EVALUACION DE PUENTES

José Aníbal Saracho

Ingeniero Civil

Tesis presentada en parcial cumplimiento para la obtención del grado de:

Magíster en Ingeniería Estructural

Dirigida por:

Mg. Ing. José Rodolfo Barlek

Aprobada por:

Ing. Raúl Dámaso Benito
Mg. Ing. Sergio Eduardo Gutiérrez
Ing. Alfredo Payer

Instituto de Estructuras
"Ing. Arturo M. Guzmán"
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán

San Miguel de Tucumán, Diciembre de 2012

Dedico este trabajo a mis padres: José y Carmen,
a mis hermanos: Sandra, Horacio y Claudia y a mis sobrinos: Facundo, Sophia, Santiago y Valentina.

INDICE

INDICE I
RESUMEN VII
ABSTRACT IX
AGRADECIMIENTOS XI
LISTA DE FIGURAS XIII
LISTA DE TABLAS XVII
LISTA DE FOTOGRAFIAS XIX

CAPITULO 1: INTRODUCCION

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA 1
1.2. IMPORTANCIA DEL TEMA 2
1.3. OBJETIVOS BÁSICOS DE LA TESIS 3
1.4. CONTENIDO DE LA TESIS 3

CAPITULO 2: CONCEPTOS GENERALES Y REVISION GENERAL DE METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN

2.1. INTRODUCCIÓN 5
2.2. SISTEMAS DE GESTIÓN DE PUENTES 5
2.2.1. Consideraciones previas 5
2.2.2. Fundamentos de un Sistema de Gestión de Puentes 6
2.2.3. Antecedentes de los SGP 7
2.2.4. Factores que afectan la gestión de los puentes 8
2.2.5. El sistema de Gestión de Puentes en la República Argentina 8
2.3. INSPECCIONES 9
2.3.1. Generalidades sobre las inspecciones de puentes 9
2.3.2. Tipos de Inspección según la FHWA 9
2.3.3. Tipos de Inspección según SIGMA-P 11

2.3.4. Técnicas avanzadas de inspección 11
2.3.5. Normativa 12
2.4. EVALUACION DE LA CONDICION DE ESTADO 12
2.4.1. Introducción 12
2.4.2. Procedimientos 13
2.4.3. Situación en Europa 14
2.4.4. Situación en USA 14
2.4.5. Situación en Argentina 15
2.5. EVALUACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE POR VIA ANALÍTICA 15
2.5.1. Introducción 15
2.5.2. Métodos 16
2.5.3. Situación en Europa 16
2.5.4. Situación en USA 19
2.5.5. Situación en la República Argentina 20
2.6. EVALUACION EXPERIMENTAL A TRAVES DE ENSAYOS DE CARGA 20
2.6.1. Generalidades 20
2.6.2. Situación en Europa 20
2.6.3. Situación en USA 21
2.6.4. Situación en la República Argentina 22

CAPITULO 3: INSPECCIÓN DETALLADA EN LOS CASOS DE ESTUDIO

3.1. INTRODUCCIÓN 25
3.2. JUSTIFICACIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO 25
3.3. INFORME DE INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO 26
3.3.1. Localización 26
3.3.2. Descripción 27
3.3.2.1. Geometría 27
3.3.2.2. Superestructura del puente 29
3.3.2.3. Infraestructura 27
3.3.3. Particularidades del camino en la zona de implantación del Puente 29
3.3.3.1. Alternativa de cruce 30
3.3.4. Particularidades hidráulicas del cauce 31
3.3.5. Resultados de la Inspección 34
3.3.5.1. Nivelación Topográfica 34
3.3.5.2. Componentes estructurales 36
3.3.5.3. Componentes funcionales 48
3.3.5.4. Caracterización y estado del hormigón 56
3.3.5.5. Caracterización del acero 58
3.4. INFORME DE INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE METÁLICO 59
3.4.1. Localización 59
3.4.2. Descripción 60
3.4.2.1. Geometría 60
3.4.2.2. Superestructura del puente 60

3.4.2.3. Infraestructura 63
3.4.3. Particularidades del camino en la zona de implantación del puente 63
3.4.3.1. Alternativa de cruce 64
3.4.4. Particularidades hidráulicas del cauce 64
3.4.5. Resultados de la inspección 68
3.4.5.1. Nivelación topográfica 68
3.4.5.2. Componentes estructurales 68
3.4.5.3. Componentes funcionales 84
3.4.5.4. Caracterización del material 90

CAPITULO 4: EVALUACIÓN ANALÍTICA

4.1. INTRODUCCIÓN 91
4.2. ASPECTOS DESTACABLES DE LA EVALUACIÓN ANALÍTICA DE PUENTES SEGÚN AASHTO 91
4.3. EVALUACION DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO 97
4.3.1. Introducción 97
4.3.2. Evaluación analítica por factores de carga y resistencia según AASHTO LRFR 97
4.3.2.1. Datos del puente 97
4.3.2.2. Análisis de Cargas Muertas 98
4.3.2.2.1. Componentes y accesorios, *DC* 98
4.3.2.2.2. Carpeta de rodamiento 99
4.3.2.3. Análisis de sobrecargas vivas 100
4.3.2.3.1. Vigas interiores 100
4.3.2.3.1.1. Cálculo del Factor de distribución de cargas vivas 100
4.3.2.3.1.2. Cálculo de las solicitaciones máximas por efecto de las sobrecargas 101
4.3.2.3.2. Vigas exteriores 102
4.3.2.3.2.1. Cálculo de las solicitaciones máximas por efecto de las sobrecargas 102
4.3.2.4. Cálculo de la Resistencia Nominal Flexional 105
4.2.2.4.1. Cálculo del ancho de ala efectivo 105
4.3.2.4.2. Cálculo de la Distancia al Eje Neutro 105
4.3.2.5. Armadura mínima 108
4.3.2.6. Armadura máxima 110
4.3.2.7. Obtención de solicitaciones a través del modelo en elementos finitos 110
4.3.2.8. Cuadros resumen de Solicitaciones en vigas interiores y exteriores 112
4.3.2.9. Ecuación General de Evaluación de la Capacidad de Carga 113
4.3.2.10. Factores de Evaluación (para estados límites de resistencia) 113
4.3.2.11. Evaluación para carga de Diseño 113
4.3.2.11.1. Estado Límite de Resistencia 1 113
4.3.2.11.2. Nivel de Inventario 113
4.3.2.11.3. Nivel de Operación 114
4.3.3. Evaluación analítica según **DNV (2008)** 115
4.3.3.1. Solicitaciones 115
4.3.3.2. Datos de materiales y secciones 116
4.3.3.3. Determinación de la armadura necesaria 116
4.3.3.4. Respuesta sísmica 118
4.3.4. Análisis de resultados 121

4.4. EVALUACIÓN DEL PUENTE METALICO 123
4.4.1. Introducción 123
4.4.2. Evaluación por factores de carga y resistencia según AASHTO LRFR 123
4.4.2.1. Modelos en elementos finitos 123
4.4.2.2. Identificación del elemento más comprometido 126
4.4.2.3. Características del elemento más comprometido 126
4.4.2.4. Solicitaciones determinantes 127
4.4.2.5. Cálculo de la Resistencia del elemento 128
4.4.2.5.1. Resistencia a compresión axil 128
4.4.2.5.1.1. Limite para la esbeltez 128
4.4.2.5.1.2. Esbeltez reducida 128
4.4.2.5.1.3. Verificación de las relaciones ancho/espesor límites 129
4.4.2.5.1.3.1. Platabanda superior 129
4.4.2.5.1.3.2. Alma normales perfiles C 129
4.4.2.5.1.3.3. Platabandas inferiores 130
4.4.2.5.1.4. Resistencia nominal a compresión 130
4.4.2.5.1.5. Resistencia de diseño a compresión 131
4.4.2.5.2. Resistencia a flexión 132
4.4.2.5.2.1. Pandeo local del ala 132
4.4.2.5.2.2. Pandeo local de alma 134
4.4.2.5.2.3. Pandeo lateral torsional 134
4.4.2.5.2.4. Resistencia nominal a flexión 135
4.4.2.5.2.5. Resistencia de diseño a flexión 135
4.4.2.6. Evaluación para carga de diseño 135
4.4.2.6.1. Primera alternativa considerando sólo carga axial 135
4.4.2.6.1.1. Estado límite de Resistencia I 135
4.4.2.6.1.2. Estado Límite de Servicio II 136
4.4.2.6.2. Segunda alternativa considerando carga axial y flexión 136
4.4.3. Evaluación por verificación de las tensiones admisibles según **CIRSOC 302 (1982)** 138
4.4.4. Análisis de resultados 142

CAPITULO 5: EVALUACIÓN EXPERIMENTAL

5.1. INTRODUCCIÓN 143
5.2. ASPECTOS DESTACABLES DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE PUENTES SEGÚN METODOLOGÍA AMERICANA 143
5.3. EVALUACIÓN DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO 147
5.3.1. Introducción 147
5.3.2. Modelo computacional 147
5.3.3. Instrumentación 148
5.3.4. Procedimiento 149
5.3.5. Presentación y análisis de los resultados obtenidos 154
5.3.6. Determinación de la Capacidad de carga por aplicación de los resultados del ensayo 158
5.3.7. Conclusión del ensayo 160
5.4. EVALUACIÓN DEL PUENTE METÁLICO 161
5.4.1. Introducción 161
5.4.2. Modelo computacional 161

5.4.3. Instrumentación 162
5.4.4. Procedimiento 162
5.4.5. Presentación y análisis de los resultados obtenidos 165
5.4.6. Determinación de la Capacidad de carga por aplicación de los resultados del ensayo 166
5.4.7. Conclusión del ensayo 168
5.5. TRATAMIENTO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS, SEGÚN LOS CRITERIOS QUE SE APLICAN EN NUESTRO PAÍS 168
5.5.1. Puente de vigas de hormigón armado 169
5.5.2. Puente metálico 170
5.6. CONCLUSIONES 172

CAPITULO 6: EVALUACION DE LA CONDICION DE ESTADO

6.1. INTRODUCCIÓN 173
6.2. EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE ESTADO SEGÚN FHWA 173
6.2.1. Aspectos destacables de la metodología 173
6.2.2. Aplicación de la metodología a los dos casos de estudio 176
6.2.2.1. Calificaciones de Ítems 176
6.2.2.2. Determinación de Índices de Suficiencia y asignación de prioridades 180
6.3. EVALUACIÓN SEGÚN SIGMA-PUENTES (DNV) 182
6.3.1. Aspectos destacables de la metodología 182
6.3.2. Aplicación de la metodología a los dos casos de estudio 184
6.3.2.1. Evaluación estructural (*E*) 184
6.3.2.2. Calificación del estado hidráulico (*H*) 185
6.3.2.3. Calificación del estado de seguridad vial (*SV*) 186
6.3.2.4. Cálculo del Indicador de Riesgo Ponderado (IRP) 186
6.3.2.5. Calificación de acuerdo al nivel de tránsito en el puente (T) 187
6.3.2.6. Clasificación de acuerdo a la vulnerabilidad de la red (V) 187
6.3.2.7. Calificación de acuerdo al valor estratégico del puente (VE) 188
6.3.2.8. Cálculo del Indicador de Consecuencia Ponderado (ICP) 189
6.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS 189
6.5. CONCLUSIONES 190
ANEXO 6.1: PLANILLAS DE INVENTARIO Y EVALUACION. CÁLCULO DETALLADO DE LOS INDICES DE SUFICIENCIA 191
A.6.1.1. PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO 192
A.6.1.2. PUENTE METALICO 197

