, justificando el caso de que un auto pueda montarse sobre ellas producto de, por ejemplo, algún choque.

2.4.2. Carga para la evaluación opcional de la deformación por sobrecarga

Si el mandante invoca el criterio por deformación, la deformación se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La deformación debida al camión de diseño solamente, o
- La deformación debida al 25% del camión de diseño considerado juntamente con la carga de la pista de diseño.

2.5. Tensiones últimas y módulo de elasticidad

2.5.1. General

Las tensiones de diseño o tensiones últimas y el módulo de elasticidad de diseño son obtenidos ajustando las tensiones básicas por unos factores de modificación, cuando sean aplicables. Se debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$F = F_o * C_F * C_M * C_D * C_T \quad (2.8)$$

$$E = E_o * C_M \quad (2.9)$$

Donde:

F = Tensión Última o resistencia específica de diseño $F_b, F_v, F_t, F_c, F_{cp}$ (MPa).

F_o = Tensión Básica (MPa).

E = Módulo de Elasticidad de Diseño (MPa).

E_o = Módulo de Elasticidad Básico (MPa).

C_F = Factor de Modificación por efecto del Tamaño.

C_M = Factor de Modificación por Servicio Húmedo.

C_D = Factor de Modificación por Plataforma.

C_T = Factor de Modificación por efecto del Tiempo.

A diferencia de la norma chilena de tensiones admisibles, el AASHTO LRFD trabaja solo con 4 factores de modificación de aplicación general, los cuales dependen de la sollicitación y el producto maderero.

2.5.2. Tensiones básicas

2.5.2.1. Madera aserrada

Las tensiones básicas y el módulo de elasticidad para la madera aserrada de Pino Radiata se obtiene de la NCh 1198 Of. 91, y se presenta en la tabla N°8.

Tabla N°8. Tensiones básicas y módulo de elasticidad, MPa, para la madera aserrada de Pino Radiata [Bibliografía N°19].

Clase estructural	Tensiones admisibles de					Módulo de elasticidad en flexión E_f *)
	Flexión, F_f	Compresión paralela F_{cp}	Tracción paralela, F_{tp}	Compresión normal F_{cn}	Cizalle F_{cz}	
GS	11,0	8,3	6,6	2,5	0,9	10 500
G1	7,5	5,6	4,5	2,5	0,7	9 000
G2	4,0	4,0	2,0	2,5	0,4	7 000

2.5.2.2. Madera laminada encolada

Las tensiones básicas y el módulo de elasticidad, MPa, para la madera laminada encolada (MLE) de Pino Radiata se obtienen de la NCh 2165 Of. 91, y se presentan en la tabla N°9.

El espesor de las laminaciones debe determinarse utilizando dimensiones de madera aserrada seca. La profundidad total del elemento de MLE equivale al producto entre el espesor de la laminación y el número de laminaciones.

Tabla N°9. Tensiones básicas y módulo de elasticidad, MPa, para la MLE de Pino Radiata [Bibliografía N°22].

Grado I	Flexión respecto eje X - X					Flexión respecto eje Y - Y					Carga axial		
	Flexión	Cizalle	Tracción normal	Compresión normal	Módulo de elasticidad	Flexión	Cizalle	Tracción normal	Compresión normal	Módulo de elasticidad	Compresión paralela	Tracción paralela	Módulo de elasticidad
	F_{bf} MPa	F_{bcz} MPa	$F_{bt,n}$ MPa	F_{bcn} MPa	$E_{L,b,x}$ MPa	$F_{bv,f}$ MPa	$F_{bv,cz}$ MPa	$F_{bv,t,n}$ MPa	$F_{bv,cn}$ MPa	$E_{L,bv,y}$ MPa	$F_{b,cp}$ MPa	$F_{b,tp}$ MPa	$E_{L,b}$ MPa
	2)	3)	4)	5)	6)	7)	8)	9)	10)	11)	12)	13)	14)
A	19,0	1,3	0,43	2,8	11 000	19,0	1,08	0,36	2,8	10 000	13,0	9,3	10 000
B	19,0	1,3	0,43	2,8	9 000	14,0	1,08	0,36	2,8	8 000	13,0	6,3	8 000

2.5.3. Factores de modificación

2.5.3.1. General

Los factores de modificación aquí presentados transforman las tensiones básicas al quinto percentil mas bajo de las tensiones últimas para una duración de carga de 2 meses y condiciones de servicio húmedas.

2.5.3.2. Factor de modificación por efecto del tamaño, C_F .

Para la madera aserrada, C_F se considera como lo señala la tabla N°10, sin modificación.

Tabla N°10. Factor de modificación por efecto del tamaño, C_F , para madera aserrada [Bibliografía N°1].

Grado	Ancho (mm)	Fbo		Fto	Fco	Todas las demás propiedades
		Espesor				
		50 mm y 75 mm	100 mm	Todas	Todas	Todas
Estructural N°1 N°2	Estructuras Ligeras - 50mmx50mm hasta 100mmx100mm Vigas y Tablas - 50mmx125mm hasta 100mmx400mm					
	< 100	1.54	1.54	1.54	1.16	1
	125	1.4	1.4	1.4	1.13	
	150	1.3	1.3	1.3	1.1	
	200	1.19	1.3	1.19	1.06	
	250	1.09	1.2	1.09	1.03	
	300	1	1.1	1	1	
	350	0.93	1.02	0.93	0.98	
	400	0.88	0.97	0.88	0.96	

Se define:

Fbo = Tensión básica de la madera en flexión, MPa.

Fto = Tensión básica de la madera en tracción, MPa.

Fvo = Tensión básica de la madera en corte, MPa.

Fcpo = Tensión básica de la madera en compresión perpendicular a la fibra, MPa.

Fco = Tensión básica de la madera en compresión paralela a la fibra, MPa.

Eo = Módulo de Elasticidad básico, MPa.

Para usos planos, el factor de modificación por efecto del tamaño, C_F , debe considerarse como sigue:

- Para 100x150 $C_F = 1.1$

- Para 100x200 $C_F = 1.15$

- Para 100x250 $C_F = 1.25$

- Para 100x300 $C_F = 1.50$

Para la madera laminada encolada con laminación vertical, es decir, con las cargas aplicadas paralelamente a las caras anchas de la laminación, F_{bo} debe ser ajustado por C_F , determinado por:

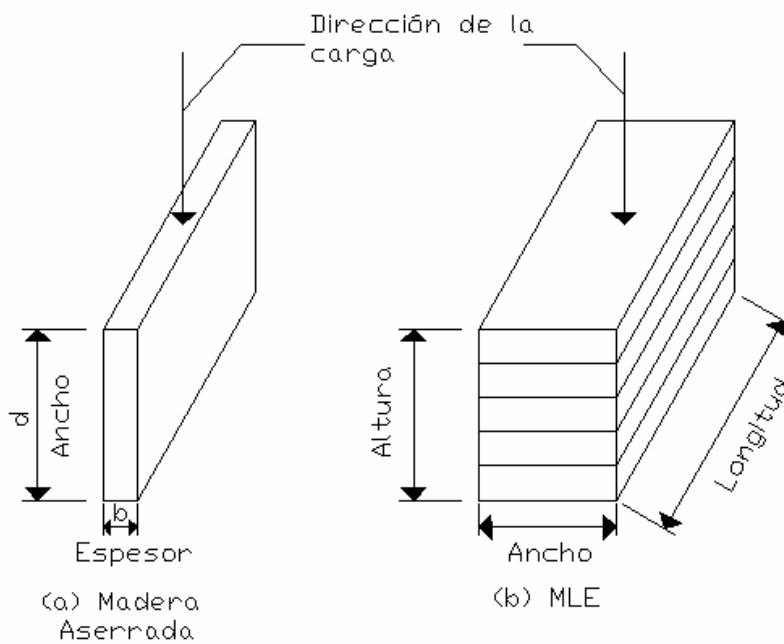
- Si $d < 300$ mm, entonces $C_F = 1$. (2.10)

- Si $d > 300$ mm, entonces $C_F = \left(\frac{300}{d}\right)^{\frac{1}{9}}$ (2.11)

Con d = ancho de la madera en mm.

En la figura N°10 se ilustran las dimensiones principales de los productos madereros.

Figura N°10. Dimensiones principales de los productos madereros [Bibliografía N°2].



Para la madera laminada encolada con laminación horizontal, es decir, con las cargas aplicadas perpendicularmente a las caras anchas de la laminación, F_{bo} debe ser reducido

por C_F , cuyo valor se determina por, siempre y cuando la altura, el ancho y la longitud de la madera laminada encolada excedan 300 mm, 130 mm y 6400 mm, respectivamente:

$$C_F = \left[\left(\frac{300}{d} \right) * \left(\frac{130}{b} \right) * \left(\frac{6400}{L} \right) \right]^a < 1.0 \quad (2.12)$$

Donde:

d = Profundidad del elemento (mm).

b = Ancho del elemento, el cual no necesita ser superior a 270 (mm).

L = Longitud del elemento medido entre puntos de contraflexión (mm).

a = 0.1.

Para todos los casos no mencionados, el valor de C_F se toma igual a 1.

Este factor corresponde al factor de modificación por altura de la norma chilena de tensiones admisibles.

2.5.3.3. Factor de modificación por servicio húmedo, C_M .

Las tensiones básicas deben ser ajustadas por el contenido de humedad utilizando el factor de modificación por servicio húmedo C_M , tal como se detalla a continuación:

- Para la madera aserrada con un contenido de humedad del 19% o inferior, C_M debe considerarse igual a 1.
- Para la madera laminada encolada con un contenido de humedad del 16% o inferior, C_M debe considerarse igual a 1.
- De otra manera, C_M , debe considerarse como se especifica en las Tablas N°11 y N°12 para madera aserrada y madera laminada encolada, respectivamente.

Tabla N°11. Factores de modificación por servicio húmedo, C_M , para la madera aserrada [Bibliografía N°1].

Espesor Nominal	Fbo < 20 Mpa	Fbo > 20 Mpa	Fto	Fco < 12 Mpa	Fco > 12 Mpa	Fvo	Fcpo	Eo
100 mm o menos	1	0.85	1	1	0.8	0.97	0.67	0.9
sobre 100 mm	1	1	1	0.91	0.91	1	0.67	1

Tabla N°12. Factores de modificación por servicio húmedo, C_M , para la madera laminada encolada [Bibliografía N°1].

Fbo	Fvo	Fto	Fco	Fcpo	Eo
0.8	0.875	0.8	0.73	0.53	0.833

Este factor corresponde al factor de modificación por contenido de humedad de la norma chilena de tensiones admisibles.

2.5.3.4. Factor de modificación por plataforma, C_D .

Para plataformas de madera tensada y de madera laminada por clavos, construidas de madera aserrada sólida de 50 mm hasta 100 mm de espesor, Fbo debe ser ajustado por C_D como se especifica en la Tabla N°13.

Tabla N°13. Factores de Modificación por Plataforma, C_D , para plataformas de madera aserrada sólida mecánicamente laminadas [Bibliografía N°2].

Tipo de Plataforma	Grado de la Madera	Cd
Madera Tensada	Grado Estructural	1.30
	N°1 o N°2	1.50
Laminada por Clavos	Todos	1.15

Se ha visto que las plataformas mecánicamente laminadas, sean estas hechas de madera

tensada o de madera aserrada sólida laminada por clavos, exhiben un considerable aumento en su resistencia a flexión.

Para todos los casos no mencionados, este factor se considera igual a 1.

Este factor no está considerado en la norma chilena de tensiones admisibles, por lo que representa una innovación en el método de diseño para puentes con tableros de madera.

2.5.3.5. Factor de modificación por efecto del tiempo, C_T .

El factor de modificación por efecto del Tiempo, C_T , para carga viva debe considerarse igual a 0.8.

Este factor se determina en función del estado límite en estudio, y corresponde al factor de modificación por duración de la carga de la norma chilena de tensiones admisibles.

2.6. Diseño según solicitud

2.6.1. Elementos en flexión

2.6.1.1. General

La resistencia factorizada, M_r , debe considerarse como:

$$M_r = \phi M_n \quad (2.13)$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal especificada (N-mm)

ϕ = Factor de minoración de resistencia.

2.6.1.2. Sección rectangular

La resistencia nominal, M_n , de un elemento de sección rectangular en flexión se debe determinar según la siguiente ecuación:

$$M_n = F_b * S * C_s \quad (2.14)$$

en la cual:

$$C_s = \frac{1+A}{1.9} - \sqrt{\frac{(1+A)^2}{3.61} - \frac{A}{0.95}} < C_F \quad (2.15)$$

- Para madera aserrada visualmente calificada:

$$A = \frac{0.438 * E * b^2}{L_e * d * F_b} \quad (2.16)$$

- Para madera laminada encolada y madera aserrada mecánicamente calificada:

$$A = \frac{0.609 * E * b^2}{L_e * d * F_b} \quad (2.17)$$

Donde:

F_b = Resistencia específica en flexión (MPa).

E = Módulo de elasticidad específico (MPa).

C_F = Factor de modificación por efecto del tamaño.

d = Altura del madero, tal como lo ilustra la figura N°21 (mm).

b = Espesor del madero, tal como lo ilustra la figura N°21 (mm).

L_e = Longitud efectiva de volcamiento (mm).

S = Módulo de flexión de la sección transversal (mm^3).

A = Parámetro adimensional de flexión, el cual es inversamente proporcional a la esbeltez de volcamiento, λ_v .

C_s = Factor de estabilidad en función del parámetro A . Considera la estabilidad de la viga.

Cuando la altura de un elemento sometido a flexión, no excede su ancho, o cuando el movimiento lateral de la zona comprimida esta restringido por apoyos continuos y cuando los puntos de apoyo poseen soportes laterales para prevenir la rotación, el factor de estabilidad, C_s es igual a 1.

Para las recomendaciones que aquí se presentan, C_F no debe ser considerado inferior a 1.

La longitud efectiva de volcamiento, L_e , debe ser determinada como sigue:

$$- \text{ Si } L_u / d < 7, \text{ entonces } L_e = 2.06 * L_u \quad (2.18)$$

$$- \text{ Si } 7 < L_u / d < 14.3, \text{ entonces } L_e = 1.63 * L_u + 3 * d \quad (2.19)$$

$$- \text{ Si } L_u / d > 14.3, \text{ entonces } L_e = 1.84 * L_u \quad (2.20)$$

Donde:

L_u = Distancia entre apoyos laterales y rotacionales (mm). Este valor es el mismo que se define para la norma chilena. La ecuación 2.18 de esta normativa complementa a la norma chilena de tensiones admisibles para la determinación de la longitud efectiva de volcamiento.

Para todos los casos, se debe cumplir lo siguiente:

$$\sqrt{\frac{L_e * d}{b^2}} = \sqrt{\lambda_v} < 50 \quad (2.21)$$

La restricción anterior es exactamente igual a la restricción por volcamiento de la norma chilena de tensiones admisibles para el diseño de elementos en flexión.

2.6.1.3. Sección circular

La Resistencia Nominal, M_n , de un elemento circular en flexión se debe considerar como:

$$M_n = 1.18 * F_b * S \quad (2.22)$$

2.6.2. Elementos en corte

El corte no necesita ser considerado en el diseño de plataformas de madera.

Para elementos distintos a la plataforma, el corte debe ser investigado a una distancia de la cara de los apoyos, igual a la altura del elemento. Cuando se calcula el corte máximo de diseño, la carga viva debe ser ubicada en algún punto con tal que produzca el corte máximo a una distancia del apoyo igual a la menor de, tres veces la altura del elemento d , ó un cuarto de la luz del puente, L .

La resistencia al corte factorizado, V_r , de un elemento de sección transversal rectangular, debe ser calculado de:

$$V_r = \phi V_n \quad (2.23)$$

En la cual:

$$V_n = \frac{F_v * b * d}{1.5} \quad (2.24)$$

donde:

F_v = Resistencia específica al corte (MPa).

La sección crítica de corte esta a una distancia entre una y tres veces la altura del elemento desde el apoyo.

El corte crítico en elementos sometidos a flexión es un corte horizontal que actúa en dirección paralela a la fibra del elemento. La resistencia al corte perpendicular a la fibra de

los elementos en flexión, no necesita ser investigada.

2.6.3. Elementos en compresión

2.6.3.1. General

La resistencia factorizada en compresión, P_r , debe considerarse como:

$$P_r = \phi P_n \quad (2.25)$$

donde:

P_n = Resistencia nominal en compresión, como se detalla más adelante (N).

2.6.3.2. Compresión paralela a la fibra

Para los propósitos de estas recomendaciones, C_F no debe considerarse inferior a 1.

Cuando los elementos no están adecuadamente apoyados, la tensión nominal debe ser modificada por el factor de estabilidad de columna, C_p . Si el elemento esta adecuadamente apoyado, C_p debe considerarse igual a 1.

La resistencia nominal, P_n , de un elemento en compresión paralela a la fibra debe considerarse como:

$$P_n = F_c * A * C_p \quad (2.26)$$

en la cual:

- Para madera aserrada:

$$C_p = \frac{1+B}{1.6} - \sqrt{\frac{(1+B)^2}{2.56} - \frac{B}{0.80}} < C_F \quad (2.27)$$

- Para madera laminada encolada y madera aserrada mecánicamente calificada:

$$C_p = \frac{1+B}{1.8} - \sqrt{\frac{(1+B)^2}{3.24} - \frac{B}{0.9}} \quad (2.28)$$

- Para madera visualmente calificada:

$$B = \frac{4.32 * E * d^2}{L_e^2 * F_b} \quad (2.29)$$

- Para madera laminada encolada y madera aserrada mecánicamente calificada:

$$B = \frac{60.2 * E * d^2}{L_e^2 * F_b} \quad (2.30)$$

donde:

F_c = Resistencia nominal en compresión paralela a la fibra (MPa).

A = Área de la sección (mm^2).

L = Longitud de la columna (mm).

B = Parámetro adimensional de compresión.

K = Factor de longitud efectiva que toma en cuenta las condiciones de borde de la columna, debe ser definido como lo señala la tabla N°14.

L_e = Longitud efectiva de pandeo considerada como $K * L$ (mm). (2.31)

A diferencia de la norma chilena de tensiones admisibles, esta normativa aplica un factor de estabilidad de columna independiente si el elemento presenta o no problemas de inestabilidad lateral.

Tabla N°14. Factores de longitud efectiva, K [Bibliografía N°1].

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K						
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos						
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos	 	Rotación impedida, traslación impedida Rotación libre, traslación impedida Rotación impedida, traslación libre Rotación libre, traslación libre				

2.6.3.3. Compresión perpendicular a la fibra

La resistencia nominal, P_n , de un elemento en compresión perpendicular a la fibra debe considerarse como:

$$P_n = F_{cp} * A_b * C_b \tag{2.32}$$

donde:

F_{cp} = resistencia nominal en compresión perpendicular a la fibra (MPa).

A_b = Área aplastada (mm^2).

C_b = factor de modificación por aplastamiento especificado en la tabla N°15.

Cuando el área aplastada esta en una ubicación donde existe una alta tensión flexural o esta mas cerca de 75 mm del borde de un elemento, C_b debe considerarse igual a 1. En todos los demás casos, C_b debe considerarse como se especifica en la Tabla N°15.

Tabla N°15. Factores de modificación por aplastamiento [Bibliografía N°1].

Longitud aplastada medida en la dirección de la fibra, mm							
	13	25	38	50	75	100	> 150
Cb	1.75	1.38	1.25	1.19	1.13	1.1	1

2.6.4. Elementos en tensión paralela a la fibra

La resistencia factorizada, P_r , de un elemento en tensión debe considerarse como:

$$P_r = \phi P_n \tag{2.33}$$

en la cual:

$$P_n = F_t * A_n \tag{2.34}$$

donde:

F_t = Resistencia específica de la madera en tensión (MPa).

A_n = Sección transversal más pequeña del elemento (mm^2).

Aquí no se considera el factor de modificación por debilitamiento de la sección en las uniones de la norma chilena.

2.6.5. Elementos sometidos a combinación de flexión y carga axial

2.6.5.1. Elementos sometidos a combinación de flexión y tensión

Los elementos sometidos a flexión y a tensión deben satisfacer la ecuación:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_u}{M_r} < 1 \quad (2.35)$$

donde:

P_u = Carga tensional mayorada (N).

P_r = Resistencia Tensional factorizada (N).

M_u = Momento flexural mayorado (N-mm).

M_r = Resistencia flexural factorizada (N-mm).

2.6.5.2. Elementos sometidos a combinación de flexión y compresión paralela a la fibra

Los elementos sometidos a flexión y compresión paralela a la fibra, deben satisfacer la ecuación:

$$\left(\frac{P_u}{P_r} \right)^2 + \frac{M_u}{M_r} < 1 \quad (2.36)$$

2.7. Uniones

2.7.1. General

El método de diseño de las uniones metálicas queda determinado por el de factores de carga y resistencia del manual ICHA 2000.

Las uniones a analizar en este informe para puentes de madera corresponden a las uniones entre:

- vigas principales de MLE y las fundaciones,
- vigas principales en la cumbrera, y
- vigas principales y los tensores.

Los conectores metálicos a diseñar son pernos, placas de unión y barras de acero para pasadores.

La ecuación de diseño general del LRFD para uniones es:

$$Z_u < \lambda * \phi_z * Z \quad (2.37)$$

donde:

Z_u es la fuerza de la conexión debida a las cargas factorizadas,

λ es el factor de aplicación por efecto del tiempo,

ϕ_z es el factor de minoración de la resistencia para conexiones = 0.65,

Z es la resistencia de la conexión ajustada por los factores apropiados.

Cuando la falla de la conexión es controlada por un elemento que no es de madera (por ejemplo, fractura de un perno) el factor λ se considera igual a 1.

La capacidad de carga de un conector, F_e , se requiere para determinar la resistencia lateral del conector. Esta propiedad es función de la orientación entre la carga aplicada y la dirección de la fibra, por lo tanto la capacidad de carga de un conector a un ángulo de la fibra, $F_{e\theta}$, se determina por:

$$F_{e\theta} = \frac{F_{e\parallel} * F_{e\perp}}{F_{e\parallel} * \sin^2 \theta + F_{e\perp} * \cos^2 \theta} \quad (2.38)$$

con θ el ángulo de la carga con respecto a la dirección paralela a la fibra.

Para mayor detalle de las fórmulas y criterios de diseño que aquí se presentan, consultar Bibliografía N°15.

2.7.2. Pernos

Estos deberán poseer una tensión de fluencia mínima de 228 MPa. Estas recomendaciones son válidas para diámetros de pernos entre 6.3 mm y 25.4 mm.

2.7.2.1. Resistencia lateral

La resistencia lateral de referencia de un perno en corte simple se considera como el menor valor determinado de los siguientes seis modos gobernantes:

$$\begin{aligned}
 \text{I}_m: \quad Z &= \frac{0.83 D t_m F_{em}}{K_\theta} \\
 \text{I}_s: \quad Z &= \frac{0.83 D t_s F_{es}}{K_\theta} \\
 \text{II}: \quad Z &= \frac{0.93 k_1 D F_{es}}{K_\theta} \\
 \text{III}_m: \quad Z &= \frac{1.04 k_2 D t_m F_{em}}{K_\theta (1 + 2 R_e)} \\
 \text{III}_s: \quad Z &= \frac{1.04 k_3 D t_s F_{em}}{K_\theta (2 + R_e)} \\
 \text{IV}: \quad Z &= \frac{1.04 D^2}{K_\theta} \frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}
 \end{aligned}
 \tag{2.39}$$

donde:

D = es el diámetro de la parte lisa del perno.

t_m y t_s equivalen a los espesores del elemento principal y del elemento secundario, respectivamente.

$F_{em} = F_{es}$ equivalen a la capacidad de carga del perno del elemento principal y del elemento secundario, respectivamente.

$$R_e = F_{em} / F_{es} . \quad (2.40)$$

F_{yb} = momento de fluencia del conector.

K_θ = es un factor relativo al ángulo entre la carga y el eje principal (paralelo a la fibra) del elemento = $1 + 0.25 * (\theta / 90)$.

$$(2.41)$$

K_1, K_2 y K_3 son factores relativos a la propiedad del material y a la geometría de la conexión, se definen como sigue:

$$K_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2 * R_e^2 * (1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 * R_e^3 - R_e * (1 + R_t)}}{1 + R_e} \quad (2.42)$$

$$K_2 = -1 + \sqrt{2 * (1 + R_e) + \frac{2 * F_{yb} * (1 + 2 * R_e) * D^2}{3 * F_{em} * t_m^2}} \quad (2.43)$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2 * (1 + R_e)}{R_e} + \frac{2 * F_{yb} * (1 + 2 * R_e) * D^2}{3 * F_{em} * t_s^2}} \quad (2.44)$$

Donde $R_t = t_m / t_s$. (2.45)

La resistencia lateral de referencia de un perno en corte doble se determina como el menor valor de los siguientes cuatro modos gobernantes:

$$\text{I}_m: Z = \frac{0.83 D t_m F_{em}}{K_\theta}$$

$$\text{I}_s: Z = \frac{1.66 D t_s F_{es}}{K_\theta}$$

$$\text{III}_s: Z = \frac{2.08 k_3 D t_s F_{em}}{K_\theta (2 + R_e)}$$

$$\text{IV: } Z = \frac{2.08 D^2}{K_\theta} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$$

$$(2.46)$$

Para múltiples pernos, la menor resistencia es multiplicada por el número de pernos, n_f , de la conexión. Aquí los espaciamientos mínimos entre pernos y las distancias a los bordes y a los extremos dependen de la dirección de la carga. Cuando la dirección de la carga es primariamente paralela a la fibra, los espaciamientos mínimos entre pernos en una fila (paralela a la fibra) es $4 * D$, y los espaciamientos mínimos entre filas (perpendiculares a la fibra) es $1.5 * D$, pero no mayor a 127 mm. La distancia mínima a los bordes depende de l_m = longitud del conector en el elemento principal para espaciamientos en el elemento principal o igual a la longitud total del conector en el elemento secundario para espaciamientos en el elemento secundario relativos al diámetro del conector. Para conectores cortos $(l_m / D) < 6$ la distancia mínima a los bordes es $1.5 * D$, mientras que para conectores más grandes $(l_m / D) > 6$ es el mayor valor entre $5 * D$ o la mitad del espaciamiento entre filas (perpendicular a la fibra). La distancia mínima a los extremos es $7 * D$ para elementos en tensión y $4 * D$ para elementos en compresión.

Cuando la carga es principalmente perpendicular a la fibra, los espaciamientos mínimos entre pernos de una fila (perpendicular a la fibra) esta limitado por el otro elemento, pero no debe exceder de 127 mm, y el mínimo espaciamiento entre filas (paralela a la fibra) depende de l_m . Para conectores cortos $(l_m / D) < 2$ el espaciamiento entre filas esta limitado a $2 * D$, para conectores medios $2 < (l_m / D) < 6$ el espaciamiento entre filas esta limitado a $(5 * l_m + 10 * D) / 8$ y para grandes conectores $(l_m / D) > 6$ el espaciamiento esta limitado a $5 * D$, este espaciamiento nunca debe exceder de 127 mm. La distancia mínima a los bordes es $4 * D$ para bordes cargados y $1.5 * D$ para bordes no cargados. La distancia mínima a los extremos para elementos cargados principalmente perpendiculares a la fibra es $4 * D$.

La resistencia de referencia lateral debe ser multiplicada por todos los factores de modificación apropiados, los cuales equivalen a:

- factor de modificación por acción de grupo, C_g .

- factor de modificación por geometría, C_{Δ} .

El factor de modificación por acción de grupo C_g , considera la distribución de carga entre pernos cuando una o más filas de conectores son utilizadas y se define por:

$$C_g = \frac{1}{n_f} * \sum_{i=1}^{n_r} a_i \quad (2.47)$$

Donde:

n_f es el número de conectores en una conexión.

n_r es el número de filas en la conexión.

a_i es el número efectivo de conectores en una fila i debido a la distribución de carga en la fila y se define por:

$$a_i = \left(\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right) * \left[\frac{m * (1 - m^{2*n_i})}{(1 + R_{EA} * m^{n_i}) * (1 + m) - 1 + m^{2*n_i}} \right] \quad (2.48)$$

Donde:

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1} \quad (2.49)$$

$$u = 1 + y * \frac{s}{2} * \left(\frac{1}{(EA)_m} + \frac{1}{(EA)_s} \right) \quad (2.50)$$

y donde:

s es el espaciamiento entre conectores en una fila.

$(EA)_m$ y $(EA)_s$ es la rigidez axial del elemento principal y del elemento secundario, respectivamente.

R_{EA} es la relación entre el menor de $(EA)_m$ y $(EA)_s$, y el mayor entre $(EA)_m$ y $(EA)_s$.

y es el módulo de carga/deslizamiento para un conector. Este se define por

$$y = 0.246 * D^{1.5} \text{ KN/mm, en pernos que conectan madera a madera, ó} \quad (2.51)$$

$$y = 0.369 * D^{1.5} \text{ KN/mm, en pernos que conectan acero a madera.} \quad (2.52)$$

Este factor de modificación reduce la resistencia total de la unión y es inversamente proporcional al número de pernos. Es el factor de modificación mas utilizado para el cálculo de uniones en madera por LRFD.

El factor de modificación por geometría, C_{Δ} , se utiliza cuando las distancias a los bordes y a los extremos, o para espaciamientos entre conectores, no satisfacen los requisitos expuestos anteriormente. Se define:

a = distancia mínima actual a los extremos.

a_{\min} = distancia al extremo mínima especificada.

s_{\min} = espaciamiento mínimo definido anteriormente.

El menor de los siguientes factores se utiliza como el factor de modificación de la conexión:

- Distancia a los extremos: para $a > a_{\min}$, $C_{\Delta} = 1$. (2.53)

para $a_{\min} / 2 < a < a_{\min}$, $C_{\Delta} = a / a_{\min}$. (2.54)

- Espaciamientos: para $s > s_{\min}$, $C_{\Delta} = 1$. (2.55)

para $3 * D < s < s_{\min}$, $C_{\Delta} = s / s_{\min}$. (2.56)

2.7.2.2. Resistencia axial

No se considera la resistencia a extracción del perno, ya que se asume que este trabaja solo a carga axial.

2.7.2.3. Resistencia combinada

La resistencia de un perno combinada en carga axial y lateral, esta dado por:

$$Z'_{\alpha} = \frac{Z'_w * Z'_w}{Z'_w * \sin^2 \alpha + Z'_w * \cos^2 \alpha} \tag{2.57}$$

Donde Z'_α es la resistencia ajustada a un ángulo α entre la carga aplicada y la superficie de la madera. (0° = carga lateral, 90° = carga de extracción).

2.7.3. Placas de unión

Las placas de unión se diseñarán por el método de factores de carga y resistencia del Instituto Chileno del Acero, año 2000.

Para conectores con placas metálicas de unión, las ecuaciones I_s y I_m no son apropiadas, por lo que la resistencia para esos modos debe considerarse como la capacidad de carga de perno en la placa de unión.

2.7.4. Barras de acero

Son barras cilíndricas de superficie lisa, con diámetro constante en todo su largo, están constituidas de acero de límite de fluencia superior a 230 MPa y por lo general se aplican para diámetros nominales de rango entre 10 mm y 100 mm.

Las barras de acero como pasadores siguen la misma metodología de cálculo que la indicada anteriormente para los pernos.

CAPÍTULO 3

DISEÑO A TENSION ÚLTIMA APLICADA A PUENTES

LRFD EUROCODE

3.1. Aspectos generales

El siguiente capítulo trata de dar a conocer el estado del arte en el cálculo de puentes de madera que se utiliza actualmente en Europa, por lo cual comprende una traducción de los eurocódigos estructurales mas relevantes, con respecto al tema, proporcionados por la unión europea, los cuales serán utilizados posteriormente para su aplicación en el diseño de los puentes modelados en Ram.

3.2. Filosofía de diseño

3.2.1. Vida útil de proyecto

La vida útil de proyecto es el periodo en el cual la estructura va a ser utilizada para el propósito deseado, teniendo en cuenta el necesario mantenimiento. Esta vida útil depende del tipo de estructura a proyectar, y por lo general los puentes se diseñarán para una vida útil de 100 años.

3.2.2. Acciones sobre puentes

3.2.2.1. Clasificación de las acciones

Se consideran acciones sobre la estructura de puentes las fuerzas o cargas aplicadas directamente (acciones directas) o las deformaciones o aceleraciones impuestas por cambios de temperatura, terremotos, etc. (acciones indirectas).

Atendiendo a su naturaleza o variación se clasifican:

- a) Por su variación en el tiempo:
 - acciones permanentes (G): las actúan o pueden actuar en todo momento o durante largos períodos de tiempo con valor fijo en posición y magnitud, por ejemplo, peso

propio de la estructura, maquinaria fija y pavimentos;

- acciones variables (Q), por ejemplo, cargas exteriores, cargas de viento o cargas de nieve;
- acciones accidentales (A), por ejemplo, explosiones, impactos de vehículos, incendio o sismo.

b) Por su variación espacial:

- acciones fijas, por ejemplo, peso propio;
- acciones libres, por ejemplo, cargas exteriores móviles, cargas de viento, cargas de nieve.

c) Por su naturaleza o respuesta estructural:

- acciones estáticas, que no causan una aceleración significativa en la estructura o en un elemento estructural;
- acciones dinámicas, contrarias a las acciones estáticas.

La determinación de los valores de las cargas se efectúa con el criterio que se expone a continuación.

3.2.2.2. Valores característicos de las acciones

Los valores característicos de las acciones, F_k , se definen en los puntos correspondientes a cada tipo de carga a considerar en este informe.

Para las cargas permanentes los valores característicos corresponden a los valores medios del peso.

Para acciones variables, el valor característico, Q_k , se determina con un criterio probabilístico, estas acciones son las que tienen una probabilidad de un 5% de ser

superadas en la vida útil del proyecto, y corresponden a:

- un valor superior con una determinada probabilidad de no ser superado, o un valor inferior con una determinada probabilidad de ser superado, durante el periodo de referencia;
- un valor nominal que se puede especificar si la distribución estadística es desconocida.

Los valores representativos de las acciones variables son:

- valor frecuente
- valor cuasi-permanente

El valor frecuente se determina de tal forma que:

- el tiempo total, dentro de un periodo de tiempo, durante el cual es excedido por una parte determinada está limitado a un valor dado, o
- la frecuencia con la cual es excedido está limitada a un valor dado.

El valor cuasi-permanente se determina de tal forma que el tiempo total durante el cual es excedido, dentro de un periodo de tiempo, es una parte considerable del periodo elegido.

3.2.2.3. Valores de cálculo

El valor de cálculo de una acción variable dominante (se entiende por tal aquella acción de entre las variables que provoca el efecto más desfavorable en la estructura portante, o elemento estructural o unión) queda definido por la relación:

$$Q_d = y_Q * Q_k \quad (3.1)$$

donde

y_Q es el coeficiente parcial para las acciones variables, el cual se detalla en la siguiente tabla N°16.

Tabla N°16. Coeficientes parciales para las acciones con el fin de comprobar la seguridad de una estructura, de un elemento estructural o de una unión [Bibliografía N°31].

Acción	Situación persistente o transitoria efecto desfavorable	Efecto favorable
Permanente (peso propio, cargas permanentes)	$y_G = 1.35$	$y_G = 0.8$
Variable	$y_0 = 1.5$	$y_0 = 0.0$

En cuanto a las acciones accidentales los valores indicados en sus puntos correspondientes corresponden a los valores de cálculo, A_d .

El valor de cálculo de una acción variable concomitante con la acción variable dominante depende de su probabilidad de aparición simultánea. A efectos prácticos de la verificación de la capacidad portante, dicho valor podrá ser representado a través de uno de los tres valores siguientes: valor de combinación, valor frecuente y valor cuasi-permanente.

- El valor de combinación queda definido por:

$$\psi_0 * Q_k$$

con ψ_0 coeficiente para el valor de combinación de una acción variable.

- El valor frecuente queda definido por:

$$\psi_1 * Q_k$$

con ψ_1 coeficiente para el valor frecuente de una acción variable.

- El valor cuasi-permanente queda definido por:

$$\psi_2 * Q_k$$

con ψ_2 coeficiente para el valor cuasi-permanente de una acción variable.

Los valores numéricos para los coeficientes ψ_0, ψ_1 y ψ_2 dependen de la categoría de la construcción, tal como señala la Tabla N°17 para distintas acciones variables concomitantes.

Tabla N°17. Valores numéricos de los coeficientes ψ para estructuras de edificación [Bibliografía N°7].

Acción concomitante	Coeficientes		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0.7	0.5	0.3
Categoría B: zonas de oficina	0.7	0.5	0.3
Categoría C: zonas de reunión	0.7	0.7	0.6
Categoría D: zonas comerciales	0.7	0.7	0.6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1	0.9	0.8
Categoría F: zona de tráfico. Peso del vehículo < 30KN	0.7	0.7	0.6
Categoría G: zona de tráfico. 30KN < peso del vehículo < 160KN	0.7	0.5	0.3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de viento	0.6	0.2	0
Temperatura	0.6	0.5	0

Los valores de ψ y y_Q corresponden a los factores de mayoración de carga para esta normativa.

3.2.3. Material

3.2.3.1. Generalidades

Los valores característicos se determinan bajo el supuesto de una relación lineal entre la tensión y la deformación hasta la rotura, por lo tanto la verificación de la resistencia de los elementos estructurales individuales también debe basarse en ese supuesto. Para elementos sometidos a compresión se utiliza una relación no lineal elasto plástica.

3.2.3.2. Clases de servicio

La humedad de la madera influye significativamente en las propiedades mecánicas y debe tenerse en cuenta en el cálculo. Se sabe que al aumentar el contenido de humedad disminuyen las propiedades mecánicas. Se recomienda que la madera antes de ser utilizada en la construcción deba ser secada para lograr alcanzar el contenido de humedad apropiado a las condiciones climáticas del lugar de emplazamiento de la estructura. Cuando el contenido de humedad de la madera en servicio sea diferente, deberá efectuarse una corrección de sus características mecánicas. Para ello, las estructuras se deben asignar a una de las clases de servicio dadas a continuación. El sistema de clases de servicio apunta mayoritariamente a asignar valores de resistencia y para el cálculo de deformaciones bajo ciertas condiciones.

Clase de servicio 1: Esta se caracteriza por un contenido de humedad en los materiales correspondiente a una temperatura de $20 \pm 2^\circ C$ y una humedad relativa del aire circundante que excede el 65% unas pocas semanas al año. En esta clase de servicio el contenido de humedad promedio para la mayoría de las maderas no excede el 12%. Las estructuras bajo cubierta y cerradas, generalmente pertenecen a esta clase de servicio, ver figura N°11.

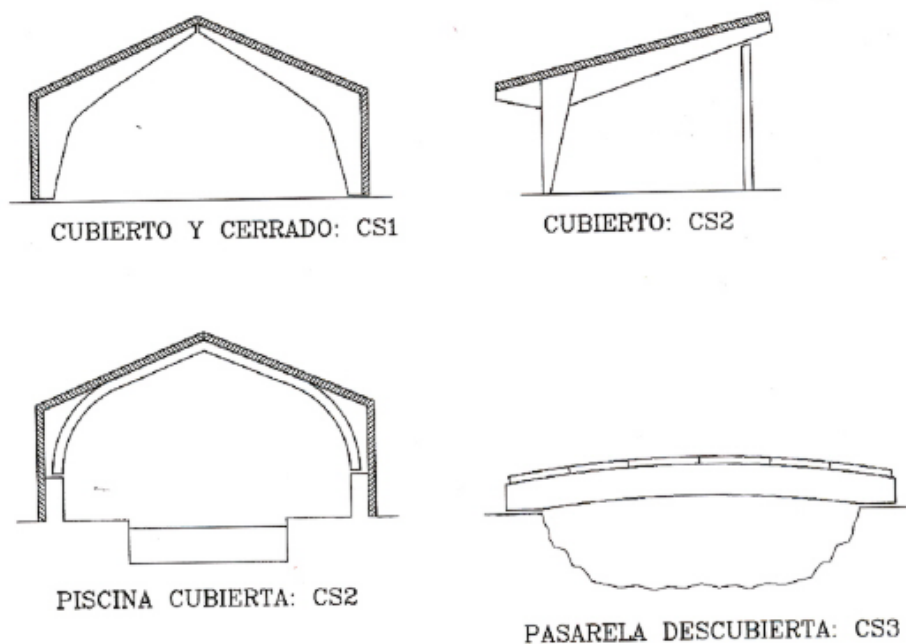
Clase de servicio 2: Esta se caracteriza por un contenido de humedad en los materiales correspondientes a una temperatura de $20 \pm 2^\circ C$ y una humedad relativa del aire circundante que excede el 85% unas pocas semanas al año. En esta clase de servicio el contenido de humedad promedio para la mayoría de las maderas no excede el 20%. Las estructuras bajo cubierta pero abiertas y expuestas al ambiente exterior, como es el caso de cobertizos, suelen considerarse a esta clase de servicio, ver figura N°11.

Clase de servicio 3: Esta se caracteriza por condiciones climáticas que lideran a contenidos de humedad más altos que los de la clase de servicio 2. En esta clase de servicio se

encuentran las estructuras expuestas a la intemperie, en contacto con el agua o con el suelo, como ejemplos se encuentran pasarelas, embarcaderos, etc. Ver figura N°11.

Los puentes o las partes del puente que se encuentren protegidas del agua o de la exposición directa a la intemperie pueden asignarse a la clase de servicio 2. Debe tenerse en cuenta que los vehículos pueden traer el agua al puente.

Figura N°11. Ejemplos de clases de servicio [Bibliografía N°31].



3.2.3.3. Clases de duración de cargas

La duración de la carga afecta la resistencia mecánica de la madera, y debe ser considerada en el diseño por medio de las clases de duración de cargas. Estas clases se caracterizan por una carga constante actuando por un cierto periodo de tiempo en la vida de la estructura.