CAPITULO 7: ANALISIS Y PROPUESTAS

7.1. INTRODUCCIÓN 203
7.2. DE LA SITUACIÓN DE LOS PUENTES DE LA REGIÓN 203
7.3. DE LAS INSPECCIONES 204
7.4. DE LA EVALUACIÓN ANALÍTICA 205
7.5. DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL 206
7.6. DE LA EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN 206
7.7. PLANILLA DE INSPECCIÓN RUTINARIA PROPUESTA 207
7.7.1. Introducción 207

7.7.2. Datos del puente 207
7.7.3. Relevamiento del estado de la estructura 208
A) Estructuras de hormigón armado 208
7.7.3.1. Componentes estructurales 208
7.7.3.1.1. Tablero 208
7.7.3.1.2. Vigas Longitudinales 209
7.7.3.1.3. Vigas Transversales 209
7.7.3.1.4. Estribos 210
7.7.3.1.5. Pilas 210
7.7.3.1.6. Fundaciones 210
B) Estructuras metálicas 211
7.7.2.1.7. Tablero 211
7.7.2.1.8. Elementos superiores de la superestructura 211
7.7.2.1.9. Elementos laterales de la superestructura 211
7.7.2.1.10. Elementos inferiores de la superestructura 212
7.7.2.2. Componentes funcionales 212
7.7.2.2.1. Losas de aproximación 212
7.7.2.2.2. Carpeta de rodamiento 212
7.7.2.2.3. Juntas 213
7.7.2.2.4. Barandas vehiculares y peatonales 213
7.7.2.2.5. Desagües 214
7.7.2.2.6. Apoyos 214
7.7.2.2.7. Guardarruedas y veredas 215
7.7.3. Relevamiento del estado hidráulico 215
7.7.4. Relevamiento del riesgo en seguridad vial 215
7.7.5. Información de detalle 215
7.7.6. Acciones urgentes 216
7.7.7. Tipos de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo 216
7.7.8. Tareas de actualización 217
7.7.9. Tareas de rehabilitación 218
7.7.10. Tareas de mantenimiento rutinario 218
7.7.11. Consideración final 218
ANEXO 7.1: PLANILLA DE INSPECCIÓN RUTINARIA PROPUESTA 219
ANEXO 7.2: PLANILLAS DE INSPECCIÓN RUTINARIA DE LOS PUENTES ESTUDIADOS 227
A.7.2.1. PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO 228
A.7.2.2. PUENTE METALICO 235
ANEXO 7.3: CARACTERÍSTICAS EXIGIDAS PARA LOS DESAGÜES 241

CAPITULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS
8.1. CONCLUSIONES 243
8.1.1. De las inspecciones 243
8.1.2. De la evaluación analítica 244
8.1.3. De la evaluación experimental 244
8.1.4. De la evaluación de la condición de estado 244
8.2. RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS 245

REFERENCIAS 247

RESUMEN

EVALUACION DE PUENTES

por José Aníbal Saracho

Se realiza un estudio pormenorizado de las metodologías de evaluación de puentes vigentes en los Estados Unidos y en la República Argentina. En este último caso la misma todavía se halla en etapa inicial de implementación.

Dichas metodologías, que involucran los procesos de inspección, evaluación analítica, evaluación experimental y evaluación de la condición de estado, se aplican a dos puentes situados en la provincia de Tucumán, uno de hormigón armado y el otro metálico, con variados tipos de patologías.

A continuación se efectúa un análisis comparativo de ambos procedimientos identificando: diferencias en los tipos de inspección, planillas de inspección, confiabilidad estructural de las verificaciones y sus tipos, claridad conceptual, rigurosidad de criterios, facilidad de implementación, utilidad de los datos recogidos y la interpretación de los mismos para la asignación de un resultado global de evaluación.

Complementariamente se realizan consultas a los organismos viales de la región en busca de identificar los tipos de patologías más importantes y frecuentes que afectan al stock de puentes.

Tomando como base lo realizado en las tareas de campo y gabinete, asimismo partiendo de los tipos de patologías más frecuentes en la región y contemplando tanto la infraestructura como la capacidad técnica y operativa disponibles en nuestro medio, se procede a plantear modificaciones y/o ampliaciones a la metodología argentina que permitan su adecuación a los criterios actuales de evaluación y posibiliten una rápida y efectiva aplicación de la misma a nivel regional. Estos aportes se hacen para cada uno de los procesos ya mencionados: inspección, evaluación analítica, evaluación experimental y evaluación de la condición de estado.

ABSTRACT

BRIDGE EVALUATION

by José Aníbal Saracho

A detailed study of methodologies for bridges evaluation at present applied in the United States and in the Argentine Republic is carried out. In the case of the Argentine methodology it is in the initial stage of implementation.

Those methodologies, that imply inspection processes, analytical evaluation, experimental evaluation and evaluation of condition of status, are applied to two bridges located in the province of Tucumán: one of reinforced concrete and the other made of steel with different pathologies.

A comparative analysis of both procedures is carried out and it identifies: differences in the types of inspection, inspection forms, structural reliability, conceptual clarity, thoroughness of criteria, facility of implementation, data use and their interpretation for a global result of evaluation.

At the same time requests regarding the existing bridges were done to the different regional highway administration offices in order to identify the most common and important pathologies.

Some modifications are done to the argentine methodology based on in-door and outdoor studies and considering the most frequent pathologies in the region as well as the infrastructure and the available technical and working capacity. These contributions are done for each one of the mentioned processes: inspection, analytical evaluation, experimental evaluation and condition evaluation in order to improve the Argentine methodology and thus implement it at regional level.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento a todas las personas que de una u otra manera colaboraron para que pudiera llevar a cabo los Cursos la Maestría en Ingeniería Estructural y este trabajo de Tesis.

En primer lugar, quiero mencionar a la Dra. Bibiana María Luccioni, Directora de la carrera, quien nos brindó su apoyo desde el primer momento. Siempre estuvo atenta a lo que nos pasaba, alentándonos permanentemente a superar las dificultades que enfrentábamos durante el cursado intensivo y orientándonos también durante nuestro trabajo de tesis. Se trata de una persona extraordinaria a quien tuvimos la fortuna de cruzarla en nuestro camino y que con su ejemplo de trabajo dejó en nosotros una impronta que jamás olvidaremos.

Agradezco al Ing. José Rodolfo Barlek, Director de Tesis y del Proyecto de Investigación en el cual participé, por su paciente dedicación, generosidad y palabras de aliento para guiar mis estudios. Compartimos muchas horas de trabajo, en campaña, en oficina y en congresos, como así también un profundo interés por esta línea de investigación. En todo este tiempo recibí de él muchas enseñanzas.

Al cuerpo de profesores de la Maestría agradezco la transmisión desinteresada de conocimientos y su dedicación durante los cursos.

A mis compañeros del X Magíster, Gabriel Aráoz y Facundo Bellomo con quienes pudimos forjar afectuosos lazos de amistad. A ellos les doy las gracias por la valiosa ayuda que me brindaron sobre todo en la etapa del cursado.

Agradezco también a los compañeros de los otros Magíster, a los del Proyecto de Investigación y al personal de apoyo del Instituto.

A todas las personas de la Facultad Regional Tucumán de la UTN que me han apoyado para la realización de este emprendimiento.

Al Ing. Eduardo Alberto Castelli, Supervisor de puentes zona NOA de la Dirección Nacional de Vialidad, por el valioso aporte de información y la importante experiencia compartida.

Por último, deseo expresar que esta experiencia en el Instituto de Estructuras me ha dado la oportunidad de relacionarme con gente totalmente identificada con el trabajo que hace, en un ambiente de compañerismo, humildad y honestidad intelectual; todo lo cual, afianzó mi vocación de docente-investigador y sobre todo me ha permitido crecer como persona.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Diagrama esquemático de un Sistema de Gestión de Puentes.	8
Figura 2.2	Niveles de Evaluación según Proyecto BRIME.	18
Figura 3.1	Localización del Puente.	27
Figura 3.2	Sección transversal del puente	28
Figura 3.3	Alternativa de cruce del puente sobre el río Pueblo Viejo para unir las Ciudades de Monteros y Simoca.	31
Figura 3.4	Cauce del río Pueblo Viejo en zona de implantación del puente.	31
Figura 3.5	Nivelación, Perfiles longitudinales sobre calzada del puente.	35
Figura 3.6	Planilla de inspección de losa de tablero en Tramo 3.	39
Figura 3.7	Planilla de Inspección Viga.	42
Figura 3.8	Planilla de inspección en carpeta de rodamiento.	50
Figura 3.9	Localización del Puente.	59
Figura 3.10	Vistas y cortes de la superestructura.	62
Figura 3.11	Alternativa de cruce del puente metálico sobre el río Gastona, Ciudad de Concepción.	64
Figura 3.12	Nivelación, Perfiles longitudinales sobre calzada del puente.	68
Figura 3.13	Planilla de inspección de elementos superiores de la superestructura en tramo 3.	70
Figura 3.14	Planilla de Inspección de Elementos laterales de la estructura reticulada en el tramo 4.	73
Figura 3.15	Zonas exterior e interior en nudos inferiores.	75
Figura 3.16	Planilla de inspección nudos inferiores	77
Figura 3.17	Planillas de inspección del Estribo norte.	80
Figura 3.18	Planilla de inspección Pila 2.	83
Figura 3.19	Planilla de inspección de daños en carpeta de rodamiento y barandas.	88
Figura 4.1	Camión de Diseño. Pesos y distancias entre ejes.	93
Figura 4.2	Diagrama secuencial de los niveles de evaluación de la capacidad de carga según AASHTO.	95
Figura 4.3	Sección de la superestructura.	99
Figura 4.4	Esquema estático con sobrecargas de diseño HL-93 de AASHTO	102