Para una carga variable la clase apropiada se determina en la base de una estimación de la variación típica de la carga con el tiempo y las propiedades reológicas del material.

Todas las acciones deben ser asignadas a una de las clases de duración de carga dadas en la Tabla N°18, para los cálculos de resistencia y rigidez.

Tabla N°18. Clases de duración de carga [Bibliografía N°12].

Clases de duración de cargas	Orden de acumulación de duración de la carga característica	Ejemplos de Cargas
Permanente	Más de 10 años	Peso Propio
Termino Largo	6 meses a 10 años	Almacenamiento
Termino medio	1 semana a 6 meses	Carga de piso impuesta, nieve
Termino Corto	Menos de 1 semana	nieve, viento
Instantáneo		viento, cargas accidentales

En el caso de nieve y viento, estas se asignan de acuerdo a las reglamentaciones de cada país. Las acciones variables debidas al tránsito de vehículos y peatones deberán considerarse de corta duración. En las placas tensadas las fuerzas de tensado inicial en dirección perpendicular a la fibra deberán considerarse de corta duración.

3.2.3.4. Valores característicos

Los valores característicos de resistencia, rigidez y densidad del material se definen como los valores correspondientes al 5° percentil de la población, obtenidos de los resultados de ensayos con una duración de 300 s utilizando probetas con una humedad de equilibrio higroscópico correspondiente a una temperatura de 20°C y una humedad relativa del aire del 65%.

El valor correspondiente al 5° percentil de las resistencias y del módulo de elasticidad se utilizan en las comprobaciones de resistencia y de inestabilidad (pandeo). El valor medio

del módulo de elasticidad se emplea en el cálculo de las deformaciones. El valor de la densidad característica se utiliza en el proceso de comprobación de las uniones.

3.2.3.5. Valores de cálculo

El valor de cálculo, X_d , de una propiedad de resistencia de un material se define como:

$$X_d = k_{\text{mod}} * \left(\frac{X_k}{y_M} \right) \quad (3.2)$$

donde:

X_k es el valor característico de la propiedad del material. Corresponde al producto de las tensiones básicas por los factores de modificación de aplicación general y particular, si es que corresponden.

y_M es el coeficiente parcial de seguridad para la propiedad del material. Para las combinaciones fundamentales sus valores se dan en la tabla N°19. Para las combinaciones accidentales se recomienda utilizar el coeficiente parcial $y_M = 1$.

k_{mod} es el factor de modificación, cuyos valores figuran en la tabla N°20, teniendo en cuenta, previamente, la clase de duración de la carga y la clase de servicio.

Tabla N°19. Coeficientes parciales de seguridad para las propiedades del material en estados límites últimos [Bibliografía N°13].

Material	γ_M
1. Madera y productos derivados de la madera	
- Comprobación normal	
Madera maciza	1.3
Madera laminada encolada	1.25
Madera microlaminada, tablero contrachapado, tablero de virutas orientadas	1.2
- Comprobación a fatiga	1
2. Acero en las uniones	
- Comprobación normal	1.1
- Comprobación a fatiga	1
3. Acero utilizado en piezas mixtas	1.15
4. Hormigón utilizado en piezas mixtas	1.5
5. Conectores de cortante en piezas mixtas	
- Comprobación normal	1.25
- Comprobación a fatiga	1
6. Elementos de acero de pretensado	1.15

De manera análoga se define el valor de la capacidad de carga de cálculo (referida a una unión o un sistema estructural), R_d , según la expresión:

$$R_d = K_{\text{mod}} * \left(\frac{R_k}{\gamma_M} \right) \quad (3.3)$$

donde:

R_k es el valor característico de la capacidad de carga.

Tabla N°20. Valores del factor K_{mod} [Bibliografía N°12].

Material	Norma	Clase de servicio	Clase de duración de la carga				
			Permanente	Larga	Media	Corta	Instantánea
Madera maciza		1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
Madera laminada encolada		2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
Madera microlaminada		3	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9
Tablero contrachapado	UNE EN 636						
	Partes 1, 2 y 3	1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
	Partes 2 y 3	2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
	Parte 3	3	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9
OSB	UNE EN 300						
	OSB/2	1	0.25	0.3	0.4	0.65	1.1
	OSB/3, OSB/4	1	0.3	0.4	0.5	0.7	1.1
	OSB/3, OSB/4	2	0.2	0.25	0.35	0.5	0.9
Tablero de partículas	UNE EN 312						
	Partes 4 y 5	1	0.25	0.3	0.4	0.65	1.1
	Parte 5	2	0.2	0.2	0.25	0.45	0.8
	Partes 6 y 7	1	0.3	0.4	0.5	0.7	1.1
	Parte 7	2	0.2	0.25	0.35	0.5	0.9
Tablero de fibras duro	UNE EN 622-2						
	HB.LA, HV.HLS	1	0.25	0.3	0.4	0.65	1.1
	HB.HLS	2	0.2	0.2	0.25	0.45	0.8
Tablero de fibras semiduro	UNE EN 622-3						
	MBH.LA, MBH.HLS	1	0.25	0.3	0.4	0.65	1.1
	MBH.HLS	2	-	-	-	0.45	0.8
Tablero de fibras MDF	UNE EN 622-5						

	MDF.LA, MDF.HLS	1	0.2	0.3	0.4	0.6	1.1
	MDF.HLS	2	-	-	-	0.45	0.8
Tablero de fibras blando	UNE EN 622-4						
		1	-	-	-	0.8	1.1
		2	-	-	-	0.6	0.8

Para combinaciones de carga que se componen de cargas de distintas clases de duración, el valor de K_{mod} debe ser el que corresponda a la carga de menor duración.

Para el cálculo de una conexión que es constituida de dos elementos de madera que poseen diferente comportamiento de dependencia del tiempo, el cálculo de la capacidad de carga de diseño debe realizarse con el siguiente factor de modificación k_{mod} :

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} * k_{mod,2}} \tag{3.4}$$

donde $k_{mod,1}$ y $k_{mod,2}$ son los factores de modificación de los dos elementos de madera.

Las propiedades de diseño E_d y G_d deben ser calculadas como sigue:

$$E_d = \frac{E_{mean}}{y_M} \tag{3.5}$$

$$G_d = \frac{G_{mean}}{y_M} \tag{3.6}$$

donde E_{mean} es el valor promedio del modulo de elasticidad y G_{mean} es el valor promedio del modulo de corte.

Los valores de k_{mod} y y_M corresponden a los factores de minoración de la resistencia para esta normativa.

3.2.4. Principios de diseño de los estados límites

3.2.4.1. Estados límites últimos

El análisis de las estructuras debe ser llevado a cabo utilizando los siguientes valores para las propiedades de rigidez:

- Para un análisis lineal elástico de primer orden de la estructura, cuya distribución de fuerzas internas no es afectada por la distribución de la rigidez dentro de la estructura (ejemplo, todos los elementos tienen las mismas propiedades de dependencia del tiempo), valores promedios deben ser utilizados;
- Para un análisis lineal elástico de primer orden de la estructura, cuya distribución de fuerzas internas es afectada por la distribución de rigidez dentro de la estructura (ejemplo, elementos compuestos que poseen materiales con diferentes propiedades de dependencia del tiempo), los valores de diseño ajustados a la carga del elemento que causen las tensiones más grandes en relación a su resistencia, deben ser utilizados.
- Para un análisis lineal elástico de segundo orden de la estructura, valores de diseño no ajustados a la duración de la carga deben ser utilizados.

El modulo de deslizamiento para una conexión para el estado límite último, K_u , debe tomarse como:

$$K_u = \frac{2}{3} * K_{ser} \quad (3.7)$$

donde K_{ser} es el modulo de deslizamiento.

K_u corresponde al modulo de corrimiento en LRFD de nuestra norma chilena de tensiones admisibles para el cálculo de flechas y deslizamiento de la unión. Cabe hacer notar que para el LRFD equivale al 66% del valor del módulo, y para tensiones admisibles se aumenta considerablemente el valor de la carga admisible (Tabla N°52, NCh 1198).

Para estados límites últimos, donde la distribución de fuerzas y momentos en los elementos, es afectada por la distribución de rigidez en la estructura, el valor promedio final del módulo de elasticidad $E_{mean,fin}$, módulo de corte $G_{mean,fin}$ y módulo de deslizamiento $K_{ser,fin}$, deben ser considerados por medio de las siguientes expresiones:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 * K_{def})} \quad (3.8)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 * K_{def})} \quad (3.9)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 * K_{def})} \quad (3.10)$$

con:

K_{def} es un factor de modificación para la evaluación de la deformación considerando las clases de servicio relevantes, sus valores se dan en la Tabla N°21.

Tabla N°21. Valores de k_{def} para madera y productos derivados de la madera para cargas de duración permanente [Bibliografía N°12].

Material	Norma	Clase de servicio		
		1	2	3
Madera maciza	UNE-EN 14081-1	0.6	0.8	2
Madera laminada encolada	UNE-EN 14080	0.6	0.8	2
Madera microlaminada	UNE-EN 14374	0.6	0.8	2
Tablero contrachapado	UNE EN 636			
	Parte 1	0.8	-	-
	Parte 2	0.8	1	-
	Parte 3	0.8	1	2.5
Tablero de virutas orientadas (OSB)	UNE EN 300			
	OSB/2	2.25	-	-
	OSB/3, OSB/4	1.5	2.25	-
Tablero de partículas	UNE EN 312			
	Parte 4	2.25	-	-
	Parte 5	2.25	3	-
	Parte 6	1.5	-	-
	Parte 7	1.5	2.25	-
Tablero de fibras duro	UNE EN 622-2			
	HB.LA	2.25	-	-
	HB.HLA1, HB.HLA2	2.25	3	-
Tablero de fibras semiduro	UNE EN 622-3			
	MBH.LA1, MBH.LA2	3	-	-
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3	4	-
Tablero de fibras MDF	UNE EN 622-5			
	MDF.LA	2.25	-	-
	MDF.HLS	2.25	3	-

3.2.4.2. Estados límites de servicio

3.2.4.2.1. Generalidades

Las deformaciones de una estructura producto de los efectos de acciones (como fuerzas axiales, de corte, momentos flectores y deslizamientos de uniones) y del contenido de humedad, deben mantenerse dentro de límites apropiados, teniendo cuidado de no dañar la superficie de los materiales, techos, pisos, así como las necesidades funcionales como cualquier requerimiento estético. Se deben tener en cuenta los efectos debidos a las deformaciones impuestas o impedidas, por ejemplo, por la temperatura, desplazamientos de los apoyos y la fluencia.

Si la estructura consiste de elementos que poseen diferentes propiedades de dependencia del tiempo, el valor promedio final del módulo de elasticidad $E_{mean,fin}$, módulo de corte $G_{mean,fin}$ y módulo de deslizamiento $K_{ser,fin}$, los cuales son utilizados para determinar las deformaciones finales, deben ser considerados por medio de las siguientes expresiones:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + K_{def})} \quad (3.11)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + K_{def})} \quad (3.12)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + K_{def})} \quad (3.13)$$

Cuando una conexión esta constituida de elementos de madera con el mismo comportamiento de dependencia del tiempo, el valor de k_{def} debe ser el doble.

Cuando una conexión esta constituida de elementos de madera de diferente comportamiento de dependencia del tiempo, el cálculo de la deformación final debe realizarse con el siguiente valor de k_{def} :

$$k_{def} = 2 * \sqrt{k_{def,1} * k_{def,2}} \tag{3.14}$$

donde $k_{def,1}$ y $k_{def,2}$ son los factores de modificación de los dos elementos de madera.

3.2.4.2.2. Deslizamiento de la unión

Para uniones realizadas tipo dowels el modulo de deslizamiento k_{ser} , por plano de corte por unión bajo la carga de servicio, se debe considerar como lo señala la tabla N°22 con ρ_m en kg / m^3 y d o d_c en mm.

Tabla N°22. Valores de k_{ser} por unión en N/mm [Bibliografía N°12].

Tipo de Conexión	k_{ser}
Dowels Pernos con o sin espacio libre Tornillos Clavos (con preperforamiento)	$\rho_m^{1.5} * d / 23$
Clavos (sin preperforamiento)	$\rho_m^{1.5} * d^{0.8} / 30$
Grapas	$\rho_m^{1.5} * d^{0.8} / 30$
Conectores de Anillo Conectores de placa de corte	$\rho_m * d_c / 2$
Conectores de placa metálica dentada	$1.5 * \rho_m * d_c / 4$

Donde:

ρ_m es la densidad promedio de la especie maderera, en kg / m^3 .

d y d_c equivalen al diámetro del conector, en mm.

Si las densidades promedio ρ_{m1} y ρ_{m2} de los dos elementos de madera son diferentes, entonces ρ_m de las expresiones anteriores, debe reemplazarse por:

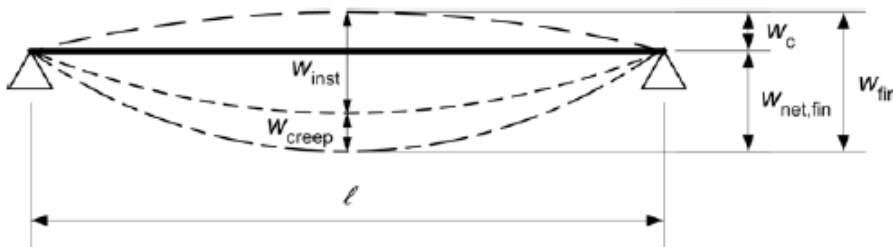
$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} * \rho_{m2}} \tag{3.15}$$

3.2.4.2.3. Valores límites para la deformación en vigas

Los componentes de una deformación resultante de una combinación de acciones se ilustran en la figura N°12, donde los símbolos se definen como sigue:

- w_c es la contraflecha (si es que se aplica);
- w_{inst} es la deformación instantánea;
- w_{creep} es la deformación por creep;
- w_{fin} es la deformación final;
- $w_{net,fin}$ es la deformación final bajo la viga.

Figura N°12. Componentes de una Deformación [Bibliografía N°12].



La deformación final de la red bajo una línea recta entre apoyos, $w_{net,fin}$, debe considerarse como sigue:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \tag{3.16}$$

Rangos recomendados de valores límites de deformación para vigas con luz l, se dan en la tabla N°23 y N°24, dependiendo del nivel de deformación considerado como aceptable.

Tabla N°23. Ejemplos de valores límites para deformaciones en vigas [Bibliografía N°12].

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Vigas en 2 Apoyos	$l/300$ a $l/500$	$l/250$ a $l/350$	$l/150$ a $l/300$
Vigas en Voladizo	$l/150$ a $l/250$	$l/125$ a $l/175$	$l/75$ a $l/150$

Tabla N°24. Valores límite para las deformaciones [Bibliografía N°31].

Parte de la construcción	Acción	Vigas, placas y celosías
Sistema principal	Carga de tráfico	$l/400$ a $l/500$
	Carga peatonal y de tráfico ligero	$l/200$ a $l/400$

La deformación aceptable por tensión admisible ($L/360$) es superior a la que se acepta por esta normativa de tensión última ($L/500$), lo que da lugar a diseños más seguros por LRFD.

3.2.4.2.4. Vibraciones

Las fuentes posibles de vibraciones que, en general, deben considerarse en el cálculo son el andar y los movimientos sincronizados de la gente, la maquinaria, el tráfico y el viento.

Para conseguir un comportamiento satisfactorio de la construcción frente a la vibración se deberán tener en consideración la sensación de comodidad del usuario y el funcionamiento de la estructura o de sus elementos estructurales (por ejemplo, grietas en elementos adosados, etc).

Para que no se supere el estado límite de servicio de la estructura o de un elemento estructural sometido a vibraciones, la frecuencia natural de las vibraciones de la estructura o del elemento estructural deberá mantenerse por encima de unos valores que dependen de la función de la obra y de la fuente de vibración. Si la frecuencia natural de las vibraciones de la estructura es inferior al valor apropiado, deberá llevarse a cabo un análisis más preciso de la respuesta dinámica de la estructura, incluyendo la consideración del amortiguamiento.

El nivel de vibración debe ser estimado por medio de mediciones o calculado, tomando en cuenta la rigidez del elemento y la relación de amortiguación que posea.

3.3. Criterio de diseño por factores de carga y resistencia

3.3.1. Estados límites últimos

3.3.1.1. Situaciones de cálculo

Se debe tener en cuenta que al actuar varias acciones variables simultáneamente, la probabilidad de que cada una de ellas adopte su valor más desfavorable es menor. Para elegir los coeficientes parciales se definen las situaciones de cálculo siguientes:

- Situaciones permanentes, relativas a los estados de carga habituales de la estructura, correspondientes a las condiciones normales de uso.
- Situaciones transitorias, relativas a las condiciones provisionales, como por ejemplo, durante la construcción o reparación de la obra.
- Situaciones accidentales, relativas a condiciones excepcionales como el incendio, el sismo o el impacto.

3.3.1.2. Combinación de acciones

Las expresiones recomendadas para las combinaciones de acciones en los estados límites últimos según las diferentes situaciones de cálculo son las siguientes:

- En situaciones de cálculo persistentes y transitorias

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (3.17)$$

Esta expresión simbólica representa varias combinaciones. En todas ellas se presentan las acciones con sus valores característicos multiplicadas por sus respectivos coeficientes

parciales de seguridad.

- En situaciones de cálculo accidentales

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + A_d + \sum_{i=1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.18)$$

donde:

$G_{k,j}$ es el valor característico de la acción permanente;

$Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable dominante;

A_d es el valor de cálculo de la acción accidental;

$\psi_{0,i}$ es el coeficiente para el valor de combinación de la acción variable i (Tabla N°#1);

$\psi_{1,i}$ es el coeficiente para el valor frecuente de una acción variable i (Tabla N°#1);

$\psi_{2,i}$ es el coeficiente para el valor cuasi-permanente de una acción variable i (Tabla N°#1);

$\gamma_{G,j}$ es el coeficiente parcial de seguridad para la acción permanente j ;

$\gamma_{Q,i}$ es el coeficiente parcial de seguridad para la acción variable i ;

En algunas ocasiones correspondientes a acciones accidentales de impacto, incendio o supervivencia (no sismo) se puede aconsejar utilizar la siguiente expresión:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.19)$$

3.3.2. Estados límites de servicio

3.3.2.1. Generalidades

Se establecen tres tipos de combinaciones de acciones:

- Combinación característica, para la determinación de los efectos de corta duración que

pueden resultar irreversibles. Por ejemplo, la comprobación de la flecha en un forjado cuyo valor puede producir daños en los elementos no estructurales anexos.

- Combinación frecuente, para la determinación de los efectos que resulten reversibles. Por ejemplo, la comprobación de la flecha de una viga cuyo valor no provoque daños en elementos no estructurales anexos y sólo represente un aspecto estético.

- Combinación cuasi-permanente, para la determinación de los efectos de larga duración. Por ejemplo, para el cálculo de la flecha diferida de las cargas.

3.3.2.2. Criterios de verificación

Las combinaciones de acciones se formulan de la manera siguiente:

- Combinación característica

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (3.20)$$

- Combinación frecuente

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.21)$$

- Combinación cuasi-permanente

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.22)$$

Las combinaciones de acciones relevantes para el cálculo de las deformaciones se podrán establecer sobre la base de consideraciones del siguiente tipo:

- En caso de que se considere el confort de los usuarios o el correcto funcionamiento de equipos, las deformaciones se deberían determinar para las relevantes acciones variables de corta duración.

- En caso de que se considere el funcionamiento de elementos estructurales, de elementos no estructurales o de instalaciones, las deformaciones se deberían determinar para todas

aquellas acciones permanentes y variables que se apliquen después de la puesta en obra del elemento considerado.

- En caso de considerar la aparición de una estructura con un tipo estructural sensible a los efectos reológicos, las deformaciones se deberían determinar para las acciones de larga duración.

3.3.3. Acciones durante la ejecución

3.3.3.1. Generalidades

En general, las cargas de construcción incluyen:

- a) personal de la obra, herramientas y visitantes, con equipos de pequeño tamaño (Q_{ca});
- b) materiales de construcción y edificación almacenados móviles, elementos prefabricados, y equipo (Q_{cb});

3.3.3.2. Aplicación sobre puentes

Las cargas de construcción (Q_{ca}), situadas sobre los tableros de los puentes, deben representarse mediante cargas uniformemente repartidas, y su valor característico se tomará igual a $1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

La carga (Q_{cb}) debe representarse mediante un sistema de cargas que incluya:

- una carga uniformemente distribuida q_{cb} ;
- una carga concentrada F_{cb} .

Dichas cargas deberán ser consideradas simultáneamente en cada caso. Sus valores característicos se tomarán igual a:

$$q_{cb,k} = 0.2 \text{ (KN / m}^2\text{)}$$

$$F_{cb,k} = 100 \text{ (KN)}$$

3.3.4. Cargas permanentes

Se caracterizan como acciones permanentes las producidas por el peso propio de la estructura resistente y de los elementos no estructurales (pavimentos, señalizaciones, etc). Para su aplicación se consideran los pesos específicos detallados en la Tabla N°25.

Tabla N°25. Pesos específicos para los materiales más habituales utilizados en la construcción de Puentes [Bibliografía N°8].

Material	Peso específico KN/m3
Acero	78.5
Aluminio	27
Fundición	72.5
Plomo	114
Madera seca de coníferas	6.5
Madera seca de frondosas	11
Madera húmeda	11
Hormigón en masa y materiales tratados con cemento	25
Hormigón armado y pretensado	25
Hormigón ligero	20
Mortero de cemento	23
Mortero de yeso	20
Mortero de cemento y cal	20
Mortero de cal	18
Fábrica de ladrillo cerámico macizo	18
Fábrica de ladrillo cerámico hueco	12
Mampostería de basalto	28
Mampostería de granito o caliza	25
Materiales granulares (zahorras, gravas y arenas)	20
Arena (seca)	16
Balasto, árido grueso (suelto)	16
Relleno de arcilla o tierra seca	16
Relleno de arcilla o tierra húmeda	20
Asfalto fundido y hormigón bituminoso	25
Material elastomérico	25
Asfalto apisonado en caliente	23
Mástico asfáltico	22

3.3.5. Cargas de tráfico

3.3.5.1. Generalidades y aplicación

Las acciones del tráfico en puentes de carretera comprenden acciones libres y variables, las cuales se representan por diferentes modelos.

Los diversos valores representativos del tráfico para las acciones variables son:

- valores característicos que pueden ser valores estadísticos, es decir, los correspondientes a la probabilidad limitada de ser excedidos en un puente durante su vida útil, o valores nominales;
- Valores infrecuentes;
- Valores frecuentes;
- Valores cuasi-permanentes.

Los valores infrecuentes se corresponden, aproximadamente, con un periodo de retorno medio de un año. Los valores frecuentes se corresponden, aproximadamente, con un periodo de retorno medio de una semana.

Estas recomendaciones son aplicables solo al proyecto de puentes de carretera con:

- vanos de luz inferiores a 200 m; y con
- plataformas de ancho no mayores de 42 m.

Las cargas debidas al tráfico en carreteras, que comprende coches, camiones y vehículos especiales (por ejemplo, de transporte industrial), producen fuerzas horizontales y verticales, estáticas y dinámicas. Estas cargas se obtienen a partir de varias categorías de vehículos y de peatones.

El tráfico de vehículos puede variar en cada puente, en función de la composición del tráfico (por ejemplo, porcentaje de vehículos pesados), de la intensidad (por ejemplo,

número medio de vehículos por año), de sus condiciones (por ejemplo, frecuencia de los atascos), del máximo peso probable de los vehículos y sus cargas por eje y, si es preciso, de las señales de tráfico que restringen la capacidad de transporte. Estas diferencias justifican el uso de modelos de carga adaptados a la localización del puente (por ejemplo, áreas urbanas, industriales o rurales), y pretenden cubrir todas las situaciones de tráfico de proyecto normalmente previsibles para el año 2000 en los países europeos. Han sido seleccionados y calibrados para cumplir con el objetivo anterior.

Debido a la variedad de parámetros que influyen sobre el tránsito sobre el puente, no se debe confiar en un único modelo de carga, según la localización del puente, sin antes realizar un examen detallado de las consecuencias de los demás modelos.

Para el caso de situaciones especiales, no abarcadas completamente por los modelos de carga aquí presentados, como carreteras locales, agrícolas o privadas, se pueden utilizar modelos de carga específicos.

3.3.5.2. División de la plataforma en carriles teóricos

Los anchos de los carriles teóricos de una plataforma y el mayor número entero posible n de tales carriles se muestran en la Tabla N°26.

Tabla N°26. Número y ancho de carriles [Bibliografía N°11].

Ancho de plataforma w	Número de carriles teóricos	Ancho de un carril teórico	Ancho del área residual
$w < 5.4 \text{ m}$	$n = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} < w < 6 \text{ m}$	$n = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} < w$	$n = \text{Entero } (w/3)$	3 m	$w - 3*n$

Para anchos de plataformas variables, el número de carriles teóricos se define de acuerdo con los principios utilizados en la Tabla N°21. El número de carriles teóricos será:

- 1, si $w < 5.4$ m.
- 2, si $5.4 \text{ m} < w < 9$ m.
- 3, si $9 \text{ m} < w < 12$ m.

El ancho w se mide entre bordillos o entre límites interiores de las barreras de vehículos, no incluye los anchos de bordillos o barreras.

Para cada comprobación individual, los modelos de carga, en cada carril teórico, deben aplicarse en la longitud y localización que produzca los efectos más desfavorables. Lo mismo ocurre para áreas residuales o aceras para peatones y bicicletas. Por lo general, el carril que ofrece el efecto más desfavorable se enumera como carril 1. El carril que ofrece el segundo efecto mas desfavorable se numera como carril 2, etc.

3.3.5.3. Fuerzas verticales. Valores característicos de los modelos de carga

Se definen 4 modelos de carga para cargas verticales.

3.3.5.3.1. Sistema principal de carga (modelo de carga 1)

Las cargas de este modelo pretenden cubrir la mayoría de los efectos del tráfico de coches y camiones, además de cubrir las situaciones de tráfico congestionado, continuo o atascado con un elevado porcentaje de vehículos pesados.

Este modelo consta de dos sistemas parciales:

1. Cargas concentradas en un eje doble (sistema tandem: TS). Cada eje tiene un peso igual a:

$$\alpha_Q * Q_k \quad (3.23)$$

donde:

Q_k = carga por eje que varía entre 300, 200 y 100 KN, en función del número de carriles, ver tabla N°27.

α_Q = coeficiente o factor de ajuste en función del tráfico esperado, detallado más adelante en este mismo punto.

No se considerará más de un sistema tandem por carril y centrado en el eje del carril; sólo se consideran sistemas tandem completos. Cada eje del tandem tiene dos neumáticos idénticos, la carga por neumático es, por tanto, igual a $0.5 \alpha_Q * Q_k$ (la mitad de la carga del eje la toma cada neumático). La superficie de contacto de cada neumático se considera como un cuadrado de 0.4 m de lado, tal como se ilustra en la figura N°13.

2. Carga uniformemente distribuida (Sistema UDL), de valor por metro cuadrado de carril:

$$\alpha_q * q_k \quad (3.24)$$

donde:

q_k = carga por unidad de superficie que varía entre 9 y 2.5 KN/m^2 , en función del número de carriles, ver tabla N°27.

$$\alpha_q = \alpha_Q$$

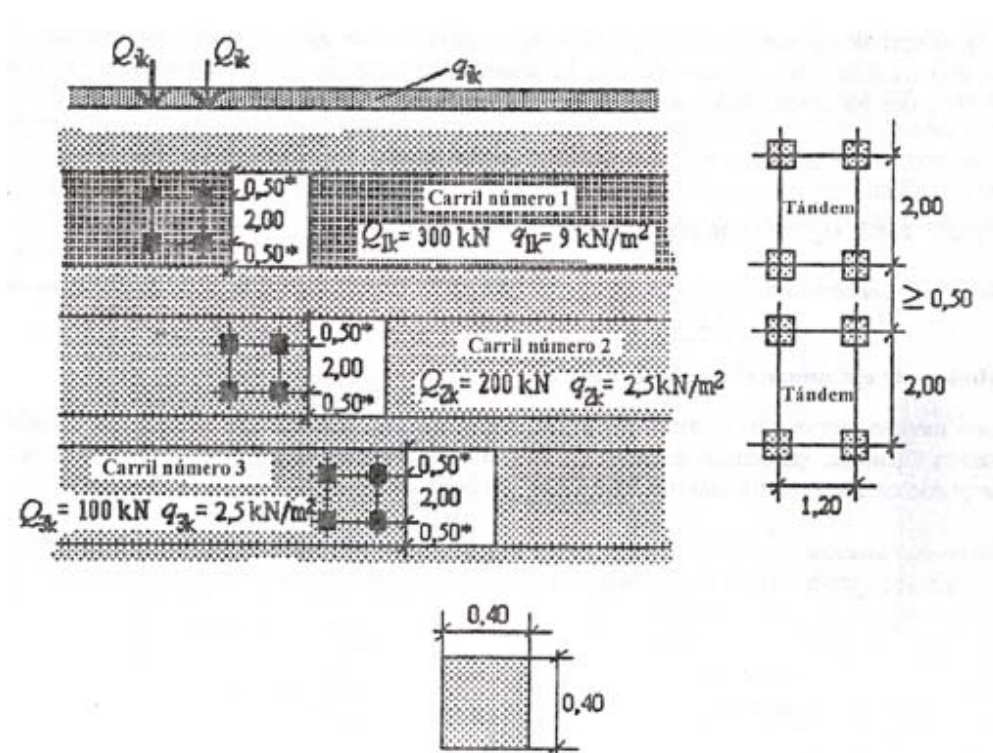
Este modelo se debe aplicar en cada carril teórico y en las áreas residuales. En el carril teórico número i , la magnitud de la carga es $\alpha_{Qi} * Q_{ik}$ y $\alpha_{qi} * q_{ik}$. En las áreas residuales, la magnitud de la carga es $\alpha_{qr} * q_{ir}$. Salvo especificación en contra, la amplificación dinámica esta incluida en los valores de Q_{ik} y q_{ik} .

Los valores de Q_{ik} y de q_{ik} se definen en la Tabla N°27.

Tabla N°27. Valores Básicos [Bibliografía N°11].

Situación	Sistema tandem	Sistema UDL
	Carga por eje Q_{ik} [KN]	q_{ik} o q_{rk} [KN/m ²]
Carril N°1	300	9
Carril N°2	200	2.5
Carril N°3	100	2.5
Resto de Carriles	0	2.5
Área Residual	0	2.5

Figura N°13. Detalles del modelo de carga 1 [Bibliografía N°11].



Cuando se consideran dos sistemas tandem en carriles adyacentes, pueden acercarse, con una distancia entre los ejes de las ruedas no menor a 0.5 m, tal como lo ilustra la figura N°13.

Cuando los efectos locales y globales pueden calcularse por separado, y salvo especificación en contra por parte el mandante, los efectos globales se pueden calcular

utilizando las siguientes reglas alternativas simplificadas:

1. Reemplazando el segundo y el tercer tandem por un segundo tandem con un peso por eje igual a:

$$(200 * \alpha_{Q2} + 100 * \alpha_{Q3}) KN \quad (3.25)$$

2. Para vanos mayores de 10 (m), reemplazando cada sistema tandem en cada carril por una carga concentrada en un eje de peso igual al peso de ambos ejes.

En este caso, el peso final de un eje simple es:

- $600 * \alpha_{Q1} KN$ en el carril número 1
- $400 * \alpha_{Q2} KN$ en el carril número 2
- $200 * \alpha_{Q3} KN$ en el carril número 3

Los valores de los coeficientes α_{Qi} , α_{qi} y α_{qr} (coeficientes de ajuste) pueden ser diferentes en función del tipo de carretera y del tráfico esperado. En ausencia de especificaciones, estos coeficientes se tomarán igual a 1. En todos los casos, para puentes sin señales restrictivas del peso máximo de vehículos, $\alpha_{Q1} > 0.8$, y para: $i > 2, \alpha_{qi} > 1$, esta restricción no es aplicable para α_{qr} .

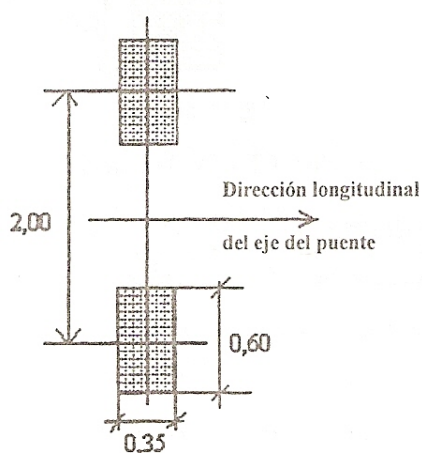
3.3.5.3.2. Modelo de eje simple (modelo de carga 2)

Este modelo consiste en la carga de un eje simple de peso $\beta_Q * Q_{ak}$, con Q_{ak} igual a 400 KN, incluyendo la amplificación dinámica. Este modelo puede ser aplicado en cualquier lugar de la plataforma, sin embargo, cuando proceda, se puede considerar sólo una rueda de peso igual a $200 * \beta_Q$ [KN]. Salvo especificación en contra, B_Q es igual a α_{Q1} . Este modelo debe ser considerado aisladamente y sólo se utiliza en comprobaciones locales,

predominante en puentes de longitudes de 3 a 7 m.

Salvo que se especifique que se debe tomar el mismo área de contacto que la rueda del modelo anterior, dicha superficie se tomará igual a un rectángulo de 0.35 por 0.60 m, tal como lo indica la figura N°14.

Figura N°14. Modelo de carga 2 [Bibliografía N°11].



Las superficies de contacto de los modelos de carga 1 y 2 son diferentes, y corresponden a diferentes modelos de neumáticos, disposiciones de ejes y distribución de la presión. El área de contacto del modelo de carga 2, corresponde a neumáticos en parejas y normalmente son relevantes en tableros ortótropos.

3.3.5.3.3. Conjunto de modelos de vehículos especiales (modelo de carga 3)

Este modelo representa un conjunto de cargas de ejes que representan vehículos especiales (por ejemplo, para transportes industriales) que pueden viajar por carreteras especialmente autorizadas para cargas especiales. Este modelo está definido para ser utilizado solamente cuando lo requiera la propiedad, para comprobaciones locales y generales, y limitada a casos concretos.

Se definen vehículos especiales como aquellos que producen efectos de carga similares a aquellos vehículos que no cumplen las regulaciones nacionales sobre límites de peso y, posiblemente, sobre las dimensiones de los vehículos normales. Las clases convencionales de vehículos especiales se definen en la Tabla N°28.

Tabla N°28. Clases de vehículos especiales [Bibliografía N°11].

Peso Total	Composición	Notación
600 KN	4 ejes de 150 KN	600/150
900 KN	6 ejes de 150 KN	900/150
1200 KN	8 ejes de 150 KN	1200/150
	ó 6 ejes de 200 KN	1200/200
1500 KN	10 ejes de 150 KN	1500/150
	ó 7 ejes de 200 KN + 1 eje de 100 KN	1500/200
1800 KN	12 ejes de 150 KN	1800/150
	ó 9 ejes de 200 KN	1800/200
2400 KN	12 ejes de 200 KN	2400/200
	ó 10 ejes de 240 KN	2400/240
	ó 6 ejes de 200 KN (separados 12 m) + 6 ejes de 200 KN	2400/200/200
3000 KN	15 ejes de 200 KN	3000/200
	ó 12 ejes de 240 KN + 1 eje de 120 KN	3000/240
	ó 8 ejes de 200 KN (separados 12 m) + 7 ejes de 200 KN	3000/200/200
3600 KN	18 ejes de 200 KN	3600/200
	ó 15 ejes de 240 KN	3600/240
	ó 9 ejes de 200 KN (separados 12 m) + 9 ejes de 200 KN	3600/200/200

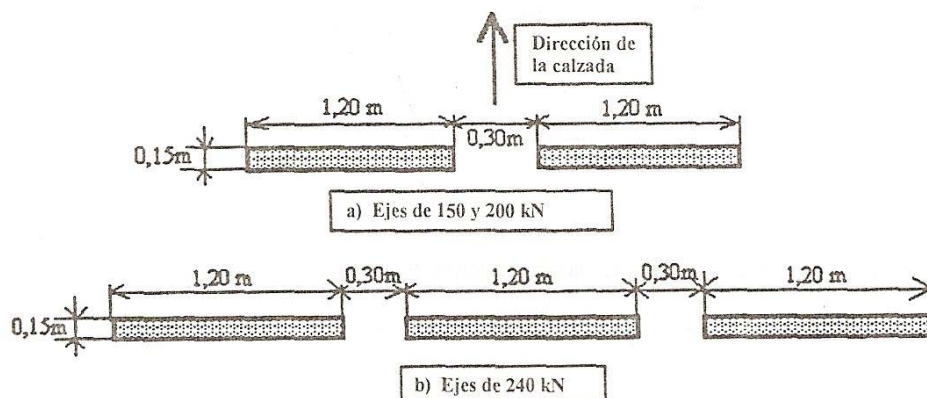
Las definiciones y las disposiciones de ejes se definen en la Tabla N°29, en la que n da el número de ejes y el peso de cada eje en cada grupo, y e da la separación dentro de y entre cada grupo.

Tabla N°29. Descripción de los vehículos especiales [Bibliografía N°11].

	Ejes de 150 KN	Ejes de 200 KN	Ejes de 240 KN
600 KN	n = 4 X 150 e = 1.5 m		
900 KN	n = 6 X 150 e = 1.5 m		
1200 KN	n = 8 X 150 e = 1.5 m	n = 6 X 200 e = 1.5 m	
1500 KN	n = 10 X 150 e = 1.5 m	n = 1 X 100 + 7 X 200 e = 1.5 m	
1800 KN	n = 12 X 150 e = 1.5 m	n = 9 X 200 e = 1.5 m	
2400 KN		n = 12 X 200 e = 1.5 m n = 6 X 200 + 6 X 200 e = 5 X 1.5 + 12 + 5 X 1.5	n = 10 X 240 e = 1.5 m
3000 KN		n = 15 X 200 e = 1.5 m n = 8 X 200 + 7 X 200 e = 7 X 1.5 + 12 + 6 X 1.5	n = 1 X 120 + 12 X 240 e = 1.5 m
3600 KN		n = 18 X 200 e = 1.5 m	n = 15 X 240 e = 1.5 m n = 8 X 240 + 7 X 240 e = 7 X 1.5 + 12 + 6 X 1.5

Para comprobaciones locales, las cargas de cada eje se suponen distribuidas de la siguiente forma:

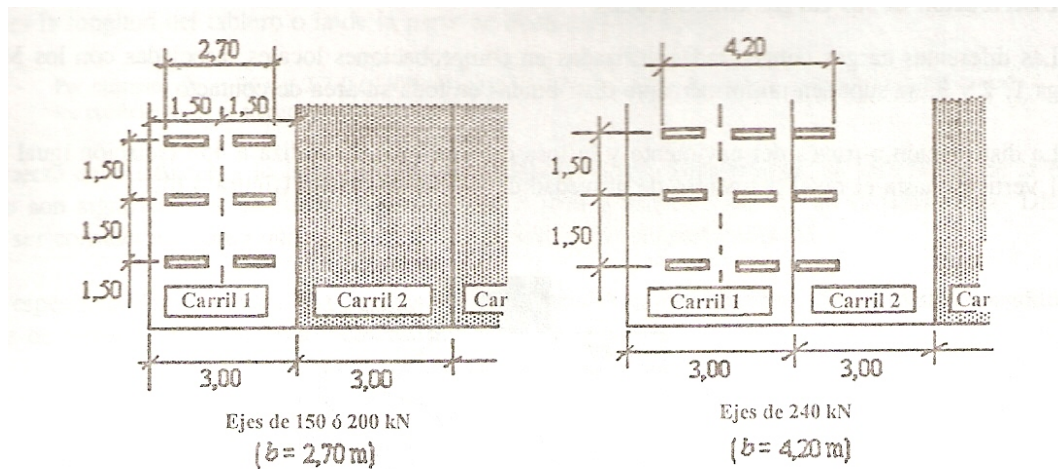
- Para ejes de 150 KN y 200 KN, en dos superficies rectangulares de 1.20 X 0.15 m, con una anchura de vehículo de 3 m, tal como se ilustra en la figura N°15.
- Para ejes de 240 KN, en tres superficies rectangulares de 1.20 X 0.15 m, con una anchura de vehículo de 4.5 m, tal como se ilustra en la figura N°15.

Figura N°15. Distribución de ejes [Bibliografía N°11].

Cuando los coeficientes α_{Qi} y α_{qi} son todos iguales a 1, los efectos del modelo normalizado 600/150 están cubiertos por los efectos del sistema principal de cargas y no necesitan ser considerados.

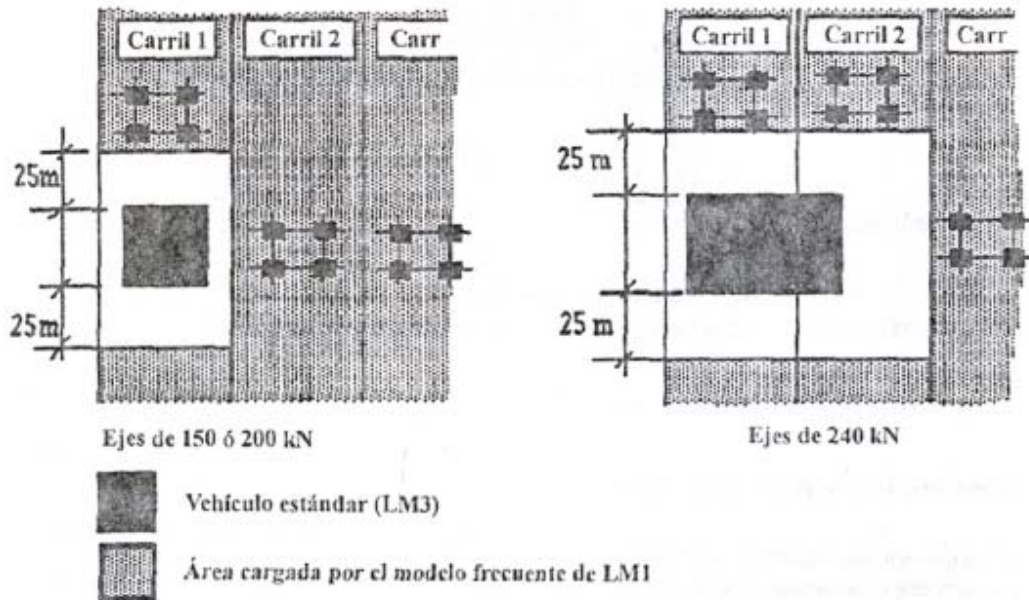
Salvo especificación en contra:

1. Cada modelo normalizado es aplicable en un carril teórico (considerado como carril número 1 de la figura N°16) para los modelos compuestos de ejes de 150 ó 200 kN, o en dos carriles teóricos adyacentes (considerados como carriles números 1 y 2 de la figura N°16) para los modelos compuestos de ejes mas pesados.

Figura N°16. Situación de los vehículos especiales [Bibliografía N°11].

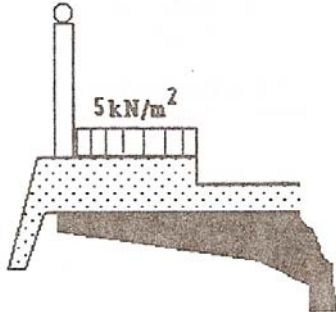
- Los vehículos especiales simulados por los modelos se suponen que se mueven a poca velocidad (no más de 5 Km./hr); por tanto, sólo se consideran cargas verticales sin amplificación dinámica.
- Cada carril teórico y el área residual del tablero del puente están cargados con los valores frecuentes del sistema principal de carga. En el carril, o carriles, ocupados por los vehículos normalizados, este sistema no se debe aplicar en, al menos, 25 m desde los ejes exteriores del vehículo en consideración, tal como lo ilustra la figura N°17.

Figura N°17. Simultaneidad de los modelos de carga 1 y 3 [Bibliografía N°11].



3.3.5.3.4. Carga de muchedumbre (modelo de carga 4)

Cuando sea relevante la aglomeración de personas se representará por un modelo de carga consistente en una carga uniformemente distribuida (incluyendo la amplificación dinámica) igual a $5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$, como es en el caso de puentes que soportan aceras (para uso peatonal o de bicicletas), tal como se ilustra en la figura N°18. Se puede considerar también un valor reducido de combinación igual a $2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$. Este modelo se asocia exclusivamente con una situación transitoria, y esta definido para comprobaciones globales solamente.

Figura N°18. Cargas sobre aceras [Bibliografía N°11].

3.3.5.4. Fuerzas horizontales. Valores característicos

3.3.5.4.1. Fuerzas de frenado y arranque

Se debe considerar una fuerza de frenado, Q_{lk} , actuando longitudinalmente en el nivel superior de la superficie de la plataforma. El valor característico de Q_{lk} , limitado a 800 KN para el ancho total del puente, debe calcularse como una fracción de la carga vertical total máxima correspondiente al sistema principal de cargas que se aplica en el carril número 1, como se indica:

$$Q_{lk} = 0.6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{1k}) + 0.1 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L \quad (3.26)$$

$$180 * \alpha_{Q1} KN < Q_{lk} < 800 KN$$

donde:

L es la longitud del tablero o la parte de él en consideración.

Por ejemplo: $Q_{lk} = 360 + 2.7 * L (< 800 KN)$ para un carril de 3 m de ancho y para una longitud cargada $L > 1.2$ m, si los coeficientes α se toman igual a 1.

Salvo especificación en contra las fuerzas de arranque deben considerarse con la misma

magnitud que las fuerzas de frenado, pero en sentido contrario. En la práctica esto significa que Q_{ik} puede considerarse positiva o negativa.

3.3.5.5. Combinaciones de cargas de tráfico en puentes de carretera

3.3.5.5.1. Valores característicos de la acción multicomponente

Salvo especificación en contra, la simultaneidad de los sistemas de carga 1, 3, 4, fuerzas horizontales, y cargas para pasarelas se tiene en cuenta considerando los grupos de carga definidos en la Tabla N°30. Cada uno de estos grupos de carga, que son mutuamente excluyentes, se deben considerar como una acción característica para su combinación con cargas no provenientes del tráfico. El modelo de carga 2 (eje simple) no se debe considerar simultáneamente con ningún otro modelo.

Tabla N°30. Determinación de los grupos de carga de tráfico (valores característicos de la acción multicomponente) [Bibliografía N°11].

Carga tipo	Plataforma						Aceras y carriles para bicicletas	
	Fuerzas Verticales				Fuerzas Horizontales		Sólo cargas verticales	
Sistema de carga	Sistema principal de carga	Eje simple	Vehículos especiales	Carga de multitud	Fuerzas de frenado y arranque	Fuerzas centrífugas	Carga uniformemente distribuida	
Grupos de carga	Grupo 1a	(#)				(*)	(*)	(**)(#)
	Grupo 1b		(#)					
	Grupo 2	(*)(#)				(#)	(#)	
	Grupo 3 (***)							(**)(#)
	Grupo 4				(#)			(**)(#)
	Grupo 5			(#)				

Donde:

(#): Acción componente determinante (designada como componente asociada con el grupo).

(*): Salvo especificación en contra.

(**): Véase carga uniformemente distribuida en aceras.

(***): Este grupo es irrelevante si se considera el grupo de carga 4.

3.3.5.5.2. Otros valores representativos de la acción multicomponente

Salvo especificación en contra, la acción frecuente sólo se compone de los valores frecuentes del sistema principal de carga o del valor frecuente del modelo de eje simple, o de los valores frecuentes de las cargas en las aceras o los carriles para bicicletas (teniendo en cuenta el mas desfavorable), sin ir con ningún otro componente. La aplicación de los valores frecuentes se define en la Tabla N°31, con la misma simbología que en la tabla anterior.

Tabla N°31. Aplicación de los valores frecuentes de la acción multicomponente [Bibliografía N°31].

Tipo de carga		Plataforma	Aceras y carriles para bicicletas	
		Fuerzas verticales		
Sistema de carga		Sistema principal de cargas	Eje simple	Carga uniformemente distribuida
Grupos de carga	1a	Valores frecuentes (#)		
	1b		Valores frecuentes (#)	
	3			Valores frecuentes (**)(#)

Los valores cuasi-permanentes generalmente son nulos.

3.3.5.5.3. Grupos de carga en situaciones transitorias

Para las situaciones transitorias se aplican las mismas reglas definidas para los valores

característicos y frecuentes de la acción multicomponente, pero con las siguientes modificaciones:

Salvo especificación en contra, los valores característicos asociados con el sistema tandem ($\alpha_{Qi} * Q_{ik}$) deberán tomarse igual a $0.8 * \alpha_{Qi} * Q_{ik}$ y los restantes valores característicos, frecuentes, infrecuentes y cuasi-permanentes, y las fuerzas horizontales, tal como se especificaron para situaciones persistentes, es decir, sin ninguna modificación.

3.3.6. Carga de fatiga

3.3.6.1. Modelos de carga de fatiga

3.3.6.1.1. Generalidades

La circulación del tráfico sobre los puentes produce un espectro de tensiones que puede causar fatiga. Este espectro depende de la geometría de los vehículos, de las cargas por eje, de la distancia entre vehículos, de la composición del tráfico y de sus efectos dinámicos.

A continuación se definen cinco modelos de carga de fatiga de fuerzas verticales, las cuales incluyen la amplificación dinámica. Con estos modelos de carga se obtienen los valores máximos y mínimos de la tensión en cada sección, para las diferentes posiciones del modelo de carga. La máxima diferencia entre las tensiones es empleada, posteriormente, para la comprobación de los elementos estructurales frente a la fatiga. Habitualmente no es necesario considerar las fuerzas horizontales.

Los valores de la carga dados para los modelos de carga de fatiga 1, 2 y 3 son apropiados para el tráfico pesado típico de las principales carreteras y autopistas europeas. (Categoría de Tráfico 1, según se define en la Tabla N°32). Generalmente, el modelo de carga de fatiga 1 es conservador y cubre los efectos multicarril automáticamente.

Una categoría de tráfico en un puente debe definirse, para las comprobaciones de fatiga, al menos por:

- el número de carriles lentos;
- el número de vehículos pesados por año por carril lento observado o estimado, N_{obs} .

Salvo especificación en contra, los valores numéricos de N_{obs} dados en la tabla N°32, correspondientes a un carril lento, deben adoptarse para ser utilizados en los modelos de carga de fatiga 3 y 4.

Tabla N°32. Número de vehículos pesados esperados por año y por carril lento [Bibliografía N°11].

Categorías de tráfico	Nobs por año y por carril lento
1: Carreteras y autopistas con 2 o más carriles por dirección con un porcentaje alto de vehículos pesados	2.0X10E6
2: Carreteras y autopistas con un porcentaje medio de vehículos pesados	0.5X10E6
3: Carreteras principales con bajo porcentaje de vehículos pesados	0.125X10E6
4: Carreteras locales con bajos porcentajes de vehículos pesados	0.05X10E6

En cada carril rápido se debe considerar un incremento del 10% de Nobs.

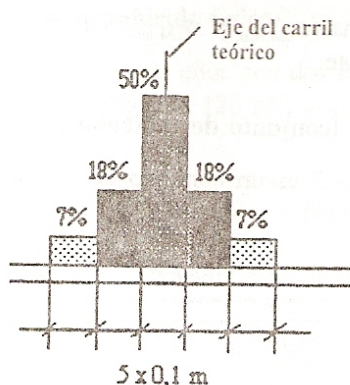
Otros parámetros, para caracterizar el tráfico a utilizar en las comprobaciones de fatiga, complementarios a la Tabla N°32 son:

- porcentaje de vehículos tipo (ver Tabla N°34) que depende del “tipo de tráfico”;
- parámetros que definen la distribución del peso de los vehículos o los ejes de cada tipo.

Para la evaluación de los efectos locales y globales todos los modelos de carga de fatiga

deben estar situados en el centro de los carriles teóricos. Sin embargo, cuando la situación transversal de los vehículos de los modelos de carga de fatiga 3, 4 y 5 son importantes para los efectos estudiados, se debe considerar una distribución estadística de la situación transversal de acuerdo con la figura N°19, salvo especificación en contra.

Figura N°19. Distribución de frecuencias de la situación transversal de la línea central del vehículo [Bibliografía N°11].



3.3.6.1.2. Modelo de carga de fatiga 1 (similar al sistema principal de cargas)

Este modelo tiene la configuración del sistema principal de cargas (modelo de carga 1) con los valores de la carga por eje iguales a $0.7 * Q_{ik}$ y los valores de la carga uniformemente distribuida igual a $0.3 * q_{ik}$ y, salvo especificación en contra, $0.3 * q_{rk}$.

Las tensiones máxima y mínima ($\sigma_{LM,max}$ y $\sigma_{LM,min}$) deben determinarse a partir de las posibles distribuciones de carga del modelo en el puente.






3.3.6.1.3. Modelo de carga de fatiga 2 (conjunto de vehículos pesados frecuentes)

Este modelo es un conjunto de vehículos pesados ideales, denominados vehículos pesados “frecuentes”. Cada vehículo pesado frecuente se define mediante:

- el número de ejes y el espacio entre ellos (Tabla N°33, columnas 1 y 2);
- la carga frecuente de cada eje (Tabla N°33, columna 3);
- las áreas de contacto del neumático y la distancia transversal entre neumáticos (Tabla N°33 columna 4 y Tabla N°35).

Las tensiones máximas y mínimas se deben determinar a partir de los efectos más desfavorables de los diferentes vehículos pesados, considerados de forma independiente, circulando ellos solos por el carril correspondiente. Cuando alguno de estos vehículos pesados es claramente el más crítico, se puede prescindir de los otros. En la tabla N°35 se definen los tipos de neumático A y B.

Tabla N°33. Conjunto de vehículos pesados “frecuentes” [Bibliografía N°11].

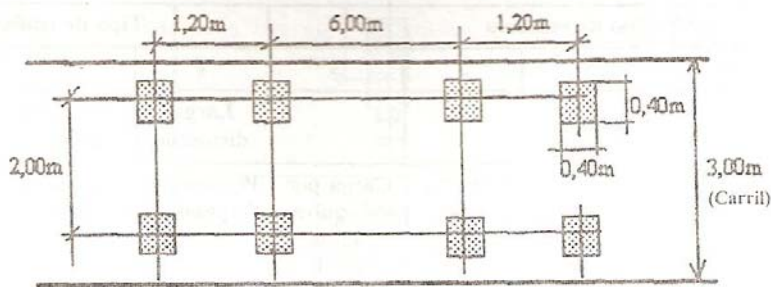
1	2	3	4
Figura del camión	espacio entre ejes [m]	Carga frecuente por eje [kN]	Tipo de neumático (véase tabla 4.8)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

3.3.6.1.4. Modelo de carga de fatiga 3 (modelo de vehículo único)

Este modelo consiste en un vehículo de cuatro ejes, cada uno de ellos con dos neumáticos idénticos. La geometría se ilustra en la figura N°20. El peso de cada eje es igual a 120 KN,

y la superficie de contacto de cada neumático es un cuadrado de 0.4 m de lado.

Figura N°20. Modelo de carga de fatiga 3 [Bibliografía N°11].



Se deben calcular las tensiones máximas y mínimas y el rango de tensiones, es decir, su diferencia algebraica, que produce al circular este vehículo a lo largo del puente.

3.3.6.1.5. Modelo de carga de fatiga 4 (conjunto de vehículos pesados estándar)

Este modelo consiste en un conjunto de vehículos pesados estándar que juntos producen efectos equivalentes a los del tráfico típico de las carreteras europeas. Salvo especificación en contra, se debe considerar un conjunto de vehículos pesados apropiado a las mezclas de tráfico que se predice, para las carreteras, tal y como se define en las tablas N°33 y N°34.

Cada vehículo pesado estándar se define por:

- el número de ejes y el espacio entre ejes (Tabla N°34, columnas 1 y 2);
- la carga equivalente de cada eje (Tabla N°34, columna 3);
- las áreas de contacto del neumático y la distancia transversal entre neumáticos (Tabla N°34 columna 7 y tabla N°35).

Salvo especificación en contra:






- el porcentaje de cada vehículo pesado estándar en la corriente de tráfico debe ser

seleccionado en las columnas 4, 5 ó 6 de la tabla N°34, cuando corresponda;

- el número total de vehículos por año, a considerar para toda la plataforma, $\sum N_{obs}$, se obtiene de la tabla N°32.
- se considera que cada vehículo pesado estándar atraviesa el puente en ausencia de cualquier otro vehículo.

Se debe determinar el rango de tensiones máximas y mínimas y el número de ciclos debido al paso sucesivo de los vehículos en el puente.

Tabla N°34. Conjunto de vehículos pesados equivalentes [Bibliografía N°11].

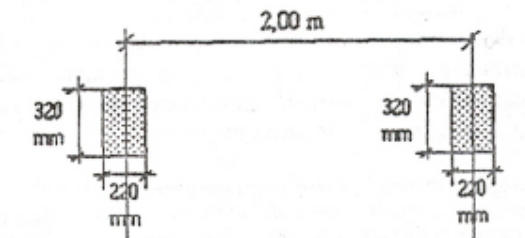
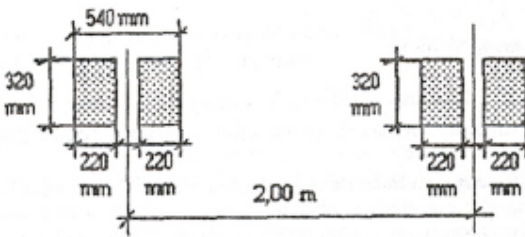
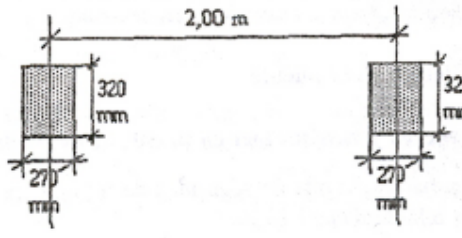
Tipo de vehículo			Tipo de tráfico			
1	2	3	4	5	6	7
			Larga distancia	Distancia media	Tráfico local	
Vehículo pesado	Espacio entre ejes [m]	Carga por eje equivalente [kN]	Porcentaje de pesados	Porcentaje de pesados	Porcentaje de pesados	Tipo de neumático
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

Para seleccionar un tipo de tráfico, puede en general considerarse que:

- “Larga distancia” significa cientos de kilómetros.
- “Distancia media” significa entre 50 Km. y 100 Km.
- “Tráfico local” significa distancias menores de 50 Km.

En la realidad pueden darse mezclas de tipos de tráfico.

Tabla N°35. Definición de neumáticos y ejes [Bibliografía N°11].

Neumático/tipo de eje	Definición geométrica
A	
B	
C	

3.3.6.1.6. Modelo de carga de fatiga 5 (basado en mediciones de tráfico)

Este modelo consiste en la aplicación directa de los datos registrados del tráfico, complementados, si es necesario, con extrapolaciones estadísticas y de proyecto apropiadas.

Una historia de tensiones se obtiene mediante el análisis, utilizando los datos registrados bajo el tráfico real representativo proporcionado o acordado por la propiedad, multiplicado por un coeficiente de amplificación dinámica φ_{fat} . Este coeficiente dinámico debería tener en cuenta el comportamiento dinámico del puente y depende de la rugosidad prevista de la superficie de rodadura y de cualquier amplificación dinámica ya incluida en los registros. Las cargas de los ejes registradas deben multiplicarse por:

$$\varphi_{fat} = 1.2 \text{ para superficies con buena rugosidad;}$$

$$\varphi_{fat} = 1.4 \text{ para superficies con rugosidad media.}$$

La definición de rugosidad se da en términos de la densidad espectral de potencia ϕ del perfil de rugosidad, como una función de la frecuencia cíclica del recorrido Ω . Los valores límites de las diferentes clases se definen en la tabla N°36.

Tabla N°36 [Bibliografía N°11].

Calidad del pavimento $\phi(\Omega_0) [cm^3]$ para $\Omega_0 = 1 [m^{-1}]$			
	Límite inferior	Valor medio	Límite superior
Muy Buena	0.5	1	< 2
Buena	2	4	< 8
Media	8	16	< 32
Pobre	32	64	< 128
Muy Pobre	128	256	< 516

La densidad espectral $\phi(\Omega)$ se define mediante:

$$\phi(\Omega) = \phi(\Omega_0) * \left(\frac{\Omega}{\Omega_0}\right)^{-2} \tag{3.27}$$

Para una estimación rápida de la categoría de la rugosidad del pavimento, se dan las

siguientes indicaciones:

- las capas de las carreteras de reciente construcción, como por ejemplo, capas de asfalto u hormigón, pueden considerarse de rugosidad buena o incluso muy buena;
- las capas de una carretera antigua que no ha sido mantenida pueden considerarse de rugosidad media;
- las capas de carreteras de áridos rodados o materiales similares pueden clasificarse de rugosidad media (como media), o mala (pobre o muy pobre).

Si los datos han sido estimados en un solo carril, se debe estimar el tráfico en los restantes carriles. Esta suposición debe estar basada en las mediciones realizadas en otros lugares con un tipo de tráfico similar. La historia de tensiones debería tener en cuenta la presencia simultánea de vehículos medidos en el puente en cualquier carril. Se debe desarrollar un procedimiento que permita esto cuando se usan como base registros de cargas de vehículos aislados.

Si la duración del registro es inferior a una semana, estos y la determinación de los porcentajes del daño de fatiga, pueden ser ajustados teniendo en cuenta las variaciones observadas de los flujos de tráfico y de las mezclas durante una semana típica. Se debe aplicar también un coeficiente de ajuste para tener en cuenta los futuros cambios del tráfico, este coeficiente debe ser acordado o proporcionado por la autoridad competente.

3.3.6.2. Método simplificado para la comprobación de la fatiga

3.3.6.2.1. Generalidades

En estructuras o partes de la estructura y en las uniones que se encuentran sometidas a frecuentes variaciones de la tensión debido a las cargas de tráfico o de viento, deberá comprobarse que no se alcanza la falla o daños graves por un problema de fatiga. Normalmente no es preciso realizar una comprobación a la fatiga en pasarelas peatonales.

Este método simplificado está basado en la utilización de una carga equivalente a la carga de fatiga de amplitud constante, representando los efectos de la fatiga del espectro completo de sucesos de carga. Pueden utilizarse métodos mas avanzados para la comprobación de la fatiga para amplitudes de tensiones variables basados en la teoría de daño lineal acumulado (Hipótesis de Palmgren-Miner).

La tensión se determinará mediante un análisis elástico. Las tensiones deberán calcularse teniendo en cuenta los efectos de las uniones rígidas o semirígidas y los efectos secundarios debidos a las deformaciones y las distorsiones.

Se requiere realizar una comprobación de la fatiga si la relación k dada por la siguiente expresión es mayor que:

- Para piezas en compresión paralela o perpendicular a la fibra: 0.6;
- Para piezas en flexión o tracción: 0.2;
- Para piezas en cortante: 0.15;
- Para uniones con pasadores: 0.4;
- Para uniones con clavos: 0.1;
- Para otros tipos de uniones: 0.15.

$$k = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{\frac{f_k}{y_{M,fat}}} \quad (3.28)$$

donde:

$\sigma_{d,max}$ es el valor mayor numéricamente de la tensión de cálculo debida a la carga de fatiga;

$\sigma_{d,min}$ es el valor menor numéricamente de la tensión de cálculo debida a la carga de fatiga;

f_k es la resistencia de cálculo relevante, valor característico para las cargas estáticas;

$y_{M,fat}$ es el factor parcial de seguridad del material.

3.3.6.2.2. Carga de fatiga

La carga de fatiga debida al tráfico se obtendrá de acuerdo con las especificaciones del proyecto en conjunto con las indicaciones de los modelos de carga de este informe. El modelo simplificado de carga de fatiga deberá dar las tensiones máximas y mínimas en las piezas estructurales reales.

El número de ciclos de tensión de amplitud constante se tomará bien de la tabla N°32 o bien, si existe información mas detallada del tráfico real, a partir de la siguiente expresión:

$$N_{obs} = 365 * n_{ADT} * \alpha * t_L \quad (3.29)$$

donde:

N_{obs} es el número de ciclos de tensión de amplitud constante;

n_{ADT} es el valor esperado del tráfico diario medio anual en la vida útil de la estructura, el valor de n_{ADT} no deberá tomarse menor que 1000;

α es el porcentaje esperado de camiones pesados que utilizarán el puente, por lo general α es igual a 0.1.

t_L es la vida de servicio de la estructura expresada en años, por lo general es de 100 años.

3.3.6.2.3. Comprobación de fatiga

Salvo que el modelo de comprobación de fatiga que aquí se indica sea de aplicación al caso estudiado o que se realicen análisis o investigaciones específicas, la relación k deberá limitarse a los valores definidos en el apartado anterior.

Para el caso de carga de amplitud constante el criterio de comprobación de la fatiga es el siguiente:

$$\sigma_{d,max} < f_{fat,d} \quad (3.30)$$

donde:

$f_{fat,d}$ es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga.

El valor de cálculo de la resistencia a la fatiga deberá tomarse de la siguiente expresión:

$$f_{fat,d} = k_{fat} * \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}} \quad (3.31)$$

donde:

k_{fat} es el factor que representa la reducción de la resistencia con el número de ciclos.

El valor de k_{fat} se obtiene de la siguiente expresión:

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a * (b-R)} * 10^{\log(\beta * N_{obs})} > 0 \quad (3.32)$$

donde:

$$R = \sigma_{d,min} / \sigma_{d,max}, \text{ con } -1 < R < 1 \quad (3.33)$$

β es un factor basado en la consecuencia del daño para el elemento estructural;

a, b son coeficientes que representan el tipo de acción de fatiga de acuerdo con la Tabla N°37.

El factor β deberá tomarse de acuerdo con las siguientes observaciones:

- Consecuencias esenciales: $\beta = 3$.
- Sin consecuencias esenciales: $\beta = 1$.

Tabla N°37. Valores de los coeficientes a y b [Bibliografía N°31].

	a	b
Piezas de madera en		
- compresión perpendicular y paralela a la fibra	2	9
- flexión y tracción	9.5	1.1
- cortante	6.7	1.3
Uniones con		
- pasadores con $d < 12$ mm	6	2
- clavos	6.9	1.2

Los valores para pasadores están basados principalmente en ensayos con pasadores de 12 mm de diámetro colocados de forma ajustada. Los pasadores con diámetros significativamente mayores o pernos que no quedan completamente ajustados pueden tener propiedades de fatiga menos favorables.

3.3.7. Cargas de viento

Las cargas de viento se determinan según la NCh 432 Of. 71 para ser aplicable a Chile. No se detallarán los procedimientos de cálculo del Eurocódigo ENV 1991-1-4 “Acción del viento”, ya que es de aplicación para secciones transversales de tableros, y teoría y fórmulas empíricas, que no corresponden a nuestro caso.

3.3.8. Cargas sísmicas

La norma dedicada a los puentes en los eurocódigos es la ENV 1998-2. “Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistente. Parte 2: Puentes”. Sin embargo, no quedan incluidos en el ámbito de aplicación de la norma los puentes de madera. Por lo tanto el diseño sísmico de los puentes se realizará siguiendo los criterios del Manual de Carreteras Volumen N°3 Sección 3.1004, complementado con la norma NCh 433 Of. 96.

3.3.9. Acciones accidentales

3.3.9.1. Generalidades

Cuando no se prevea de una protección especial en el proyecto estructural, se deben considerar las acciones accidentales debidas al tráfico según se indica a continuación:

- neumáticos pesados en aceras (siempre que no se protejan por barreras rígidas de seguridad);
- colisión de vehículos con bordillos, barreras de seguridad, y celosías estructurales;
- colisión de vehículos contra las pilas o el tablero del puente.

3.3.9.2. Fuerzas de colisión de vehículos bajo el puente

Se deberán tener en cuenta las fuerzas generadas en la colisión de un vehículo con altura excesiva o dimensiones anormales contra las pilas o los elementos soportantes del puente. Se recomienda una fuerza de impacto mínima de 1000 KN en la dirección paralela a la de circulación del vehículo o 500 KN en la dirección perpendicular, actuando en ambos casos, a una altura respecto a la superficie de 1.25 m.

3.3.9.3. Fuerzas de colisión de vehículos sobre el puente

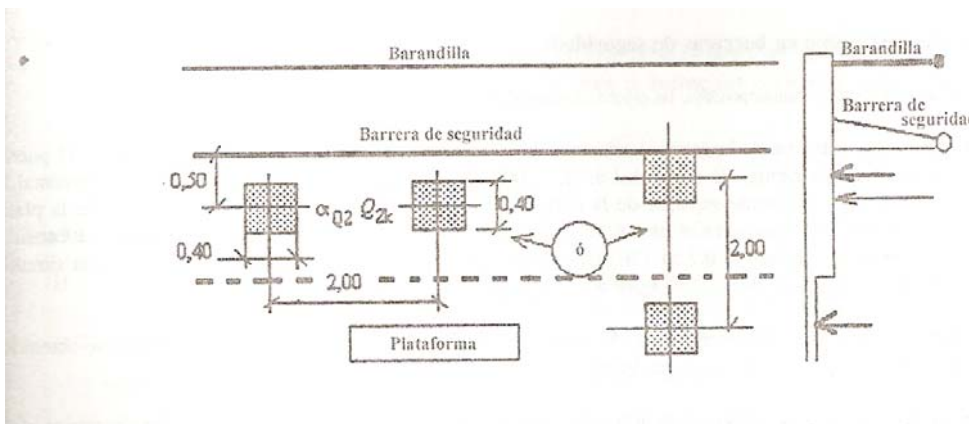
3.3.9.3.1. Vehículos en aceras y en carriles para bicicletas

Si se dispone de una barrera rígida de seguridad, o de un bordillo de altura superior a 25 (cm), es innecesaria la consideración de ejes sobre la acera. Las barreras deformables no son suficientes. Todo lo anterior si la autoridad competente así lo especifica o acuerda.

Cuando no se dispone de dicha protección se debe considerar una carga de eje igual a $\alpha_{Q2} * Q_{2K}$. Esta debe situarse y orientarse en la plataforma, adyacente a la barrera, tal y como se ilustra en la figura N°21. Se tendrá en cuenta un solo neumático si las condiciones

de contorno imposibilitan la disposición de dos neumáticos.

Figura N°21. Situación de cargas en carriles peatonales y de bicicletas en puentes de carretera [Bibliografía N°11].

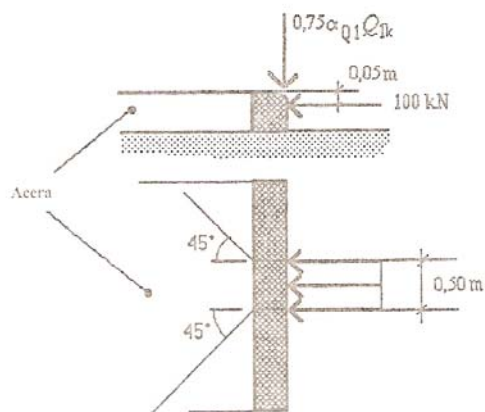


Las reglas anteriores son aplicables hasta 1 m por detrás de una barrera deformable de seguridad si existe, o hasta el borde del tablero en ausencia de ésta.

3.3.9.3.2. Fuerzas de colisión en bordillos

La acción de la colisión de un vehículo con los bordillos es una fuerza lateral igual a 100 KN actuando a una profundidad de 5 cm por debajo del borde superior del bordillo. Esta fuerza actúa en una línea de 0.5 m de longitud y se transmite a los elementos estructurales. La carga tiene un ángulo de difusión de 45°, y la carga vertical del tráfico que actúa simultáneamente con la fuerza de colisión es igual a $0.75 * \alpha_{Q1} * Q_{1k}$, tal como se ilustra en la figura N°22.

Figura N°22. Definición de las fuerzas de colisión de un vehículo en los bordillos [Bibliografía N°11].



3.3.9.3.3. Fuerzas de colisión en barreras de seguridad

Para el proyecto estructural, la fuerza horizontal de colisión de un vehículo transmitida al tablero de un puente mediante las barreras rígidas de seguridad es de 100 KN actuando en la dirección transversal y horizontal, a 100 mm por debajo del borde superior de la barrera de seguridad o a 1 m por encima del nivel de la plataforma o de la acera. Se escogerá el menor de ambos valores. Al igual que en bordillos, la fuerza se considera actuando en una longitud de 0.5 m a lo largo de la barrera. La carga vertical del tráfico que actúa simultáneamente con la fuerza de colisión es igual a $0.7 * \alpha_{Q1} * Q_{1k}$ ($0.7 * \alpha_{Q1} * 300KN$).

Ambas fuerzas pueden ser sustituidas, si es posible, por medidas constructivas, como por ejemplo un elemento de refuerzo.

La estructura que soporta la barrera de seguridad debe ser proyectada también para soportar el efecto de una carga accidental correspondiente a 1.25 veces la resistencia característica de la barrera (por ejemplo la resistencia de la conexión de la barrera a la estructura).

3.3.9.3.4. Acciones en barandillas

Salvo especificación en contra, la acción a considerar es una fuerza lineal de 1 KN/m actuando, como una acción variable, horizontal o verticalmente en la parte superior de la barandilla. Para caminos de servicio, la fuerza lineal se puede reducir a 0.8 KN/m.

Cuando las barandillas no están adecuadamente protegidas contra la colisión de vehículos, la estructura portante también debe ser proyectada para soportar el efecto de una carga accidental correspondiente a 1.25 veces la resistencia característica de la barandilla.

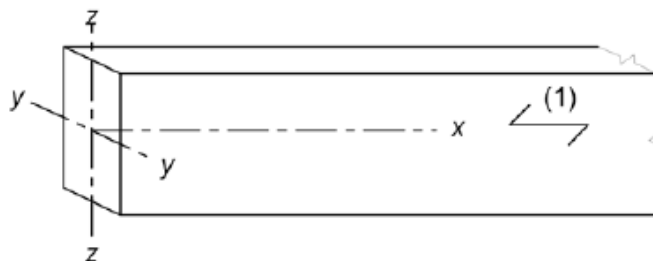
3.4. Diseño según sollicitación

3.4.1. Diseño de secciones transversales sometidas a tensión en una dirección principal

3.4.1.1. General

Este apartado es aplicable a elementos de madera aserrada y de madera laminada encolada cuyas fibras se disponen en dirección paralela a la longitud de dicho elemento. El elemento se supone sometido a tensión en solo una de sus direcciones principales, tal como lo ilustra la figura N°23.

Figura N°23. Ejes de un elemento [Bibliografía N°12].



Donde 1 es la dirección de la fibra.

Todas las tensiones de trabajo que aquí se presentan corresponden a los esfuerzos últimos mayorados según la sollicitación. Por su parte, las tensiones de diseño corresponden a la propiedad de resistencia del material, X_d , definido en la ecuación 3.2.

3.4.1.2. Tensión paralela a la fibra

Se debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\sigma_{t,0,d} < f_{t,0,d} \quad (3.34)$$

donde:

$\sigma_{t,0,d}$ es la tensión de trabajo a tensión a lo largo de la fibra;

$f_{t,0,d}$ es la tensión de diseño a tensión a lo largo de la fibra.

Aquí no se considera el factor de modificación por debilitamiento de la sección en las uniones de la norma chilena.

3.4.1.3. Tensión perpendicular a la fibra

El efecto del tamaño del elemento debe ser considerado.

3.4.1.3.1. Factor de modificación por tamaño, K_h .

Para madera sólida de sección rectangular, de densidad característica $\rho_k < 700 \text{ (kg / m}^3\text{)}$, la altura de referencia en flexión o el ancho en tensión (máxima dimensión de la sección transversal) debe ser 150 mm. Para dimensiones máximas en flexión o en tensión menor a 150 mm, los valores de $f_{m,k}$ y $f_{t,0,k}$ deben ser incrementados por el factor K_h , dado por el valor mínimo entre:

$$- \left(\frac{150}{h} \right)^{0.2}, y \quad (3.35)$$

- 1.3

Para la madera laminada encolada de sección rectangular, la altura de referencia en flexión o el ancho en tensión (máxima dimensión de la sección transversal) debe ser 600 mm. Para dimensiones máximas en flexión o en tensión menor a 600 mm, los valores de $f_{m,k}$ y $f_{t,o,k}$ deben ser incrementados por el factor K_h , dado por el valor mínimo entre:

$$- \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1}, y \quad (3.36)$$

- 1.1

donde h es la altura en flexión de la sección o el ancho en tensión, en mm.

Este factor de modificación es de aplicación general y corresponde al factor de modificación por altura de la norma chilena de tensiones admisibles.

3.4.1.4. Compresión paralela a la fibra

Se debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,0,d} < f_{c,0,d} \quad (3.37)$$

donde:

$\sigma_{c,0,d}$ es la tensión de trabajo a compresión a lo largo de la fibra;

$f_{c,0,d}$ es la tensión de diseño a compresión a lo largo de la fibra;

Aquí no se aplican los factores de modificación por esbeltez de la norma chilena, ni por estabilidad de columna de la AASHTO.

3.4.1.5. Compresión Perpendicular a la Fibra

Se debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,90,d} < K_{c,90} * f_{c,90,d} \quad (3.38)$$

donde:

$\sigma_{c,90,d}$ es la tensión de trabajo a compresión en el área de contacto perpendicular a la fibra;

$f_{c,90,d}$ es la tensión de diseño a compresión perpendicular a la fibra;

$K_{c,90}$ es un factor que considera la configuración de carga, posibilidad de deslizamiento y el grado de deformación por compresión. Corresponde al factor de modificación por aplastamiento de la norma chilena y de la AASHTO.

El valor de $K_{c,90}$ debe considerarse igual a 1, a menos que se apliquen las especificaciones dadas mas adelante. En este caso, el valor mas alto de $K_{c,90}$ debe considerarse, hasta un valor límite de $K_{c,90} = 4$. Cuando se utilizan valores mayores de $K_{c,90}$, y la superficie de contacto se extiende por sobre todo el ancho b del elemento, entonces la deformación por compresión en el estado límite último es aproximadamente el 10% de la altura del elemento.

Para un elemento de viga que descansa sobre apoyos, tal como se ilustra en la figura N°24, el factor $K_{c,90}$ debe ser calculado de las siguientes expresiones:

- Cuando la distancia desde el borde de un apoyo hasta el final de la viga $a < h/3$:

$$K_{c,90} = \left(2.38 - \frac{l}{250} \right) * \left(1 + \frac{h}{12 * l} \right) \quad (3.39)$$

- En los apoyos internos:

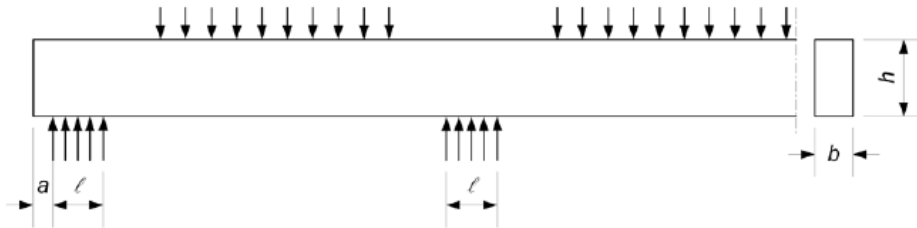
$$K_{c,90} = \left(2.38 - \frac{l}{250} \right) * \left(1 + \frac{h}{6 * l} \right) \quad (3.40)$$

donde:

l = longitud de contacto en mm;

h = altura del elemento en mm.

Figura N°24. Viga en Apoyos [Bibliografía N°12].



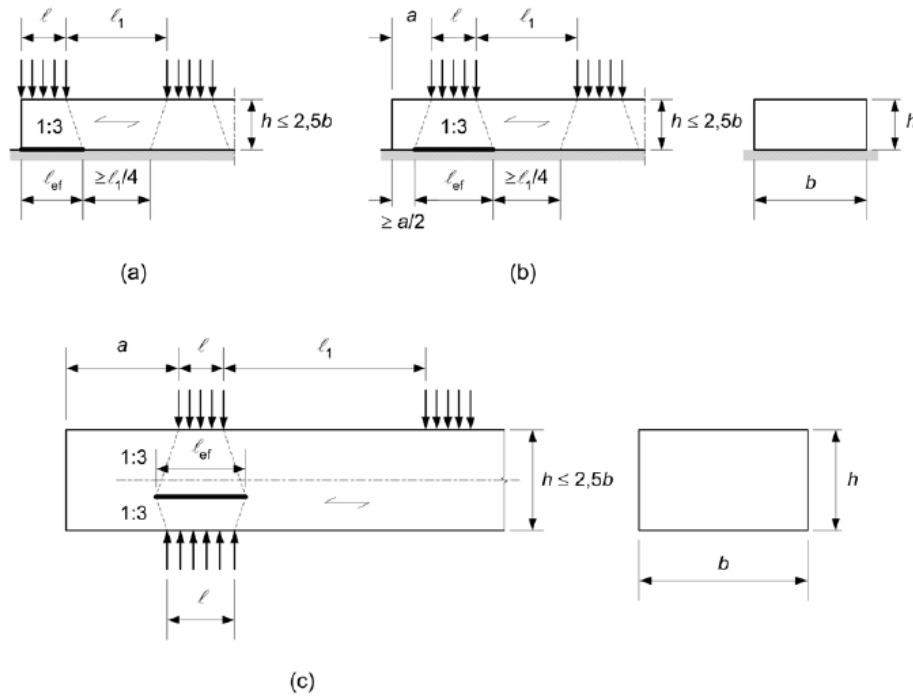
Para elementos con una altura inferior a 2.5 veces su ancho, donde una fuerza concentrada en contacto sobre todo el ancho del elemento, es aplicada en una cara directamente sobre un apoyo continuo o discreto en la cara opuesta, tal como lo ilustra la figura N°25, el factor $K_{c,90}$ esta dado por:

$$K_{c,90} = \left(2.38 - \frac{l}{250} \right) * \left(\frac{l_{ef}}{l} \right)^{0.5} \tag{3.41}$$

donde:

l_{ef} es la longitud de distribución efectiva en mm.

Figura N°25. Determinación de la longitud efectiva para un elemento con $h/b < 2.5$, (a) y (b) con apoyos continuos, y (c) con apoyos discretos [Bibliografía N°12].



La longitud de distribución efectiva l_{ef} debe ser determinada por la línea de dispersión tensional que posee una inclinación vertical de 1:3 sobre la altura h , pero reducida por una distancia de $a/2$ desde cualquier borde, o por una distancia de $l_1/4$ de cualquier área adyacente comprimida, tal como lo ilustra la figura N°25 a y b.

Para las localizaciones particulares de las fuerzas, dadas a continuación, la longitud efectiva se determina por:

- Para cargas adyacentes al extremo de un elemento, ver figura N°25 (a):

$$l_{ef} = l + \frac{h}{3} \tag{3.42}$$

- Cuando la distancia desde el borde de una carga concentrada al borde del elemento

$a > \frac{2}{3}h$, ver figura N°25 (b):

$$l_{ef} = l + \frac{2h}{3} \quad (3.43)$$

Con h = altura del elemento ó 40 mm, cualquiera sea la mayor.