Figura 4.5	Esquema estático para determinación de solicitaciones máximas en vigas de borde.	103
Figura 4.6	Distancia al eje neutro de la sección supuesta con comportamiento de sección rectangular.	106
Figura 4.7	Dimensiones de la viga interior y detalle de armaduras.	107
Figura 4.8	Ubicación del Centro de gravedad de la sección transversal de la viga.	109
Figura 4.9	Modelo en elementos finitos del puente de hormigón.	111
Figura 4.10	Disposición de las cargas para obtención del máximo momento flector en viga interior.	111
Figura 4.11	Disposición de las cargas para obtención del máximo momento flector en viga exterior.	112
Figura 4.12	Disposición de las cargas para obtención del máximo momento flector en viga exterior (s/ DNV).	115
Figura 4.13	Detalle de disposición de armaduras en viga exterior.	116
Figura 4.14	Determinación del ancho colaborante.	116
Figura 4.15	Carga vertical sobre pila	119
Figura 4.16	Modelo en elementos finitos de la Pila y su Fundación.	120
Figura 4.17	Vista del modelo en elementos finitos del puente metálico	124
Figura 4.18	Sobrecarga de Diseño HL-93 AASHTO en la posición más desfavorable en puente metálico	125
Figura 4.19	Detalle de la posición de la sobrecarga de diseño HL-93 en puente metálico	125
Figura 4.20	Identificación del elemento más comprometido. Sección transversal	126
Figura 4.21	Ancho efectivo reducido en la sección del elemento	133
Figura 4.22	Disposición de las cargas reglamentarias DNV p/ puente categoría A-20.Ubicación crítica.	141
Figura 4.23	Detalle disposición de cargas.	141
Figura 5.1	Concepto de sobrecarga de verificación.	146
Figura 5.2	Modelo con cargas del Estado 3.	147
Figura 5.3	Ubicación de instrumentos de medición.	148
Figura 5.4	Esquema de las cargas empleadas en el ensayo.	150
Figura 5.5	Estados de carga en Tramo 5.	152
Figura 5.6	Deflexiones medidas en el centro del tramo 5.	154
Figura 5.7	Comparación entre deflexiones analíticas y experimentales para la viga 2 del tramo 5	155
Figura 5.8	Deformaciones en el centro de la luz del tramo 5, teóricas y experimentales.	156
Figura 5.9	Momentos vs. Flechas en Viga 2	157
Figura 5.10	Momentos vs. Flechas en Viga 3	157
Figura 5.11	Cargas de los vehículos de evaluación aplicadas al modelo, 2 camiones HS 20 AASHTO.	160
Figura 5.12	Reproducción en modelo del estado 5 de la prueba de carga.	161
Figura 5.13	Ubicación de instrumentos de medición.	162
Figura 5.14	Esquema de la configuración de las cargas para los distintos estados.	163
Figura 5.15	Momentos vs. Flechas en Vigas Oeste de T4 y T5.	165
Figura 5.16	Cargas del vehículo de evaluación aplicadas al modelo, Camión HS 20 de AASHTO.	168
Figura 5.17	Momentos vs. Flechas en Viga V2 del Tramo 5.	170

Figura 5.18	Momentos vs. Flechas en Viga Oeste del Tramo 5.	171
Figura 6.1	Cálculo del IS y criterio para la asignación de los fondos federales del PRRPC.	176
Figura 6.2	Proceso de evaluación y ordenamiento en el SIGMA-P.	183
Figura A7.3.1	Condiciones para establecer la longitud mínima de los caños de desagüe.	242

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1	Momentos en el centro de la luz [KNm] en vigas interiores.	112
Tabla 4.2	Momentos en el centro de la luz [KNm] en vigas exteriores.	112
Tabla 4.3	Factores parciales de carga para evaluación a nivel de inventario.	114
Tabla 4.4	Factores parciales de carga para evaluación a nivel de operación.	114
Tabla 4.5	Factores parciales de carga para evaluación a nivel de inventario.	136
Tabla 5.1	Factores de Ajuste.	145
Tabla 5.2	Deformaciones medidas en los apoyos. Tramo 5.	153
Tabla 5.3	Deformaciones medidas en centros de vigas. Tramo 5.	153
Tabla 5.4	Momentos y Flechas en modelo analítico.	155
Tabla 5.5	Flechas en ensayo de carga.	164
Tabla 5.6	Momentos en vigas supuestas como sistemas de alma llena y Flechas obtenidas del modelo analítico.	165
Tabla 5.7	Momentos y flechas registradas en viga V2 del tramo 5.	170
Tabla 5.8	Momentos y flechas registradas en Viga oeste del tramo 5.	171
Tabla 6.1	Calificaciones de la condición Ítems 58, 59 y 60.	177
Tabla 6.2	Descripciones de la condición de estado de los Ítems correspondientes a las calificaciones asignadas.	177
Tabla 6.3	Calificación de la condición Ítem 61.	177
Tabla 6.4	Descripciones de la condición de estado correspondientes a las calificaciones asignadas.	178
Tabla 6.5	Calificación de la condición Ítem 67.	178
Tabla 6.6	Calificación de la condición Ítem 68.	178
Tabla 6.7	Calificación de la condición Ítem 71.	179
Tabla 6.8	Calificación de la condición Ítem 72.	179
Tabla 6.9	Códigos para la condición Ítem 36.	180
Tabla 6.10	Calificación de la condición Ítem 113.	180
Tabla 6.11	I.S. en Puente de Hormigón.	181
Tabla 6.12	I.S. en Puente Metálico.	181
Tabla 6.13	Calificación por Evaluación Estructural.	184
Tabla 6.14	Calificación del Estado Hidráulico de los Puentes.	185

Tabla 6.15	Calificación del Estado de Seguridad Vial de los Puentes.	186
Tabla 6.16	Indicadores de Riesgo e IRP de los Puentes.	187
Tabla 6.17	Calificación por Nivel de Tránsito en los Puentes.	187
Tabla 6.18	Calificación por Vulnerabilidad de la Red en los Puentes.	188
Tabla 6.19	Calificación por Valor Estratégico de los Puentes.	188
Tabla 6.20	Indicadores de Consecuencia e ICP de los Puentes.	189
Tabla 6.21	Indicadores globales obtenidos para los dos Puentes por ambas Metodologías.	189

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 3.1	Vista del puente.	28
Fotografía 3.2	Reemplazo de pavimento en tramo de aproximación.	30
Fotografía 3.3	Márgenes erosionadas del río Pueblo Viejo aguas arriba del puente.	32
Fotografía 3.4	Márgenes erosionadas del río Pueblo Viejo aguas abajo del puente.	33
Fotografía 3.5	Erosión generalizada del lecho, socavación en pilas.	33
Fotografía 3.6	Extremos redondeados troncocónicos de los estribos, solo aguas arriba.	34
Fotografía 3.7	Nivelación del Tablero.	35
Fotografía 3.8	Escaso recubrimiento de armaduras en fondo de losa tablero.	37
Fotografía 3.9	Manchas de humedad en fondo de losa de tablero.	37
Fotografía 3.10	Deterioro en fondo de losa tablero, en zona de voladizos, provocado por el agua infiltrada.	38
Fotografía 3.11	Escaso recubrimiento en fondo de viga.	40
Fotografía 3.12	Defecto de llenado de Viga norte del tercer tramo sobre Pila Nº 3.	41
Fotografía 3.13	Descenso relativo del extremo del tercer tramo en correspondencia con Pila Nº 3	41
Fotografía 3.14	Retoque superficial en cara lateral de viga mediante revoque.	43
Fotografía 3.15	Nido de abeja en talón de diafragma.	44
Fotografía 3.16	Manchas de humedad y fisuración en diafragma sobre estribo.	44
Fotografía 3.17	Verificación de la verticalidad de pilas.	45
Fotografía 3.18	Desmembrado de la pantalla de protección de pilotes en estribo de margen derecha.	46
Fotografía 3.19	Erosión de capa de protección de hormigón en extremo superior de pilotes, Pila Nº 1.	47
Fotografía 3.20	Erosión de capa de protección de hormigón en extremo superior de pilotes, Pila Nº 2.	47
Fotografía 3.21	Junta saltada, grietas y falta de material sellante.	49
Fotografía 3.22	Desintegración progresiva de la superficie.	49

Fotografía 3.23	Descantillado de bordes de juntas.	51
Fotografía 3.24	Junta saltada con exposición de armadura extrema.	52
Fotografía 3.25	Faltante tramo de baranda en acceso.	53
Fotografía 3.26	Baranda metálica dañada por impacto.	53
Fotografía 3.27	Desagües.	54
Fotografía 3.28	Desplazamiento horizontal excesivo del elastómero.	55
Fotografía 3.29	Daños localizados por impacto de vehículos en la viga de borde de veredas.	56
Fotografía 3.30	Extracción de testigos de losa del tablero.	57
Fotografía 3.31	Determinación de la profundidad de carbonatación.	57
Fotografía 3.32	Vista del puente.	60
Fotografía 3.33	Anchos de calzada en tramo de aproximación y en el puente mismo.	63
Fotografía 3.34	Defensa aguas arriba sobre margen sur constituida por terraplén de material granular.	65
Fotografía 3.35	Tablestacado de la defensa de aguas abajo en margen sur.	66
Fotografía 3.36	Pilas de forma oblonga.	66
Fotografía 3.37	Cercanía de las Pilas del puente ferroviario.	67
Fotografía 3.38	Estribos del tipo de caras facetadas.	67
Fotografía 3.39	Deformación de cordones superiores y pandeo en arriostramientos de los tramos 2 y 3.	71
Fotografía 3.40	Montante dañado por impacto.	72
Fotografía 3.41	Corrosión en pañuelo de nudo inferior, en zona exterior.	75
Fotografía 3.42	Nudo inferior, zona interior con pérdida de sección por corrosión.	76
Fotografía 3.43	Nudo inferior, zona interior con principios de corrosión por desprendimiento de la capa de protección.	76
Fotografía 3.44	Estribo Norte, vista oeste.	78
Fotografía 3.45	Estribo Norte, vista este.	79
Fotografía 3.46	Rotación de la Pila 2, vista aguas arriba.	81
Fotografía 3.47	Rotación de la pila 2, vista aguas abajo.	82
Fotografía 3.48	Extracción de testigo en cilindro de fundación.	84
Fotografía 3.49	Defectos en carpeta de rodamiento.	85
Fotografía 3.50	Ondulaciones en carpeta de rodamiento en correspondencia con las juntas.	86
Fotografía 3.51	Daños en baranda, elementos faltantes y otros a reparar.	87
Fotografía 3.52	Desagües.	89
Fotografía 3.53	Apoyo desbancado ubicado sobre el estribo sur.	90
Fotografía 5.1	Puesta a punto de flexímetros de dial en apoyos.	148
Fotografía 5.2	Puesta a punto de flexímetros de cable en centro de tramo.	149
Fotografía 5.3	Segundo estado de carga con dos camiones.	151
Fotografía 5.4	Estado de carga 4.	163
Fotografía 5.5	Lectura de deflexiones.	164

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En las últimas décadas decidir entre el mantenimiento, rehabilitación o reconstrucción de un puente ha cobrado gran importancia, entre otras razones por el alto grado de deterioro observado en muchos de ellos y también por la obsolescencia funcional evidenciada para las actuales condiciones de tráfico en otros tantos. A tales efectos se han desarrollado e implementado Sistemas de Gestión de Puentes (SGP) cuya finalidad es proporcionar seguridad a los usuarios, garantizar accesibilidad a los puentes y proponer tareas de mantenimiento a un costo óptimo.