Para un elemento cuyo alto es superior a 2.5 veces su ancho, cargado con una fuerza compresiva concentrada en 2 caras opuestas, como se ilustra en la figura N°26 (b), o con una fuerza compresiva concentrada en una cara y con un apoyo continuo en la otra cara, ver figura N°26 (a), el factor $K_{c,90}$ debe ser calculado mediante la siguiente expresión:

$$K_{c,90} = \frac{l_{ef}}{l} \quad (3.44)$$

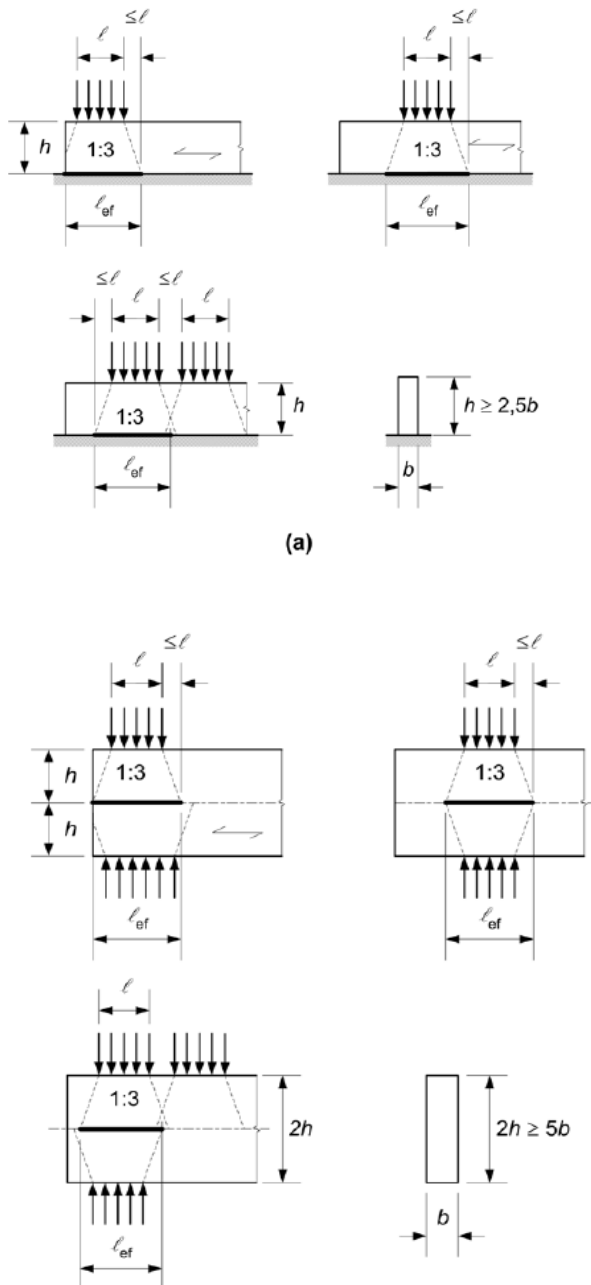
l_{ef} = la longitud de distribución efectiva, de acuerdo a la figura N°26.

La ecuación anterior se provee con tal que se cumplan las siguientes condiciones:

- La fuerza compresiva aplicada actúa sobre el ancho completo del elemento (b).
- La longitud de contacto l es inferior que el mayor valor entre la altura h y 100 mm.

La longitud de distribución efectiva no se puede extender más que una longitud l desde cualquier borde de la longitud de contacto. Para elementos cuya altura varía linealmente sobre la longitud del apoyo, la altura h debe considerarse como la altura del elemento en la línea central del apoyo, en este caso $l_{ef} = l$.

Figura N°26. Determinación de la longitud efectiva para un elemento con $h/b > 2.5$, (a) apoyo continuo y (b) apoyo discreto [Bibliografía N°12].



3.4.1.6. Flexión

Se deben satisfacer las siguientes expresiones:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \quad (3.45)$$

$$k_m * \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \quad (3.46)$$

donde:

$\sigma_{m,y,d} - \sigma_{m,z,d}$ son las correspondientes flexiones de trabajo sobre los ejes principales del elemento ilustrados en la figura N°23.

$f_{m,y,d} - f_{m,z,d}$ son las correspondientes flexiones de diseño en los ejes respectivos.

El factor k_m hace referencia a la redistribución de tensiones y al efecto de no homogeneidad del material en la sección transversal. El valor de este factor k_m se debe considerar como sigue:

Para madera aserrada y madera laminada encolada:

- Secciones rectangulares: $k_m = 0.7$
- Otros tipos de secciones: $k_m = 1.0$

Para cualquier otro tipo de madera, $k_m = 1.0$.

Aquí no se aplican los factores de modificación por volcamiento de la norma chilena, ni el de estabilidad de la AASHTO.

3.4.1.7. Corte

Para corte con una componente de tensión paralela a la fibra, ver figura N° 27 (a), como para corte con ambas componentes de tensiones perpendiculares a la fibra, figura N°27 (b), la siguiente expresión se debe satisfacer:

$$\tau_d < f_{v,d} \quad (3.47)$$

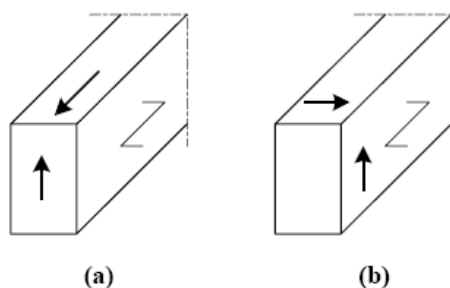
donde:

τ_d es la tensión de trabajo de corte;

$f_{v,d}$ es la tensión de diseño de corte.

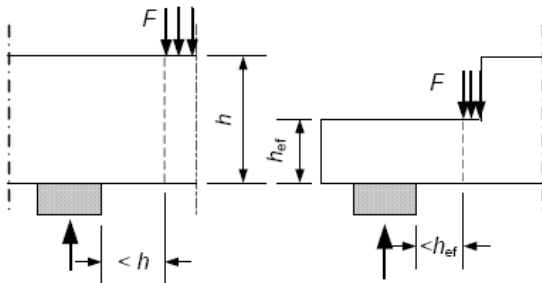
La tensión de diseño para elementos con ambas componentes de tensiones de corte perpendiculares a la fibra es aproximadamente igual al doble de la tensión de diseño de una componente perpendicular a la fibra.

Figura N°27. (a) Elemento con una componente de tensión de corte paralela a la fibra, y (b) Elemento con ambas componentes de tensiones de corte perpendiculares a la fibra [Bibliografía N°12].



En el apoyo, la contribución de la fuerza de corte total de una carga concentrada F actuando en la cara superior de una viga y dentro de una distancia h o h_{ef} desde el borde del apoyo, puede no tomarse en cuenta, como en la figura N°28. Para vigas con una muesca en el apoyo la reducción en la fuerza de corte se aplica solo cuando la muesca esta en la cara opuesta del apoyo.

Figura N°28. Condiciones en el apoyo, para las cuales la fuerza concentrada F puede no tomarse en cuenta para el cálculo de la fuerza de corte [Bibliografía N°12].



3.4.1.8. Torsión

La siguiente expresión se debe satisfacer:

$$\tau_{tor,d} < k_{shape} * f_{v,d} \tag{3.48}$$

donde:

$\tau_{tor,d}$ es la tensión de trabajo torsional;

$f_{v,d}$ es la tensión de diseño de corte;

k_{shape} es un factor que depende de la forma de la sección transversal, su valor viene dado

por:

- Para una sección transversal circular, $k_{shape} = 1.2$; (3.49)

- Para una sección transversal rectangular, k_{shape} es el mínimo valor entre $1 + 0.15 * \frac{h}{b}$ y 2.

El diseño a torsión no se incluye en la norma chilena de tensiones admisibles, ni tampoco en la AASHTO LRFD, por lo cual, constituye una ventaja competitiva ante las normativas anteriores. La torsión es importante para los diseños de tableros de madera, diseño de puentes muy largos en comparación con su ancho y para el cálculo de las uniones.

3.4.2. Diseño de secciones transversales sometidas a tensiones combinadas

3.4.2.1. General

Esta sección se aplica a madera aserrada y madera laminada encolada, cuyas fibras se disponen paralelamente a la dirección longitudinal del elemento. El elemento se supone sometido a tensiones producto de acciones combinadas o a tensiones actuando en dos o tres de sus ejes principales.

3.4.2.2. Tensiones de compresión actuando a un ángulo de la fibra

La interacción de las tensiones de compresión en dos o más direcciones se debe considerar.

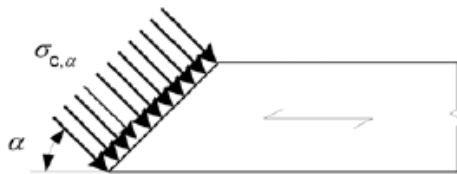
La tensión de compresión a un ángulo α de la fibra, ver figura N°29, debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,\alpha,d} < \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{K_{c,90}} * f_{c,90,d} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.50)$$

donde:

$\sigma_{c,\alpha,d}$ es la tensión de trabajo a compresión actuando a un ángulo α de la fibra;

Figura N°29. Tensión de compresión a un ángulo de la fibra [Bibliografía N°12].



3.4.2.3. Combinación de flexión y tensión axial

Las siguientes expresiones se deben satisfacer:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \quad (3.51)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \quad (3.52)$$

3.4.2.4. Combinación de flexión y compresión axial

Las siguientes expresiones se deben satisfacer:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \quad (3.53)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m * \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \quad (3.54)$$

3.5. Uniones

3.5.1. General

3.5.1.1. Conectores múltiples

La disposición, tamaños, distancias a los bordes y espaciamentos de todos los componentes de la conexión múltiple, debe realizarse con tal que se logre obtener la rigidez y la resistencia esperada. Se debe tener en cuenta que la capacidad de carga de una conexión múltiple, consistente en conectores del mismo tipo y dimensión, pueda ser mas baja que la suma individual de las capacidades de carga de cada conector. Si los tipos de conectores son diferentes, su compatibilidad debe ser verificada.

Para una fila de conectores paralelos a la dirección de la fibra, la capacidad de carga característica efectiva paralela a la fibra, $F_{v,ef,Rk}$ debe considerarse como:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} * F_{v,Rk} \quad (3.55)$$

donde:

$F_{v,ef,Rk}$ es la capacidad de carga característica efectiva de la fila de conectores paralela a la fibra;

n_{ef} es el número efectivo de conectores en una línea paralela a la fibra;

$F_{v,Rk}$ es la capacidad de carga característica de cada conector paralelo a la fibra.

Para una fuerza actuante a un ángulo de la dirección de la fila, se debe verificar que la componente de la fuerza paralela a la fila es menor o igual a la capacidad de carga calculada anteriormente.

3.5.1.2. Conexiones de múltiples planos de corte

En conexiones de múltiples planos de corte, la resistencia de cada plano de corte debe ser determinada asumiendo que cada plano de corte es parte de una serie de tres elementos de conexión.

Para poder combinar la resistencia de los planos de corte individuales en una conexión de múltiples de planos de corte, el modo de falla gobernante de los conectores en el respectivo plano de corte debe ser compatible con cada una de las otras, y no debe consistir de una combinación de los modos de falla (a), (b), (g) y (h) de la figura N°32 y los modos (e), (f) y (j/l) de la figura N°33 con los otros modos de falla.

3.5.1.3. Fuerzas de conexión a un ángulo de la fibra

Cuando una fuerza en una conexión actúa a un ángulo de la fibra, ver figura N°30, la

posibilidad de deslizamiento causada por la componente de fuerza de tensión, $F_{Ed} \cdot \sin \alpha$, perpendicular a la fibra, debe ser considerada, para lo cual se debe satisfacer la siguiente expresión:

$$F_{V,Ed} < F_{90,Rd} \tag{3.56}$$

con

$F_{V,Ed}$ equivalente al valor máximo entre $F_{V,Ed,1}$ y $F_{V,Ed,2}$,

donde:

$F_{90,Rd}$ es la capacidad de diseño al deslizamiento de la unión perpendicular a la fibra, calculada de la capacidad característica de deslizamiento o resistencia al deslizamiento perpendicular a la fibra $F_{90,Rk}$.

$F_{V,Ed,1}$ y $F_{V,Ed,2}$ son las fuerzas de corte de diseño en cualquier lado de la conexión (ver figura N°30).

La resistencia al deslizamiento de la unión perpendicular a la fibra $F_{90,Rk}$ (N), para las disposiciones ilustradas en la figura N°30), debe considerarse como sigue:

$$F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot w \cdot \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} \tag{3.57}$$

donde:

Para conectores de placas de metal punzantes, w es el valor máximo entre $\left(\frac{w_{pl}}{100}\right)^{0.35}$ y 1.

Para todos los demás conectores, $w=1$. (3.58)

y:

w es el factor de modificación;

h_e es la distancia del borde cargado al centro del conector más distante o del borde del

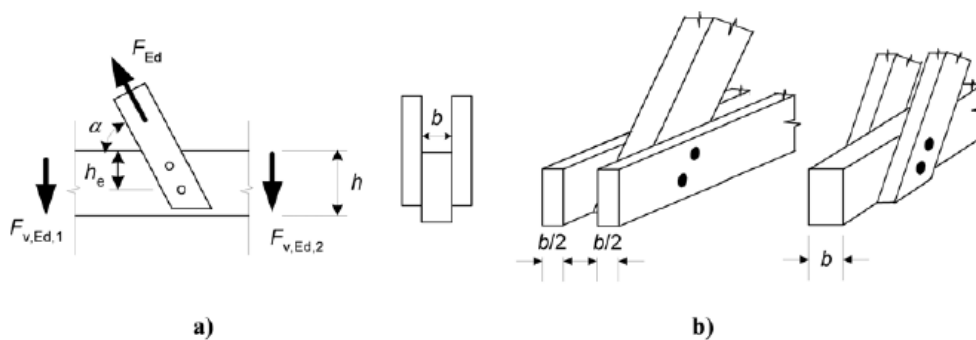
conector de la placa metálica punzante, en mm;

h es la altura del elemento en mm;

b es el espesor del elemento en mm;

w_{pl} es el ancho de la placa metálica punzante paralela a la fibra, en mm.

Figura N°30. Fuerza inclinada transmitida por una conexión [Bibliografía N°12].



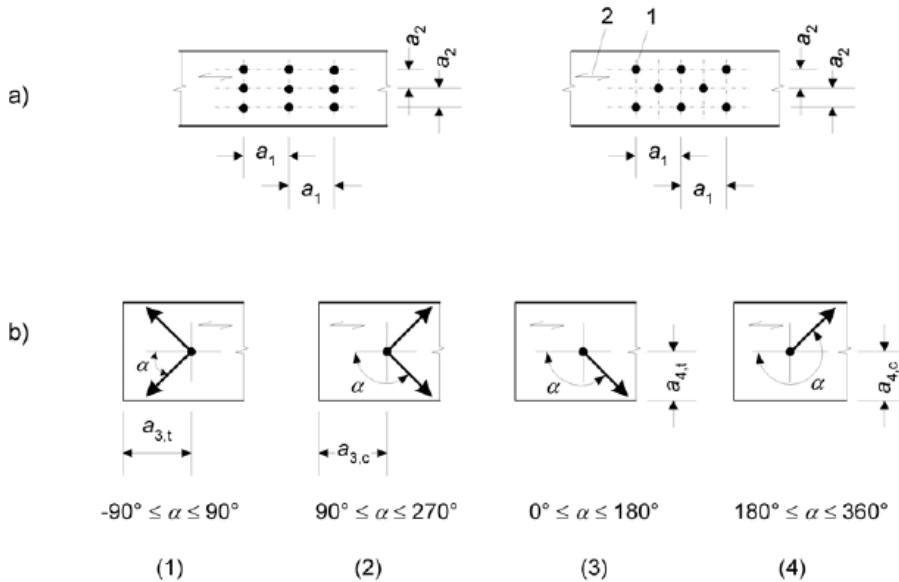
3.5.2. Pernos

3.5.2.1. Generalidades

Los pernos se diseñarán por el método de factores de carga y resistencia del Instituto Chileno del Acero, año 2000. Se consideran todas las recomendaciones aquí presentadas para pernos y barras de acero según el ENV 1995 – 1, siempre que no contradigan al ICHA.

Las perforaciones para pernos en placas de acero deben poseer un diámetro no mayor a 2 mm más grande que el diámetro del perno (d), ó $0.1*d$, cualquiera sea el más grande.

Figura N°31. Espaciamientos y distancias a los bordes y a los extremos, (a) espaciamientos paralelos a la fibra en una fila y perpendicular a la fibra entre filas, (b) distancias a los bordes y a los extremos [Bibliografía N°12].



donde:

- (1) extremo cargado
- (2) extremo no cargado
- (3) borde cargado
- (4) borde no cargado
- 1: conector
- 2: dirección de la fibra

3.5.2.2. Pernos cargados lateralmente

La capacidad de carga característica para pernos y barras de acero por plano de corte por conector, $F_{v,Rk}$, debe considerarse como el valor mínimo encontrado de las siguientes expresiones:

- Para conectores en corte simple:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(a)} \\ f_{h,2,k} t_2 d & \text{(b)} \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(c)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(e)} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(f)} \end{cases} \quad (3.59)$$

- Para conectores en corte doble:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(g)} \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & \text{(h)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(j)} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(k)} \end{cases} \quad (3.60)$$

Con:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (3.61)$$

donde:

t_i es el espesor de la tabla o la profundidad de penetración, según corresponda, con $i = 1, 2$.

$f_{h,i,k}$ es la resistencia embebida característica en el elemento de madera i ;

d es el diámetro del conector;

$M_{y,Rk}$ es el momento de fluencia característico el conector;

β es la relación entre la resistencia embebida de los elementos;

$F_{ax,Rk}$ es la capacidad de extracción axial característica del conector.

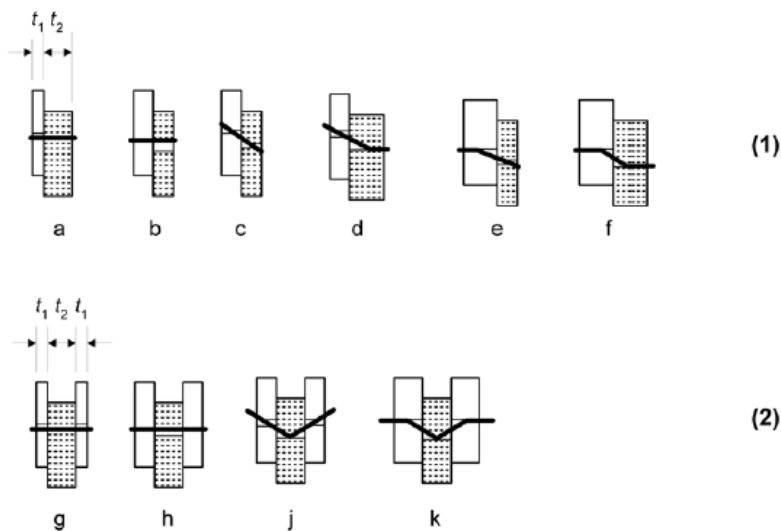
De las expresiones anteriores el primer término en el lado derecho es la teoría de fluencia de Johansen, mientras el segundo término $F_{ax,Rk} / 4$ es la contribución del efecto de cuerda. La contribución del efecto de cuerda a la capacidad de carga debe ser limitada por los siguientes porcentajes según Johansen:

- Pernos: 25%
- Barras de acero: 0%

Si $F_{ax,Rk}$ no es conocido, entonces la contribución del efecto de cuerda debe considerarse igual a cero.

Para conectores de corte simple la capacidad de extracción característica $F_{ax,Rk}$, se considera como la menor capacidad de los dos elementos. Los diferentes modos de falla se ilustran en la figura N°32. Para la capacidad de extracción, $F_{ax,Rk}$, de pernos la resistencia proporcionada por las golillas deben tomarse en cuenta.

Figura N°32. Modos de falla para conectores en madera [Bibliografía N°12].



donde:

- (1) representa modo de falla por corte simple;

(2) representa modo de falla por corte doble.

Las letras correspondientes hacen referencia a las expresiones dadas anteriormente.

Para pernos, los siguientes valores característicos para el momento de fluencia deben ser utilizados:

$$M_{y,Rk} = 0.3 * f_{u,k} * d^{2.6} \quad (3.62)$$

donde:

$M_{y,Rk}$ es el valor característico del momento de fluencia, en Nmm;

$f_{u,k}$ es la resistencia tensional característica, en N/mm^2 ;

Para pernos hasta 30 mm de diámetro, los siguientes valores de la resistencia tensional característica en madera aserrada y madera laminada encolada deben ser utilizados, a un ángulo α de la fibra:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.63)$$

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01 * d) * \rho_k \quad (3.64)$$

donde:

k_{90} es:

- Para maderas blandas:

$$k_{90} = 1.35 + 0.015 * d \quad (3.65)$$

- Para madera laminada encolada:

$$k_{90} = 1.30 + 0.015 * d \quad (3.66)$$

- Para maderas duras:

$$k_{90} = 0.90 + 0.015 * d \quad (3.67)$$

y:

$f_{h,0,k}$ es la resistencia tensional característica paralela a la fibra, en N/mm^2 ;

ρ_k es la densidad característica de la madera, en Kg/m^3 ;

α es el ángulo entre la carga y la fibra;

Los espaciamientos mínimos y distancias a los bordes y a los extremos deben considerarse como se señala en la tabla N°38, y sus símbolos como lo ilustra la figura N°31.

Tabla N°38. Valores mínimos de espaciamientos y distancias a los bordes y a los extremos para pernos [Bibliografía N°12].

Espaciamientos y distancias a los Bordes y a los Extremos (ver figura N°31)	Ángulo	Espaciamientos Mínimos o distancias a los Bordes y a los Extremos
a_1 (paralelo a la fibra)	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) * d$
a_2 (perpendicular a la fibra)	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	$4 * d$
$a_{3,t}$ (extremo cargado)	$-90^\circ < \alpha < 90^\circ$	$máx(7 * d, 80mm)$
$a_{3,c}$ (extremo no cargado)	$90^\circ < \alpha < 150^\circ$	$máx[(1 + 6 * \sin \alpha) * d; 4 * d]$
	$150^\circ < \alpha < 210^\circ$	$4 * d$
	$210^\circ < \alpha < 270^\circ$	$máx[(1 + 6 * \sin \alpha) * d; 4 * d]$
$a_{4,t}$ (borde cargado)	$0^\circ < \alpha < 180^\circ$	$máx[(2 + 2 * \sin \alpha) * d; 3 * d]$
$a_{4,c}$ (borde no cargado)	$180^\circ < \alpha < 360^\circ$	$3 * d$

Para una fila de n pernos paralelos a la dirección de la fibra, la capacidad de carga paralela a la fibra debe ser calculada utilizando el número efectivo de pernos n_{ef} :

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right. \tag{3.68}$$

donde:

a_1 es el espaciamiento entre pernos en la dirección de la fibra;

n es el número de pernos en la fila.

Para cargas perpendiculares a la fibra, el número efectivo de conectores debe ser considerado como: $n_{ef} = n$.

Para ángulos $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ entre la carga y la dirección de la fibra, n_{ef} debe determinarse por interpolación lineal entre las dos últimas expresiones anteriores.

En esta normativa de LRFD los espaciamientos y distancias a los bordes se especifican para cualquier ángulo entre la carga y la dirección de la fibra, por el contrario, la norma chilena de tensiones admisibles específica estas distancias solo para cargas paralelas o verticales a la dirección de la fibra.

3.5.2.3. Pernos cargados axialmente

La capacidad de carga axial de un perno debe considerarse como el menor valor de:

- la capacidad tensional del perno;
- la capacidad de carga de la golilla o de la placa de acero.

La capacidad de carga de una golilla debe ser calculada asumiendo una resistencia compresiva característica en el área de contacto de $3.0 * f_{c,90,k}$.

La capacidad de carga por perno de una placa de acero no debe exceder la capacidad de carga de una golilla circular con un diámetro determinado como el valor mínimo entre:

- $12 * t$, con t el espesor de la placa;
- $4 * d$, con d el diámetro del perno.

3.5.3. Placas de unión

Las placas de unión se diseñarán por el método de factores de carga y resistencia del Instituto Chileno del Acero, año 2000. Se consideran todas las recomendaciones aquí presentadas para las placas de acero según el ENV 1995 – 1, siempre que no contradigan al ICHA.

La capacidad de carga característica depende del espesor de la placa de acero. Placas de acero de espesores inferiores o iguales a $0.5*d$ se clasifican como placas delgadas y las placas de acero de espesores mayores o iguales a d se clasifican como placas gruesas. La capacidad de carga característica de placas de acero con espesores intermedios debe ser calculada por interpolación lineal entre los valores límites de placas delgadas y gruesas.

La capacidad de carga característica para pernos y barras de acero por plano de corte por conector, $F_{v,Rk}$, debe considerarse como el valor mínimo de las siguientes expresiones:

- Para placas de acero delgadas en corte simple:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} t_1 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (3.69)$$

-Para placas de acero gruesas en corte simple:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ f_{h,k} t_1 d \end{array} \right. \quad (3.70)$$

- Para una placa de acero de cualquier espesor como el elemento central de una conexión de corte doble:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad (3.71)$$

- Para placas de acero delgadas como los elementos exteriores de una conexión de corte doble:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad (3.72)$$

- Para placas de acero gruesas como los elementos exteriores de una conexión de corte doble:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad (3.73)$$

donde:

$f_{h,k}$ es la resistencia embebida característica en el elemento de madera;

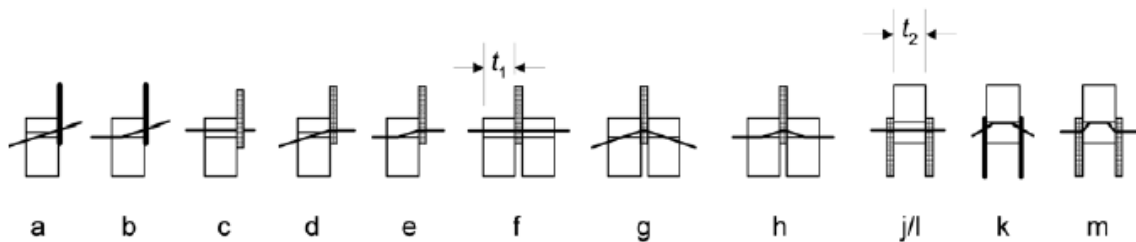
t_1 es el menor espesor de los elementos de madera o la profundidad de penetración;

t_2 es el espesor del elemento de madera del medio;

$M_{y,Rk}$ es el momento de fluencia característico del conector;

$F_{ax,Rk}$ es la capacidad de extracción característica del conector.

Figura N°33. Modos de falla para conectores por placas de acero [Bibliografía N°12].



Se debe tener en cuenta que la capacidad de carga de estas conexiones con un extremo cargado puede ser reducida por una falla a lo largo de perímetro del grupo de conectores.

3.5.4. Barras de acero

Las barras de acero como pasadores siguen la misma metodología de cálculo que la indicada anteriormente para los pernos.

CAPITULO 4

**ANALISIS, DISEÑO Y CALCULO A TENSION
ULTIMA**

4.1. Generalidades

El siguiente capítulo comprende la aplicación de la normativa AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD, utilizando software computacional RAM Advance 5.1 para la modelación y análisis de los puentes en arco y en king post de luces 15, 30 y 40 metros de la memoria en ASD del 2005. La verificación de los diseños se realiza en el elemento que posea los esfuerzos más desfavorables.

Se pretende encontrar resultados de cambios de secciones y/o tamaños de uniones. Los elementos a diseñar son las vigas principales de MLE, los tensores, vigas de arriostre y vigas transversales de acero. Para las uniones entre las vigas principales de MLE con sus apoyos a fundaciones, uniones a los tensores y en la cumbrera, se pretende encontrar el número de placas de unión y de corte requeridos, la geometría de las placas, número y distribución de pernos, diámetro de los pasadores, entre otros.

El procedimiento de cálculo que aquí se detalla, para ambas normativas, solo se especifica para los puentes de 15 (m) en king post, ya que se aplica el mismo procedimiento independiente de la luz y la tipología del puente. Lo mismo ocurre para el caso de las uniones.

Las condiciones de servicio generales, independientes de la normativa, equivalen a una humedad de equilibrio del 19% y una temperatura media anual de 12.4°C por estar ubicados los puentes en la zona geográfica de la ciudad de Concepción.

La geometría de los arcos se define por regresión cuadrática, adoptando la forma parabólica $y = a * x^2 + b * x + c$. Para obtener los coeficientes de la ecuación anterior se debe ingresar con las condiciones de borde en los apoyos y en la cumbrera, dada la geometría de puente, y respetando el gálibo mínimo de 5.5 metros que señala el MCV3.

Tabla N°39. Geometría de los arcos parabólicos [Bibliografía N°30].

Luz del puente (m)	Ecuación de arco	Número de ecuación
15	$y(x) = -\frac{8}{45} * x^2 + \frac{8}{3} * x$	4.1
30	$y(x) = -\frac{2}{45} * x^2 + \frac{4}{3} * x$	4.2
40	$y(x) = -\frac{1}{40} * x^2 + x$	4.3

El radio de curvatura variable para los arcos se define mediante la siguiente ecuación:

$$R(x) = \left| \frac{1}{2 * a} \right| * \left(4 * a^2 * x^2 + 4 * a * b * x + b^2 + 1 \right)^{3/2}, \text{ con x la coordenada longitudinal.} \quad (4.4)$$

Para el caso de la tipología king post, esta mantiene los mismos elementos del tipo arco, con la salvedad de que la viga principal corresponde a un elemento recto en forma de V invertida, complementado con dos vigas diagonales unidas en su extremo inferior, conformando una estructura tipo retícula o cercha.

4.2. Materiales

Se utiliza acero americano A-36 para el caso de las vigas transversales, los tensores y las placas de unión. Los perfiles son, por lo general, IN o H. El acero presenta las siguientes características:

Propiedades del material

Kg-Cm Lb-In

Material es...

Acero
 Hormigón armado
 Madera Aserrada
 Madera Encolada
 Otro

Nombre del material: A36

Coefficiente de Poisson: .3

Peso unitario [Kg/Cm3]: 0.0078

Coef. de dilatación térmica [1/°C]: 1.17E-5

Módulo de elasticidad [Kg/Cm2]: 2038891.1

Tensión de fluencia del acero Fy [Kg/Cm2]: 2531.0373

Resistencia última del acero Fu [Kg/Cm2]: 4077.7823

Los contravientos son elementos estructurales tipo cable de acero de sección circular, con sistema de tensado en sus extremos, y que trabajan solo a la tracción. Se considera cable con alma de acero tipo Tonina, del fabricante Prodinsa, de características 6X26 AA.

Para las vigas principales, en arco y en king post, se utiliza madera de pino radiata, de densidad $550 \text{ (Kg/m}^3\text{)}$. La sección transversal de estas vigas es rectangular y constante, con curvatura variable según la geometría a definir. Se utilizan láminas de madera calidad A, según NCh 2150 y de 32 mm de espesor.

Las vigas de arriostamiento lateral son elementos fabricados en madera laminada encolada de pino radiata, recto y de sección transversal rectangular constante. Al igual que las vigas principales, sus láminas son de calidad A, pero con un espesor de 19 mm por lámina.

El tablero es el elemento correspondiente a la plataforma de rodado, fabricado en madera postensada de pino radiata con clasificación estructural C24 y escuadría de 2"X9". Para el sistema de tensado se utilizan barras de acero de alta resistencia de 15 mm, y placas de apoyo y anclaje en acero A-36.

Para el caso de la madera de pino radiata, esta presenta las siguientes características:

Para madera aserrada de pino radiata:

The screenshot shows a dialog box titled "Propiedades del material" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is divided into several sections:

- Units:** Radio buttons for "Kg-Cm" (selected) and "Lb-In".
- Material Name:** A text field containing "Pino Radiata\Aserrada".
- Poisson's Ratio:** A text field containing "0.3".
- Unit Weight:** A text field containing "0.000925" with units "[Kg/Cm3]".
- Thermal Expansion Coef.:** A text field containing "0.0001" with units "[1/°C]".
- Elastic Modulus:** A text field containing "91774.4" with units "[Kg/Cm2]".
- Material Type:** A group box "Material es..." with radio buttons for "Acero", "Hormigón armado", "Madera Aserrada" (selected), "Madera Encolada", and "Otro".
- Species:** A dropdown menu showing "Southern Pine".
- Grade:** A dropdown menu showing "No.1".
- CoVe:** A text field containing "0.25".
- Strength Properties:** A list of text fields on the right side:
 - Resistencia a flexión Fb [Kg/Cm2]: 76.5
 - Resistencia a corte Fv [Kg/Cm2]: 7.1
 - Resistencia a tracción Ft [Kg/Cm2]: 45.9
 - Resistencia a compresión Fc [Kg/Cm2]: 25.5
 - Resistencia a compresión Fcp [Kg/Cm2]: 57.1
- Buttons:** "OK", "Cancelar", and "Ayuda" buttons at the bottom.

Para madera lamina encolada de pino radiata:

Propiedades del material ✖

Kg-Cm Lb-In

Nombre del material: PR Laminada

Coefficiente de Poisson: 0.3

Peso unitario [Kg/Cm3]: 0.00055

Coef. de dilatación térmica [1/°C]: 0.0000054

Módulo de elasticidad E3 [Kg/Cm2]: 106560.32

Módulo de elasticidad E2 [Kg/Cm2]: 96873.02

Material es...
 Acero
 Hormigón armado
 Madera Aserrada
 Madera Encolada
 Otro

Especie: Southern Pine

Combinación: 20F-V4

CoVe: 0.1

Resistencia a flexión Fbc [Kg/Cm2]: 86.88

Resistencia a flexión Fbt [Kg/Cm2]: 86.88

Resistencia a flexión Fbyy [Kg/Cm2]: 104.31

Resistencia a corte Fv2 [Kg/Cm2]: 100

Resistencia a corte Fv3 [Kg/Cm2]: 100

Resistencia a tracción Ft [Kg/Cm2]: 57.85

Resistencia a compresión Fc [Kg/Cm2]: 98.10

Resistencia a compresión Fcp [Kg/Cm2]: 28.55

OK Cancelar Ayuda

El acero tipo Tonina del fabricante Prodinsa presenta las siguientes propiedades:

Propiedades del material ✖

Kg-Cm Lb-In

Nombre del material: Prodinsa

Coefficiente de Poisson: 0.3

Peso unitario [Kg/Cm3]: 0.0055

Coef. de dilatación térmica [1/°C]: 0.000001

Módulo de elasticidad [Kg/Cm2]: 2100000

Material es...
 Acero
 Hormigón armado
 Madera Aserrada
 Madera Encolada
 Otro

Tensión de fluencia del acero Fy [Kg/Cm2]: 2500

Resistencia última del acero Fu [Kg/Cm2]: 7500

4.3. Metodología AASHTO LRFD

4.3.1. Cargas permanentes

Equivalen al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales del puente, los cuales dependen de su material y geometría. Se utilizarán los siguientes valores (independientes de la luz y tipología del puente):

Madera de pino radiata: $550 \text{ (Kg / m}^3\text{)}$

Acero estructural A-36: $7850 \text{ (Kg / m}^3\text{)}$

Barandas metálicas: 150 (Kg / m)

Pavimento asfáltico: $1500 \text{ (Kg / m}^3\text{)}$

4.3.2. Cargas vivas

Número de carriles cargados = 2 → $m = 1$.

Carga HL-93 = Camión de diseño + pista cargada

Tándem de diseño + pista cargada

El espaciamiento entre ejes pesados del camión de diseño se utiliza con su valor mínimo de 4.3 (m), con el fin de generar un efecto más desfavorable debido a una mayor concentración de carga sobre los elementos estructurales principales.

Camión: ejes de 145000 (N) cada 4.3 (m) → $M = 145000(N) * 4.3(m) = 623500(N * m)$

Tándem: ejes de 110000 (N) cada 1.2 (m) → $M = 110000(N) * 1.2(m) = 132000(N * m)$

→ Se considera sólo el camión de diseño por ser más desfavorable que el tándem.

Para los puentes de luces igual a 15 (m) se considera la acción de un solo camión de diseño por pista como máximo. En cambio, para los puentes de luces de 30 (m) y 40 (m) se considera la acción de dos camiones de diseño por pista como máximo, producto de su gran longitud. Las cargas de eje del camión se ubican en distintas posiciones en la longitud del puente con el fin de encontrar los mayores esfuerzos en los elementos estructurales principales.

Se consideran dos pistas de diseño (ida y vuelta) → 2 ejes por pista. La configuración de los ejes en sentido transversal es:

eje	z (m)
1	1.71
2	3.54
3	5.66
4	7.49

Se considera la acción simultánea del camión de diseño en ambas pistas. Por lo que los puntos de carga por camión en sentido longitudinal son:

- Para el puente de 15 (m) de largo (en arco y en king post):

Punto	x (m)
1	0
2	1.42
3	2.84
4	4.26
5	5.68
6	7.1
7	8.52
8	9.94
9	11.36
10	12.78
11	14.2
12	15

Con estos puntos de carga de camión se obtienen con alta certeza los máximos esfuerzos posibles sobre los elementos del puente.

Se definen 22 camiones de carga:

	punto longitudinal Pista 1	eje actuante	punto longitudinal Pista 2	eje actuante
ca1	0	1	0	3
ca2	1.42	3	1.42	1
ca3	2.84	3	2.84	1
ca4	0	2	0	2
	4.26	3	4.26	1
ca5	1.42	2	1.42	2
	5.68	3	5.68	1
ca6	2.84	2	2.84	2
	7.1	3	7.1	1
ca7	0	1	0	3
	4.26	2	4.26	2
	8.52	3	8.52	1
ca8	1.42	1	1.42	3
	5.68	2	5.68	2
	9.94	3	9.94	1
ca9	2.84	1	2.84	3
	7.1	2	7.1	2
	11.36	3	11.36	1
ca10	4.26	1	4.26	3
	8.52	2	8.52	2
	12.78	3	12.78	1
ca11	5.68	1	5.68	3
	9.94	2	9.94	2
	14.2	3	14.2	1
ca12	7.1	1	7.1	3
	11.36	2	11.36	2
ca13	8.52	1	8.52	3

	12.78	2	12.78	2
ca14	9.94	1	9.94	3
	14.2	2	14.2	2
ca15	11.36	1	11.36	3
ca16	12.78	1	12.78	3
ca17	14.2	1	14.2	3
ca18	15	1	15	3
ca19	3	1	3	1
ca20	6	1	6	1
ca21	9	1	9	1
ca22	12	1	12	1
Eje	Peso (N)	Peso por rueda (N)		
1	145000	72500		
2	145000	72500		
3	35000	17500		

Pista cargada (pc):

Carga (N/mm)	9.3		
Punto (m)	distancias (m)	distancias (mm)	Carga (N)
0	0.71	710	6603
0.71			
1.42	1.42	1420	13206
2.13			
2.84	1.42	1420	13206
3.55			
4.26	1.42	1420	13206
4.97			
5.68	1.42	1420	13206
6.39			
7.1	1.42	1420	13206
7.81			

8.52	1.42	1420	13206
9.23			
9.94	1.42	1420	13206
10.65			
11.36	1.42	1420	13206
12.07			
12.78	1.42	1420	13206
13.49			
14.2	1.11	1110	10323
14.6			
15	0.4	400	3720

Esta carga se aplicará en cada eje del camión por pista.

- Para el puente de 30 (m) de largo (en arco y en king post):

Punto	x (m)
1	0
2	1.42
3	2.84
4	4.26
5	5.68
6	7.1
7	8.52
8	9.94
9	11.36
10	12.78
11	14.2
12	15.62
13	17.04
14	18.46
15	19.88
16	21.3
17	22.72
18	24.14

19	25.56
20	26.98
21	28.4
22	29.82
23	30

Con estos puntos de carga de camión se obtienen con alta certeza los máximos esfuerzos posibles sobre los elementos del puente.