En la actualidad muchos países tienen desarrollados sus propios SGP adecuados a las necesidades de sus infraestructuras. Cada SGP suele estar compuesto de varios módulos, los cuales se han diseñado para atender las necesidades de los organismos o concesionarios viales y sus capacidades técnicas para actualizar y almacenar los datos. En general, se distinguen entre otros los siguientes módulos:

a) Módulo de relevamiento o inspección, para la toma de datos;

b) Módulo de evaluación de la condición de estado para la detección y monitoreo de los procesos de deterioro y

c) Módulo de evaluación de la capacidad de carga para la verificación del desempeño estructural, en el cual se contempla tanto la evaluación analítica como la experimental a través de ensayos de carga.

Recientemente, en nuestro país se ha implementado el SGP denominado SIGMA-Puentes (**DNV (2008)**). A la fecha y con ciertos problemas operativos, éste se halla en la etapa inicial de carga de datos para completar el inventario y relevamiento de las aproximadamente 3.000 obras de arte mayores dispuestas a lo largo de 38.000 km de la Red Vial Nacional (RVN). Para la evaluación analítica, el criterio fijado por SIGMA-P sigue la normativa actualmente vigente en el país, es decir rige lo dispuesto en los reglamentos **DNV (1952)** y CIRSOC del año 1982.

En el mundo se han producido avances en las filosofías de verificación para el diseño estructural de puentes, las cuales han evolucionado desde los métodos determinísticos con un solo factor de seguridad global a métodos semiprobabilísticos con factores parciales de seguridad para las cargas y resistencias. En cuanto a la evaluación de puentes, unos pocos países presentan normas específicas, entre ellos USA y el Reino Unido. En los Estados Unidos actualmente tienen vigencia las disposiciones del Manual de Evaluación de Puentes (MEP) de la AASHTO (**AASHTO (2010)**) que brinda una metodología para evaluar la capacidad de carga de los puentes existentes que es consistente con la filosofía por factores parciales de carga y resistencia.

Por otro lado, numerosos países sudamericanos basan sus normativas concernientes a seguridad de estructuras en especificaciones norteamericanas. En particular, en la República Argentina existen Reglamentos en trámite de aprobación: **CIRSOC 201 (2005) -** Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón basado en el documento "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", conocido como **ACI 318-05 (2005)**, y el **CIRSOC 301 (2005) -** Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios basado en la especificación "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", **AISC-LRFD (1999)**, ambos con la filosofía de diseño por factores parciales de carga y resistencia. Asimismo, se encuentran en comisión la elaboración de los proyectos de reglamento CIRSOC referidos a puentes de hormigón y a puentes de acero, que siguiendo el criterio de los reglamentos anteriores estarían basados en normas americanas, tal como las Especificaciones de Diseño para Puentes **AASHTO LRFD (2010)**. Esta tendencia permite suponer que en un futuro próximo tanto el diseño de puentes nuevos como así también la evaluación de los existentes estarán basados en los reglamentos americanos.

Por todo ello, y dado que la metodología SIGMA-P todavía se halla en la etapa inicial de implementación, surge la inquietud de efectuar aportes que contemplen los criterios de tales cuerpos normativos y se adecuen a la realidad regional.

1.2. IMPORTANCIA DEL TEMA

Actualmente se reconoce la necesidad de mantener operativas las vías de comunicaciones, tanto por cuestiones económico-sociales en tiempos normales, como por razones de seguridad ante ocurrencia de catástrofes. Sin embargo en las últimas décadas se ha podido observar un alto grado de deterioro en estructuras de puentes. Las causas de tal degradación estructural se pueden encontrar en: diseños no adecuados a la durabilidad esperada, falta de control de calidad durante la construcción, falta de mantenimiento, imprevisiones de acciones tales como sismos, riadas, etc. Además, muchos de los puentes actualmente en servicio se construyeron con anterioridad a la aparición de la normativa sismorresistente, o en base a prescripciones de normas caducas, anteriores a las vigentes.

Pese a este creciente deterioro y a la importancia estratégica de este tipo de estructuras, los presupuestos para mantener, reparar y/o rehabilitar puentes existentes son siempre limitados. Esto da como resultado que las autoridades responsables de tales obras de infraestructura, sólo puedan atender una selección parcial de los problemas detectados. El uso eficiente de los recursos requiere de estudios previos tales como inspección, evaluación de la condición de estado y evaluación de la aptitud estructural, en base a los cuales se han de desarrollar proyectos de rehabilitación integrales, y por último de un análisis económico comparativo entre las opciones: rehabilitación vs. reconstrucción.

1.3. OBJETIVOS BÁSICOS DE LA TESIS

Los objetivos principales se pueden resumir en los puntos que se enumeran a continuación:

- Estudiar las metodologías de evaluación establecidas por el conjunto normativo americano.
- Estudiar los criterios de evaluación empleados actualmente en el país.
- Efectuar la inspección detallada en dos puentes de distintas tipologías estructurales, uno de hormigón armado y otro metálico, con variados tipos de patologías.
- Aplicar las metodologías de evaluación americana y local a ambos puentes.
- Formular las conclusiones que se desprendan del estudio comparativo de los resultados y formas de procedimiento, con vistas a identificar coincidencias y divergencias.
- En base a lo realizado, plantear aportes en términos de modificaciones y/o ampliaciones a la metodología Argentina que permitan su adecuación a los criterios actuales de evaluación y posibiliten una efectiva y flexible aplicación de la misma a nivel regional, contemplando tanto la infraestructura como la capacidad técnica y operativa disponibles en nuestro medio.

1.4. CONTENIDO DE LA TESIS

En este primer capítulo se brinda la descripción del problema, se plantea la importancia del tema, se enumeran los objetivos y se presentan sintéticamente los contenidos.

En el capítulo 2 se presenta una revisión de carácter general de los Sistemas de Gestión de Puentes, métodos de Inspección y procedimientos de: Evaluación de la condición de estado de los puentes, Evaluación analítica y Evaluación experimental.

En el capítulo 3 se ofrecen los informes de inspección detallada de los dos puentes de estudio, con sus procedimientos y resultados.

En el capítulo 4 se presentan los lineamientos para la evaluación analítica según lo prescripto por el MEP (**AASHTO (2010)**), los cuales se aplican luego en los dos casos de estudio. Estos resultados se comparan con los obtenidos de aplicar las sobrecargas reglamentarias DNV y efectuar las verificaciones según reglamentos CIRSOC actualmente vigentes en el país.

En el capítulo 5 se presenta la metodología de evaluación experimental según los lineamientos de AASHTO. Los resultados obtenidos de ambas pruebas se procesan y luego se utilizan para efectuar las verificaciones exigidas por el reglamento americano. Seguidamente éstos se comparan con los obtenidos de aplicar los criterios de evaluación actualmente vigentes en la República Argentina.

En el capítulo 6, para cada caso, se obtiene el Índice de Suficiencia según lo establecido por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (**FHWA (1995)** y **FHWA (2006)**). Por otra parte, se aplicaron los criterios establecidos por el SGP SIGMA-P para el cálculo del Indicador de Riesgo Ponderado. Se establecen comparaciones sobre la aplicación de ambas metodologías.

En el capítulo 7, tomando como base lo realizado, se procede a efectuar los análisis de las características salientes de las metodologías estudiadas y a plantear los aportes.

Finalmente, en el capítulo 8 se ofrecen las conclusiones y propuestas para trabajos futuros.

CAPITULO 2

CONCEPTOS GENERALES Y REVISION GENERAL DE METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN

2.1. INTRODUCCIÓN

Puesto que la evaluación de puentes constituye una etapa muy importante dentro de los Sistemas de Gestión de Puentes (SGP) es conveniente tratar sobre los mismos en primer lugar para entender el rol de la evaluación dentro de ellos. De la misma manera, dada la importancia de las inspecciones en este proceso, también se hará referencia a éstas antes de abordar la revisión de las metodologías de evaluación.

2.2. SISTEMAS DE GESTIÓN DE PUENTES

2.2.1. Consideraciones previas

Durante su vida de servicio, los puentes están propensos a sufrir pérdidas de resistencia como resultado del daño estructural o la degradación del material constitutivo. Llegado cierto punto se alcanza un nivel mínimo aceptable de desempeño estructural, lo que marca el final de su vida útil. Este nivel mínimo aceptable de desempeño no se define con facilidad y necesita tomarse en consideración cierto número de factores, que incluyen las consecuencias de las fallas en términos de costos y pérdida potencial de vidas humanas.

Por ende, los puentes necesitan una estrategia efectiva de mantenimiento para incrementar su vida útil a un costo mínimo. En este sentido, el mantenimiento de rutina que involucra tareas de limpieza, pintura y reparaciones menores puede utilizarse para bajar la velocidad de deterioro. En tanto que los trabajos de reparación o rehabilitación pueden usarse para eliminar la fuente del daño o para restaurar la capacidad perdida. No obstante, las estructuras individuales no pueden ser tratadas aisladamente y la estrategia de mantenimiento necesita tomar en consideración otros factores tales como el uso

actual y futuro del puente, su posición en la red, el medio ambiente circundante, y el impacto social y político de cualquiera de los trabajos de mantenimiento.

Por lo tanto, se establece la necesidad de una serie de criterios racionales que garanticen que los puentes sean mantenidos en condiciones de servicio aceptables y con niveles de seguridad adecuados a la capacidad de carga requerida. Esto debe lograrse a un costo mínimo durante su vida útil, a la vez que durante las intervenciones que tuvieren lugar se provoque la mínima interrupción al tráfico en lo posible.

2.2.2. Fundamentos de un Sistema de Gestión de Puentes

Un Sistema de Gestión de Puentes (SGP) es una herramienta que permite implementar estrategias para conservar, reparar y/o refuncionalizar las obras de arte mayores de una red vial.

El beneficio de implementar un SGP es que permite conocer en tiempo real el estado y diagnóstico de las patologías de los puentes a fin de planificar y llevar a cabo su conservación. Asimismo, mediante un mantenimiento preventivo puede extenderse la vida útil de estas estructuras a un costo menor. La oportuna detección de las deficiencias estructurales y de servicio mediante inspecciones, atribuibles al obstáculo atravesado u otras afectaciones, permite un rápido diagnóstico, un tratamiento eficaz y conduce a ahorros importantes en los presupuestos para el mantenimiento o reemplazo de las estructuras existentes.