Se definen 37 camiones de carga:

	punto longitudinal	eje	punto longitudinal	eje
	Pista 1	actuante	Pista 2	actuante
ca1	0	3	0	1
ca2	1.42	3	1.42	1
ca3	2.84	3	2.84	1
ca4	0	2	0	2
	4.26	3	4.26	1
ca5	1.42	2	1.42	2
	5.68	3	5.68	1
ca6	2.84	2	2.84	2
	7.1	3	7.1	1
ca7	0	1	0	3
	4.26	2	4.26	2
	8.52	3	8.52	1
ca8	1.42	1	1.42	3
	5.68	2	5.68	2
	9.94	3	9.94	1
ca9	2.84	1	2.84	3
	7.1	2	7.1	2
	11.36	3	11.36	1
ca10	4.26	1	4.26	3
	8.52	2	8.52	2
	12.78	3	12.78	1

Capítulo 4: Análisis, diseño y cálculo a tensión última

ca11	5.68	1	5.68	3
	9.94	2	9.94	2
	14.2	3	14.2	1
ca12	7.1	1	7.1	3
	11.36	2	11.36	2
	15.62	3	15.62	1
ca13	8.52	1	8.52	3
	12.78	2	12.78	2
	17.04	3	17.04	1
ca14	9.94	1	9.94	3
	14.2	2	14.2	2
	18.46	3	18.46	1
ca15	11.36	1	11.36	3
	15.62	2	15.62	2
	19.88	3	19.88	1
ca16	12.78	1	12.78	3
	17.04	2	17.04	2
	21.3	3	21.3	1
ca17	14.2	1	14.2	3
	18.46	2	18.46	2
	22.72	3	22.72	1
ca18	15.62	1	15.62	3
	19.88	2	19.88	2
	24.14	3	24.14	1
ca19	17.04	1	17.04	3
	21.3	2	21.3	2
	25.56	3	25.56	1
ca20	18.46	1	18.46	3
	22.72	2	22.72	2
	26.98	3	26.98	1
ca21	19.88	1	19.88	3
	24.14	2	24.14	2
	28.4	3	28.4	1
ca22	21.3	1	21.3	3
	25.56	2	25.56	2

	29.82	3	29.82	1
ca23	22.72	1	22.72	3
	26.98	2	26.98	2
ca24	24.14	1	24.14	3
	28.4	2	28.4	2
ca25	25.56	1	25.56	3
	29.82	2	29.82	2
ca26	26.98	1	26.98	3
ca27	28.4	1	28.4	3
ca28	29.82	1	29.82	3
ca29	2.84	1	2.84	3
	7.1	2	7.1	2
	11.36	3	11.36	1
	17.04	1	17.04	3
	21.3	2	21.3	2
	25.56	3	25.56	1
ca30	3.33	1	3.33	1
ca31	6.66	1	6.66	1
ca32	10	1	10	1
ca33	13.33	1	13.33	1
ca34	16.66	1	16.66	1
ca35	20	1	20	1
ca36	23.33	1	23.33	1
ca37	26.66	1	26.66	1
Eje	Peso (N)	Peso por rueda (N)		
1	145000	72500		
2	145000	72500		
3	35000	17500		

Pista cargada (pc):

Carga (N/mm)	9.3		
Punto (m)	distancias (m)	distancias (mm)	Carga (N)
0	0.71	710	6603
0.71			
1.42	1.42	1420	13206
2.13			
2.84	1.42	1420	13206
3.55			
4.26	1.42	1420	13206
4.97			
5.68	1.42	1420	13206
6.39			
7.1	1.42	1420	13206
7.81			
8.52	1.42	1420	13206
9.23			
9.94	1.42	1420	13206
10.65			
11.36	1.42	1420	13206
12.07			
12.78	1.42	1420	13206
13.49			
14.2	1.42	1420	13206
14.91			
15.62	1.42	1420	13206
16.33			
17.04	1.42	1420	13206
17.75			
18.46	1.42	1420	13206
19.17			
19.88	1.42	1420	13206

20.59			
21.3	1.42	1420	13206
22.01			
22.72	1.42	1420	13206
23.43			
24.14	1.42	1420	13206
24.85			
25.56	1.42	1420	13206
26.27			
26.98	1.42	1420	13206
27.69			
28.4	1.42	1420	13206
29.11			
29.82	0.18	180	1674
29.91			
30	0.09	90	837

Esta carga se aplicará en cada eje del camión por pista.

- Para el puente de 40 (m) de largo (en arco y en king post):

Punto	x (m)
1	0
2	1.42
3	2.84
4	4.26
5	5.68
6	7.1
7	8.52
8	9.94
9	11.36
10	12.78
11	14.2
12	15.62
13	17.04

14	18.46
15	19.88
16	21.3
17	22.72
18	24.14
19	25.56
20	26.98
21	28.4
22	29.82
23	31.24
24	32.66
25	34.08
26	35.5
27	36.92
28	38.34
29	39.76
30	40

Con estos puntos de carga de camión se obtienen con alta certeza los máximos esfuerzos posibles sobre los elementos del puente.

Se definen 46 camiones de carga:

	punto longitudinal	eje	punto longitudinal	eje
	Pista 1	actuante	Pista 2	actuante
ca1	0	3	0	1
ca2	1.42	3	1.42	1
ca3	2.84	3	2.84	1
ca4	0	2	0	2
	4.26	3	4.26	1
ca5	1.42	2	1.42	2
	5.68	3	5.68	1
ca6	2.84	2	2.84	2
	7.1	3	7.1	1

Capítulo 4: Análisis, diseño y cálculo a tensión última

ca7	0	1	0	3
	4.26	2	4.26	2
	8.52	3	8.52	1
ca8	1.42	1	1.42	3
	5.68	2	5.68	2
	9.94	3	9.94	1
ca9	2.84	1	2.84	3
	7.1	2	7.1	2
	11.36	3	11.36	1
ca10	4.26	1	4.26	3
	8.52	2	8.52	2
	12.78	3	12.78	1
ca11	5.68	1	5.68	3
	9.94	2	9.94	2
	14.2	3	14.2	1
ca12	7.1	1	7.1	3
	11.36	2	11.36	2
	15.62	3	15.62	1
ca13	8.52	1	8.52	3
	12.78	2	12.78	2
	17.04	3	17.04	1
ca14	9.94	1	9.94	3
	14.2	2	14.2	2
	18.46	3	18.46	1
ca15	11.36	1	11.36	3
	15.62	2	15.62	2
	19.88	3	19.88	1
ca16	12.78	1	12.78	3
	17.04	2	17.04	2
	21.3	3	21.3	1
ca17	14.2	1	14.2	3
	18.46	2	18.46	2
	22.72	3	22.72	1
ca18	15.62	1	15.62	3
	19.88	2	19.88	2

	24.14	3	24.14	1
ca19	17.04	1	17.04	3
	21.3	2	21.3	2
	25.56	3	25.56	1
ca20	18.46	1	18.46	3
	22.72	2	22.72	2
	26.98	3	26.98	1
ca21	19.88	1	19.88	3
	24.14	2	24.14	2
	28.4	3	28.4	1
ca22	21.3	1	21.3	3
	25.56	2	25.56	2
	29.82	3	29.82	1
ca23	22.72	1	22.72	3
	26.98	2	26.98	2
	31.24	3	31.24	1
ca24	24.14	1	24.14	3
	28.4	2	28.4	2
	32.66	3	32.66	1
ca25	25.56	1	25.56	3
	29.82	2	29.82	2
	34.08	3	34.08	1
ca26	26.98	1	26.98	3
	31.24	2	31.24	2
	35.5	3	35.5	1
ca27	28.4	1	28.4	3
	32.66	2	32.66	2
	36.92	3	36.92	1
ca28	29.82	1	29.82	3
	34.08	2	34.08	2
	38.34	3	38.34	1
ca29	31.24	1	31.24	3
	35.5	2	35.5	2
	39.76	3	39.76	1
ca30	32.66	1	32.66	3

	36.92	2	36.92	2
ca31	34.08	1	34.08	3
	38.34	2	38.34	2
ca32	35.5	1	35.5	3
	39.76	2	39.76	2
ca33	36.92	1	36.92	3
ca34	38.34	1	38.34	3
ca35	39.76	1	39.76	3
ca36	7.1	1	7.1	3
	11.36	2	11.36	2
	15.62	3	15.62	1
	24.14	1	24.14	3
	28.4	2	28.4	2
	32.66	3	32.66	1
ca37	3.63	1	3.63	1
ca38	7.27	1	7.27	1
ca39	10.9	1	10.9	1
ca40	14.54	1	14.54	1
ca41	18.18	1	18.18	1
ca42	21.81	1	21.81	1
ca43	25.45	1	25.45	1
ca44	29.09	1	29.09	1
ca45	32.72	1	32.72	1
ca46	36.36	1	36.36	1
Eje	Peso (N)	Peso por rueda (N)		
1	145000	72500		
2	145000	72500		
3	35000	17500		

Pista cargada (pc):

Carga (N/mm)	9.3		
Punto (m)	distancias (m)	distancias (mm)	Carga (N)
0	0.71	710	6603
0.71			
1.42	1.42	1420	13206
2.13			
2.84	1.42	1420	13206
3.55			
4.26	1.42	1420	13206
4.97			
5.68	1.42	1420	13206
6.39			
7.1	1.42	1420	13206
7.81			
8.52	1.42	1420	13206
9.23			
9.94	1.42	1420	13206
10.65			
11.36	1.42	1420	13206
12.07			
12.78	1.42	1420	13206
13.49			
14.2	1.42	1420	13206
14.91			
15.62	1.42	1420	13206
16.33			
17.04	1.42	1420	13206
17.75			
18.46	1.42	1420	13206
19.17			
19.88	1.42	1420	13206

20.59			
21.3	1.42	1420	13206
22.01			
22.72	1.42	1420	13206
23.43			
24.14	1.42	1420	13206
24.85			
25.56	1.42	1420	13206
26.27			
26.98	1.42	1420	13206
27.69			
28.4	1.42	1420	13206
29.11			
29.82	1.42	1420	13206
30.53			
31.24	1.42	1420	13206
31.95			
32.66	1.42	1420	13206
33.37			
34.08	1.42	1420	13206
34.79			
35.5	1.42	1420	13206
36.21			
36.92	1.42	1420	13206
37.63			
38.34	1.42	1420	13206
39.05			
39.76	0.83	830	7719
39.88			
40	0.12	120	1116

Esta carga se aplicará en cada eje del camión por pista.

4.3.3. Cargas de viento

- Se utiliza la NCh 432 Of. 71, la cual se aplica al caso en estudio. La presión básica del viento se define por:

$$q = \frac{u^2}{16}, \text{ en } Kg/m^2. \tag{4.5}$$

Con u la velocidad máxima instantánea del viento en m/s. Para Concepción este valor es de 100 Km/hr.

➔ Se utiliza una presión de 48.23 Kg/m^2 la cual se aplica en las dos direcciones ortogonales principales de la estructura. En este sentido, el viento en la dirección x lo resisten las vigas de arriostramiento lateral y el viento en la dirección z lo resisten los tensores y las vigas principales.

- Carga de viento sobre los vehículos (WL):

Carga (N/mm)	1.46
Carga (N/m)	1460

Esta carga se aplica en las dos direcciones ortogonales principales de la estructura. Para la dirección x (longitudinal) se aplica en las vigas de arriostramiento laterales superiores, y para la dirección z (transversal) se aplica en las vigas principales y en los tensores.

Representa un estado de carga adicional a la carga de viento dada anteriormente.

- Presión vertical del viento (PV):

Carga (MPa)	9.6X10-04
Carga (Pa)	960
Ancho Tablero (m)	8.6
Carga (N/m)	8256
Carga (N/mm)	8.256

Este estado de carga, complementado a la NCh 432 Of. 71 por la AASHTO, se aplica solo para los estados límites de Resistencia III y Servicio IV, cuando la dirección del viento es

perpendicular al eje longitudinal del puente (V_z).

Para efectos del análisis al volcamiento del puente se considera una presión vertical 1 (PV1) en un arco (arco posterior para V_z positivo) y una presión vertical 2 (PV2) aplicada en el otro arco (arco frontal para V_z negativo).

4.3.4. Cargas sísmicas

Se utiliza la sección 3.1004 del MCV3. Los movimientos y las fuerzas sísmicas están basados en una probabilidad de no excedencia de 90% durante la vida útil del puente, estimada en 50 años, lo que es equivalente a un periodo de retorno medio de 475 años.

Concepción se ubica en la zona sísmica 3 $\rightarrow A_0 = 0.4 * g$ (aceleración efectiva máxima).

$\rightarrow a_0 = 0.5 * g$ (aceleración máxima del suelo)

Por ser un puente carretero se consideran como estructuras esenciales, por lo que el coeficiente de importancia asumido es $CI = 1 \rightarrow K_1 = 1.0$.

Concepción \rightarrow tipo de suelo III, por lo que el coeficiente de suelo $S = 1.2$.

El coeficiente sísmico horizontal de diseño K_H se aplicará sobre el peso de la estructura y equivale a:

$$K_H = K_1 * S * \frac{A_0}{2g} = 0.24 \quad (4.6)$$

El peso de la estructura (P) equivale a la suma de los pesos propios de todos los elementos considerados en el diseño. Esta carga se aplicará en las vigas transversales en dirección longitudinal (sismo en x) y en dirección transversal (sismo en z).

La cubicación de los pesos propios de los puentes es:

- Puente de 15 (m) en arco:

Miembros:

Perfil	Material	PesoU [N/M]	Longitud [M]	Peso [N]
CABLE 5-8	STEEL/PRODINSA	10.8769	131.751	1433.03
H 200X200X10X5	STEEL/A36	386.1	48	18532.8
H 450X200X20X6	STEEL/A36	825.24	36	29708.6
LAMRECT 125X209	PINO RADIATA/PR L	143.687	54	7759.12
LAMRECT 225X704	PINO RADIATA/PR L	871.2	52.2742	45541.3
Peso Total [N]				102975

Placas:

Espesor [cm]	Material	PesoU [N/M2]	Area [M2]	Peso [N]
26.76	PINO RADIATA/PR ASERRADA		2475.3	129 319314
Peso Total [N]				319314

elementos (N)	102975	Kh	0.24
placas (N)	319314	p total (N)	101349.36
pp (N)	422289	p punto (N)	6334.335

Por lo tanto la carga sísmica aplicada en cada punto es 6330 (N).

- Puente de 15 (m) en king post:

Miembros:

Perfil	Material	PesoU [N/M]	Longitud [M]	Peso [N]
CABLE 5-8	STEEL\PRODINSA	10.8769	130.313	1417.39
H 200X100X6X5	STEEL\A36	169.26	13.88	2349.33
H 200X200X12X6	STEEL\A36	462.384	13.032	6025.79
H 450X200X20X6	STEEL\A36	825.24	36	29708.6
LAMRECT 175X323	PINO RADIATA\PR L	310.887	54	16787.9
LAMRECT 300X704	PINO RADIATA\PR L	1161.6	18.0295	20943.1
LAMRECT 300X928	PINO RADIATA\PR L	1531.2	46.6774	71472.4
Peso Total [N]				148705

Placas:

Espesor [cm]	Material	PesoU [N/M2]	Area [M2]	Peso [N]
26.76	PINO RADIATA\PR ASERRADA		2475.3	129 319314
Peso Total [N]				319314

elementos (N)	148705	Kh	0.24
placas (N)	319314	p total (N)	112324.56
pp (N)	468019	p punto (N)	7020.285

Por lo tanto la carga sísmica aplicada en cada punto es 7020 (N).

- Puente de 30 (m) en arco:

Miembros:

Perfil	Material	PesoU [N/M]	Longitud [M]	Peso [N]
CABLE 5-8	STEELVPRODINSA	10.8769	214.685	2335.1
H 200X200X16X8	STEELV36	614.016	86.256	52962.6
H 450X200X20X8	STEELV36	892.32	72	64247
LAMRECT 175X247	PINO RADIATA/PR L	237.737	54	12837.8
LAMRECT 350X1184	PINO RADIATA/PR L	2279.2	74.6785	170207
Peso Total [N]				302590

Placas:

Espesor [cm]	Material	PesoU [N/M2]	Area [M2]	Peso [N]
26.76	PINO RADIATA/PR ASERRADA		2475.3	258 638627
Peso Total [N]				638627

elementos (N)	302590	Kh	0.24
placas (N)	638627	p total (N)	225892.08
pp (N)	941217	p punto (N)	7059.1275

Por lo tanto la carga sísmica aplicada en cada punto es de 7060 (N).

- Puente de 30 (m) en king post:

Miembros:

Perfil	Material	PesoU [N/M]	Longitud [M]	Peso [N]
CABLE 5-8	STEELPRODINSA	10.8769	219.358	2385.93
H 200X150X12X5	STEELVA36	354.12	26	9207.12
H 200X200X18X8	STEELVA36	675.168	50.7017	34232.2
H 450X200X20X8	STEELVA36	892.32	72	64247
LAMRECT 175X304	PINO RADIATA'PR L	292.6	54	15800.4
LAMRECT 375X1408	PINO RADIATA'PR L	2904	84.8528	246413
LAMRECT 375X864	PINO RADIATA'PR L	1782	36.7816	65544.9
Peso Total [N]				437830

Placas:

Espesor [cm]	Material	PesoU [N/M2]	Area [M2]	Peso [N]
26.76	PINO RADIATA'PR ASERRADA		2475.3	258 638627
Peso Total [N]				638627

elementos (N)	437830	Kh	0.24
placas (N)	638627	p total (N)	258349.68
pp (N)	1076457	p punto (N)	8073.4275

Por lo tanto la carga sísmica aplicada en cada punto es de 8070 (N).

- Puente de 40 (m) en arco:

Miembros:

Perfil	Material	PesoU [N/M]	Longitud [M]	Peso [N]
CABLE 5-8	STEEL\PRODINSA	10.8769	261.325	2842.39
H 200X200X20X8	STEEL\A36	736.32	105.396	77605.5
H 450X200X20X8	STEEL\A36	892.32	90	80308.8
LAMRECT 175X304	PINO RADIATA\PR L	292.6	54	15800.4
LAMRECT 425X1536	PINO RADIATA\PR L	3590.4	91.8073	329625
Peso Total [N]				506182

Placas:

Espesor [cm]	Material	PesoU [N/M2]	Area [M2]	Peso [N]
26.76	PINO RADIATA\PR ASERRADA		2475.3	344 851503
Peso Total [N]				851503

elementos (N)	506182	Kh	0.24
placas (N)	851503	p total (N)	325844.4
pp (N)	1357685	p punto (N)	8146.11

Por lo tanto la carga sísmica aplicada en cada punto es de 8150 (N).

- Puente de 40 (m) en king post:

Miembros:

Perfil	Material	PesoU [N/M]	Longitud [M]	Peso [N]
CABLE 5-8	STEEL\PRODINSA	10.8769	271.369	2951.64
H 200X200X12X6	STEEL\A36	462.384	29.564	13669.9
H 200X200X20X10	STEEL\A36	764.4	67.9177	51916.3
H 200X200X25X10	STEEL\A36	916.5	4.20509	3853.97
H 450X200X20X10	STEEL\A36	959.4	90	86346
LAMRECT 175X342	PINO RADIATA\PR L	329.175	54	17775.5
LAMRECT 450X1056	PINO RADIATA\PR L	2613.6	46.2725	120938
LAMRECT 450X1600	PINO RADIATA\PR L	3960	104.433	413553
Peso Total [N]				711004

Placas:

Espesor [cm]	Material	PesoU [N/M2]	Area [M2]	Peso [N]
26.76	PINO RADIATA\PR ASERRADA		2475.3	344 851503
Peso Total [N]				851503

elementos (N)	711004	Kh	0.24
placas (N)	851503	p total (N)	375001.68
pp (N)	1562507	p punto (N)	9375.042

Por lo tanto la carga sísmica aplicada en cada punto es de 9380 (N).

4.3.5. Combinaciones de carga

Las combinaciones a utilizar corresponden a las definidas por la AASHTO 2004 además se incorpora una componente sísmica ortogonal simultánea de valor igual al 30% de su valor total de acuerdo a lo establecido en el MCV3. Se tienen las siguientes combinaciones según estado límite de diseño:

$$\text{Estado Límite de Resistencia I: } 1.25 * PP_{-1.75} * (ca_i + pc) = 1.25 * PP_{-1.75} * HL93 \quad (4.7)$$

$$0.9 * PP_{-1.75} * (ca_i + pc) = 0.9 * PP_{-1.75} * HL93 \quad (4.8)$$

$$\text{Estado Límite de Resistencia II: } 1.25 * PP_{-1.35} * (ca_i + pc) = 1.25 * PP_{-1.35} * HL93 \quad (4.9)$$

$$0.9 * PP_{-1.35} * (ca_i + pc) = 0.9 * PP_{-1.35} * HL93 \quad (4.10)$$

$$\text{Estado Límite de Resistencia III: } 1.25 * PP_{-1.4} * V_x \quad (4.11)$$

$$1.25 * PP_{-1.4} * V_z + 1.0 * P_{vj} \quad (4.12)$$

$$0.9 * PP_{-1.4} * V_x \quad (4.13)$$

$$0.9 * PP_{-1.4} * V_z + 1.0 * P_{vj} \quad (4.14)$$

$$\text{Estado Límite de Resistencia IV: } 1.5 * PP \quad (4.15)$$

$$\text{Estado Límite de Resistencia V: } 1.25 * PP_{-1.35} * HL93_{-1} * WL_{x,z} + 0.4 * V_{x,z} \quad (4.16)$$

$$0.9 * PP_{-1.35} * HL93_{-1} * WL_{x,z} + 0.4 * V_{x,z} \quad (4.17)$$

$$\text{Estado Límite de Evento Extremo I: } 1.25 * PP_{-0.5} * HL93_{-1.0} * S_{x,z} + 0.3 * S_{z,x} \quad (4.18)$$

$$0.9 * PP_{-0.5} * HL93_{-1.0} * S_{x,z} + 0.3 * S_{z,x} \quad (4.19)$$

$$\text{Estado Límite de Evento Extremo II: } 1.25 * PP_{-0.5} * HL93 \quad (4.20)$$

$$0.9 * PP_{-0.5} * HL93 \quad (4.21)$$

$$\text{Estado Límite de Servicio I: } 1.0 * PP_{-1.0} * HL93_{-0.3} * V_{x,z} + WL_{x,z} \quad (4.22)$$

$$\text{Estado Límite de Servicio II: } 1.0 * PP_{-1.3} * HL93 \quad (4.23)$$

$$\text{Estado Límite de Servicio III: } 1.0 * PP_{-} + 0.8 * HL93 \quad (4.24)$$

$$\text{Estado Límite de Servicio IV: } 1.0 * PP_{-} + 0.7 * V_x \quad (4.25)$$

$$1.0 * PP_{-} + 0.7 * V_z + PV_j \quad (4.26)$$

$$\text{Estado Límite de Fatiga: } 0.75 * (ca_i + pc) = 0.75 * HL93 \quad (4.27)$$

Donde

$i = 1, 2, \dots, 46$, posiciones del camión de diseño.

$j = 1, 2$, presión vertical del viento en el arco respectivo.

Los subíndices x , z corresponden a las direcciones longitudinal y transversal respectivamente.

4.3.6. Esfuerzos resultantes

Los esfuerzos máximos por elemento son obtenidos directamente del programa, y se señalan a continuación:

Puente de 15 (m) en arco

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	238043	25787.02	241.35	7.51	1061.94	98956.63
Viga transversal	11253.79	282662.3	384.01	2022.76	63.93	372565.4
contraviento	37580.29	77.39	0	0	0	183.55
arco	181096.9	30168.89	2675.81	230.52	1842.95	39219.7
Viga arriostre	3316.89	581.93	0	3.07	0	1309.35

Puente de 15 (m) en king post

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	255683.3	71154.85	1123.16	48.24	1770.1	117562.6
Tensor central	499264	5133.14	0	0	0	8906
Viga transversal	61527.68	319968.2	1501.61	2237.8	249.83	351346.4
contraviento	57.43	77.39	0	0	0	183.55
arco 1	214021.8	37159.54	13455.42	777.53	14356.31	113146.3
arco 2	91738.24	30053.38	8491.05	5435.05	14264.52	55189.05
Viga arriostre	22255.98	1259.09	0	7.46	0	2832.96

Puente de 30 (m) en arco

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	277841.3	77545.9	1156.28	29.31	2243.18	147619
Viga transversal	56092.25	338402.4	1732.42	3381.03	278.27	407334.5
contraviento	50.74	78.29	0	0	0	193.31
arco	317915.2	42401.91	13525.54	1174.79	20318.52	156414.2
Viga arriostre	21590.7	0	0	7.9	0	0

Puente de 30 (m) en king post

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	294319.9	123855.7	2729.65	55.83	3639.54	163808.8
Tensor central	1111752	9678.09	0	0.69	0	31453.78
Viga transversal	96639.93	369835.6	6359.14	10062.15	955.93	405647
contraviento	67.35	78.29	0	0	0	213.23
arco 1	311191.9	65893.92	25854.65	137.44	28807.03	281936.2
arco 2	129193.7	41875.09	8913.76	5168.9	15565.12	64447.24
Viga arriostre	36561.91	0	0	10.96	0	0

Puente de 40 (m) en arco

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	310134.5	134129.6	1922.24	81.72	2502.41	173342.5
Viga transversal	107511.2	376696.8	3325.94	4166.71	573.59	434822.8
contraviento	62.2	81.86	0	0	0	251.28
arco	455242.1	58885.07	33832.62	2177.18	42373.54	232472.6
Viga arriostre	49987.77	0	0	7.55	0	0

Puente de 40 (m) en king post

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	359302.4	193979.8	4331.9	198.3	4824.72	203097.5
Tensor central	1386385	11076.02	0	0.03	0	40931.43
Viga transversal	154542.1	447697.8	9663.13	13816.08	1452.34	478567.6
contraviento	81.18	86.23	0	0	0	317.66
arco 1	431982.4	81441.16	46932.03	1792.25	46079.7	386584.3
arco 2	173657.4	57378.15	13697.45	8706.07	21112.19	105508.3
Viga arriostre	63100.58	0	0	11.75	0	0

4.3.7. Diseño de elementos

4.3.7.1. Puente de 15 (m) en king post

4.3.7.1.1. Tensores

4.3.7.1.1.1. Tensores centrales

Sección	H 200X200X14X8	
B (cm)	20	
H (cm)	20	
tf (cm)	1.4	
tw (cm)	0.8	
b (cm)	10	
h (cm)	17.2	
Compresión		
lambda ala	7.142857143	
lambda lim. ala	16.87128248	sección compacta por ala
Qs	1	
lambda alma	21.5	
Kc	0.862662186	
lambda lim. alma	42.2896422	sección compacta por alma
Qa	1	
K	0.8	
Lb (cm)	694	
ix (cm)	8.63	
iy (cm)	5.17	
lambda cx	0.721508436	
lambda cy	1.204374817	
Fcr (Kg/cm ²)	923.5283528	
Ag (cm ²)	69.76	
phi	0.85	

phi*Pn (Kg)	54761.53721
Pu (N)	499264
Pu (Kg)	49926.4
Perfil Resiste	OK
Rendimiento	0.911705597

Flexión

phi	0.9				
lambda p ala	10.78527788				
lambda p alma	106.7174864				
Lb (cm)	694				
Lp (cm)	258.256317				
Fr (Mpa)	115				
Fr (Kg/cm2)	1150				
FI (Mpa)	138.1				
X1 (Mpa)	28001				
X2 (Mpa)	0.00000969	969			
Lr (cm)	1514.908115	L (cm)	694		
Zx (cm3)	580	La (cm)	173.5	Ma (N*m)	6669.6
Mp (Kg*cm)	1468001.634	Lb (cm)	347	Mb (N*m)	8906
Mp (Kg*m)	14680.01634	Lc (cm)	520.5	Mc (N*m)	6669.6
Mp (N*m)	146800.1634	Cb	1.13705307	< 2.3 OK	
Sx (cm3)	519				
Mr (Kg*cm)	596850				
Mr (Kg*m)	5968.5				
Mr (N*m)	59685				
Mn (N*m)	132559.0147				
phi*Mn (N*m)	119303.1133				
Perfil Resiste	OK				
Rendimiento	0.074650189				
Flexocompresión					
Pu/phi*Pn	0.911705597	> 0.2			
Mux/phi*Mnx	0.074650189				
Muy/phi*Mny	0				

Regla	0.978061321	< 1 OK
Corte		
phi	0.6	
$2.45*(E/Fy)^{0.5}$	69.53666	
Aw (cm ²)	13.76	
Vn (Kg)	20896.24395	
Vn (N)	208962.4395	
Rendimiento	0.024564893	

En este caso se obtiene un perfil superior al determinado en el estudio anterior (H 200X100X6X5 por H 200X200X14X8).

4.3.7.1.1.2. Tensores

Sección	H 200X200X14X8	
B (cm)	20	
H (cm)	20	
tf (cm)	1.4	
tw (cm)	0.8	
b (cm)	10	
h (cm)	17.2	
Compresión		
lambda ala	7.142857143	
lambda lim. ala	16.87128248	sección compacta por ala
Qs	1	
lambda alma	21.5	
Kc	0.862662186	
lambda lim. alma	42.2896422	sección compacta por alma
Qa	1	
K	0.8	
Lb (cm)	168.2	
ix (cm)	8.63	
iy (cm)	5.17	

lambda cx	0.17486703
lambda cy	0.291896029
Fcr (Kg/cm2)	1982.349683
Ag (cm2)	69.76
phi	0.85
phi*Pn (Kg)	117545.4068
Pu (N)	255683.3
Pu (Kg)	25568.33
Perfil Resiste	OK
Rendimiento	0.21751875

Flexión

phi	0.9				
lambda p ala	10.78527788				
lambda p alma	106.7174864				
Lb (cm)	168.2				
Lp (cm)	258.256317	Lp (cm)	431.093233		
Fr (Mpa)	115	Zy (cm3)	283		
Fr (Kg/cm2)	1150				
FI (Mpa)	138.1				
X1 (Mpa)	23083				
X2 (Mpa)	0.00002035	2035			
Lr (cm)	1275.369313	L (cm)	168.2		
Zx (cm3)	580	La (cm)	42.05	Ma (N*m)	87775.08
Mp (Kg*cm)	1468001.634	Lb (cm)	84.1	Mb (N*m)	58251.35
Mp (Kg*m)	14680.01634	Lc (cm)	126.15	Mc (N*m)	28993.77
Mp (N*m)	146800.1634	Cb	1.67521841	< 2.3 OK	
Sx (cm3)	452				
Mr (Kg*cm)	519800	Mp (Kg*cm)	716283.556		
Mr (Kg*m)	5198	Mp (Kg*m)	7162.83556		
Mr (N*m)	51980	Mp (N*m)	71628.3556		
Mn (N*m)	231591.4572	phi*Mn (N*m)	64465.52		
phi*Mn (N*m)	132120.1471	Perfil Resiste	OK		
Perfil Resiste	OK	Rendimiento	0.02745809		

Rendimiento	0.889815843	
Flexocompresión		
Pu/phi*Pn	0.21751875	> 0.2
Mux/phi*Mnx	0.889815843	
Muy/phi*Mny	0.027458089	
Regla	1.032873357	(5%) OK
Corte		
phi	0.6	
2.45*(E/Fy)^0.5	69.53666	
Aw (cm2)	13.76	
Vn (Kg)	20896.24395	
Vn (N)	208962.4395	
Rendimiento	0.340515024	

En este caso se obtiene un perfil levemente superior al determinado en el estudio anterior (H 200X200X12X6 por H 200X200X14X8).

4.3.7.1.2. Vigas transversales

Sección	H 450X200X28X8	
B (cm)	20	
H (cm)	45	
tf (cm)	2.8	
tw (cm)	0.8	
b (cm)	10	
h (cm)	39.4	
Compresión		
lambda ala	3.571428571	
lambda lim. ala	13.71374764	sección compacta por ala
Qs	1	
lambda alma	49.25	
Kc	0.5699764	
lambda lim. alma	42.2896422	sección no compacta por alma

f (Kg/cm ²)	1518.62238		
bef (cm)	41.82555537		
Qa	4.182555537		
Q	4.182555537	Q ^{0.5}	2.04512971
K	1		
Lb (cm)	900		
ix (cm)	19.4		
iy (cm)	5.1		
lambda cx	0.520287667		
lambda cy	1.979133478	4.04758468	> 1.5
Fcr (Kg/cm ²)	566.6931571		
Ag (cm ²)	143.52		
phi	0.85		
phi*Pn (Kg)	69132.03163		
Pu (N)	61527.68		
Pu (Kg)	6152.768		
Perfil Resiste	OK		
Rendimiento	0.089000249		

Flexión

phi	0.9				
lambda p ala	10.78527788				
lambda p alma	106.7174864				
Lb (cm)	900				
Lp (cm)	254.7596164	Lpx (cm)	969.0856		
Fr (Mpa)	115	Zy (cm ³)	566		
Fr (Kg/cm ²)	1150				
FI (Mpa)	138.10373				
X1 (Mpa)	23855				
X2 (Mpa)	0.00001914	1914			
Lr (cm)	1297.206899	L (cm)	900		
Zx (cm ³)	2674	La (cm)	225	Ma (N*m)	262724.1
Mp (Kg*cm)	6767993.74	Lb (cm)	450	Mb (N*m)	347971.1
Mp (Kg*m)	67679.9374	Lc (cm)	675	Mc (N*m)	258410.8

Mp (N*m)	676799.374	Cb	1.14559862	< 2.3 OK
Sx (cm ³)	2401			
Mr (Kg*cm)	2761150	Mn (Kg*cm)	1432567.11	
Mr (Kg*m)	27611.5	Mn (Kg*m)	14325.6711	
Mr (N*m)	276115	Mn (N*m)	143256.711	
Mn (N*m)	491153.6865	phi*Mn (N*m)	128931.04	
phi*Mn (N*m)	442038.3178	Perfil Resiste	OK	
Perfil Resiste	OK	Rendimiento	0.0019377	
Rendimiento	0.794832452			
Flexocompresión				
Pu/phi*Pn	0.089000249	< 0.2		
Mux/phi*Mnx	0.794832452			
Muy/phi*Mny	0.001937703			
Regla	0.841270279	< 1 OK		
Corte				
phi	0.6			
2.45*(E/Fy)^0.5	69.53666			
Aw (cm ²)	31.52			
Vn (Kg)	47866.97742			
Vn (N)	478669.7742			
Rendimiento	0.668452903			

En este caso obtenemos un perfil levemente superior al determinado en el estudio anterior (H 450X200X20X6 por H 450X200X28X8).

4.3.7.1.3. Contravientos

Pu (N)	57.43	D (in)	3/8"	
Pu (KN)	0.05743	D (mm)	11	
phi	0.85	Pn (KN)	82	
Peso (Kg/m)	0.51	Pu/phi*Pn	0.00082396	< 0.8 OK

Aquí se obtiene la mínima sección disponible por el fabricante (3/8 pulgadas), ya que esta resiste holgadamente los bajos esfuerzos a los que se encuentra sometido.

4.3.7.1.4. Arcos

4.3.7.1.4.1. Arco 1 (viga principal)

Arco 1	
Hm (mm)	832
Bm (mm)	250
Nº Láminas	26
espesor (mm)	32

Factores de modificación

Factores de modificación

Por efecto del tamaño, Cf

Hm (mm)	832	> 300
Bm (mm)	250	> 130
L (mm)	11600	> 6400
Cf	0.89284804	1.03658145

Por servicio húmedo, Cm

Contenido de humedad	19%	> 16%			
Fbo	Fvo	Fto	Fco	Fcpo	Eo
0.8	0.875	0.8	0.73	0.53	0.833

Por plataforma, Cd

Cd	1.3
----	-----

Por efecto del tiempo, Ct

Ct	0.8
----	-----

Tensiones de trabajo

	Tensiones de trabajo		
	Axial (N)	214021.8	
	Corte V2 (N)	37159.54	
	Corte V3 (N)	13455.42	
	M22 (N*m)	14356.31	
	M33 (N*m)	113146.3	
Flexión	M (N*m)	M (N*mm)	
M22	14356.31	14356310	
M33	113146.3	113146300	
Wn3 (mm ³)	28842666.7	Wn2 (mm ³)	8666666.67
Ff3 (Mpa)	3.9228793	Ff2 (Mpa)	1.65649731
Ff3 (Kg/cm ²)	39.228793	Ff2 (Kg/cm ²)	16.5649731
Corte	Q (N)	Q (KN)	
Corte V2	37159.54	37.15954	
Corte V3	13455.42	13.45542	
fcz (Mpa)	0.26797745		
fcz (Kg/cm ²)	2.67977452		
Compresión- Tracción			
N (N)	214021.8		
St (mm ²)	208000		
fcp (Mpa)	1.02895096		
fcp (Kg/cm ²)	10.2895096		

Tensiones de diseño

Símbolo	Tensión básica	Tensión básica (Kg/cm2)
Fbo	Flexión	86.88
Fto	Tracción	57.85
Fvo	Corte	100
Fcpo	Compresión perpendicular a la fibra	28.55
Fco	Compresión paralela a la fibra	98.1
Eo	Módulo de elasticidad	106560.32
Resistencias específicas		
Flexión (Kg/cm2)	64.5387703	
Corte (Kg/cm2)	81.2491713	
Tracción (Kg/cm2)	42.9738474	
Compresión paralela a la fibra (Kg/cm2)	66.4971075	
Compresión perpendicular a la fibra (Kg/cm2)	14.0505353	
Modulo de elasticidad (Kg/cm2)	88764.7466	

Tensiones de diseño

Flexión

Lu (mm)	11600	
Lu/h	13.9423077	< 14.3
Le (mm)	21404	
Regla Le	16.8798711	< 50 OK
A	2.93967198	
Cs	0.97575993	< 1 OK
Mn (N*mm)	181634806	
Mrm (N*mm)	154389585	
Sección resiste	OK	
Rendimiento	0.73286226	

<u>Corte</u>	
Vn (N)	1126655.17
Vr (N)	844991.381
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.04397624

Compresión paralela a la fibra

St (mm ²)	208000
K	1
L (mm)	11600
Le (mm)	11600
B	425.938598
Cp	0.99976478
Pn (N)	1382814.5
Pr (N)	1244533.05
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.17196956

Tracción

St (mm ²)	208000
Pn (N)	893856.026
Pr (N)	715084.821
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.29929568

Combinación axial y flexión

Regla tensión	1.03215794	(5%) OK
Regla compresión	0.76243579	

En este caso se obtiene una sección inferior a la determinada en el estudio anterior (300 X 928 por 250 X 832).

4.3.7.1.4.2. Arco 2 (viga en v)

Arco 2	
Hm (mm)	544
Bm (mm)	250
Nº Láminas	17
espesor (mm)	32

Factores de modificación

Factores de modificación

Por efecto del tamaño, Cf

Hm (mm)	544	> 300
Bm (mm)	250	> 130
L (mm)	4500	< 6400
Cf	0.93600951	

Por servicio húmedo, Cm

Contenido de humedad	19%	> 16%			
Fbo	Fvo	Fto	Fco	Fcpo	Eo
0.8	0.875	0.8	0.73	0.53	0.833

Por plataforma, Cd

Cd	1.3
----	-----

Por efecto del tiempo, Ct

Ct	0.8
----	-----

Tensiones de trabajo

Tensiones de trabajo	
Axial (N)	91738.24
Corte V2 (N)	30053.38
Corte V3 (N)	8491.05
M22 (N*m)	14264.52
M33 (N*m)	55189.05

Flexión	M (N*m)	M (N*mm)	
M22	14264.52	14264520	
M33	55189.05	55189050	
Wn3 (mm^3)	12330666.7	Wn2 (mm^3)	5666666.67
Ff3 (Mpa)	4.47575557	Ff2 (Mpa)	2.51726824
Ff3 (Kg/cm2)	44.7575557	Ff2 (Kg/cm2)	25.1726824
Corte	Q (N)	Q (KN)	
Corte V2	30053.38	30.05338	
Corte V3	8491.05	8.49105	
fcz (Mpa)	0.3314711		
fcz (Kg/cm2)	3.31471103		
Compresión- Tracción			
N (N)	91738.24		
St (mm^2)	136000		
fcp (Mpa)	0.67454588		
fcp (Kg/cm2)	6.74545882		

Tensiones de diseño

Resistencias específicas	
Flexión (Kg/cm2)	67.6586612
Corte (Kg/cm2)	85.1768655
Tracción (Kg/cm2)	45.051261
Compresión paralela a la fibra (Kg/cm2)	69.7116671
Compresión perpendicular a la fibra (Kg/cm2)	14.729757
Modulo de elasticidad (Kg/cm2)	88764.7466

Tensiones de diseño

<u>Flexión</u>		
Lu (mm)	4500	
Lu/h	8.27205882	< 14.3

Le (mm)	8967	
Regla Le	8.83452138	< 50 OK
A	10.2368976	
Cs	0.99464782	< 1 OK
Mn (N*mm)	82981119.9	
Mr (N*mm)	70533951.9	
Sección resiste	OK	
Rendimiento	0.78244659	
<u>Corte</u>		
Vn (N)	772270.247	
Vr (N)	579202.685	
Sección resiste	OK	
Rendimiento	0.0518875	

Compresión paralela a la fibra

St (mm ²)	136000
K	1
L (mm)	4500
Le (mm)	4500
B	1154.21411
Cp	0.9999133
Pn (N)	947996.475
Pr (N)	853196.827
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.10752295

Tracción

St (mm ²)	136000
Pn (N)	612697.149
Pr (N)	490157.719
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.18716066

Combinación axial y flexión

Regla tensión	0.96960724	< 1 OK
Regla compresión	0.79400777	

En este caso se obtiene una sección inferior a la determinada en el estudio anterior (300 X 704 por 250 X 544).

4.3.7.1.5. Vigas de arriostre

Viga	
Hm (mm)	190
Bm (mm)	125
Nº Láminas	10
espesor (mm)	19

Factores de modificación

Factores de modificación

Por efecto del tamaño, Cf

Hm (mm)	190	< 300
Bm (mm)	125	< 130
L (mm)	9000	> 6400
Cf	1	

Por servicio húmedo, Cm

Contenido de humedad	19%	> 16%			
Fbo	Fvo	Fto	Fco	Fcpo	Eo
0.8	0.875	0.8	0.73	0.53	0.833

Por plataforma, Cd

Cd	1.3
----	-----

Por efecto del tiempo, Ct

Ct	0.8
----	-----

Tensiones de trabajo

	Tensiones de trabajo		
	Axial (N)	22255.98	
	Corte V2 (N)	1259.09	
	Corte V3 (N)	0	
	M22 (N*m)	0	
	M33 (N*m)	2832.96	
Flexión	M (N*m)	M (N*mm)	
M22	0	0	
M33	2832.96	2832960	
Wn3 (mm ³)	752083.333	Wn2 (mm ³)	494791.667
Ff3 (Mpa)	3.76681662	Ff2 (Mpa)	0
Ff3 (Kg/cm ²)	37.6681662	Ff2 (Kg/cm ²)	0
Corte	Q (N)	Q (KN)	
Corte V2	1259.09	1.25909	
Corte V3	0	0	
f _{cz} (Mpa)	0.07952147		
f _{cz} (Kg/cm ²)	0.79521474		
Compresión- Tracción			
N (N)	22255.98		
St (mm ²)	23750		
f _{cp} (Mpa)	0.93709389		
f _{cp} (Kg/cm ²)	9.37093895		

Tensiones de diseño

Resistencias específicas	
Flexión (Kg/cm ²)	72.28416
Corte (Kg/cm ²)	91
Tracción (Kg/cm ²)	48.1312
Compresión paralela a la fibra (Kg/cm ²)	74.47752

Compresión perpendicular a la fibra (Kg/cm ²)	15.73676
Modulo de elasticidad (Kg/cm ²)	88764.7466

Tensiones de diseño

Flexión

Lu (mm)	9000	
Lu/h	47.3684211	> 14.3
Le (mm)	16560	
Regla Le	14.1904757	< 50 OK
A	3.71381926	
Cs	0.9823359	< 1 OK
Mn (N*mm)	5340342.6	
Mr (N*mm)	4539291.21	
Sección resiste	OK	
Rendimiento	0.62409743	
<u>Corte</u>		
Vn (N)	144083.333	
Vr (N)	108062.5	
Sección resiste	OK	
Rendimiento	0.0116515	

Compresión paralela a la fibra

St (mm ²)	23750
K	0.65
L (mm)	9000
Le (mm)	5850
B	77.9810969
Cp	0.99870437
Pn (N)	176654.933
Pr (N)	158989.44
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.13998401

Tracción

St (mm ²)	23750
Pn (N)	114311.6
Pr (N)	91449.28
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.24336966

Combinación axial y flexión

Regla tensión	0.86746709	< 1 OK
Regla compresión	0.64369296	

En este caso se obtiene una sección inferior a la determinada en el estudio anterior (175 X 323 por 125X190).