Una vez implementado, el SGP permite tomar decisiones con eficacia y seleccionar alternativas a fin de asegurar un nivel adecuado de servicio y confiabilidad. También se toman en consideración las restricciones presupuestarias existentes, permitiendo proyectar y programar los recursos necesarios a futuro y jerarquizar las intervenciones a realizar en cada oportunidad.

Se requiere que un Sistema de Gestión de Puentes (SGP) cumpla con los siguientes objetivos principales, clasificados en orden de importancia:

- Garantizar la seguridad de los usuarios y de terceros
- Asegurar el nivel de servicio requerido (variable de acuerdo con los caminos)
- Garantizar la conservación del patrimonio en el largo plazo.

Un sistema de gestión comprende una serie de procedimientos destinados a garantizar el mantenimiento adecuado de todas las estructuras. En esto se incluyen los métodos, los modelos analíticos, las herramientas de procesamiento de datos, los procesos organizacionales y las bases de datos necesarias para su implementación. El SGP generalmente opera en dos niveles: el nivel de proyecto y el nivel de red, existiendo fuertes interacciones entre éstos. La información de nivel de proyecto se refiere a los puentes individuales, elementos o componentes. Resulta de importancia para especificar los requerimientos de mantenimiento y para recuperar los datos sobre puentes particulares. La información de nivel red se refiere al stock completo de puentes o a un subgrupo del stock, tal como todos aquellos puentes pertenecientes a una región dada. La información a nivel de red es importante para determinar en que medida la condición media de los puentes en el stock está desmejorando y también para estimar el valor del presupuesto requerido para mantener la condición de los puentes de la red a un nivel aceptable.

Un programa de mantenimiento se genera a partir de los objetivos planteados dentro del SGP, los cuales deben tomar en consideración: la condición media del stock, la frecuencia de reemplazo en los puentes, el porcentaje del stock con restricciones de tráfico y la demora provocada a los usuarios por dichas restricciones en diferentes ocasiones. Una evaluación de cuan acabadamente tales objetivos son satisfechos

establecerá la suficiencia del presupuesto y también las consecuencias asociadas para distintos niveles particulares de disponibilidad de los fondos.

En los últimos años, al tiempo que se ha incrementado el número de puentes que requieren mantenimiento, los montos presupuestarios para atender estas tareas no han acompañado dicho crecimiento. Esto ha significado que tenga que volverse esencial evaluar el mantenimiento de los puentes en términos económicos. Las valoraciones económicas se hacen usualmente por comparación de los costos y beneficios del trabajo de mantenimiento propuesto. La priorización del mantenimiento se basa precisamente en un análisis costo-beneficio.

El análisis de los costos y beneficios para distintas alternativas de acciones de mantenimiento demanda cuantificar factores tales como demoras en el tráfico, velocidad de deterioro de los puentes, vida útil de los sistemas de reparación, el factor tiempo para los costos y los beneficios que se agregan por los mejoramientos. Una vez realizada la cuantificación de tales ítems, es posible proponer un programa de mantenimiento optimizado para las condiciones Standard fijadas, a un mínimo costo y a largo plazo. Si este programa de mantenimiento optimizado resulta más caro que el presupuesto anual disponible, el SGP reanalizará el problema incorporando la restricción presupuestaria y producirá un programa de mantenimiento modificado. El SGP también debe evaluar tanto el incremento en los costos a largo plazo como la divergencia con respecto a la condición standard objetivo del stock de puentes que resultan de dicha restricción presupuestaria.

2.2.3. Antecedentes de los SGP

En términos generales, los sistemas computarizados para la gestión de puentes comienzan a aparecer alrededor de 1.980, inicialmente como base de datos para el almacenamiento y simple evaluación de las deficiencias. La optimización de los programas de mantenimiento en los sistemas de gestión se hace efectiva recién hacia fines de los 80’s y principio de los 90’s.

Los organismos viales de orden nacional de USA crearon dos sistemas básicos: PONTIS por la FHWA (Federal Highway Administration) y BRIDGIT por el NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) (**IABMAS (2010)**). La adopción de uno u otro, o de sistemas similarmente idóneos, fue promovida por ley en aquel país hacia 1.991 siendo PONTIS el sistema usado por la gran mayoría de los estados, en tanto que BRIDGIT se utiliza para gestionar redes menores como la de los condados.

En el viejo continente se montó un proyecto común para desarrollar las herramientas requeridas para un SGP aplicable a la red europea de caminos (BRIME–BRIdge Management in Europe) (**BRIME (2001)**) e (**IABMAS (2010)**). Las organizaciones que participaron del proyecto fueron los entes nacionales de vialidad de Francia, Alemania, Noruega, Eslovenia, España y el Reino Unido.

Dicho programa se inspira ampliamente en las experiencias de los sistemas individuales desarrollados tanto en los países miembros como así también en los Estados Unidos de América. Queda por verse todavía si los países integrantes del proyecto, con sistemas de gestión bien desarrollados, se convencerán de los beneficios relacionados con el empleo de un sistema común y estarán dispuestos a abandonar su práctica actual.

Asimismo, Australia y Nueva Zelanda están haciendo lo propio a través del ente de carreteras que los nuclea, AUSTROADS (**AUSTROADS (2002)**).

2.2.4. Factores que afectan la gestión de los puentes

La determinación de las estrategias apropiadas para el mantenimiento de un stock de puentes es un asunto complejo. Para ello deben considerarse, entre otros, los siguientes tópicos:

- Condición de la estructura
- Capacidad de carga
- Velocidad de deterioro
- Tratamientos de mantenimiento disponibles y su efectividad, vida útil y costo.
- Costos de la gestión del tráfico
- Velocidades del flujo de tráfico y los costos asociados con los retrasos
- Costos de los trabajos de mantenimiento en el futuro, considerados a valor actual
- Implicancias en seguridad y flujo de tráfico, si el trabajo no es llevado acabo inmediatamente.

Un diagrama esquemático, que muestra los bloques básicos de la arquitectura de un SGP, se aprecia en la figura 2.1. Los ingresos constituyen la información requerida para determinar los programas de mantenimiento óptimo (por ejemplo condición, capacidad de carga) y la salida provee las bases para desarrollar dichos programas dentro del presupuesto disponible (por ejemplo velocidades de deterioro, costos de las opciones de mantenimiento). Cada uno de los elementos mostrados en la figura representa los módulos que integran un SGP.

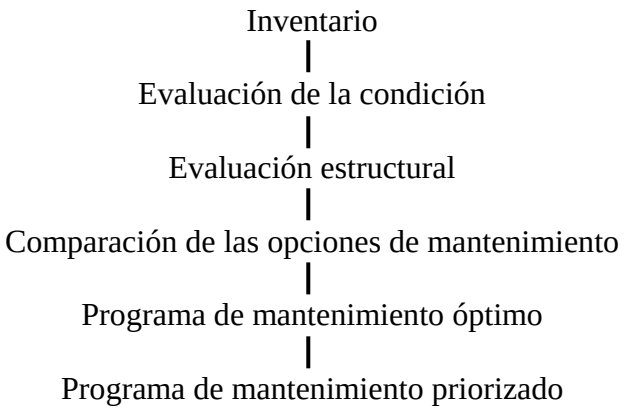


Figura 2.1: Diagrama esquemático de un Sistema de Gestión de Puentes

2.2.5. El sistema de Gestión de Puentes en la República Argentina

La DNV (Dirección Nacional de Vialidad) hizo diversos intentos para comprar, adaptar, o desarrollar un SGP acorde a sus propias necesidades y capacidad de gestión. Esto acontece desde mediados de la década del 90, y proviene también de condicionantes del BIRF (Banco Interamericano de Reconstrucción y Fomento) para brindar financiamiento al sector vial argentino.

Los SGP de diversos países del mundo podrían aplicarse para cubrir las necesidades de la RVN (Red Vial Nacional). Varias iniciativas anteriores fueron infructuosas por distintas circunstancias, y la experiencia en la DNV indicó que incorporar un programa foráneo sería de difícil adaptación, generando altos costos iniciales y de operación, así como inconvenientes de adecuación a futuro.

El SGP, denominado SIGMA-Puentes (**DNV (2008)**) es resultado de los esfuerzos organizativos e institucionales propios de la DNV y de esfuerzos compartidos con la Universidad Nacional de Córdoba (UNC) durante el periodo 2005 – 2006. La DNV optó por encargar a la UNC el desarrollo de una herramienta propia, que tenga en cuenta las peculiaridades técnicas y de gestión que hace al conjunto de puentes de la RVN, y que atienda a las necesidades específicas de conservación para las estructuras mayores de argentina.

A través de un convenio de prestación de servicios, la UNC y la DNV relevaron los antecedentes internacionales de los SGP, y a continuación desarrollaron el método SIGMA-Puentes y la herramienta informática denominada SIGMA-P (Base de Datos con acceso desde Internet). En vista de los antecedentes técnicos, culturales y de gestión, la DNV se decidió por adoptar un *esquema* y una *Política de Conservación para las Obras de Arte* similares al de Dinamarca, México y España (**Castelli E. A. et al (2008)**).

2.3. INSPECCIONES

2.3.1. Generalidades sobre las inspecciones de puentes

Las inspecciones de puentes son realizadas para determinar la condición física y funcional del mismo, de manera de sentar las bases para la evaluación y determinación de la capacidad de carga, con miras a iniciar las acciones de mantenimiento. Asimismo, dichas inspecciones sirven para proveer un registro continuo de la condición y velocidad de deterioro de los puentes y para establecer las prioridades en los programas de reparación y rehabilitación. Para la mayor efectividad de tales programas es esencial la cooperación entre los agentes de los distintos departamentos involucrados en el proceso. En esto se incluyen a los responsables de la inspección de puentes, a aquellos que trabajan en la determinación de la capacidad de carga, en el otorgamiento de los permisos y en las tareas de mantenimiento.

La inspección exitosa del puente depende tanto de la planificación como de la aplicación de técnicas apropiadas, el uso de equipos adecuados, y la experiencia y aptitud del personal que lleva a cabo la misma. Las inspecciones no estarán limitadas a la búsqueda de los defectos que puedan existir, sino que también incluirá la anticipación a problemas incipientes. En consecuencia, las inspecciones son realizadas para desarrollar tanto los programas de mantenimiento preventivo como los correctivos.

2.3.2. Tipos de Inspección según la FHWA

Los tipos de inspección requeridos pueden variar a lo largo de la vida útil del puente según la cantidad y el nivel de detalle de los datos que resulten necesarios recavar. Se distinguen cinco tipos de inspecciones.

Inicial (de inventario)

Una inspección inicial es la primera inspección realizada sobre el puente y que se convierte en parte del archivo del mismo. Pero también puede aplicarse cuando se haya dado un cambio en la configuración de la estructura como por ejemplo ensanchamiento de calzada, alargamiento, construcción de soportes suplementarios, etc., o bien en caso de que se haya producido un cambio de concesionario vial. La inspección inicial es una investigación que debe quedar totalmente documentada y se acompaña de una evaluación de la capacidad estructural. En primer lugar, debe decirse

que esta inspección provee todos los datos necesarios para el inventario y evaluación de la estructura. Por otra parte, la misma provee una base de referencia del estado de la condición estructural, como así también permite la identificación de problemas existentes.

Rutinaria (Periódica)

Éstas son inspecciones que se ejecutan regularmente, consistentes en observaciones y/o mediciones necesarias para determinar la condición física y funcional del puente, para identificar cualquier cambio de la condición inicial o la previamente registrada y para garantizar que la estructura satisface las actuales condiciones de servicio. La inspección de las partes de la subestructura que normalmente permanecen bajo el agua se limitará a observaciones durante el periodo de estiaje y/o a sondeo por señales de socavación. Las inspecciones previas y/o los cálculos de la capacidad de carga pueden llevar a que determinadas áreas deban monitorearse intensamente.

De daño

Ésta es una inspección realizada para evaluar el daño estructural que resulta ya sea de factores ambientales o acciones humanas. El alcance de la inspección será el suficiente como para poder determinar la necesidad de establecer restricciones de carga o la clausura del puente por situación de emergencia y también para determinar la importancia de los trabajos de reparación que se requieran. Una oportuna inspección detallada puede eliminar la necesidad de este tipo de inspección.

En Profundidad o Detallada

Una inspección en profundidad es una inspección completamente detallada de uno o más elementos de la estructura, por sobre o debajo del nivel de las aguas, para identificar ciertas deficiencias que no son fácilmente detectables usando los procedimientos de la inspección de rutina. Cuando resulte necesario indagar íntegramente la existencia o extensión de algunas deficiencias, puede solicitarse la ejecución de ensayos de campo no destructivos y/u otros ensayos de materiales.

Dependiendo de la magnitud del daño, la inspección puede incluir una evaluación de la capacidad de carga de los elementos afectados. Asimismo, pueden llevarse a cabo ensayos de carga no destructivos para asistir en la determinación de la capacidad estructural del puente.

Sobre los puentes pequeños y medianos la Inspección en Profundidad incluirá todos los elementos críticos de la estructura. Para estructuras grandes y complejas, estas inspecciones pueden ser programadas separadamente para segmentos definidos del puente o para grupos determinados de elementos, conexiones o detalles que puedan ser tratados eficientemente por las mismas o técnicas similares de inspección. Si se escoge la última opción, cada segmento definido del puente y/o cada grupo designado de elementos, conexiones o detalles, serán identificados claramente como tema de registro y a cada uno de ellos se le asignará una frecuencia para la re-inspección. Las actividades, procedimientos e información recabada en las Inspecciones en Profundidad deberán documentarse pormenorizadamente.

Inspecciones Especiales

Una Inspección Especial es una inspección programada a discreción del administrador del puente. Es utilizada para monitorear una deficiencia concreta o bien ante la sospecha de su existencia, tal como el asentamiento o descalce de la fundación; asimismo, para indagar el estado de la condición de un elemento y la aptitud para el uso

público de un puente con restricción de cargas. Este tipo de inspección debe ser llevada a cabo por un ingeniero calificado, el cual estará debidamente informado sobre la naturaleza de la deficiencia y la relación que guarda ésta con respecto al desempeño del puente. La frecuencia para la Inspección Especial tendrá en cuenta la severidad de la deficiencia encontrada.

2.3.3. Tipos de Inspección según SIGMA-P

El SGP de la DNV contempla tres tipos de inspecciones: Inicial, rutinaria y detallada.

Inspección inicial

Se entiende por Inspección Rutinaria Inicial a la primera inspección de rutina que se lleva a cabo en un puente. Ésta se diferencia de las futuras inspecciones de rutina que se llevarán a cabo en un puente en que la primera visita está orientada, además de relevar el estado del puente, a completar todos los campos del inventario que no se hayan podido consignar a partir de la información disponible en la documentación y antecedentes del puente.

La Inspección Inicial, al igual que la Inspección rutinaria, dará origen a un informe sobre el cual un ingeniero especialista en puentes evaluará la estructura, aspectos hidráulicos y la seguridad vial del puente.

Inspección Rutinaria

La Inspección Rutinaria tiene por objeto relevar el estado del puente en un momento dado, atendiendo a tres aspectos fundamentales: Estructura, Hidráulica y Seguridad Vial.

La Inspección se lleva a cabo mediante una planilla de relevamiento diseñada para capturar el estado de conservación de las componentes estructurales más importantes (aspecto estructural), de las características del sitio de implantación (aspecto hidráulico) y de las características viales del puente (aspecto de seguridad vial). Para recopilar la información en forma sistemática se utilizará durante las inspecciones de rutina una planilla de relevamiento. La inspección rutinaria puede dividirse en tres partes: (1) Relevamiento de las características generales del puente, (2) Registro del estado estructural, vial e hidráulico del puente en la planilla de relevamiento y (3) Registro fotográfico.

Inspección Detallada

Luego de una Inspección de Rutina se le asigna una calificación al puente. Esto puede indicar la necesidad de una inspección detallada cuyo objetivo es recavar información adicional a la obtenida durante una inspección de rutina para conocer con mayor exactitud el estado de un puente.

Puede requerirse de una inspección detallada: cuando sea necesario evaluar la capacidad estructural o las propiedades hidráulicas del puente en forma exhaustiva y cuando la información relevada durante una inspección rutinaria no es suficiente para asignar con claridad una calificación al puente.

2.3.4. Técnicas avanzadas de inspección

En la actualidad, para suplementar las inspecciones visuales se disponen de una buena cantidad de técnicas de inspección avanzadas (**AASHTO (2010)**). Estas técnicas permiten a los inspectores evaluar en profundidad los defectos encontrados durante una

inspección visual y también permiten llevar acabo las inspecciones sobre elementos que no son fácilmente accesibles. Las mismas requieren de técnicos entrenados para realizar los ensayos y de un profesional con experiencia en la interpretación de los resultados.

Para el caso de elementos de hormigón, se cuenta con las siguientes técnicas de inspección avanzada: métodos de resistencia, como esclerometría y prueba Windsor; métodos de velocidad de pulso sónico, para detectar delaminaciones; técnicas de ultrasonido, que permiten obtener valores de resistencia y detectar grandes grietas y vacíos; métodos magnéticos, para la determinación de la posición de la armadura; métodos eléctricos, para determinación de la corrosión; métodos nucleares, para la determinación del contenido de humedad; termografía infrarroja, para detección de delaminaciones en tableros; radar, para detectar deterioro sobre todo en tableros; radiografía, para determinación del patrón de distribución de armaduras; endoscopía, para un examen minucioso de aquellas partes de la estructura que de otro modo no podrían ser visualizadas.

Por su parte, para los puentes metálicos se cuenta con: radiografía, para la detección de grietas o inclusiones de escoria, o porosidad en soldadura; examen de partícula magnética, para localización de defectos en superficie o cercanos a la misma; examen por corriente parásita, para detectar defectos en profundidad; examen de tinta penetrante, para defectos en superficie; examen de ultrasonido, para la detección de defectos internos.

2.3.5. Normativa

En los Estados Unidos de América tiene vigencia el “Manual del Inspector de Puentes” (**FHWA (2002)**), en el cual se ofrecen procedimientos y técnicas para inspeccionar y evaluar una variedad de puentes en servicio. Por su parte en la República Argentina rige lo dispuesto en el Manual de Operaciones del SIGMA-P, donde se describen las características y objetivos de los distintos tipos de inspecciones dentro del capítulo 3 que corresponde al Módulo Relevamiento (**DNV (2008)**).

2.4. EVALUACION DE LA CONDICION DE ESTADO

2.4.1. Introducción

Los puentes, como parte importante de la red vial, son especialmente vulnerables a constantes y diversos tipos de deterioro. Los mismos son consecuencia de:

- La mala planificación en las operaciones de mantenimiento,
- La insuficiencia de fondos para el mantenimiento regular,
- El mal diseño, detallado y ejecución de la estructura,
- La poca importancia dada en el pasado a las tareas de mantenimiento y la ejecución a término de las mismas,
- El proceso de envejecimiento,
- El incremento del tamaño de la red y del volumen de tráfico,
- El incremento de volumen del stock de puentes,
- El incremento de los pesos por eje en los vehículos de transporte de carga.

Una de las partes más importantes de un SGP es el módulo de evaluación de la condición de estado. Este puede proveer datos sobre la condición de cada componente de la estructura o la de ésta considerada como un todo, y asimismo información sobre el progreso de los procesos de deterioro relevados.

El principal objetivo de la evaluación de la condición de estructuras de puentes es detectar los procesos de deterioro en su fase inicial y también investigar y determinar las causas que los produjeron. La evaluación arrojará datos sobre la intensidad y extensión de los defectos visibles sobre la estructura y el impacto de tales anomalías en la seguridad y vida útil de los puentes. Estos datos sirven de base para la elección del tipo de intervención requerida para preservar la condición de la estructura dentro de límites aceptables, y también para proveer un estimado de los costos en los posibles trabajos de mantenimiento, reparación o rehabilitación.

Otro objetivo buscado es evaluar la eficiencia de las diferentes técnicas de reparación y la aptitud de los diversos materiales usados en tales trabajos, como así también su modo de aplicación.

2.4.2. Procedimientos

Los procedimientos para evaluación de la condición de estado de puentes desarrollados en distintos países son muy similares por tratarse de métodos clasificados como de inspección y puntaje. Estos permiten identificar y caracterizar las deficiencias, atribuyendo valores numéricos (tantos o puntos) a cada componente significativo del puente, los que ponderados en función de su importancia relativa conducen a la determinación de un Índice.

Es importante destacar que tantos defectos como sea posible, los cuales tengan un impacto en la condición, funcionalidad, durabilidad y capacidad de carga del puente, estén incluidos en un catálogo de defectos. Dicho catálogo, en conjunción con juicio ingenieril y experiencia, ayuda al inspector a lograr una evaluación confiable de los defectos y procesos de deterioro, a determinar su causa y posible propagación en el futuro.

Para obtener los datos necesarios para la evaluación de la condición de estado y asimismo asegurar que los resultados puedan ser usados apropiada y efectivamente en análisis posteriores, los métodos deben satisfacer los requerimientos que se citan a continuación:

- Las estructuras deben ser inspeccionadas regularmente a intervalos determinados de tiempo a partir de la puesta en servicio, o bien luego de llevarse a cabo trabajos de reparación principales.
- Deben ejecutarse diferentes tipos de inspecciones con personal entrenado y uso del equipamiento apropiado.
- Se dispondrá de un catálogo de defectos, con indicación de tipos de procesos de deterioro y sus posibles causas.
- Métodos bien definidos para la calificación de defectos en relación a la intensidad y extensión de los mismos, así como el posible impacto sobre la seguridad y durabilidad de los elementos estructurales.