4.4. Metodología EUROCODE LRFD

4.4.1. Cargas permanentes

Equivalen al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales del puente, los cuales dependen de su material y geometría. Se utilizarán los siguientes valores:

Madera de pino radiata: $550 \text{ (Kg / m}^3\text{)}$

Acero estructural A-36: $7850 \text{ (Kg / m}^3\text{)}$

Barandas metálicas: 150 (Kg / m)

Pavimento asfáltico: $1500 \text{ (Kg / m}^3\text{)}$

4.4.2. Cargas vivas

Las cargas de tráfico se definen como acciones variables a las que se les aplica su valor frecuente.

Se aplica el modelo de carga vertical N°1 (sistema principal de cargas) para los puentes en estudio. Se excluyen del diseño los demás modelos porque no se aplican a nuestro caso, tal como se señala a continuación:

Modelo de carga vertical	Descripción	Aplicación
2	Eje simple	Luces de 3 a 7 (m)
3	Vehículos especiales	Transporte industrial
4	Muchedumbre	Puentes peatonales

Cada una de las 2 pistas se consideran simultáneamente como carril N°1 con cargas de:

Sistema	Carril N°1
Tándem (KN)	300
UDL (KN/m2)	9
Tándem (KN/rueda)	150

coeficientes	valor
Alfa Q	1
Alfa q	1

La configuración de los ejes del puente en sentido transversal es:

eje	z (m)
1	1.71
2	3.54
3	5.66
4	7.49

Se considera la acción simultánea del tándem de diseño en ambas pistas. Por lo que los puntos de carga por tándem en sentido longitudinal son:

- Para el puente de 15 (m) de largo (en arco y en king post):

Punto	x (m)
1	0
2	1.42
3	2.84
4	4.26
5	5.68
6	7.1
7	8.52
8	9.94
9	11.36
10	12.78
11	14.2
12	15

Con estos puntos de carga de tándem se obtienen con alta certeza los máximos esfuerzos posibles sobre los elementos del puente.

Se definen 14 Tándem de carga:

	punto longitudinal Pista 1	eje actuante	punto longitudinal Pista 2	eje actuante
ta1	0	2	0	1
	1.42	1	1.42	2
ta2	1.42	2	1.42	1
	2.84	1	2.84	2
ta3	2.84	2	2.84	1
	4.26	1	4.26	2
ta4	4.26	2	4.26	1
	5.68	1	5.68	2
ta5	5.68	2	5.68	1
	7.1	1	7.1	2

ta6	7.1	2	7.1	1
	8.52	1	8.52	2
ta7	8.52	2	8.52	1
	9.94	1	9.94	2
ta8	9.94	2	9.94	1
	11.36	1	11.36	2
ta9	11.36	2	11.36	1
	12.78	1	12.78	2
ta10	12.78	2	12.78	1
	14.2	1	14.2	2
ta11	3	1	3	1
ta12	6	1	6	1
ta13	9	1	9	1
ta14	12	1	12	1
Eje	Peso (N)	Peso por rueda (N)		
1	300000	150000		
2	300000	150000		

Carga uniformemente distribuida (Sistema UDL):

	Transversal	Delta Z (m)	Punto
	0.2		
	0.955		
PISTA 2	1.71	1.67	4
	2.625		
	3.54	1.975	3
	4.6		
PISTA 1	5.66	1.975	2
	6.575		
	7.49	1.57	1
	8.145		
	8.8		

Carga (KN/m2)	9				
Punto (m)	Delta X (m)	Delta Z (m) Pto.1	Carga (N)	Delta Z (m) Pto.2	Carga (N)
0	0.71	1.57	10032.3	1.975	12620.25
0.71					
1.42	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
2.13					
2.84	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
3.55					
4.26	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
4.97					
5.68	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
6.39					
7.1	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
7.81					
8.52	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
9.23					
9.94	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
10.65					
11.36	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
12.07					
12.78	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
13.49					
14.2	1.11	1.57	15684.3	1.975	19730.25
14.6					
15	0.4	1.57	5652	1.975	7110

Carga (KN/m2)	9				
Punto (m)	Delta X (m)	Delta Z (m) Pto.3	Carga (N)	Delta Z (m) Pto.4	Carga (N)
0	0.71	1.975	12620.25	1.67	10671.3
0.71					
1.42	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
2.13					

2.84	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
3.55					
4.26	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
4.97					
5.68	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
6.39					
7.1	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
7.81					
8.52	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
9.23					
9.94	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
10.65					
11.36	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
12.07					
12.78	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
13.49					
14.2	1.11	1.975	19730.25	1.67	16683.3
14.6					
15	0.4	1.975	7110	1.67	6012

- Para el puente de 30 (m) de largo (en arco y en king post):

Punto	x (m)
1	0
2	1.42
3	2.84
4	4.26
5	5.68
6	7.1
7	8.52
8	9.94
9	11.36
10	12.78

11	14.2
12	15.62
13	17.04
14	18.46
15	19.88
16	21.3
17	22.72
18	24.14
19	25.56
20	26.98
21	28.4
22	29.82
23	30

Con estos puntos de carga de tándem se obtienen con alta certeza los máximos esfuerzos posibles sobre los elementos del puente.

Se definen 29 Tándem de carga:

	punto longitudinal Pista 1	eje actuante	punto longitudinal Pista 2	eje actuante
ta1	0	2	0	1
	1.42	1	1.42	2
ta2	1.42	2	1.42	1
	2.84	1	2.84	2
ta3	2.84	2	2.84	1
	4.26	1	4.26	2
ta4	4.26	2	4.26	1
	5.68	1	5.68	2
ta5	5.68	2	5.68	1
	7.1	1	7.1	2
ta6	7.1	2	7.1	1

	8.52	1	8.52	2
ta7	8.52	2	8.52	1
	9.94	1	9.94	2
ta8	9.94	2	9.94	1
	11.36	1	11.36	2
ta9	11.36	2	11.36	1
	12.78	1	12.78	2
ta10	12.78	2	12.78	1
	14.2	1	14.2	2
ta11	14.2	2	14.2	1
	15.62	1	15.62	2
ta12	15.62	2	15.62	1
	17.04	1	17.04	2
ta13	17.04	2	17.04	1
	18.46	1	18.46	2
ta14	18.46	2	18.46	1
	19.88	1	19.88	2
ta15	19.88	2	19.88	1
	21.3	1	21.3	2
ta16	21.3	2	21.3	1
	22.72	1	22.72	2
ta17	22.72	2	22.72	1
	24.14	1	24.14	2
ta18	24.14	2	24.14	1
	25.56	1	25.56	2
ta19	25.56	2	25.56	1
	26.98	1	26.98	2
ta20	26.98	2	26.98	1
	28.4	1	28.4	2
ta21	28.4	2	28.4	1
	29.82	1	29.82	2
ta22	3.33	1	3.33	1

ta23	6.66	1	6.66	1
ta24	10	1	10	1
ta25	13.33	1	13.33	1
ta26	16.66	1	16.66	1
ta27	20	1	20	1
ta28	23.33	1	23.33	1
ta29	26.66	1	26.66	1
Eje	Peso (N)	Peso por rueda (N)		
1	300000	150000		
2	300000	150000		

Carga uniformemente distribuida (sistema UDL):

Carga (KN/m2)	9				
Punto (m)	Delta X (m)	Delta Z (m) Pto.1	Carga (N)	Delta Z (m) Pto.2	Carga (N)
0	0.71	1.57	10032.3	1.975	12620.25
0.71					
1.42	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
2.13					
2.84	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
3.55					
4.26	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
4.97					
5.68	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
6.39					
7.1	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
7.81					
8.52	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
9.23					
9.94	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
10.65					
11.36	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
12.07					

12.78	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
13.49					
14.2	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
14.91					
15.62	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
16.33					
17.04	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
17.75					
18.46	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
19.17					
19.88	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
20.59					
21.3	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
22.01					
22.72	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
23.43					
24.14	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
24.85					
25.56	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
26.27					
26.98	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
27.69					
28.4	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
29.11					
29.82	0.8	1.57	11304	1.975	14220
29.91					
30	0.09	1.57	1271.7	1.975	1599.75

Carga (KN/m2)	9				
Punto (m)	Delta X (m)	Delta Z (m) Pto.3	Carga (N)	Delta Z (m) Pto.4	Carga (N)
0	0.71	1.975	12620.25	1.67	10671.3
0.71					

1.42	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
2.13					
2.84	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
3.55					
4.26	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
4.97					
5.68	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
6.39					
7.1	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
7.81					
8.52	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
9.23					
9.94	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
10.65					
11.36	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
12.07					
12.78	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
13.49					
14.2	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
14.91					
15.62	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
16.33					
17.04	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
17.75					
18.46	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
19.17					
19.88	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
20.59					
21.3	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
22.01					
22.72	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
23.43					

24.14	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
24.85					
25.56	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
26.27					
26.98	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
27.69					
28.4	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
29.11					
29.82	0.8	1.975	14220	1.67	12024
29.91					
30	0.09	1.975	1599.75	1.67	1352.7

Los puntos transversales 1, 2, 3 y 4 son los mismos detallados anteriormente, y son independientes de la longitud del puente.

- Para el puente de 40 (m) de largo (en arco y en king post):

Punto	x (m)
1	0
2	1.42
3	2.84
4	4.26
5	5.68
6	7.1
7	8.52
8	9.94
9	11.36
10	12.78
11	14.2
12	15.62
13	17.04
14	18.46
15	19.88

16	21.3
17	22.72
18	24.14
19	25.56
20	26.98
21	28.4
22	29.82
23	31.24
24	32.66
25	34.08
26	35.5
27	36.92
28	38.34
29	39.76
30	40

Con estos puntos de carga de tándem se obtienen con alta certeza los máximos esfuerzos posibles sobre los elementos del puente.

Se definen 38 Tándem de carga:

	punto longitudinal Pista 1	eje actuante	punto longitudinal Pista 2	eje actuante
ta1	0	2	0	1
	1.42	1	1.42	2
ta2	1.42	2	1.42	1
	2.84	1	2.84	2
ta3	2.84	2	2.84	1
	4.26	1	4.26	2
ta4	4.26	2	4.26	1
	5.68	1	5.68	2
ta5	5.68	2	5.68	1

	7.1	1	7.1	2
ta6	7.1	2	7.1	1
	8.52	1	8.52	2
ta7	8.52	2	8.52	1
	9.94	1	9.94	2
ta8	9.94	2	9.94	1
	11.36	1	11.36	2
ta9	11.36	2	11.36	1
	12.78	1	12.78	2
ta10	12.78	2	12.78	1
	14.2	1	14.2	2
ta11	14.2	2	14.2	1
	15.62	1	15.62	2
ta12	15.62	2	15.62	1
	17.04	1	17.04	2
ta13	17.04	2	17.04	1
	18.46	1	18.46	2
ta14	18.46	2	18.46	1
	19.88	1	19.88	2
ta15	19.88	2	19.88	1
	21.3	1	21.3	2
ta16	21.3	2	21.3	1
	22.72	1	22.72	2
ta17	22.72	2	22.72	1
	24.14	1	24.14	2
ta18	24.14	2	24.14	1
	25.56	1	25.56	2
ta19	25.56	2	25.56	1
	26.98	1	26.98	2
ta20	26.98	2	26.98	1
	28.4	1	28.4	2
ta21	28.4	2	28.4	1

	29.82	1	29.82	2
ta22	29.82	2	29.82	1
	31.24	1	31.24	2
ta23	31.24	2	31.24	1
	32.66	1	32.66	2
ta24	32.66	2	32.66	1
	34.08	1	34.08	2
ta25	34.08	2	34.08	1
	35.5	1	35.5	2
ta26	35.5	2	35.5	1
	36.92	1	36.92	2
ta27	36.92	2	36.92	1
	38.34	1	38.34	2
ta28	38.34	2	38.34	1
	39.76	1	39.76	2
ta29	3.63	1	3.63	1
ta30	7.27	1	7.27	1
ta31	10.9	1	10.9	1
ta32	14.54	1	14.54	1
ta33	18.18	1	18.18	1
ta34	21.81	1	21.81	1
ta35	25.45	1	25.45	1
ta36	29.09	1	29.09	1
ta37	32.72	1	32.72	1
ta38	36.36	1	36.36	1
		Peso por rueda		
Eje	Peso (N)	(N)		
1	300000	150000		
2	300000	150000		

Carga uniformemente distribuida (sistema UDL):

Carga (KN/m2)	9				
Punto (m)	Delta X (m)	Delta Z (m) Pto.1	Carga (N)	Delta Z (m) Pto.2	Carga (N)
0	0.71	1.57	10032.3	1.975	12620.25
0.71					
1.42	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
2.13					
2.84	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
3.55					
4.26	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
4.97					
5.68	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
6.39					
7.1	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
7.81					
8.52	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
9.23					
9.94	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
10.65					
11.36	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
12.07					
12.78	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
13.49					
14.2	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
14.91					
15.62	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
16.33					
17.04	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
17.75					
18.46	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
19.17					

19.88	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
20.59					
21.3	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
22.01					
22.72	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
23.43					
24.14	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
24.85					
25.56	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
26.27					
26.98	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
27.69					
28.4	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
29.11					
29.82	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
30.53					
31.24	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
31.95					
32.66	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
33.37					
34.08	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
34.79					
35.5	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
36.21					
36.92	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
37.63					
38.34	1.42	1.57	20064.6	1.975	25240.5
39.05					
39.76	0.83	1.57	11727.9	1.975	14753.25
39.88					
40	0.12	1.57	1695.6	1.975	2133

Carga (KN/m2)	9				
Punto (m)	Delta X (m)	Delta Z (m) Pto.3	Carga (N)	Delta Z (m) Pto.4	Carga (N)
0	0.71	1.975	12620.25	1.67	10671.3
0.71					
1.42	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
2.13					
2.84	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
3.55					
4.26	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
4.97					
5.68	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
6.39					
7.1	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
7.81					
8.52	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
9.23					
9.94	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
10.65					
11.36	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
12.07					
12.78	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
13.49					
14.2	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
14.91					
15.62	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
16.33					
17.04	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
17.75					
18.46	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
19.17					
19.88	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6

20.59					
21.3	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
22.01					
22.72	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
23.43					
24.14	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
24.85					
25.56	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
26.27					
26.98	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
27.69					
28.4	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
29.11					
29.82	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
30.53					
31.24	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
31.95					
32.66	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
33.37					
34.08	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
34.79					
35.5	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
36.21					
36.92	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
37.63					
38.34	1.42	1.975	25240.5	1.67	21342.6
39.05					
39.76	0.83	1.975	14753.25	1.67	12474.9
39.88					
40	0.12	1.975	2133	1.67	1803.6

4.4.3. Cargas de viento

Se utiliza la NCh 432 Of. 71, la cual se aplica al caso en estudio. La presión básica del viento se define por:

$$q = \frac{u^2}{16}, \text{ en } Kg/m^2.$$

Con u la velocidad máxima instantánea del viento en m/s. Para Concepción este valor es de 100 Km/hr.

➔ Se utiliza una presión de $48.23 \text{ Kg}/m^2$ la cual se aplica en las dos direcciones ortogonales principales de la estructura. En este sentido, el viento en la dirección x lo resisten las vigas de arriostramiento lateral y el viento en la dirección z lo resisten los tensores y las vigas principales.

Se definen como acciones variables a las que se les aplica su valor frecuente.

4.4.4. Cargas sísmicas

Se utiliza la sección 3.1004 del MCV3. Los movimientos y las fuerzas sísmicas están basados en una probabilidad de no excedencia de 90% durante la vida útil del puente, estimada en 50 años, lo que es equivalente a un periodo de retorno medio de 475 años.

Concepción se ubica en la zona sísmica 3 ➔ $A_0 = 0.4 * g$ (aceleración efectiva máxima).

$$\text{➔ } a_0 = 0.5 * g \text{ (aceleración máxima del suelo)}$$

Por ser un puente carretero se consideran como estructuras esenciales, por lo que el coeficiente de importancia asumido es $CI = 1$ ➔ $K_1 = 1.0$.

Concepción ➔ tipo de suelo III, por lo que el coeficiente de suelo $S = 1.2$.

El coeficiente sísmico horizontal de diseño K_H se aplicará sobre el peso de la estructura y

equivale a:

$$K_H = K_1 * S * \frac{A_0}{2g} = 0.24$$

El peso de la estructura (P) equivale a la suma de los pesos propios de todos los elementos considerados en el diseño. Se aplicará en las vigas transversales en dirección longitudinal (sismo en x) y en dirección transversal (sismo en z).

La cubicación de los pesos propios entrega los mismos resultados que en la metodología anterior, ya que se ingresa con los mismos perfiles y materiales iniciales al programa. Por lo que las cargas sísmicas son:

Tipología del Puente	Luz	Sismo x (N)	Sismo z (N)
Arco	15	6330	6330
King post	15	7020	7020
Arco	30	7060	7060
King post	30	8070	8070
Arco	40	8150	8150
King post	40	9380	9380

Se definen como acciones accidentales.

4.4.5. Combinaciones de carga

Estado Límite Último

Situación persistente y Transitoria:

$$1.35 * pp + 1.5 * MC + 1.5 * 0.7 * V_{x, z} \tag{4.28}$$

Situación accidental:

$$pp^+ S_x, z^+ 0.3 * S_z, x^+ 0.3 * V_{x, z} \tag{4.29}$$

Estado Límite de Servicio

Combinación característica:

$$pp^+ MC1^+ 0.7 * V_{x, z} \tag{4.30}$$

Combinación frecuente:

$$pp^+ 0.5 * MC1^+ 0.3 * V_{x, z} \tag{4.31}$$

Combinación Cuasi-permanente:

$$pp^+ 0.3 * V_{x, z} \tag{4.32}$$

4.4.6. Esfuerzos resultantes

Los esfuerzos máximos por elemento son obtenidos directamente del programa, y se señalan a continuación:

Puente de 15 (m) en arco

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	570421.8	22399.91	876.79	4.8	5091.17	97579.23
Viga transversal	22013.89	562099.8	898.18	5612.59	135.1	633364
contraviento	85.32	69.65	0	0	0	165.19
arco	96061.82	12474.42	1581.67	169.83	1508.49	14217.21
Viga arriostre	1844.85	646.59	0	0.32	0	1454.84

Puente de 15 (m) en king post

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	690354.3	126785.8	3091.77	54.13	4872.63	213110.5
Tensor Central	1051652	175.72	0	0	0	304.87
Viga transversal	115823.1	638116.3	4428.99	7487.97	666.6	632461.3
contraviento	665.15	69.65	0	0	0	165.19
arco 1	118151.2	16589.85	5814.73	407.28	6336.85	40542.85
arco 2	49199.12	15748.85	4546.35	2852.71	7443.66	27699.27
Viga arriostre	9488.8	1398.99	0	1.68	0	3147.74

Puente de 30 (m) en arco

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	708067	127037.7	2944.11	24.92	5711.57	246262.6
Viga transversal	126702.2	726056.3	3098.59	5773.66	502.22	744069.5
contraviento	368.01	77.38	0	0	0	208.77
arco	283337.2	33329.41	5923.51	849.28	11010.35	22407.58
Viga arriostre	7854.95	1069.82	0	0.75	0	2407.09

Puente de 30 (m) en king post

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	710533.2	225224.7	5545.5	80.79	7394	300209.6
Tensor central	1860282	493.73	0	0.63	0	1604.62
Viga transversal	224693.6	773706.6	12221.32	19390.65	1843.48	739919.4
contraviento	652.32	77.44	0	0	0	230.29
arco 1	324336.3	50780.61	9863.91	109.51	16222.15	133598
arco 2	136300.5	43485.61	8325.34	4303.71	14504.71	66746.01
Viga arriostre	11031.02	1316.7	0	4.74	0	2962.58

Puente de 40 (m) en arco

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	815383.7	262452.1	4616.32	143.36	6009.61	341579.2
Viga transversal	261816.4	814018.6	4863.85	6458.57	880.95	792203.4
contraviento	711.96	88.41	0	0	0.01	271.38
arco	474272.5	38879.26	13847.44	1860.36	20302.81	25382.35
Viga arriostre	17239.27	1316.7	0	1.46	0	2962.58

Puente de 40 (m) en king post

Elemento	Axial (N)	Corte V2 (N)	Corte V3 (N)	Torsión (N*m)	M22 (N*m)	M33 (N*m)
Tensor	867986.3	378843.2	8799.06	268.02	9250.21	398211.6
Tensor central	2304137	748.55	0	1.21	0	2766.25
Viga transversal	378058.7	819024.1	17685.53	25398.65	2704.41	781827.4
contraviento	965.28	93.13	0.01	0	0.01	343.07
arco 1	526201.3	57324.9	18255.94	1663.35	29400.37	212295.8
arco 2	207609.2	64551.54	13692.97	8127.15	20945.45	117980.4
Viga arriostre	19516	1481.29	0	6.66	0	3332.9

4.4.7. Diseño de elementos

4.4.7.1. Puente de 15 (m) en king post

4.4.7.1.1. Tensores

4.4.7.1.1.1. Tensores centrales

Sección	H 250X250X20X10
B (cm)	25
H (cm)	25
tf (cm)	2
tw (cm)	1
b (cm)	12.5
h (cm)	21
Compresión	
lambda ala	6.25
lambda lim. ala	15.8668233
Qs	1
lambda alma	21
Kc	0.763
lambda lim. alma	42.2896422
Qa	1
K	0.8
L (cm)	694
ix (cm)	10.8
iy (cm)	6.56
lambda cx	0.576538686
lambda cy	0.949179544
Fcr (Kg/cm ²)	1143.473275
Ag (cm ²)	121
phi	0.85

sección compacta por ala

sección compacta por alma

phi*Pn (Kg)	117606.2263
Pu (N)	1051652
Pu (Kg)	105165.2
Perfil Resiste	OK
Rendimiento	0.894214561

Flexión

phi	0.9				
lambda p ala	10.78527788				
lambda p alma	106.7174864				
Lb (cm)	694				
Lp (cm)	327.6908007				
Fr (Mpa)	115				
Fr (Kg/cm2)	1150				
FI (Mpa)	138.10373				
X1 (Mpa)	32123				
X2 (Mpa)	0.00000562	562			
Lr (cm)	2185.886249	La (cm)	173.5	Ma (N*m)	228.31
Zx (cm3)	1260	Lb (cm)	347	Mb (N*m)	304.87
Mp (Kg*cm)	3189106.998	Lc (cm)	520.5	Mc (N*m)	228.31
Mp (Kg*m)	31891.06998	Cb	1.1370604	< 2.3 OK	
Mp (N*m)	318910.6998				
Sx (cm3)	1122				
Mr (Kg*cm)	1290300				
Mr (Kg*m)	12903				
Mr (N*m)	129030				
Mn (N*m)	320058.8501				
phi*Mn (N*m)	287019.6298	phi*Mn (N*m)	287019.63		
Perfil Resiste	OK	Perfil Resiste	OK		
Rendimiento	0.001062192	Rendimiento	0		
Flexocompresión					
Pu/phi*Pn	0.894214561	> 0.2			
Mux/phi*Mnx	0.001062192				
Muy/phi*Mny	0				

Regla	0.895158732	< 1 OK
Corte		
phi	0.6	
$2.45 \cdot (E/F_y)^{0.5}$	69.53666	
Aw (cm ²)	21	
Vn (Kg)	31891.06998	
Vn (N)	318910.6998	
Rendimiento	0.000551001	

En este caso se obtiene un perfil muy superior al determinado en el estudio anterior (H 200X100X6X5 por H 250X250X20X10).

4.4.7.1.1.2. Tensores

Sección	H 250X250X20X10	
B (cm)	25	
H (cm)	25	
tf (cm)	2	
tw (cm)	1	
b (cm)	12.5	
h (cm)	21	
Compresión		
lambda ala	6.25	
lambda lim. ala	15.8668233	sección compacta por ala
Qs	1	
lambda alma	21	
Kc	0.763	
lambda lim. alma	42.2896422	sección compacta por alma
Qa	1	
K	0.8	
L (cm)	168.2	
ix (cm)	10.8	
iy (cm)	6.56	

lambda cx	0.13973171
lambda cy	0.230046108
Fcr (Kg/cm2)	2087.688476
Ag (cm2)	121
phi	0.85
phi*Pn (Kg)	214718.7597
Pu (N)	690354.3
Pu (Kg)	69035.43
Perfil Resiste	OK
Rendimiento	0.321515596

Flexión

phi	0.9		
lambda p ala	10.78527788		
lambda p alma	106.7174864		
Lb (cm)	168.2		
Lp (cm)	327.6908007	Lp (cm)	539.490952
Fr (Mpa)	115	Zy (cm3)	630
Fr (Kg/cm2)	1150	Mp (Kg*cm)	1594553.5
FI (Mpa)	138.10373	Mp (Kg*m)	15945.535
X1 (Mpa)	32123	Mp (N*m)	159455.35
X2 (Mpa)	0.00000562	562	
Lr (cm)	2185.886249		
Zx (cm3)	1260		
Mp (Kg*cm)	3189106.998		
Mp (Kg*m)	31891.06998		
Mp (N*m)	318910.6998		
phi*Mn (N*m)	287019.6298	phi*Mn (N*m)	143509.815
Perfil Resiste	OK	Perfil Resiste	OK
Rendimiento	0.742494512	Rendimiento	0.03395329
Flexocompresión			
Pu/phi*Pn	0.321515596	> 0.2	
Mux/phi*Mnx	0.742494512		
Muy/phi*Mny	0.033953287		

Regla	1.011691418	(5%) OK
Corte		
phi	0.6	
$2.45 \cdot (E/F_y)^{0.5}$	69.53666	
Aw (cm ²)	21	
Vn (Kg)	31891.06998	
Vn (N)	318910.6998	
Rendimiento	0.397558941	

En este caso se obtiene un perfil superior al determinado en el estudio anterior (H 200X200X12X6 por H 250X250X20X10). Para este puente todos los tensores (tensores y tensores centrales) poseen el mismo perfil.

4.4.7.1.2. Vigas transversales

Sección	H 450X450X22X12	
B (cm)	45	
H (cm)	45	
tf (cm)	2.2	
tw (cm)	1.2	
b (cm)	22.5	
h (cm)	40.6	
Compresión		
lambda ala	10.22727273	
lambda lim. ala	15.0633482	sección compacta por ala
Qs	1	
lambda alma	33.83333333	
Kc	0.687681906	
lambda lim. alma	42.2896422	sección compacta por alma
Qa	1	
K	1	
L (cm)	900	

ix (cm)	19.9
iy (cm)	11.6
lambda cx	0.507215112
lambda cy	0.87013627
Fcr (Kg/cm2)	1221.692927
Ag (cm2)	246.72
phi	0.85
phi*Pn (Kg)	256203.6671
Pu (N)	115823.1
Pu (Kg)	11582.31
Perfil Resiste	OK
Rendimiento	0.045207433

Flexión

phi	0.9				
lambda p ala	10.78527788				
lambda p alma	106.7174864				
Lb (cm)	900				
Lp (cm)	579.4532451	Lp (cm)	994.062033		
Fr (Mpa)	115	Zy (cm3)	2242		
Fr (Kg/cm2)	1150	Mp (Kg*cm)	5674585.63		
FI (Mpa)	138.10373	Mp (Kg*m)	56745.8563		
X1 (Mpa)	18570	Mp (N*m)	567458.563		
X2 (Mpa)	0.00004869	4869			
Lr (cm)	2410.740692	La (cm)	225	Ma (N*m)	480344.7
Zx (cm3)	4732	Lb (cm)	450	Mb (N*m)	627160.4
Mp (Kg*cm)	11976868.5	Lc (cm)	675	Mc (N*m)	473541.8
Mp (Kg*m)	119768.685	Cb	1.13728234	< 2.3 OK	
Mp (N*m)	1197686.85				
Sx (cm3)	4331				
Mr (Kg*cm)	4980650				
Mr (Kg*m)	49806.5				
Mr (N*m)	498065				
Mn (N*m)	1222835.23				

phi*Mn (N*m)	1077918.165	phi*Mn (N*m)	510712.706
Perfil Resiste	OK	Perfil Resiste	OK
Rendimiento	0.586743336	Rendimiento	0.00130523
Flexocompresión			
Pu/phi*Pn	0.045207433	< 0.2	
Mux/phi*Mnx	0.586743336		
Muy/phi*Mny	0.001305235		
Regla	0.610652287	< 1 OK	
Corte			
phi	0.6		
2.45*(E/Fy)^0.5	69.53666		
Aw (cm2)	48.72		
Vn (Kg)	73987.28235		
Vn (N)	739872.8235		
Rendimiento	0.862467548		

En este caso se obtiene un perfil superior al determinado en el estudio anterior (H 450X200X20X6 por H 450X450X22X12).

4.4.7.1.3. Contravientos

Pu (N)	665.15	D (in)	3/8"	
Pu (KN)	0.66515	D (mm)	11	
phi	0.85	Pn (KN)	61	
Peso (Kg/m)	0.38	Pu/phi*Pn	0.01282835	< 0.8 OK

Aquí se obtiene la mínima sección disponible por el fabricante (3/8 pulgadas), ya que esta resiste holgadamente los bajos esfuerzos a los que se encuentra sometido.

4.4.7.1.4. Arcos

4.4.7.1.4.1. Arco 1 (viga principal)

Arco 1	
Hm (mm)	640
Bm (mm)	225
Nº Láminas	20
espesor (mm)	32

Factores de modificación

Por efecto del tamaño, Kh

Flexión		
Hm (mm)	640	> 600
	0.99356693	1.1
Kh	1	
Tensión		
Bm (mm)	225	< 600
	1.10305425	1.1
Kh	1.1	

Clase de servicio	Acción	MLE			
3	permanente	larga	media	corta	instantánea
Kmod	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9

<u>MLE</u>	
Ym	1.25

Tensiones de trabajo

Tensiones de trabajo	
Axial (N)	118151.2

	Corte V2 (N)	16589.85	
	Corte V3 (N)	5814.73	
	Torsión (N*m)	407.28	
	M22 (N*m)	6336.85	
	M33 (N*m)	40542.85	
Flexión	M (N*m)	M (N*mm)	
M22	6336.85	6336850	
M33	40542.85	40542850	
Wn3 (mm ³)	15360000	Wn2 (mm ³)	5400000
Ff3 (Mpa)	2.639508464	Ff2 (Mpa)	1.17349074
Ff3 (Kg/cm ²)	26.39508464	Ff2 (Kg/cm ²)	11.7349074
Corte	Q (N)	Q (KN)	
Corte V2	16589.85	16.58985	
Corte V3	5814.73	5.81473	
fcz (Mpa)	0.172810938		
fcz (Kg/cm ²)	1.728109375		
Compresión- Tracción			
N (N)	118151.2		
St (mm ²)	144000		
fcp (Mpa)	0.820494444		
fcp (Kg/cm ²)	8.204944444		
Torsión			
T (N*m)	407.28	Wx,y (mm ³)	10380000
T (N*mm)	407280	Tf (Mpa)	0.03923699
Tf (Kg/cm ²)	0.392369942		

Tensiones de diseño

Resistencias específicas	
Flexión (Kg/cm ²)	86.88
Corte (Kg/cm ²)	100
Tracción (Kg/cm ²)	63.635
Compresión paralela	107.91

a la fibra (Kg/cm ²)	
Compresión perpendicular a la fibra (Kg/cm ²)	31.405
Modulo de elasticidad (Kg/cm ²)	85248.256

Tensiones de diseño

Tracción

Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	8.204944444
$f_{t,o,d}$ (Kg/cm ²)	35.6356
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.230245722

Compresión paralela a la fibra

Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	8.204944444
$f_{c,o,d}$ (Kg/cm ²)	60.4296
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.135776911

Flexión

Sección	Rectangular	
Km	0.7	
Tensión de trabajo eje fuerte (Kg/cm ²)	26.39508464	
Tensión de diseño eje fuerte (Kg/cm ²)	48.6528	
Tensión de trabajo eje débil (Kg/cm ²)	11.73490741	
Tensión de diseño eje débil (Kg/cm ²)	48.6528	
Sección resiste	OK	
Regla 1 flexión	0.711357205	< 1 OK
Regla 2 flexión	0.620960493	< 1 OK
<u>Corte</u>		
Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	1.728109375	
Tensión de diseño (Kg/cm ²)	56	

Sección resiste	OK
Rendimiento	0.030859096
<u>Torsión</u>	
Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	0.392369942
Tensión de diseño (Kg/cm ²)	48.6528
1+0.15*h/b	1.426666667
valor	2
Kshape	1.426666667
Tensión de diseño ajustada (Kg/cm ²)	69.411328
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.005652823

Combinación Flexión y Tensión

Regla 1 F-T	0.941602927	< 1 OK
Regla 2 F-T	0.851206214	< 1 OK

Combinación Flexión y Compresión

Regla 1 F-C	0.729792575	< 1 OK
Regla 2 F-C	0.639395862	< 1 OK

En este caso se obtiene una sección inferior a la determinada en el estudio anterior (300X928 por 225X640).

4.4.7.1.4.2. Arco 2 (viga en v)

Arco 2	
Hm (mm)	512
Bm (mm)	225
Nº Láminas	16
espesor (mm)	32

Factores de modificación

Por efecto del tamaño, Kh

Flexión		
Hm (mm)	512	< 600
	1.01598695	1.1
Kh	1.01598695	
Tensión		
Bm (mm)	225	< 600
	1.10305425	1.1
Kh	1.1	

Clase de servicio	Acción	MLE			
3	permanente	larga	media	corta	instantánea
Kmod	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9

<u>MLE</u>	
Ym	1.25

Tensiones de trabajo

	Tensiones de trabajo		
	Axial (N)	49199.12	
	Corte V2 (N)	15748.85	
	Corte V3 (N)	4546.35	
	Torsión (N*m)	2852.71	
	M22 (N*m)	7443.66	
	M33 (N*m)	27699.27	
Flexión	M (N*m)	M (N*mm)	
M22	7443.66	7443660	
M33	27699.27	27699270	
Wn3 (mm^3)	9830400	Wn2 (mm^3)	4320000
Ff3 (Mpa)	2.817715454	Ff2 (Mpa)	1.72306944
Ff3 (Kg/cm2)	28.17715454	Ff2 (Kg/cm2)	17.2306944

Corte	Q (N)	Q (KN)	
Corte V2	15748.85	15.74885	
Corte V3	4546.35	4.54635	
fcz (Mpa)	0.205063151		
fcz (Kg/cm2)	2.05063151		
Compresión- Tracción			
N (N)	49199.12		
St (mm^2)	115200		
fcp (Mpa)	0.427075694		
fcp (Kg/cm2)	4.270756944		
Torsión			
T (N*m)	2852.71	Wx,y (mm3)	7075200
T (N*mm)	2852710	Tf (Mpa)	0.4031985
Tf (Kg/cm2)	4.031984962		

Tensiones de diseño

Resistencias específicas	
Flexión (Kg/cm2)	88.26894608
Corte (Kg/cm2)	101.5986948
Tracción (Kg/cm2)	63.635
Compresión paralela a la fibra (Kg/cm2)	107.91
Compresión perpendicular a la fibra (Kg/cm2)	31.405
Modulo de elasticidad (Kg/cm2)	85248.256

Tensiones de diseño

Tracción

Tensión de trabajo (Kg/cm2)	4.270756944
$f_{t,o,d}$ (Kg/cm2)	35.6356
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.119845237

Compresión paralela a la fibra

Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	4.270756944
$f_{c.o.d}$ (Kg/cm ²)	60.4296
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.070673262

Flexión

Sección	Rectangular	
Km	0.7	
Tensión de trabajo eje fuerte (Kg/cm ²)	28.17715454	
Tensión de diseño eje fuerte (Kg/cm ²)	49.4306098	
Tensión de trabajo eje débil (Kg/cm ²)	17.23069444	
Tensión de diseño eje débil (Kg/cm ²)	49.4306098	
Sección resiste	OK	
Regla 1 flexión	0.814042975	< 1 OK
Regla 2 flexión	0.747607662	< 1 OK

Corte

Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	2.05063151
Tensión de diseño (Kg/cm ²)	56.89526911
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.036042215

Torsión

Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	4.031984962
Tensión de diseño (Kg/cm ²)	49.4306098
$1+0.15 \cdot h/b$	1.341333333
valor	2
Kshape	1.341333333
Tensión de diseño ajustada (Kg/cm ²)	66.30292462
Sección resiste	OK

Rendimiento	0.06081157	
<u>Combinación Flexión y Tensión</u>		
Regla 1 F-T	0.933888212	< 1 OK
Regla 2 F-T	0.867452899	< 1 OK
<u>Combinación Flexión y Compresión</u>		
Regla 1 F-C	0.819037685	< 1 OK
Regla 2 F-C	0.752602372	< 1 OK

En este caso se obtiene una sección inferior a la determinada en el estudio anterior (300X704 por 225X512).

4.4.7.1.5. Vigas de arriostre

Viga	
Hm (mm)	209
Bm (mm)	100
Nº Láminas	11
espesor (mm)	19

Factores de modificación

Por efecto del tamaño, Kh

Flexión		
Hm (mm)	209	< 600
	1.111221144	1.1
Kh	1.1	
Tensión		
Bm (mm)	100	< 600
	1.196231199	1.1
Kh	1.1	

Clase de servicio	Acción	MLE			
3	permanente	larga	media	corta	instantánea

Kmod	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9
-------------	-----	------	------	-----	-----

MLE	
Ym	1.25

Tensiones de trabajo

		Tensiones de trabajo	
		Axial (N)	9488.8
		Corte V2 (N)	1398.99
		Corte V3 (N)	0
		Torsión (N*m)	1.68
		M22 (N*m)	0
		M33 (N*m)	3147.74
Flexión	M (N*m)	M (N*mm)	
M22	0	0	
M33	3147.74	3147740	
Wn3 (mm^3)	728016.6667	Wn2 (mm^3)	348333.333
Ff3 (Mpa)	4.323719695	Ff2 (Mpa)	0
Ff3 (Kg/cm2)	43.23719695	Ff2 (Kg/cm2)	0
Corte	Q (N)	Q (KN)	
Corte V2	1398.99	1.39899	
Corte V3	0	0	
fcz (Mpa)	0.100405981		
fcz (Kg/cm2)	1.004059809		
Compresión- Tracción			
N (N)	9488.8		
St (mm^2)	20900		
fcp (Mpa)	0.454009569		
fcp (Kg/cm2)	4.540095694		
Torsión			
T (N*m)	1.68	Wx,y (mm3)	538175

T (N*mm)	1680	Tf (Mpa)	0.00312166
Tf (Kg/cm2)	0.031216612		

Tensiones de diseño

Resistencias específicas	
Flexión (Kg/cm2)	95.568
Corte (Kg/cm2)	110
Tracción (Kg/cm2)	63.635
Compresión paralela a la fibra (Kg/cm2)	107.91
Compresión perpendicular a la fibra (Kg/cm2)	31.405
Modulo de elasticidad (Kg/cm2)	85248.256

Tensiones de diseño

Tracción

Tensión de trabajo (Kg/cm2)	4.540095694
$f_{t,o,d}$ (Kg/cm2)	35.6356
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.127403375

Compresión paralela a la fibra

Tensión de trabajo (Kg/cm2)	4.540095694
$f_{c,o,d}$ (Kg/cm2)	60.4296
Sección resiste	OK
Rendimiento	0.075130328

Flexión

Sección	Rectangular
Km	0.7
Tensión de trabajo eje fuerte (Kg/cm2)	43.23719695
Tensión de diseño eje fuerte (Kg/cm2)	53.51808
Tensión de trabajo	0

eje débil (Kg/cm ²)		
Tensión de diseño eje débil (Kg/cm ²)	53.51808	
Sección resiste	OK	
Regla 1	0.807898881	< 1 OK
Regla 2	0.565529217	< 1 OK
<u>Corte</u>		
Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	1.004059809	
Tensión de diseño (Kg/cm ²)	61.6	
Sección resiste	OK	
Rendimiento	0.016299672	
<u>Torsión</u>		
Tensión de trabajo (Kg/cm ²)	0.031216612	
Tensión de diseño (Kg/cm ²)	53.51808	
1+0.15*h/b	1.3135	
valor	2	
Kshape	1.3135	
Tensión de diseño ajustada (Kg/cm ²)	70.29599808	
Sección resiste	OK	
Rendimiento	0.000444074	
<u>Combinación Flexión y Tensión</u>		
Regla 1 F-T	0.935302256	< 1 OK
Regla 2 F-T	0.692932591	< 1 OK
<u>Combinación Flexión y Compresión</u>		
Regla 1 F-C	0.813543447	< 1 OK
Regla 2 F-C	0.571173783	< 1 OK

En este caso se obtiene una sección inferior a la determinada en el estudio anterior (175X323 por 100X209).