La evaluación de estructuras deterioradas es una tarea muy importante y debe por tanto ser llevada acabo por ingenieros experimentados. Este proceso es siempre una combinación de un método de evaluación predefinido y juicio ingenieril. Dicho juicio conlleva cierta subjetividad, de manera que para reducirla al máximo se requiere de la capacitación continua de los inspectores y, si fuese necesario, readecuaciones periódicas del catálogo de defectos y mejoras en los métodos de calificación.

La evaluación de la condición de estado está basada en la evaluación numérica de una serie de tipos de daños básicos revelados durante la inspección. Para ello se toma en consideración:

- El tipo de daño y sus efectos sobre la seguridad y/o durabilidad de los elementos estructurales afectados;
- Impacto de los componentes estructurales afectados sobre la seguridad global y durabilidad de la estructura en su conjunto;
- Grado o intensidad de los tipos de daño;
- Extensión y propagación a futuro de los tipos de daño.

La evaluación de la condición sirve para:

- Establecer un *Ranking primario* de los puentes deteriorados de una red de carreteras; usualmente aquellos puentes que resultan con bajos valores de calificación quedarán sujetos a ulterior examen en profundidad (Inspección detallada).
- Determinación del factor de reducción de capacidad estructural o factor de condición "Φ", que considera la incertidumbre sobre la resistencia de los elementos deteriorados.
- Determinación del *Índice de Suficiencia* del puente, que es un indicador global de la condición.
- Evaluar las tendencias del proceso de deterioro y estimación gruesa de la vida de servicio remanente del puente.

2.4.3. Situación en Europa

Una revisión de los métodos utilizados en Europa permitió comprobar que existen básicamente dos formas de procedimiento para la evaluación de la condición de estado de los puentes a partir de la evaluación de sus elementos (**BRIME (2001)** y **ARCHES (2009a)**).

1. El primer procedimiento se basa en una evaluación de tipo acumulativa, donde los daños en cada elemento se suman. Esto debe realizarse para cada tramo de la superestructura, cada parte de la subestructura, calzada e instalaciones accesorias del puente. El resultado final de tal sumatoria representa la evaluación de la condición de estado del puente y puede ser usado para establecer de modo preliminar la prioridad con vistas a su conservación. Este tipo de método se utiliza por ejemplo en Eslovenia.
2. El segundo método toma el valor más alto obtenido en la evaluación de los componentes del puente, siendo éste el valor representativo para la evaluación de la estructura en su conjunto. Este procedimiento ofrece el número de puentes afectados por cada tipo de deterioro, pero no es posible la comparación directa entre los valores de evaluación de la condición de estado de los mismos. Este método es utilizado en Polonia.

2.4.4. Situación en USA

En los EEUU, ciertas especificaciones del Manual del Inspector de Puentes (**FHWA (2002)**), del Manual de Evaluación de Puentes (**AASHTO (2010)**) y otras de los Departamentos de Transporte, como el Manual de Inventario de Puentes de New York (**New York State Departament of Transportation (2006)**), remiten al uso de las llamadas Planillas de Inventario y Evaluación (PIE). Dicha planilla es una hoja resumen confeccionada para cada puente en los Estados Unidos con los datos requeridos por la FHWA para monitorear de manera efectiva estas estructuras y asimismo gestionar el

Programa Nacional de Inspección de Puentes y el Programa de Rehabilitación y Reemplazo de Puentes Carreteros. En base a la información allí contenida se obtiene el Índice de Suficiencia (IS), el cual es un valor numérico que caracteriza el grado de suficiencia y adecuación de un puente para permanecer en servicio.

Los procedimientos para el tratamiento de los ítems de la PIE y el cálculo del IS están explicados en la Guía para Inventario y Evaluación de Puentes de la **FHWA (1995)**. Algunos complementos y actualizaciones de la misma están presentados en **FHWA (2006)**.

2.4.5. Situación en Argentina

En el Módulo de Evaluación del SIGMA-P se realiza un análisis y se valora el estado general del puente a partir de la información recabada en el Módulo Relevamiento. Allí se califica a la obra de arte en dos instancias. En la primera ronda de evaluación, se califica al puente y su entorno como una unidad frente a tres **indicadores de riesgo de falla**: características ambientales (hidráulicas), estructurales y de seguridad vial. El resultado de esta primera etapa es la obtención del riesgo de falla del puente concebido en forma integral. Para aquellos que presenten un riesgo de falla alto, se aplicará la segunda instancia de evaluación a través de la asignación de calificaciones según los **indicadores de consecuencias**: nivel de tránsito, valor estratégico y vulnerabilidad de la red. La calificación asignada a un puente para cada riesgo de falla se justificará mediante un *Informe de Especialista*, y se presentarán diagnóstico y recomendaciones de reparaciones o actuaciones a llevar a cabo para mejorar el estado de conservación del puente en cuestión. La nota final que califica al puente surge de la combinación de las notas individuales de los indicadores según el método de los factores ponderados.

Estos lineamientos se presentan en el Manual de Operaciones del SIGMA-P, dentro del capítulo 4 que corresponde al Módulo de Evaluación (**DNV (2008)**).

2.5. EVALUACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE POR VIA ANALÍTICA

2.5.1. Introducción

El volumen de tráfico pesado y las cargas máximas permitidas aumentan cada vez más. En distintos países, las redes de carreteras poseen un gran número de puentes antiguos diseñados con criterios diferentes a los actuales en materia de seguridad estructural. Además, los mismos están sometidos a un proceso de deterioro inevitable lo cual, unido al incremento de las acciones del tráfico y medioambientales, los puede conducir a una pérdida de su capacidad portante. Una insuficiencia en dicha capacidad afecta a la seguridad de los usuarios y a los costes asociados a las restricciones del tráfico que tuvieren lugar. Por ello, para evaluar los puentes existentes se necesitan de métodos confiables, pero que no sean excesivamente conservadores.

La necesidad de evaluar estructuras existentes puede proceder de diversas situaciones:

- Cuando el puente deba soportar el paso de una carga pesada excepcional.
- En casos donde el puente haya sufrido cambios en su condición de estado, por deterioro, daño mecánico, o bien por reparación o cambio de uso.
- Donde, por la época de su construcción, la obra se concibió en base a normas de diseño obsoletas y aún no haya sido evaluado con la actual normativa.

- Donde se presenten dudas sobre la seguridad estructural a partir del mal funcionamiento detectado en condiciones normales de servicio, con signos de vibraciones o deformabilidad excesivas.

2.5.2. Métodos

En varios países los procedimientos usados para la evaluación analítica de puentes están basados principalmente en las normas de diseño, ya sea que se trate de las que están actualmente en vigencia o aquellas imperantes en la época de construcción. A su vez, al aplicar las especificaciones actuales, pueden usarse las correspondientes cargas de diseño o bien otras de menor porte en función de las reales condiciones de tráfico. Asimismo, pueden darse requerimientos adicionales para la evaluación en el caso de otorgar permiso de paso para vehículos con cargas excepcionales.

En cuanto a las normas de diseño, éstas están basadas principalmente en dos métodos alternativos:

- Diseño en formato determinístico por estados límites, como por ejemplo lo prescripto en los antiguos códigos alemán y japonés;
- Diseño en formato semiprobabilístico por factores parciales de seguridad de carga y resistencia, como el presente en las normativas vigentes en Francia, Reino Unido, Eurocódigos, USA y Canadá.

Por su parte, se han producido avances en la implementación de métodos probabilísticos de evaluación, donde los parámetros que definen los estados límites se tratan como variables aleatorias a través de la teoría de las probabilidades. Este tipo de tratamiento depende fuertemente de la calidad de los datos estadísticos, muchas veces no disponibles, y de las hipótesis hechas sobre las incertidumbres asociadas con las variables, lo que constituye una real limitación para su aplicación.

El diseño de puentes y la evaluación de su capacidad de carga son similares en lo global; no obstante, difieren en un aspecto central. En el diseño, los ingenieros se topan con mayores incertidumbres en relación a la resistencia estructural y a las cargas que la estructura soportará en su vida de servicio. Los códigos de diseño presentan márgenes de seguridad que, en general, exceden los razonables de aceptar para la evaluación de puentes existentes. Esto se da por el mayor conocimiento que puede tenerse sobre las estructuras existentes y las reales condiciones de tráfico en la misma, que pueden determinarse con mayor nivel de confiabilidad que las previsiones de diseño. Por ende, los factores parciales de seguridad pueden ajustarse, manteniendo el mismo nivel de confiabilidad estructural.

En evaluación, el costo resultante que se adicionaría por considerar especificaciones excesivamente conservativas puede resultar prohibitivo. Esta situación se daría en la medida de que por empleo de tales especificaciones se torne necesario imponer en los puentes restricciones de carga, o decidir su rehabilitación o reemplazo.

Los procedimientos de evaluación deben reconocer, por tanto, un balance entre seguridad y economía.

2.5.3. Situación en Europa

La revisión llevada acabo en el Proyecto BRIME **(BRIME (2002))** confirmó que hay diferencias significativas en los procedimientos y métodos usados para la evaluación de puentes por parte de los países integrantes. La evaluación de puentes generalmente se confía a cálculos estructurales ortodoxos en los cuales los efectos de las cargas son determinados por análisis estructural y las correspondientes resistencias son obtenidas por cálculos en donde se emplean los códigos de diseño. Por otra parte, se

están introduciendo métodos basados en la teoría de la confiabilidad estructural mediante el cálculo del índice de confiabilidad.

En el Reino Unido, las normas de evaluación han sido desarrolladas por modificación de las normas de diseño. Dichas modificaciones proveen métodos de cálculo más reales para la resistencia de los elementos, con consideración de valores de resistencia de los materiales obtenidos por medio de ensayos. Se proveen cinco niveles de evaluación de complejidad creciente, que pueden aplicarse cuando la evaluación más simple (Nivel 1) indique que el puente no responde al mínimo exigido por normativa.

Por su parte, Noruega también tiene disposiciones para evaluar la capacidad de carga de los puentes y Eslovenia ha desarrollado un método que se basa en la teoría confiabilidad estructural. En España se usan para la evaluación normativas de diseño, lo mismo que en Francia, pero en este último caso se pueden reducir los factores parciales o mejorar los modelos de carga o valores de resistencia con la ayuda de ensayos de laboratorio o mediciones en campo.

La recomendación dada en el reporte final BRIME para la evaluación estructural establece que ésta se basará en el procedimiento prescripto en el Reino Unido, en el cual tanto la carga usada, resistencia determinada, métodos de cálculo de solicitaciones y análisis estructural empleados se refinan paso a paso. En el siguiente esquema se muestran las diferencias señaladas para cada nivel (figura 2.2).