4.5. Diseño de uniones

4.5.1. Consideraciones

Se utilizan pernos de alta resistencia ASTM A325 tipo 3 por su alta resistencia a la corrosión. Por compatibilidad de materiales estos pernos van acompañados de tuercas hexagonales pesadas de clase 8S3 según la ASTM A563M y arandelas tipo 3 según F436M.

Todas las uniones de las vigas de MLE a Tensor serán con pasador de 2 ½”, tal como en el estudio anterior.

4.5.2. Uniones viga principal MLE a tensor

máximo esf	Esf. Axial (N)	238043
mínima ex	ex (mm)	50
máximo esf	Esf. Axial (KN)	238.043

Cizalle Simple

Cizalle	S	simple
Hilo incluido	N	
diámetro perno (inches)	1/2"	
Resistencia (KN)	31.5	
Tabla	4-5 ICHA,2000	
C	7.556920635	

Aplastamiento

Fu (Mpa)	400
Número de perforaciones en línea de fuerza	2
Resistencia (KN/mm)	9.1
espesor placa (mm)	6

Tabla	4-6 ICHA,2000
Resistencia (KN)	54.6
C	4.359761905
Tracción	
Tabla	4-8 ICHA,2000
Resistencia (KN)	59
C	4.034627119

Deslizamiento Crítico

Superficie Clase	A	
u	0.33	
Perforación	STD	normal
Tabla	4-10a ICHA,2000	
Resistencia (KN)	16.7	
C	14.25407186	
Creq	14.25407186	

Configuración

Número líneas verticales	2	
espaciamiento vertical (mm)	75	
espaciamiento horizontal (mm)	140	
Número de pernos por línea	8	
C encontrado	14.9	> 14.25 OK

Placas

Número de pernos por línea	8
espesor mínimo (mm)	10
Pandeo local	
Largo placa (mm)	640
distancias a los bordes (mm)	40
Ancho placa (mm)	220
Cantidad de placas	3

Verificación en la madera

Hm viga (mm)	608
Bm viga (mm)	200

Altura pernos (mm)	565	< 608	
Alto placa (mm)	640		
excedente (mm)	75	> 60	
Cabe	OK		
T paralela a la fibra			
Resistencia de compresión paralela a la fibra (N)	814575.4089	nr	2
s (mm)	75	nf	16
E wood (Kg/cm2)	106560.32	E steel (Kg/cm2)	2038891.1
A wood (cm2)	1216	A steel (cm2)	1408
EAm	129577349.1	EAs	2870758669
Rea	0.04513697	u	1.000005231
Dp (mm)	13	m	0.996770606
y (KN/mm)	17.29582947	ai	7.998636733
Cg	0.999829592		
Ch	1	Se satisfacen requisitos	
Tensión de diseño paralela a la fibra (N)	814436.5985	Esfuerzo paralelo a la fibra (N)	14877.6875
Madera resiste	OK	Rendimiento	0.018267459

4.5.3. Uniones viga principal MLE (cumbreira)

máximo esf	Esf. Axial (N)	181096.9
máximo esf	Esf. Corte (N)	30168.89
mínima ex	ex (mm)	50
máximo esf	Esf. Axial (KN)	181.0969
máximo esf	Esf. Corte (KN)	30.16889

Cizalle Simple

Cizalle	S	simple
Hilo incluido	N	
diámetro perno (inches)	1/2"	
Resistencia (KN)	31.5	

Tabla	4-5 ICHA,2000	
C	5.749107937	
Aplastamiento		
Fu (Mpa)	400	
Número de perforaciones en línea de fuerza	5	
Perforación	STD	normal
Resistencia (KN/mm)	9.1	
espesor placa (mm)	6	
Tabla	4-6 ICHA,2000	
Resistencia (KN)	54.6	
C	3.31679304	

Tracción

Tabla	4-8 ICHA,2000
Resistencia (KN)	59
C	3.069438983

Deslizamiento Crítico

Superficie Clase	A	
u	0.33	
Perforación	STD	normal
Tabla	4-10a ICHA,2000	
Resistencia (KN)	16.7	
C	10.84412575	
Creq	10.84412575	

Configuración

Número líneas verticales	4	
espaciamiento vertical (mm)	150	
espaciamiento horizontal (mm)	150	
Número de pernos por línea	3	
C encontrado	11.08	> 10.84 OK

Placas

Número de pernos por línea	3
----------------------------	---

espesor mínimo (mm)	6
Pandeo local	
Largo placa (mm)	384
distancias a los bordes (mm)	40
Ancho placa (mm)	530
Cantidad de placas	3
Ductilidad al giro	
espesor máximo (mm)	8.5
espesor final (mm)	6

Verificación corte		
C cizalle	0.95774254	< 11.08 OK
C aplastamiento	0.552543773	< 11.08 OK
C tracción	0.511337119	< 11.08 OK
C deslizamiento	1.806520359	< 11.08 OK

Verificación en la madera			
Hm viga (mm)	608		
Bm viga (mm)	200		
Alto placa (mm)	384	< 608	
Cabe	OK		
T paralela a la fibra			
Resistencia de compresión paralela a la fibra (N)	814575.4089	nr	4
s (mm)	150	nf	12
E wood (Kg/cm ²)	106560.32	E steel (Kg/cm ²)	2038891.1
A wood (cm ²)	1216	A steel (cm ²)	2035.2
EAm	129577349.1	EAs	4149551167
Rea	0.031226835	u	1.000010324
Dp (mm)	13	m	0.995466411
y (KN/mm)	17.29582947	ai	2.999902397
Cg	0.999967466		
Ch	1	Se satisfacen requisitos	

Tensión de diseño paralela a la fibra (N)	814548.9072	Esfuerzo paralelo a la fibra (N)	15091.40833
Madera resiste	OK	Rendimiento	0.01852732

Pasador		
Cizalle Simple		
Cizalle	S	simple
Hilo incluido	N	
diámetro pasador "	2"	
Resistencia (KN)	439.7	
Rendimiento	0.41186468	OK
Aplastamiento		
Fu (Mpa)	400	
Número de perforaciones en línea de fuerza	1	
Le (mm)	40	
Resistencia (KN/mm)	36.6	
espesor placa (mm)	8	
Resistencia (KN)	292.8	
Rendimiento	0.618500342	OK
Tracción		
Resistencia (KN)	824.3	
Rendimiento	0.219697804	OK
Deslizamiento Crítico		
Superficie Clase	A	
u	0.33	
Perforación	STD	normal
Resistencia (KN)	257.1	
Rendimiento	0.704383119	OK
Placas para pasador		
Número de pasadores	1	
espesor mínimo (mm)	8	
espesor máximo (mm)	27.4	

espesor final (mm)	8
excedente (mm)	35

4.5.4. Uniones viga principal MLE en apoyo

máximo esf	Esf. Axial (N)	181096.9
máximo esf	Esf. Corte (N)	30168.89
mínima ex	ex (mm)	50
máximo esf	Esf. Axial (KN)	181.0969
máximo esf	Esf. Corte (KN)	30.16889

Cizalle Simple

Cizalle	S	simple
Hilo incluido	N	
diámetro perno (inches)	1/2"	
Resistencia (KN)	31.5	
Tabla	4-5 ICHA,2000	
C	5.749107937	
Aplastamiento		
Fu (Mpa)	400	
Número de perforaciones en línea de fuerza	5	
Perforación	STD	normal
Resistencia (KN/mm)	9.1	
espesor placa (mm)	6	
Tabla	4-6 ICHA,2000	
Resistencia (KN)	54.6	
C	3.31679304	

Tracción

Tabla	4-8 ICHA,2000
Resistencia (KN)	59
C	3.069438983

Deslizamiento Crítico

Superficie Clase	A	
u	0.33	
Perforación	STD	normal
Tabla	4-10a ICHA,2000	
Resistencia (KN)	16.7	
C	10.84412575	
Creq	10.84412575	

Configuración

Número líneas verticales	4	
espaciamiento vertical (mm)	150	
espaciamiento horizontal (mm)	150	
Número de pernos por línea	3	
C encontrado	11.08	> 10.84 OK

Placas

Número de pernos por línea	3
espesor mínimo (mm)	6
Pandeo local	
Largo placa (mm)	384
distancias a los bordes (mm)	40
Ancho placa (mm)	530
Cantidad de placas	3
Ductilidad al giro	
espesor máximo (mm)	8.5
espesor final (mm)	6

Verificación corte		
C cizalle	0.957743	< 11.08 OK
C aplastamiento	0.552544	< 11.08 OK
C tracción	0.511337	< 11.08 OK
C deslizamiento	1.80652	< 11.08 OK

Verificación en la madera			
Hm viga (mm)	608		
Bm viga (mm)	200		
Alto placa (mm)	384	< 608	
Cabe	OK		
T paralela a la fibra			
Resistencia de compresión paralela a la fibra (N)	814575.4089	nr	4
s (mm)	150	nf	12
E wood (Kg/cm ²)	106560.32	E steel (Kg/cm ²)	2038891.1
A wood (cm ²)	1216	A steel (cm ²)	2035.2
EAm	129577349.1	EAs	4149551167
Rea	0.031226835	u	1.000010324
D (mm)	13	m	0.995466411
y (KN/mm)	17.29582947	ai	2.999902397
Cg	0.999967466		
Ch	1	Se satisfacen requisitos	
Tensión de diseño paralela a la fibra (N)	814548.9072	Esfuerzo paralelo a la fibra (N)	15091.40833
Madera resiste	OK	Rendimiento	0.01852732

Pasador		
Cizalle Simple		
Cizalle	S	simple
Hilo incluido	N	
diámetro pasador "	2"	
Resistencia (KN)	439.7	
Rendimiento	0.411865	OK
Aplastamiento		
Fu (Mpa)	400	
Número de perforaciones en línea de fuerza	1	
Resistencia (KN/mm)	36.6	

espesor placa (mm)	8	
Resistencia (KN)	292.8	
Rendimiento	0.6185	OK
Tracción		
Resistencia (KN)	824.3	
Rendimiento	0.219698	OK
Deslizamiento Crítico		
Superficie Clase	A	
u	0.33	
Perforación	STD	normal
Resistencia (KN)	257.1	
Rendimiento	0.704383	OK
Placas para pasador		
Número de pasadores	1	
espesor mínimo (mm)	8	
espesor máximo (mm)	27.4	
espesor final (mm)	8	
Número de placas	4	
Carga axial en apoyo (Kg)	18109.69	
Alto de la placa al centro (mm)	300	

CAPITULO 5

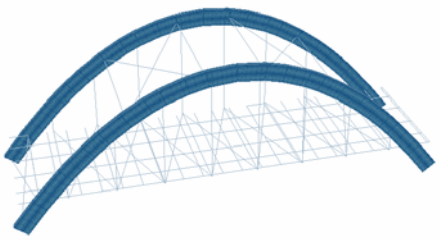
ANALISIS DE RESULTADOS

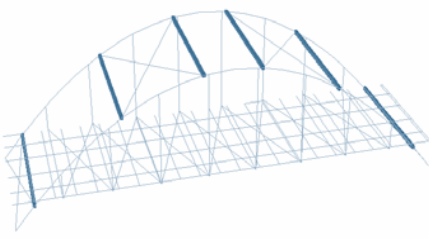
5.1. Generalidades

En este capítulo se entregan los resultados del diseño de las uniones y de los elementos de los puentes en LRFD. También se realiza un análisis de los resultados en forma gráfica y tabular, comparándolos con los resultados del estudio anterior en ASD y permitiendo realizar conclusiones.

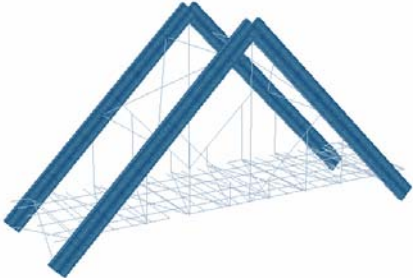
5.2. Resumen de elementos

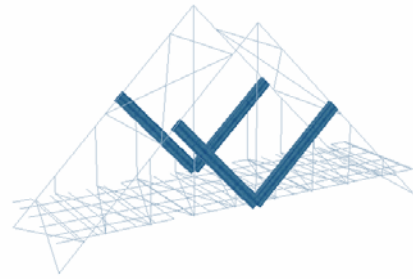
Puentes tipo arco parabólico

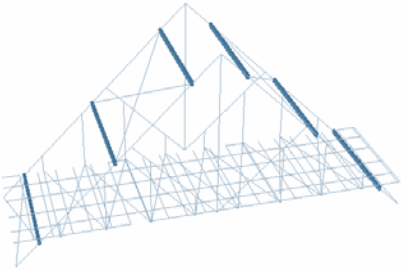
ARCO 1 (Triarticulado)	Puentes tipo arco parabólico							
	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	Nº Láminas	Espesor (mm)	Altura (mm)	Longitud total (m)	Área de la sección (mm ²)
	15	ASD	225	22	32	704	52	158400
	15	AASHTO	200	19	32	608	52	121600
	15	EUROCODE	175	14	32	448	52	78400
	30	ASD	350	37	32	1184	74	414400
	30	AASHTO	300	29	32	928	74	278400
	30	EUROCODE	225	24	32	768	74	172800
	40	ASD	425	48	32	1536	91	652800
	40	AASHTO	350	35	32	1120	91	392000
	40	EUROCODE	275	29	32	928	91	255200

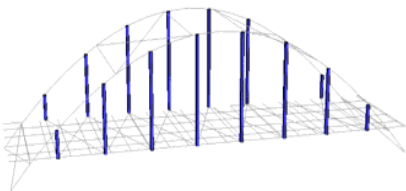
VIGA DE ARRIOSTRE LATERAL	Puentes tipo arco parabólico							
	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	Nº Láminas	Espesor (mm)	Altura (mm)	Longitud total (m)	Área de la sección (mm ²)
	15	ASD	125	11	19	209	54	26125
	15	AASHTO	75	8	19	152	54	11400
	15	EUROCODE	75	8	19	152	54	11400
	30	ASD	175	13	19	247	54	43225
	30	AASHTO	75	8	19	152	54	11400
	30	EUROCODE	100	10	19	190	54	19000
	40	ASD	175	16	19	304	54	53200
	40	AASHTO	100	10	19	190	54	19000
	40	EUROCODE	100	11	19	209	54	20900

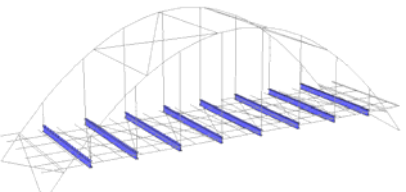
Puentes tipo king post

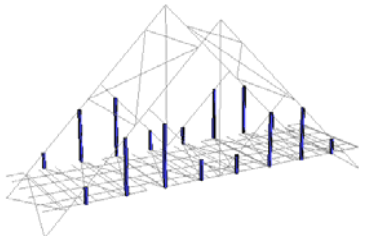
ARCO 1 (Triarticulado)	Puentes tipo king post							
	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	N° Láminas	Espesor (mm)	Altura (mm)	Longitud total (m)	Área de la sección (mm²)
	15	ASD	300	29	32	928	46	278400
	15	AASHTO	250	26	32	832	46	208000
	15	EUROCODE	225	20	32	640	46	144000
	30	ASD	375	44	32	1408	84	528000
	30	AASHTO	325	37	32	1184	84	384800
	30	EUROCODE	275	34	32	1088	84	299200
	40	ASD	450	50	32	1600	104	720000
	40	AASHTO	350	44	32	1408	104	492800
	40	EUROCODE	350	39	32	1248	104	436800

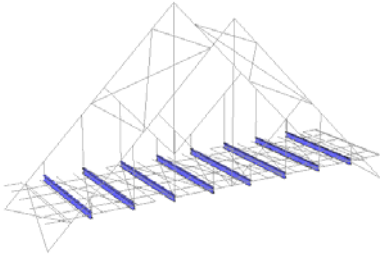
ARCO 2	Puentes tipo king post							
	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	N° Láminas	Espesor (mm)	Altura (mm)	Longitud total (m)	Área de la sección (mm²)
	15	ASD	300	22	32	704	18	211200
	15	AASHTO	250	17	32	544	18	136000
	15	EUROCODE	225	16	32	512	18	115200
	30	ASD	375	27	32	864	36	324000
	30	AASHTO	325	17	32	544	36	176800
	30	EUROCODE	275	22	32	704	36	193600
	40	ASD	450	33	32	1056	46	475200
	40	AASHTO	350	22	32	704	46	246400
	40	EUROCODE	350	26	32	832	46	291200

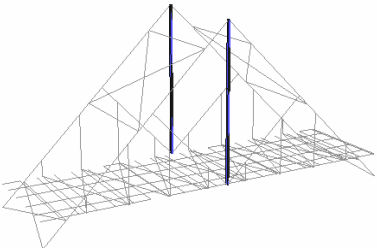
VIGA DE ARRIOSTRE LATERAL	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	Nº Láminas	Espesor (mm)	Altura (mm)	Longitud total (m)	Área de la sección (mm²)
	15	ASD	175	17	19	323	54	56525
	15	AASHTO	125	10	19	190	54	23750
	15	EUROCODE	100	11	19	209	54	20900
	30	ASD	175	16	19	304	54	53200
	30	AASHTO	75	8	19	152	54	11400
	30	EUROCODE	125	10	19	190	54	23750
	40	ASD	175	18	19	342	54	59850
	40	AASHTO	100	10	19	190	54	19000
	40	EUROCODE	125	11	19	209	54	26125

TENSOR								
	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	Altura (mm)	Espesor ala (mm)	Espesor alma (mm)	Longitud total (m)	Área sección (mm²)
	15	ASD	200	200	10	5	48	4900
	15	AASHTO	150	200	20	6	48	6960
	15	EUROCODE	200	200	20	10	48	9600
	30	ASD	200	200	16	8	86	7744
	30	AASHTO	200	200	20	8	86	9280
	30	EUROCODE	250	250	22	14	86	13884
	40	ASD	200	200	20	8	105	9280
	40	AASHTO	200	200	22	10	105	10360
	40	EUROCODE	250	250	28	20	105	17880

VIGA TRANSVERSAL								
	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	Altura (mm)	Espesor ala (mm)	Espesor alma (mm)	Longitud total (m)	Área sección (mm²)
	15	ASD	200	450	20	6	36	10050
	15	AASHTO	200	500	25	8	36	13600
	15	EUROCODE	450	450	22	12	36	24672
	30	ASD	200	450	20	8	72	11280
	30	AASHTO	200	450	28	8	72	14352
	30	EUROCODE	450	450	22	12	72	24672
	40	ASD	200	450	20	8	90	11280
	40	AASHTO	250	450	25	8	90	15700
	40	EUROCODE	450	450	28	14	90	30716

TENSOR								
	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	Altura (mm)	Espesor ala (mm)	Espesor alma (mm)	Longitud total (m)	Área sección (mm²)
	15	ASD	200	200	12	6	13	5856
	15	AASHTO	200	200	14	8	13	6976
	15	EUROCODE	250	250	20	10	13	12100
	30	ASD	200	200	18	8	50	8512
	30	AASHTO	200	200	22	12	50	10672
	30	EUROCODE	250	250	25	14	50	15300
	40	ASD	200	200	20	10	72	9600
	40	AASHTO	200	200	25	18	72	12700
	40	EUROCODE	300	300	25	14	72	18500

VIGA TRANSVERSAL								
	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	Altura (mm)	Espesor ala (mm)	Espesor alma (mm)	Longitud total (m)	Área sección (mm²)
	15	ASD	200	450	20	6	36	10050
	15	AASHTO	200	450	28	8	36	14352
	15	EUROCODE	450	450	22	12	36	24672
	30	ASD	200	450	20	8	72	11280
	30	AASHTO	300	450	22	8	72	16448
	30	EUROCODE	450	450	22	14	72	25484
	40	ASD	200	450	20	10	90	11280
	40	AASHTO	300	450	22	8	90	16448
	40	EUROCODE	450	450	25	14	90	28100

TENSOR CENTRAL	Luz (m)	Método	Ancho (mm)	Altura (mm)	Espesor ala (mm)	Espesor alma (mm)	Longitud total (m)	Área sección (mm²)
	15	ASD	100	200	6	5	14	2140
	15	AASHTO	200	200	14	8	14	6976
	15	EUROCODE	250	250	20	10	14	12100
	30	ASD	150	200	12	5	26	4480
	30	AASHTO	300	300	25	12	26	18000
	30	EUROCODE	300	300	32	20	26	23920
	40	ASD	200	200	12	6	30	5856
	40	AASHTO	300	300	32	18	30	23448
	40	EUROCODE	350	350	40	25	30	34750

5.3. Resumen de uniones

Método	Uniones viga principal MLE a tensor*																	
	ASD						AASHTO LRFD						EUROCODE LRFD					
	Arco			King post			Arco			King post			Arco			King post		
Tipo puente	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Longitud (m)	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Número de placas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Espesor de placa (mm)	8	8	8	8	8	8	10	12	8	12	6	8	6	8	8	8	8	10
Alto de placa (mm)	600	780	840	660	720	720	640	768	512	768	790	940	384	600	600	512	600	675
Ancho de placa (mm)	270	180	180	180	180	180	220	280	280	280	280	280	230	280	280	280	280	280
Número de pernos	18	18	20	14	16	16	16	18	12	18	10	12	12	14	14	12	14	16
Distribución	3x6	2x9	2x10	2x7	2x8	2x8	2X8	2X9	2X6	2X9	2X5	2X6	3X4	2X7	2X7	2X6	2X7	2X8
Diámetro de pernos	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	5/8"	1/2"	5/8"	5/8"	7/8"	7/8"	7/8"	7/8"	7/8"	7/8"
Espaciamiento vertical (mm)	60	60	60	60	60	60	75	75	75	75	150	150	75	75	75	75	75	75
Espaciamiento horizontal (mm)	90	90	90	90	90	90	140	200	200	200	200	200	75	200	200	200	200	200
Cantidad de uniones	8	16	20	8	16	20	8	16	20	8	16	20	8	16	20	8	16	20
Acero placas (kg)	244.2	423.2	569.7	179.1	390.7	488.3	265.3	972.3	540.2	486.2	500.1	991.7	99.8	506.4	633.0	216.1	506.4	890.2

*Todas las uniones con pasador de 2 1/2" igual que en el estudio anterior.

Método	Uniones viga principal MLE (cubrerera)																	
	ASD						AASHTO LRFD						EUROCODE LRFD					
	Arco			King post			Arco			King post			Arco			King post		
Tipo puente	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Longitud (m)	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Número de placas insertas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Espesor de placa (mm)	8	8	16	8	8	8	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Alto de placa (mm)	360	720	900	630	720	990	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384
Ancho de placa (mm)	270	360	540	270	560	560	530	530	530	380	530	680	305	380	455	530	530	380
Número de pernos	6	21	36	12	21	30	12	21	16	15	21	15	8	20	18	8	12	20
Distribución	2x3	3x7	4x9	2X6	3X7	3x10	3X4	3X7	4X4	3X5	3X7	3X5	2X4	4X5	3X6	2X4	3X4	4X5
Diámetro de pernos	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	3/4"	3/4"	1/2"	1/2"	5/8"	1/2"	1/2"	5/8"	1/2"	1/2"	5/8"	1/2"	5/8"	5/8"
Espaciamiento vertical (mm)	90	90	90	90	90	90	150	150	100	150	150	150	75	75	150	200	150	75
Espaciamiento horizontal (mm)	90	90	90	90	140	140	150	75	150	75	75	150	75	75	75	150	150	75
Diámetro pasador (pulg.)	2"	3"	3"	2"	3"	3"	2"	2 1/2"	3 1/2"	2"	2 1/2"	3 1/2"	1 1/2"	2 1/2"	3 1/2"	1 1/2"	2 1/2"	4"
Número de placas a pasador	3	3	4	3	3	4	3	3	4	3	3	4	3	3	4	3	3	4
Espesor de placa (mm)	8	16	18	10	14	16	8	10	12	8	10	12	10	10	10	10	10	10
Longitud bloque de corte (mm)	60	80	80	60	80	80	60	80	80	60	80	80	60	80	80	60	80	80
Cantidad de uniones	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Acero placas (kg)	70.2	221.4	570.4	129.0	268.4	419.8	175.5	248.4	317.0	162.3	302.7	393.0	126.9	191.3	239.3	151.9	231.5	201.6

Método	Uniones viga principal MLE en base																	
	ASD						AASHTO LRFD						EUROCODE LRFD					
	Arco			King post			Arco			King post			Arco			King post		
Tipo puente	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Longitud (m)	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Número de placas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Espesor de placa (mm)	8	8	8	8	8	8	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Alto de placa (mm)	360	480	720	360	720	960	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384
Ancho de placa (mm)	360	360	360	360	360	360	530	530	530	380	530	680	305	380	455	530	530	380
Número de pernos	6	8	12	6	12	16	12	21	16	15	21	15	8	20	18	8	12	20
Distribución	2x3	2x4	2x6	2x3	2x6	2x8	3X4	3X7	4X4	3X5	3X7	3X5	2X4	4X5	3X6	2X4	3X4	4X5
Diámetro de pernos	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	5/8"	1/2"	1/2"	5/8"	1/2"	1/2"	5/8"	1/2"	5/8"	5/8"
Espaciamiento vertical (mm)	120	120	120	120	120	120	150	150	100	150	150	150	75	75	150	200	150	75
Espaciamiento horizontal (mm)	120	120	120	120	120	120	150	75	150	75	75	150	75	75	75	150	150	75
Cantidad de uniones	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Acero placas (kg)	97.7	130.2	195.3	97.7	195.3	260.4	115.0	115.0	115.0	82.5	115.0	147.6	66.2	82.5	98.8	115.0	115.0	82.5

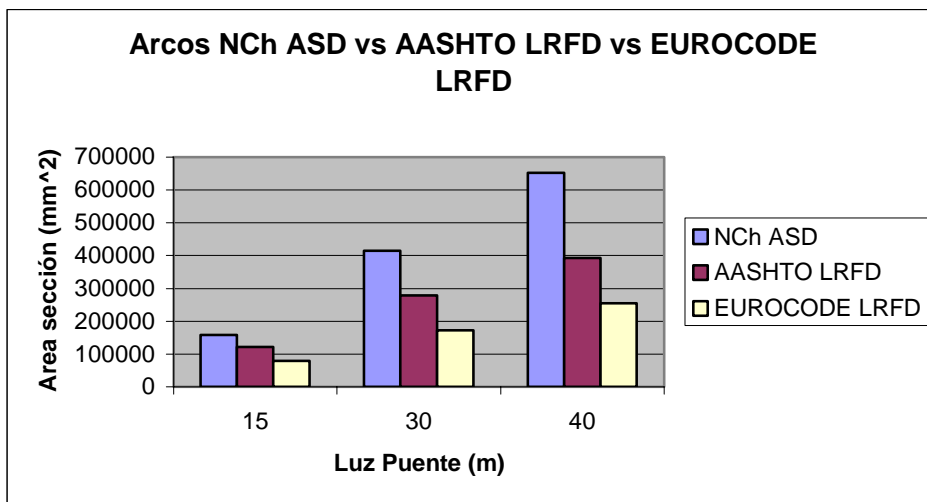
Método	Placa base en apoyo																	
	ASD						AASHTO LRFD						EUROCODE LRFD					
	Arco			King post			Arco			King post			Arco			King post		
Tipo puente	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Longitud (m)	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
fcp de diseño (kg/cm ²)	40.86	50.35	51.41	48.57	55.23	58.74	14.893	15.493	22.272	12.516	13.999	18.044	12.253	23.582	25.214	11.317	17.243	28.154
Carga axial en apoyo (kg)	31947	80300	113826	36609	88398	120021	18110	31792	45524	21402	31119	43198	9606.2	28334	47427	11815	32434	52620
Alto de placa mínimo (mm)	347.5	455.7	521.0	251.2	426.8	454.1	608.0	684.0	584.0	684.0	684.0	684.0	448.0	534.0	684.0	464.0	684.0	534.0
Ancho de placa base (mm)	225	350	425	300	375	450	200	300	350	250	325	350	175	225	275	225	275	350
Alto de viga (mm)	704	1184	1536	928	1408	1600	608	928	1120	832	1184	1408	448	768	928	640	1088	1248
Alto de placa (mm)	600	720	960	600	960	1200	608	684	584	684	684	684	448	534	684	464	684	534
Rebaje en extremos (mm)	52	248	320	148	224	232	0	122	268	74	250	362	0	117	122	88	202	357
Espesor de placa (mm)	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
Cantidad de uniones	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Acero placas (kg)	135.65	271.3	409.96	180.86	385.84	572.74	122.18	206.18	205.38	171.82	223.37	240.55	78.776	120.73	189	104.9	189	187.8

Método	Placas de corte en apoyo																	
	ASD						AASHTO LRFD						EUROCODE LRFD					
	Arco			King post			Arco			King post			Arco			King post		
Tipo puente	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Longitud (m)	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40	15	30	40
Espesor de placa (mm)	12	18	20	14	20	18	8	10	12	8	10	12	10	10	10	10	10	10
Carga axial en apoyo (kg)	31947	80300	113826	36609	88398	120021	18110	31792	45524	21402	31119	43198	9606.2	28334	47427	11815	32434	52620
Número de placas	4	5	5	4	5	6	4	5	5	4	5	5	4	5	5	4	5	5
Longitud placa (mm)	600	720	960	600	960	1200	608	684	584	684	684	684	448	534	684	464	684	534
Alto de placa al centro (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
Distancia entre placas (mm)	35.4	47.5	54.2	48.8	50.0	52.4	33.6	41.7	48.3	43.6	45.8	48.3	27.0	29.2	37.5	37.0	37.5	50.0
Diámetro pasador	2"	2 1/2"	3"	2"	2 1/2"	3"	2"	2 1/2"	3 1/2"	2"	2 1/2"	3 1/2"	1 1/2"	2 1/2"	3 1/2"	1 1/2"	2 1/2"	4"
Cantidad de uniones	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Acero placas (kg)	113.94	307.65	607.7	132.94	607.7	1025.5	256.59	451.03	462.11	288.66	451.03	541.24	236.33	352.12	451.03	244.77	451.03	352.12

5.4. Comparación entre normativas

Puentes tipo arco parabólico

Arcos

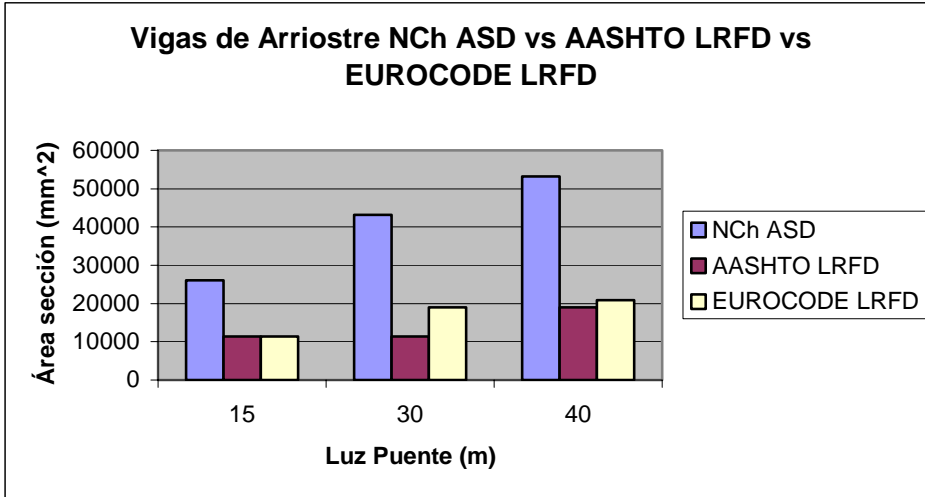


La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología AASHTO es más conservadora que la metodología EUROCODE.

La norma chilena de tensiones admisibles entrega secciones más conservadores que las de la AASHTO LRFD y las de EUROCODE LRFD.

Vigas de arriostre

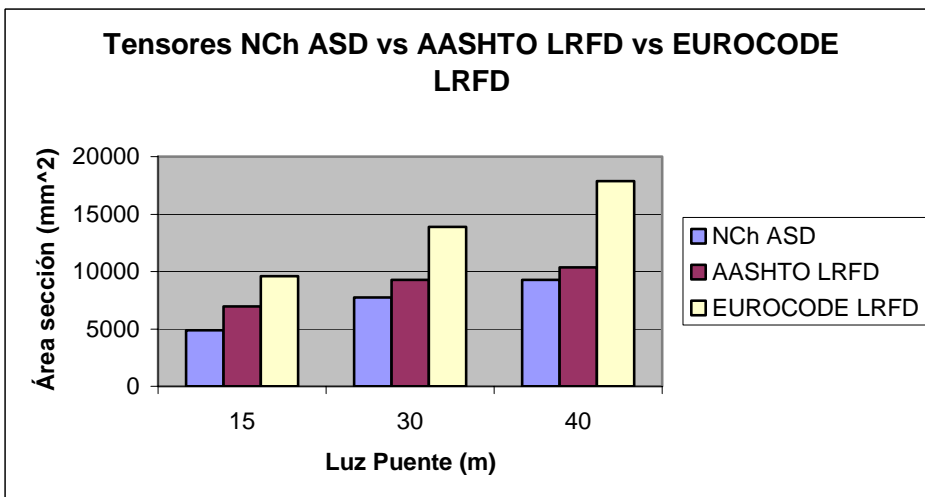


La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología EUROCODE es más conservadora que la metodología AASHTO.

La norma chilena de tensiones admisibles entrega secciones más conservadores que las de la AASHTO LRFD y las de la EUROCODE LRFD.

Tensores

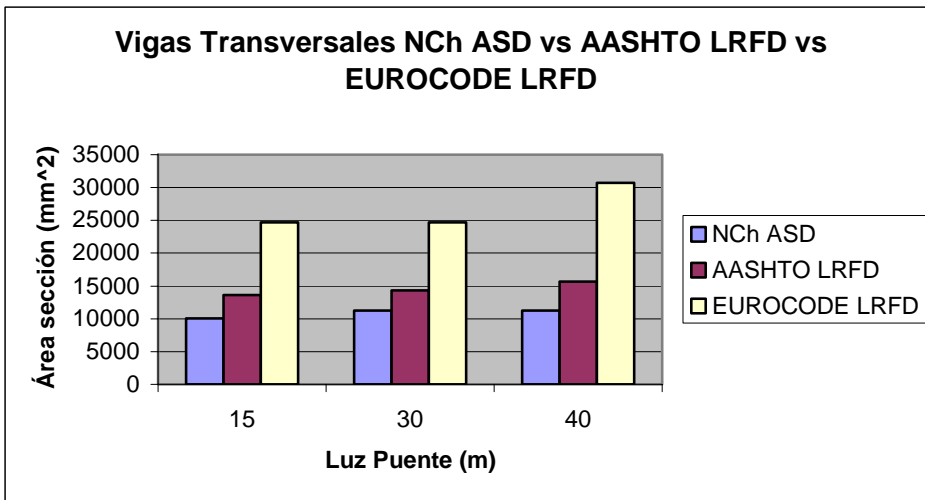


La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología EUROCODE es más conservadora que la metodología AASHTO.

La norma AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD entregan secciones más conservadoras que las de la norma chilena de tensiones admisibles.

Vigas transversales



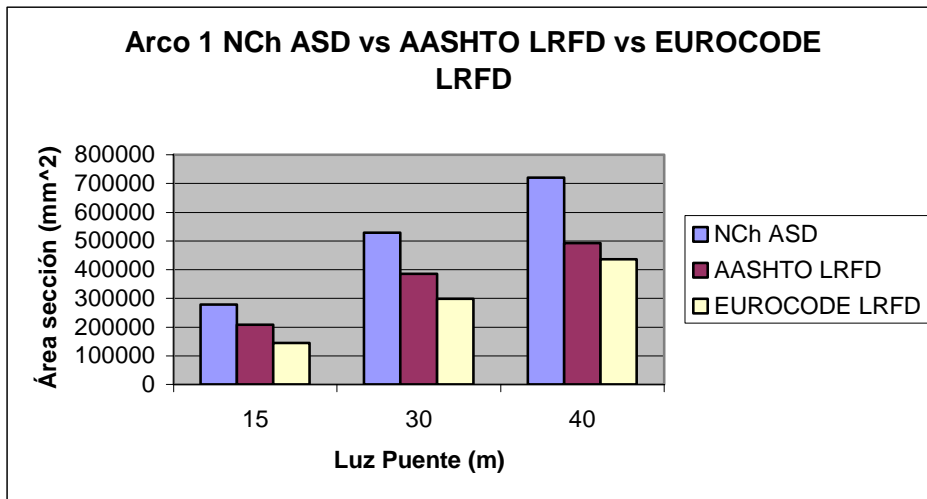
La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología EUROCODE es más conservadora que la metodología AASHTO.

La norma AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD entregan secciones más conservadoras que las de la norma chilena de tensiones admisibles.

Puentes tipo king post

Arco 1

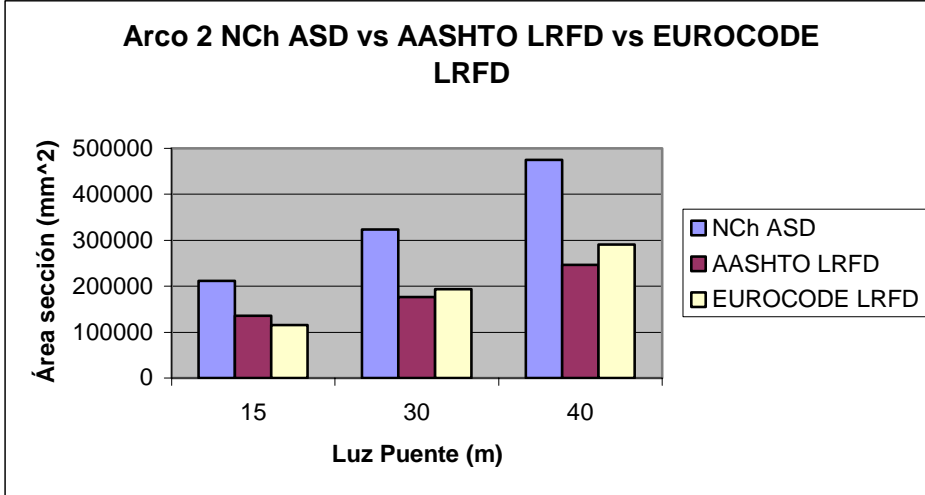


La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología AASHTO es más conservadora que la metodología EUROCODE.

La norma chilena de tensiones admisibles entrega secciones más conservadoras que las de la AASHTO LRFD y las del EUROCODE LRFD.

Arco 2

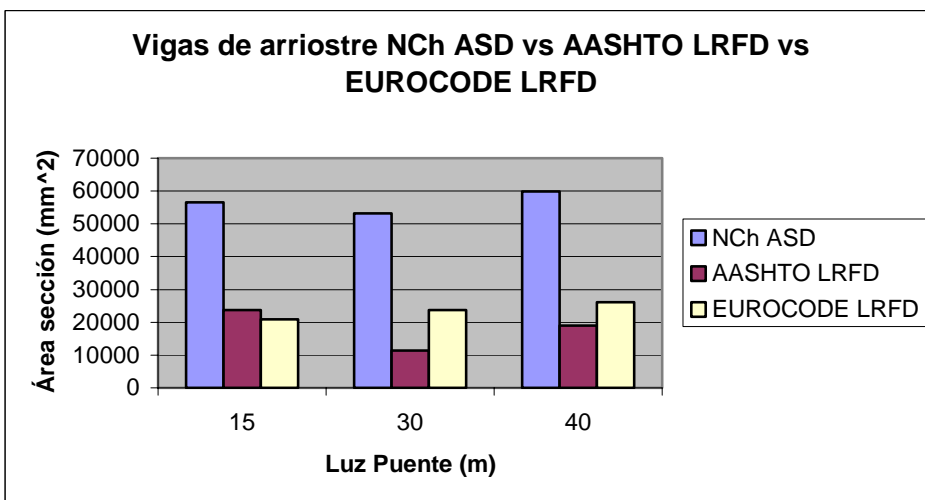


La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología EUROCODE es más conservadora que la metodología AASHTO, salvo en luces cortas como la de 15 metros.

La norma chilena de tensiones admisibles entrega secciones más conservadoras que las de la AASHTO LRFD y las del EUROCODE LRFD.

Vigas de arriostre

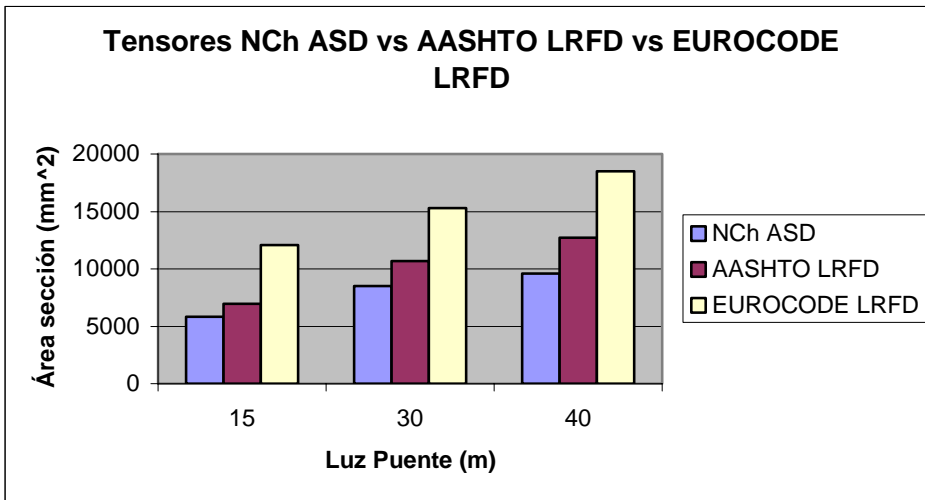


La sección tiende a aumentar junto con la longitud del puente, la excepción se da en el puente de 15 metros para el AASHTO y el ASD.

La metodología EUROCODE es más conservadora que la metodología AASHTO, salvo en luces cortas como la de 15 metros.

La norma chilena de tensiones admisibles entrega secciones más conservadoras que las de la AASHTO LRFD y las del EUROCODE LRFD.

Tensores

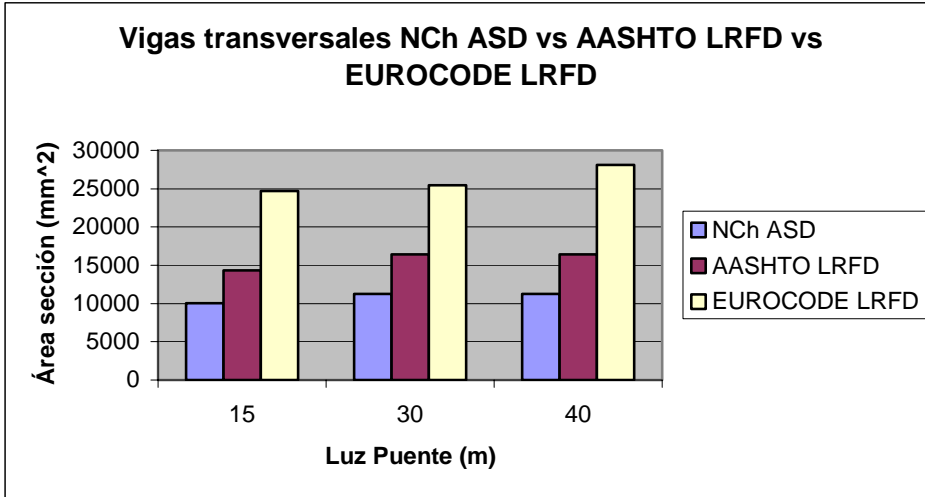


La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología EUROCODE es más conservadora que la metodología AASHTO.

La norma AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD entregan secciones más conservadoras que las de la norma chilena de tensiones admisibles.

Vigas transversales

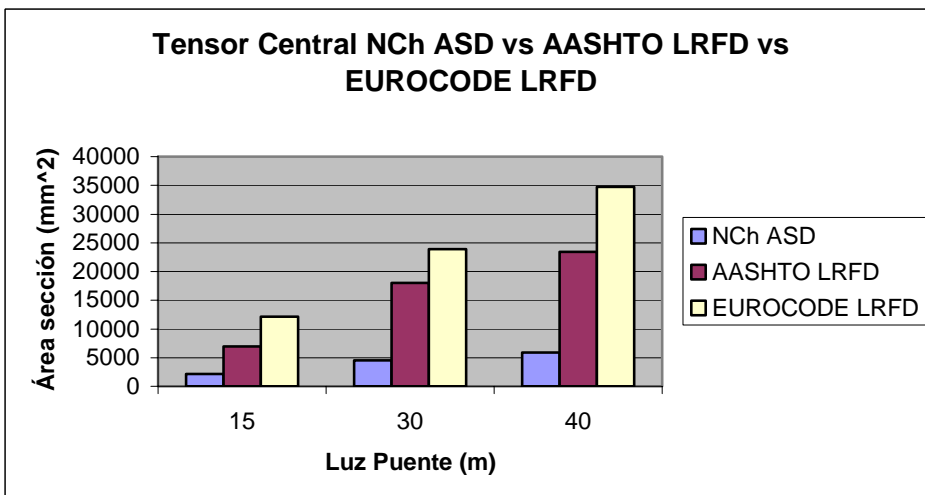


La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología EUROCODE es más conservadora que la metodología AASHTO.

La metodología AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD entregan secciones más conservadoras que las de la norma chilena de tensiones admisibles.

Tensor central

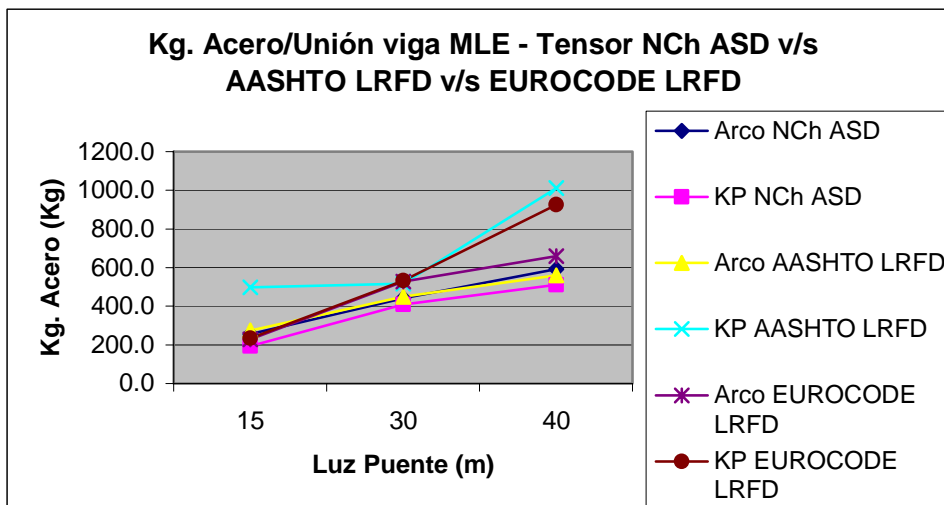


La sección aumenta junto con la longitud del puente en EUROCODIGO y en AASHTO.

La metodología EUROCODE es más conservadora que la metodología AASHTO.

La metodología AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD entregan secciones más conservadoras que las de la norma chilena de tensiones admisibles.

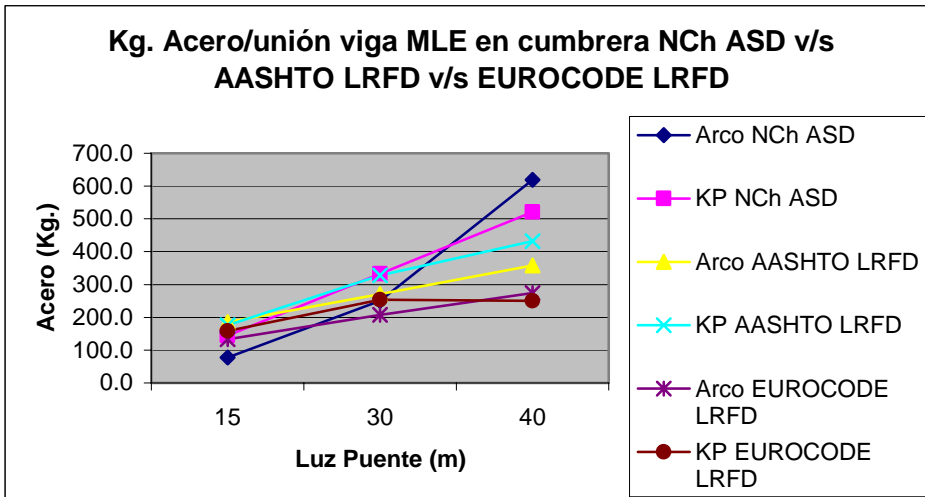
Uniones viga principal MLE a tensor



Se observa que la cantidad de acero aumenta a medida que crece la longitud del puente.

Las normativas AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD ofrecen mayor cantidad de acero por unión que la normativa NCh ASD.

Uniones viga principal MLE en cumbre

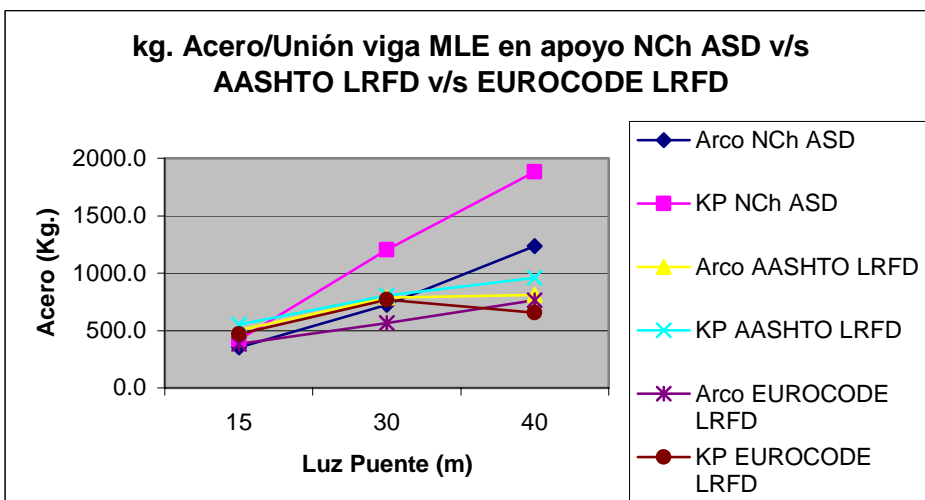


Se observa que la cantidad de acero aumenta a medida que crece la longitud del puente.

La metodología AASHTO LRFD es más conservadora que la metodología EUROCODE LRFD.

La NCh en ASD ofrece una mayor cantidad de acero para esta unión que la AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD.

Uniones viga principal MLE en apoyo



Se observa que la cantidad de acero aumenta a medida que crece la longitud del puente.

La metodología AASHTO LRFD es más conservadora que la metodología EUROCODE LRFD.

La NCh en ASD ofrece una mayor cantidad de acero para esta unión que la AASHTO LRFD y EUROCODE LRFD.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

6.1. Conclusiones

El análisis teórico y los resultados obtenidos permiten establecer las siguientes conclusiones derivadas del estudio:

- Se puede mencionar que para ambas metodologías en LRFD las secciones de los elementos, así como sus uniones, aumentan de manera lineal a medida que se incrementa la longitud del puente; también se cumple la teoría básica de que los puentes en king post, para una misma luz, son más conservadores que los puentes en arco, ocurriendo la misma situación en el estudio anterior por tensiones admisibles, y entendiéndose un mayor costo asociado a este tipo de estructuras.

- Las secciones de los arcos, para puentes en king post como en arco parabólico, son más conservadoras según la metodología AASHTO LRFD que el EUROCODE LRFD. Esto debido a que se obtienen mayores esfuerzos en estos elementos producto de las cargas de viento en los vehículos y las presiones verticales del viento consideradas en la AASHTO. En el caso de puentes de luces iguales, las secciones de los arcos calculadas por AASHTO LRFD equivalen a un área 50% mayor que la entregada por el EUROCODE LRFD.

- La norma chilena de tensiones admisibles entrega secciones más conservadores para el caso de los arcos, tanto en king post como en arco parabólico, que las normativas en LRFD, específicamente un área 48% mayor que la entregada por la AASHTO LRFD y aproximadamente el doble de la sección entregada por el EUROCODE LRFD.

- Con respecto a las vigas de arriostre lateral, la metodología EUROCODE LRFD entrega secciones más conservadoras que la AASHTO LRFD, lo anterior debido a que ante iguales solicitaciones el EUROCODE posee reglas más exigentes de combinación de tensiones para el diseño de los elementos. En el caso de puentes de luces iguales, las secciones de las vigas de arriostre lateral calculadas por EUROCODE LRFD equivalen a un área 40% mayor que la entregada por la AASHTO LRFD.

- La norma chilena de tensiones admisibles entrega secciones más conservadoras para el caso de las vigas de arriostre lateral, tanto en king post como en arco parabólico, que las normativas en LRFD, específicamente el doble de la sección entregada por el EUROCODE LRFD y un área 140% mayor a la entregada por AASHTO LRFD.

- Con respecto a los elementos metálicos, como las vigas transversales y los tensores, se obtienen por ambas metodologías de LRFD secciones más conservadoras que las entregadas en el estudio anterior por ASD. Esto producto de la aplicación de cargas vivas superiores como la HL-93 para la AASHTO y el MC1 para el EUROCODE, por lo cual se generan mayores esfuerzos que en ASD. Cabe mencionar que el MC1 es más conservador que el HL-93 por lo que las secciones de los elementos entregados por el EUROCODE LRFD son mayores a las entregadas por la AASHTO LRFD. Para el caso de los tensores las secciones entregadas por el EUROCODE LRFD equivalen a un área 50% mayor a las entregadas por la AASHTO LRFD y 90% mayor a las correspondientes por tensiones admisibles. Para las vigas transversales las secciones entregadas por el EUROCODE LRFD equivalen a un área 74% mayor a las entregadas por la AASHTO LRFD y 140% mayor a las correspondientes por tensiones admisibles.

- En la unión de la viga principal con el tensor se obtiene una mayor cantidad de acero por unión según las normativas en LRFD que por la norma chilena de tensiones admisibles. En el caso de puentes de luces iguales, la cantidad de acero para esta unión calculadas por AASHTO LRFD equivalen a un 50% más de acero que el entregado por la norma chilena de tensiones admisibles y un 20% superior al proporcionado por el EUROCODE LRFD. Lo anterior se debe a las grandes tensiones axiales que transmiten los tensores producto de las cargas vivas muy conservadoras de ambas metodologías en LRFD.

- En la unión de la viga principal con el apoyo y en la cumbrera se obtiene una mayor cantidad de acero por unión según la norma chilena de tensiones admisibles que por las normativas en LRFD. En el caso de puentes de luces iguales, la cantidad de acero para esta unión calculada por la norma chilena de tensiones admisibles equivale a un 49% más de

acero que el entregado por la AASHTO LRFD y un 85% superior al proporcionado por el EUROCODE LRFD. Lo anterior se debe a que la carga axial en las vigas principales es superior en ASD que en LRFD, producto de la envolvente de sus esfuerzos internos.

- Otra diferencia entre ASD y LRFD es que en los tensores centrales de la tipología king post, por ASD se obtienen esfuerzos axiales bajos y por ende menores secciones que en los demás tensores; en LRFD, por lo contrario, se concentran las mayores tensiones axiales de las cargas vivas en estos elementos y se obtienen mayores esfuerzos y secciones que en los demás tensores. Para puentes de luces iguales, la sección calculada por EUROCODE LRFD corresponde a un 50% superior a la sección resultante de aplicar la AASHTO LRFD, y a una sección 4 veces superior a la entregada por la norma chilena de tensiones admisibles. Lo anterior se debe a diferencias en el modelo, trabajado en software Ram, con respecto al estudio anterior.

- Los esfuerzos en los contravientos de los puentes siempre son muy bajos comparados a la capacidad resistente última entregada por el fabricante, por lo que se utilizó sección mínima para todos los puentes en estudio.

- Al igual que en el estudio anterior, el sismo no es relevante en las combinaciones de carga que gobiernan el diseño de los elementos estructurales del puente, debido principalmente al reducido peso propio de la madera de pino radiata utilizada como material dominante en la construcción. El diseño queda controlado principalmente por los estados límites de resistencia y servicio, los que incluyen las cargas de peso propio, sobrecarga móvil y el viento.

- Para luces pequeñas (15 m) la norma chilena de tensiones admisibles es más económica que la AASHTO LRFD (hasta un 6% más económica), para luces intermedias (30 m) los costos son aproximadamente iguales por ambas normativas, y para grandes luces (40 m) la AASHTO LRFD es más económica que la norma chilena de tensiones admisibles (hasta un 7% más económica). A su vez, la norma chilena de tensiones admisibles es más económica

que el EUROCODE LRFD (hasta un 25% más económica para el caso de los arcos y 15% más económica para el caso de los king post), y la AASHTO LRFD es más económica que el EUROCODE LRFD (hasta un 24% más económica para el caso de los arcos y 19% más económica para el caso de los king post).

- Al utilizar estos métodos de capacidad última, el costo asociado a las estructuras de madera laminada disminuye con respecto al estudio anterior de tensiones admisibles (hasta 40% por AASHTO LRFD y 60% por EUROCODE LRFD), mientras que el costo asociado a las estructuras metálicas aumenta (hasta 39% por AASHTO LRFD y 60% por EUROCODE LRFD). Este aumento de las estructuras metálicas genera que el costo global asociado a la superestructura de los puentes sea levemente superior por LRFD que por ASD, como esta diferencia es pequeña (hasta un 25%) puede estimarse que ambas metodologías en LRFD proveen soluciones de costo similares a la metodología de tensiones admisibles.

- Para todo rango de longitudes analizado, la tipología en arco es más económica que la tipología en king post. Para la metodología AASHTO LRFD la diferencia esta en un rango entre 6% y 23%, mientras que para la metodología EUROCODE LRFD la diferencia esta entre 3% y 18%. Por lo tanto, al igual que en el estudio anterior, puede estimarse que para ambas tipologías estructurales las soluciones de costos son similares.

- Sin desmerecer en ningún momento a los eurocódigos estructurales, se recomienda el uso de la normativa AASHTO LRFD para ser aplicada en Chile, ya que se puede confiar mas en una normativa de resultados intermedios que otra mas arriesgada como los eurocódigos, al obtener secciones tan bajas para el caso de la madera, y tan altas como es en el caso de los elementos metálicos. Otra de las razones que acreditan el uso de esta normativa es la similitud entre los factores de modificación y procedimientos de cálculo que existen con la norma chilena de tensiones admisibles, siendo necesario realizar ensayos experimentales a la madera de pino radiata para consolidarse aun más con esta normativa. Además, el paso de normativas de tensiones admisibles a de factores de carga y resistencia en nuestro país

siempre se ha llevado a cabo por medio de la introducción de normas americanas más que con normas europeas.

6.2. Comentarios

Para lograr un diseño orientado a la durabilidad y a la funcionalidad de los puentes de madera es prioritaria la protección pasiva de la estructura, la cual debe ser un planteamiento inicial del proyecto con el fin de obtener los costos totales.

Los puentes de madera no son 100% de madera. La materialidad de estos puentes constituye también hormigón armado para las fundaciones, y elementos estructurales metálicos como los tensores, vigas transversales y las uniones. Sin embargo los elementos estructurales principales son de madera, por ello, necesariamente, el puente se define de madera. La interacción entre estos materiales en el puente es única, logrando que los elementos de hormigón trabajen con una alta componente de compresión y los elementos metálicos, con una alta componente de tracción. La tecnología de la madera laminada ofrece ventajas competitivas, con respecto a los demás materiales, para su utilización en las vigas principales, logrando cubrir mayores luces a un menor costo. Los tableros de madera postensada también ofrecen ventajas competitivas con respecto a tableros de otro material, tal como la facilidad de montaje, menor costo asociado a la construcción y traslado.

La deformación aceptable por EUROCODE LRFD ($L/500$) es más exigente que por la AASHTO LRFD ($L/425$). La deformación máxima permisible por la norma chilena de tensiones admisibles ($L/360$) es superior a las que poseen ambas normativas en LRFD, por lo que se obtienen diseños más seguros con el método a tensión última. Para todo rango de longitudes analizado, la tipología estructural de arco parabólico es más conveniente desde el punto de vista de las deformaciones que el tipo king post. Se observa una diferencia de deformaciones, entre ambas tipologías estructurales, de hasta un 20% por AASHTO LRFD y de hasta 60% por EUROCODE LRFD.

La norma chilena de tensiones admisibles entrega diseños muy conservadores para las estructuras de madera laminada en comparación con estas normativas de LRFD, producto de la aplicación de una mayor cantidad de factores de modificación y consideraciones de diseño, de aplicación particular, adicionales. Por esta razón, utilizando diseño a capacidad última, se pueden obtener secciones de madera a más bajo costo y más seguras por considerar la probabilidad de variación de las propiedades de los materiales y la magnitud de las cargas.

Por lo anterior se recomienda utilizar el diseño por factores de carga y resistencia, que es más racional y hace posible, en general, proyectos más económicos y seguros. Se agrega que la alternativa de tensiones admisibles no se mantendrá al día con los avances tecnológicos y que se dejará de usar en un futuro cercano. Una situación similar se presentó hace varios años con las normas de hormigón armado ACI, que mantuvo las tensiones admisibles como alternativa durante un período de transición, que tanto en Chile como en el exterior está superado. Lo mismo está ocurriendo con las normas en acero AISC y se espera que siga con la madera.

6.3. Líneas de investigación

En base a los objetivos planteados en este estudio se pueden recomendar como temas de interés los siguientes:

- Aplicación de ensayos experimentales para estudiar el comportamiento de la madera nacional de pino radiata y de las uniones en ellas, en base a las cargas de las normativas aquí descritas en LRFD, logrando obtener una comparación entre el diseño y los resultados experimentales.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, Third Edition 2004, LRFD Bridge Design Specifications, USA.
2. AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, Fourth Edition 2007, LRFD Bridge Design Specifications, USA.
3. AISC, 1999. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, USA.
4. AITC 117-2004 Design, Standard Specifications for Structural Glued Laminated Timber of Softwood Species.
5. Bancalari, A., 2003. Protección por diseño en puentes de madera. Universidad del Bío Bío, Concepción, Chile.
6. Duwadi, S., Ritter, M., 1997. Timber Bridges in the United States. USA.
7. EN 1991-1. Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras – Parte 1: Bases de proyecto.
8. EN 1991-2-1. Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras – Parte 2-1: Acciones en estructuras. Densidades, pesos propios y cargas exteriores.
9. EN 1991-2-4. Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras – Parte 2-4: Acciones en estructuras. Acciones del viento.
10. EN 1991-2-6. Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras – Parte 2-6: Acciones en estructuras. Acciones durante la ejecución.

11. EN 1991-3. Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras – Parte 3: Acciones del tráfico en puentes.
12. EN 1995-1-1. Eurocode 5: Design of Timber Structures- Part 1-1: General- Common rules and rules for buildings.
13. EN 1995-2. Eurocode 5: Design of timber structures – Part 2: Bridges.
14. EN 1998-2. Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes – Parte 2: Puentes.
15. Fridley, K.J. 2000. “Timber Bridges”. Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan. Boca Ratón: CRC Press.
16. Instituto Chileno del Acero, 2000. Manual de diseño para estructuras de acero - Método de factores de carga y resistencia - Tomo I, Santiago, Chile.
17. INN, Instituto Nacional de Normalización, 1971. NCh 432 Of. 71, Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones, Santiago, Chile.
18. INN, Instituto Nacional de Normalización, 1996. NCh 433 Of. 96, Diseño sísmico de edificios, Santiago, Chile.
19. INN, Instituto Nacional de Normalización, 1991. NCh 1198 Of. 91, Madera- Construcciones en Madera-Cálculo, Santiago, Chile.
20. INN, Instituto Nacional de Normalización, 2006. NCh 1198 Of. 06, Madera- Construcciones en Madera-Cálculo, Santiago, Chile.

21. INN, Instituto Nacional de Normalización, 1990. NCh 1207 Of. 90, Pino radiata – Clasificación visual para uso estructural – Especificaciones de los grados de calidad, Santiago, Chile.
22. INN, Instituto Nacional de Normalización, 1991. NCh 2165 Of. 91, Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de pino radiata, Santiago, Chile.
23. Manual de Carreteras, Volumen III, 2002. Instrucciones y Criterios de Diseño, Capítulo 3.1000 – Puentes y estructuras Afines. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile.
24. McLain, T., Soltis, L., Pollock Jr, D., Pellicane, P., 1991. Timber Connection Design in the US Converting to LRFD Format. International timber engineering conference, London.
25. Minnesota Department of Transportation, 2007. LRFD Bridge Design Manual. USA.
26. Nowak, A.S. “Load and Resistance Factor Design Code for Wood Bridges”. University of Michigan.
27. O`Connor, C., Shaw, P., 2000. Bridge Loads - An international perspective. University of Queensland, Australia.
28. Pérez, V., 1990. Manual de cálculo de construcciones en madera, Instituto Forestal – Corporación de Fomento de la Producción, Santiago, Chile.
29. Ritter, M., 1990. Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance. United States Department of Agriculture Forest Service, USA.

30. Rubilar, R., 2005. Comparación Técnico Económica de Tipologías en Arco y King Post para Superestructuras de Puentes de Madera. Memoria de Título Ingeniería Civil. Universidad del Bio Bio, Concepción Chile.
31. Schwaner, K., Bancalari, A., Arriaga, F., Marcus, J., Briceño, G., 2004. Puentes de Madera, Madrid, España.
32. State of Rhode Island Department of Transportation, 2007. Rhode Island LRFD Bridge Design Manual. USA.
33. Washington State Department of Transportation, 2006. Bridge Design Manual LRFD. Program Development Division, Bridge and Structures, USA.

ANEXO

CALCULO DE COSTOS

Metodología: AASHTO LRFD. L = 15 (m)

Puente tipo arco parabólico

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco MLE 200x608	m3	6.32	537000	\$ 3393840
Viga riostra MLE 75x152	m3	0.62	537000	\$ 332940
Placas de unión A-36	kg	934.57	1450	\$ 1355126.5
Pernos 1/2"X11"	c/u	200	1109	\$ 221800
Pasadores 2" - 2 1/2"	kg	86	1700	\$ 146200
Viga 500x200x25x8 A-36	kg	3843.36	1850	\$ 7110216
Viga 200x150x20x6 A-36	kg	2622.53	1850	\$ 4851680.5
Cable AA 3/8"	mt	132	1500	\$ 198000
Pino radiata C24	m3	28.4	262442	\$ 7453352.8
Coigüe (pieza borde)	mt	30	4200	\$ 126000
Barras ASTM A-722	c/u	29	43984	\$ 1275536
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	458.2	1450	\$ 664390
Membrana asfáltica Sika	m2	129	2650	\$ 341850
Solera retenedora de asfalto	mt	30	1705	\$ 51150
Cemento asfáltico	m3	6.56	126050	\$ 826888
Estructura de pasillo	mt	30	25456	\$ 763680
Estructura de baranda A-36	kg	3000	1450	\$ 4350000

Total Neto	33462649.8
-------------------	-------------------

Puente tipo king post

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco 1 MLE 250x832	m3	9.57	537000	\$ 5139090
Arco 2 MLE 250x544	m3	2.45	537000	\$ 1315650
Viga riostra MLE 125x190	m3	1.28	537000	\$ 687360
Placas de unión A-36	kg	1191.48	1450	\$ 1727646
Pernos 1/2"X12"	c/u	234	1208	\$ 282672
Pasadores 2" - 2 1/2"	kg	91	1700	\$ 154700
Viga 450x200x28x8 A-36	kg	4055.88	1850	\$ 7503378
Viga 200x200x14x8 A-36	kg	711.9	1850	\$ 1317015
Viga 200x200x14x8 A-36	kg	766.66	1850	\$ 1418321
Cable AA 3/8"	mt	130	1500	\$ 195000
Pino radiata C24	m3	28.4	262442	\$ 7453352.8
Coigüe (pieza borde)	mt	30	4200	\$ 126000
Barras ASTM A-722	c/u	29	43984	\$ 1275536
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	458.2	1450	\$ 664390
Membrana asfáltica Sika	m2	129	2650	\$ 341850
Solera retenedora de asfalto	mt	30	1705	\$ 51150
Cemento asfáltico	m3	6.56	126050	\$ 826888
Estructura de pasillo	mt	30	25456	\$ 763680
Estructura de baranda A-36	kg	3000	1450	\$ 4350000

Total Neto	35593678.8
-------------------	-------------------

Metodología: EUROCODE LRFD. L = 15 (m)

Puente tipo arco parabólico

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco MLE 175x448	m3	4.08	537000	\$ 2190960
Viga riostra MLE 75x152	m3	0.62	537000	\$ 332940
Placas de unión A-36	kg	608	1450	\$ 881600
Pernos 1/2"X11"	c/u	48	1109	\$ 53232
Pernos 7/8"X11"	c/u	96	3175	\$ 304800
Pasadores 1 1/2" - 2 1/2"	kg	86	1700	\$ 146200
Viga 450x450x22x12 A-36	kg	6972.31	1850	\$ 12898773.5
Viga 200x200x20x10 A-36	kg	3617.28	1850	\$ 6691968
Cable AA 3/8"	mt	132	1500	\$ 198000
Pino radiata C24	m3	28.4	262442	\$ 7453352.8
Coigüe (pieza borde)	mt	30	4200	\$ 126000
Barras ASTM A-722	c/u	29	43984	\$ 1275536
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	458.2	1450	\$ 664390
Membrana asfáltica Sika	m2	129	2650	\$ 341850
Solera retenedora de asfalto	mt	30	1705	\$ 51150
Cemento asfáltico	m3	6.56	126050	\$ 826888
Estructura de pasillo	mt	30	25456	\$ 763680
Estructura de baranda A-36	kg	3000	1450	\$ 4350000

Total Neto	39551320.3
-------------------	-------------------

Puente tipo king post

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco 1 MLE 225x640	m3	6.62	537000	\$ 3554940
Arco 2 MLE 225x512	m3	2.07	537000	\$ 1111590
Viga riostra MLE 100x209	m3	1.13	537000	\$ 606810
Placas de unión A-36	kg	832.67	1450	\$ 1207371.5
Pernos 1/2"X11"	c/u	48	1109	\$ 53232
Pernos 7/8"X11"	c/u	96	3175	\$ 304800
Pasadores 1 1/2" - 2 1/2"	kg	91	1700	\$ 154700
Viga 450x450x22x12 A-36	kg	6972.31	1850	\$ 12898773.5
Viga 250x250x20x10 A-36	kg	1234.81	1850	\$ 2284398.5
Viga 250x250x20x10 A-36	kg	1329.79	1850	\$ 2460111.5
Cable AA 3/8"	mt	130	1500	\$ 195000
Pino radiata C24	m3	28.4	262442	\$ 7453352.8
Coigüe (pieza borde)	mt	30	4200	\$ 126000
Barras ASTM A-722	c/u	29	43984	\$ 1275536
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	458.2	1450	\$ 664390
Membrana asfáltica Sika	m2	129	2650	\$ 341850
Solera retenedora de asfalto	mt	30	1705	\$ 51150
Cemento asfáltico	m3	6.56	126050	\$ 826888
Estructura de pasillo	mt	30	25456	\$ 763680
Estructura de baranda A-36	kg	3000	1450	\$ 4350000

Total Neto	40684573.8
-------------------	-------------------

Metodología: AASHTO LRFD. L = 30 (m)

Puente tipo arco parabólico

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco MLE 300x928	m3	20.6	537000	\$ 11062200
Viga riostra MLE 75x152	m3	0.62	537000	\$ 332940
Placas de unión A-36	kg	1992.91	1450	\$ 2889719.5
Pernos 1/2"X14"	c/u	414	1408	\$ 582912
Pasadores 2 1/2"	kg	166	1700	\$ 282200
Viga 450x200x28x8 A-36	kg	8111.75	1850	\$ 15006737.5
Viga 200x200x20x8 A-36	kg	6265	1850	\$ 11590250
Cable AA 3/8"	mt	214	1500	\$ 321000
Pino radiata C24	m3	56.8	262442	\$ 14906705.6
Coigüe (pieza borde)	mt	60	4200	\$ 252000
Barras ASTM A-722	c/u	59	43984	\$ 2595056
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	932.2	1450	\$ 1351690
Membrana asfáltica Sika	m2	258	2650	\$ 683700
Solera retenedora de asfalto	mt	60	1705	\$ 102300
Cemento asfáltico	m3	13.13	126050	\$ 1655036.5
Estructura de pasillo	mt	60	25456	\$ 1527360
Estructura de baranda A-36	kg	6000	1450	\$ 8700000

Total Neto	73841807.1
-------------------	-------------------

Puente tipo king post

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco 1 MLE 325x1184	m3	32.32	537000	\$ 17355840
Arco 2 MLE 325x544	m3	6.36	537000	\$ 3415320
Viga riostra MLE 75x152	m3	0.62	537000	\$ 332940
Placas de unión A-36	kg	1592.2	1450	\$ 2308690
Pernos 1/2"X15"	c/u	126	1508	\$ 190008
Pernos 5/8"X15"	c/u	160	2450	\$ 392000
Pasadores 2 1/2"	kg	169	1700	\$ 287300
Viga 450x300x22x8 A-36	kg	9296.41	1850	\$ 17198358.5
Viga 200x200x22x12 A-36	kg	4188.76	1850	\$ 7749206
Viga 300x300x25x12 A-36	kg	3673.8	1850	\$ 6796530
Cable AA 3/8"	mt	219	1500	\$ 328500
Pino radiata C24	m3	56.8	262442	\$ 14906705.6
Coigüe (pieza borde)	mt	60	4200	\$ 252000
Barras ASTM A-722	c/u	59	43984	\$ 2595056
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	932.2	1450	\$ 1351690
Membrana asfáltica Sika	m2	258	2650	\$ 683700
Solera retenedora de asfalto	mt	60	1705	\$ 102300
Cemento asfáltico	m3	13.13	126050	\$ 1655036.5
Estructura de pasillo	mt	60	25456	\$ 1527360
Estructura de baranda A-36	kg	6000	1450	\$ 8700000

Total Neto	88128540.6
-------------------	-------------------

Metodología: EUROCODE LRFD. L = 30 (m)

Puente tipo arco parabólico

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco MLE 225x768	m3	12.8	537000	\$ 6873600
Viga riostra MLE 100x190	m3	1.03	537000	\$ 553110
Placas de unión A-36	kg	1253.05	1450	\$ 1816922.5
Pernos 1/2"X11"	c/u	120	1109	\$ 133080
Pernos 7/8"X11"	c/u	224	3175	\$ 711200
Pasadores 2 1/2"	kg	166	1700	\$ 282200
Viga 450x450x22x12 A-36	kg	13944.61	1850	\$ 25797528.5
Viga 250x250x22x14 A-36	kg	9373.1	1850	\$ 17340235
Cable AA 3/8"	mt	214	1500	\$ 321000
Pino radiata C24	m3	56.8	262442	\$ 14906705.6
Coigüe (pieza borde)	mt	60	4200	\$ 252000
Barras ASTM A-722	c/u	59	43984	\$ 2595056
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	932.2	1450	\$ 1351690
Membrana asfáltica Sika	m2	258	2650	\$ 683700
Solera retenedora de asfalto	mt	60	1705	\$ 102300
Cemento asfáltico	m3	13.13	126050	\$ 1655036.5
Estructura de pasillo	mt	60	25456	\$ 1527360
Estructura de baranda A-36	kg	6000	1450	\$ 8700000

Total Neto	85602724.1
-------------------	-------------------

Puente tipo king post

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco 1 MLE 275x1088	m3	25.13	537000	\$ 13494810
Arco 2 MLE 275x704	m3	6.97	537000	\$ 3742890
Viga riostra MLE 125x190	m3	1.28	537000	\$ 687360
Placas de unión A-36	kg	1492.93	1450	\$ 2164748.5
Pernos 5/8"X13"	c/u	72	2124	\$ 152928
Pernos 7/8"X13"	c/u	224	3755	\$ 841120
Pasadores 2 1/2"	kg	169	1700	\$ 287300
Viga 450x450x22x14 A-36	kg	14403.56	1850	\$ 26646586
Viga 250x250x25x14 A-36	kg	6005.25	1850	\$ 11109712.5
Viga 300x300x32x20 A-36	kg	4882.07	1850	\$ 9031829.5
Cable AA 3/8"	mt	219	1500	\$ 328500
Pino radiata C24	m3	56.8	262442	\$ 14906705.6
Coigüe (pieza borde)	mt	60	4200	\$ 252000
Barras ASTM A-722	c/u	59	43984	\$ 2595056
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	932.2	1450	\$ 1351690
Membrana asfáltica Sika	m2	258	2650	\$ 683700
Solera retenedora de asfalto	mt	60	1705	\$ 102300
Cemento asfáltico	m3	13.13	126050	\$ 1655036.5
Estructura de pasillo	mt	60	25456	\$ 1527360
Estructura de baranda A-36	kg	6000	1450	\$ 8700000

Total Neto	100261632.6
-------------------	--------------------

Metodología: AASHTO LRFD. L = 40 (m)

Puente tipo arco parabólico

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco MLE 350x1120	m3	35.67	537000	\$ 19154790
Viga riostra MLE 100x190	m3	1.03	537000	\$ 553110
Placas de unión A-36	kg	1639.69	1450	\$ 2377550.5
Pernos 5/8"X16"	c/u	336	2613	\$ 877968
Pasadores 2 1/2" - 3 1/2"	kg	218	1700	\$ 370600
Viga 450x250x25x8 A-36	kg	11092.05	1850	\$ 20520292.5
Viga 200x200x22x10 A-36	kg	8539.23	1850	\$ 15797575.5
Cable AA 3/8"	mt	261	1500	\$ 391500
Pino radiata C24	m3	75.7	262442	\$ 19866859.4
Coigüe (pieza borde)	mt	80	4200	\$ 336000
Barras ASTM A-722	c/u	79	43984	\$ 3474736
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	1248.2	1450	\$ 1809890
Membrana asfáltica Sika	m2	344	2650	\$ 911600
Solera retenedora de asfalto	mt	80	1705	\$ 136400
Cemento asfáltico	m3	17.5	126050	\$ 2205875
Estructura de pasillo	mt	80	25456	\$ 2036480
Estructura de baranda A-36	kg	8000	1450	\$ 11600000

Total Neto	102421226.9
-------------------	--------------------

Puente tipo king post

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco 1 MLE 350x1408	m3	51.25	537000	\$ 27521250
Arco 2 MLE 350x704	m3	11.33	537000	\$ 6084210
Viga riostra MLE 100x190	m3	1.03	537000	\$ 553110
Placas de unión A-36	kg	2314.09	1450	\$ 3355430.5
Pernos 5/8"X16"	c/u	330	2613	\$ 862290
Pasadores 2 1/2" - 3 1/2"	kg	226	1700	\$ 384200
Viga 450x300x22x8 A-36	kg	11620.51	1850	\$ 21497943.5
Viga 200x200x25x18 A-36	kg	7178.04	1850	\$ 13279374
Viga 300x300x32x18 A-36	kg	5522	1850	\$ 10215700
Cable AA 3/8"	mt	271	1500	\$ 406500
Pino radiata C24	m3	75.7	262442	\$ 19866859.4
Coigüe (pieza borde)	mt	80	4200	\$ 336000
Barras ASTM A-722	c/u	79	43984	\$ 3474736
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	1248.2	1450	\$ 1809890
Membrana asfáltica Sika	m2	344	2650	\$ 911600
Solera retenedora de asfalto	mt	80	1705	\$ 136400
Cemento asfáltico	m3	17.5	126050	\$ 2205875
Estructura de pasillo	mt	80	25456	\$ 2036480
Estructura de baranda A-36	kg	8000	1450	\$ 11600000

Total Neto	126537848.4
-------------------	--------------------

Metodología: EUROCODE LRFD. L = 40 (m)

Puente tipo arco parabólico

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco MLE 275x928	m3	23.22	537000	\$ 12469140
Viga riostra MLE 100x209	m3	1.13	537000	\$ 606810
Placas de unión A-36	kg	1611.13	1450	\$ 2336138.5
Pernos 5/8"X13"	c/u	108	2124	\$ 229392
Pernos 7/8"X13"	c/u	280	3755	\$ 1051400
Pasadores 2 1/2" - 3 1/2"	kg	218	1700	\$ 370600
Viga 450x450x28x14 A-36	kg	21700.85	1850	\$ 40146572.5
Viga 250x250x28x20 A-36	kg	14737.6	1850	\$ 27264560
Cable AA 3/8"	mt	261	1500	\$ 391500
Pino radiata C24	m3	75.7	262442	\$ 19866859.4
Coigüe (pieza borde)	mt	80	4200	\$ 336000
Barras ASTM A-722	c/u	79	43984	\$ 3474736
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	1248.2	1450	\$ 1809890
Membrana asfáltica Sika	m2	344	2650	\$ 911600
Solera retenedora de asfalto	mt	80	1705	\$ 136400
Cemento asfáltico	m3	17.5	126050	\$ 2205875
Estructura de pasillo	mt	80	25456	\$ 2036480
Estructura de baranda A-36	kg	8000	1450	\$ 11600000

Total Neto	127243953.4
-------------------	--------------------

Puente tipo king post

Descripción	Unidad	Cantidad	PU	Total
Arco 1 MLE 350x1248	m3	45.43	537000	\$ 24395910
Arco 2 MLE 350x832	m3	13.4	537000	\$ 7195800
Viga riostra MLE 125x209	m3	1.41	537000	\$ 757170
Placas de unión A-36	kg	1714.22	1450	\$ 2485619
Pernos 5/8"X16"	c/u	120	2613	\$ 313560
Pernos 7/8"X16"	c/u	320	4625	\$ 1480000
Pasadores 2 1/2" - 4"	kg	226	1700	\$ 384200
Viga 450x450x25x14 A-36	kg	19852.65	1850	\$ 36727402.5
Viga 300x300x25x14 A-36	kg	10456.2	1850	\$ 19343970
Viga 350x350x40x25 A-36	kg	8183.63	1850	\$ 15139715.5
Cable AA 3/8"	mt	271	1500	\$ 406500
Pino radiata C24	m3	75.7	262442	\$ 19866859.4
Coigüe (pieza borde)	mt	80	4200	\$ 336000
Barras ASTM A-722	c/u	79	43984	\$ 3474736
Placas de anclaje y apoyo A-36	kg	1248.2	1450	\$ 1809890
Membrana asfáltica Sika	m2	344	2650	\$ 911600
Solera retenedora de asfalto	mt	80	1705	\$ 136400
Cemento asfáltico	m3	17.5	126050	\$ 2205875
Estructura de pasillo	mt	80	25456	\$ 2036480
Estructura de baranda A-36	kg	8000	1450	\$ 11600000

Total Neto	151007687.4
-------------------	--------------------