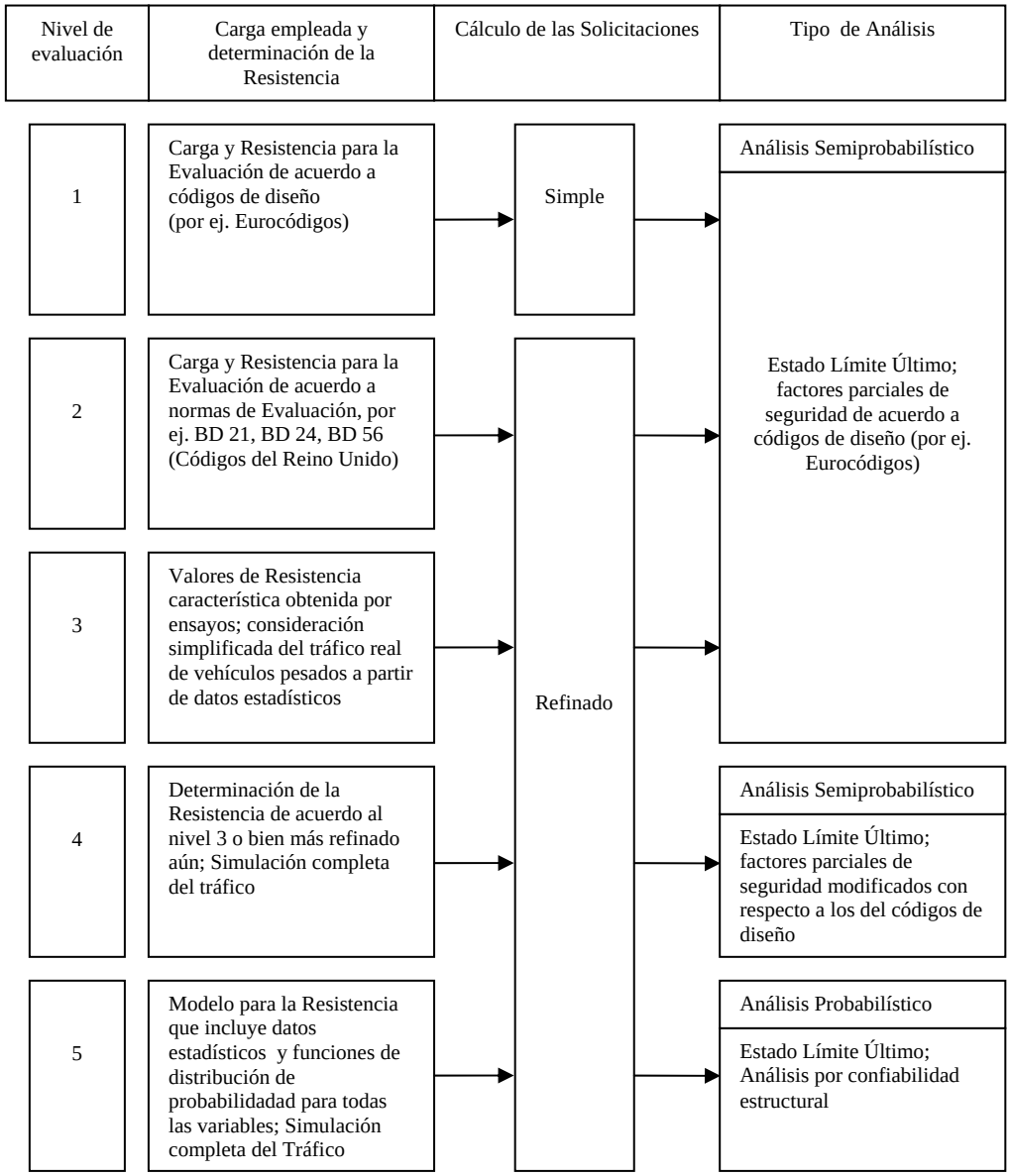


Figura 2.2: Niveles de Evaluación según Proyecto BRIME.

En el nivel 1 se usan las cargas, se determina la resistencia y se aplican los factores de seguridad parcial tal como lo prescriben los códigos de diseño, como por ejemplo el Eurocódigo 1.

En el nivel 2 se deben aplicar normas específicas de evaluación, tal como la Norma británica BD 21/97 “Evaluación de puentes carreteros”.

En el nivel 3 se utilizan parámetros reales de las cargas tales como frecuencia y composición del tráfico diario de vehículos pesados. Los cálculos son ejecutados de acuerdo a los niveles 1 y 2. Para la determinación de la resistencia se emplean valores característicos de la misma obtenidos por medio de ensayos. Por su parte, los factores parciales de seguridad ofrecidos por los códigos pueden ser revisados eventualmente.

En el nivel 4 los vehículos pesados reales son reproducidos por simulación computacional, la cual provee la distribución de los valores extremos de las solicitaciones dominantes. Para el análisis se utilizan factores parciales de seguridad modificados con respecto a los existentes en los códigos de diseño.

En el nivel 5 las cargas son también reproducidas por simulación computacional y el análisis del estado límite último es ejecutado sobre la base de la teoría de la confiabilidad estructural.

En (**ARCHES (2009a)**) también se recomienda este mismo procedimiento para realizar la evaluación analítica de puentes.

2.5.4. Situación en USA

El 15 de Diciembre de 1967 se produjo el colapso del puente Silver, sobre le río Ohio, Ruta Nacional Nº 35 entre Point Pleasant, al oeste de Virginia y Gallipolis, Ohio, con un saldo de 46 muertos y 9 heridos. Investigaciones posteriores revelaron que la fractura de una barra de ojo perteneciente a la superestructura de este puente metálico generó tensiones indebidas en los otros elementos estructurales, llevándolo al colapso.

El incidente impulsó el interés nacional sobre la condición de los puentes y llevó al establecimiento de las Normas Nacionales de Inspección de Puentes (NBIS) hacia comienzos de la década del ’70 (actualizada en **NBIS (2004)**). Desde entonces la Administración Federal de Carreteras (FHWA), la Asociación Americana de Carreteras y Oficiales del Transporte (AASHTO), y otros entes han trabajado para mejorar las normas para el mantenimiento e inspección de los puentes existentes. Lo propio ocurrió con los métodos de evaluación, que han evolucionado desde el procedimiento por Tensiones Admisibles (Allowable Stress Rating - ASR), pasando por los Factores de Carga (Load Fator Rating - LFR) o método por estados límites, hasta el último gran esfuerzo que se vio plasmado con el desarrollo del método de Evaluación por Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Rating - LRFR).

Por disposiciones de la FHWA, hacia Octubre de 2007 todos los Estados del país del norte se han visto obligados a implementar para el diseño de puentes el método por factores parciales de seguridad de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design - LRFD). Habiéndose adoptado este método para el diseño, los profesionales reconocieron la necesidad de una metodología para evaluar la capacidad de carga de los puentes existentes que sea consistente con la filosofía por factores de carga y resistencia. En este sentido, la metodología LRFR sigue un camino paralelo apuntando a la determinación de la evaluación de la capacidad de carga de los puentes en servicio.

Los métodos LRFD y LRFR introducen a los Estados Unidos hacia una filosofía innovadora que es consistente con la mayor parte de los códigos de diseño utilizados en Asia, Canadá y Europa. Basado en factores de carga y resistencia calibrados estadísticamente, las especificaciones LRFD garantizan un nivel mas uniforme de seguridad y confiabilidad estructural en los puentes diseñados con ellas. Al final, se espera que las metodologías LRFD/LRFR ayuden a reducir reparaciones y operaciones de mantenimiento, y también a que se eviten costosas pautas de diseño y evaluación por demás conservativas, dando por resultado un nivel de seguridad más uniforme en los puentes en los Estados Unidos de América (**Jaramilla B., Huo S. (2005)**).

La FHWA fijó el 1 de Octubre de 2.010 como fecha límite para la adopción del método LRFR por parte de todos los Estados del país norteamericano.

Las especificaciones del Manual de Evaluación de Puentes (**AASHTO (2010)**) distinguen dos niveles de evaluación de acuerdo a la confiabilidad exigida. Estos son: 1) Nivel de Inventario: corresponde al nivel de confiabilidad exigido a puentes nuevos diseñados y construidos con las actuales normas de diseño; y, 2) Nivel de Operación: corresponde a un nivel de confiabilidad menor, aplicable a puentes en servicio.

2.5.5. Situación en la República Argentina

En la metodología planteada en SIGMA-P, para la obtención del Indicador de falla por riesgo estructural, deben verificarse los elementos estructurales del puente por aplicación de los reglamentos vigentes para el dimensionado. En nuestro país, al día de la fecha tienen validez los reglamentos CIRSOC de 1982, mientras que para las sobrecargas rige lo dispuesto en las Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado (**DNV (1952)**). Para las estructuras de acero se siguen las prescripciones del Reglamento **CIRSOC 301 (1982),** en donde se utiliza el método de las tensiones admisibles con un único coeficiente de seguridad (base DIN 4114 y DIN 1050). Para las estructuras de hormigón armado y pretensado se siguen los lineamientos del **CIRSOC 201 (1982),** que comprende el método de rotura, con cálculo determinístico con un coeficiente único predeterminado de seguridad (base DIN 1045-78).

2.6. EVALUACION EXPERIMENTAL A TRAVES DE ENSAYOS DE CARGA

2.6.1. Generalidades

El ensayo de carga consiste en la observación y medida de la respuesta de un puente ante cargas predeterminadas y controladas, de manera tal de tratar de no provocar cambios en la respuesta elástica de la estructura. Dichos ensayos pueden ser usados para verificar el desempeño tanto de los componentes como de todo el sistema estructural bajo la acción de una sobrecarga conocida; asimismo, proveen una metodología alternativa de evaluación con respecto al cálculo analítico de la capacidad de carga de un puente.

Los ensayos de carga pueden ser clasificados como estáticos y dinámicos. Un ensayo estático se efectúa usando cargas estacionarias, cuya posición e intensidad pueden variar durante la prueba; éstos son los más utilizados. Un ensayo de carga dinámico se ejecuta con cargas variables en el tiempo o cargas móviles que producen vibraciones en el puente. Este tipo de prueba puede utilizarse para medir modos de vibración, frecuencias, factor de incremento por carga dinámica y para obtener historia de carga con rangos de tensión para la evaluación por fatiga.

2.6.2. Situación en Europa

En al actualidad el único país europeo con normativa específica para evaluación de puentes a través de los ensayos de carga es el Reino Unido, con la norma BD 54/1994 titulada “Ensayos de carga para la evaluación de puentes” (**BRIME (2002)**).

Recientemente, la Comisión Europea de Actividades de Investigación en el Área de Transporte Terrestre Sustentable, a través del programa ARCHES (Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures) propuso recomendaciones en lo concerniente a la posibilidades de aplicar ensayos de carga en puentes con el objetivo de evaluar su seguridad **(ARCHES (2009b))**. En ella se distinguen tres tipos de ensayos de acuerdo al nivel de carga impuesto para los mismos:

1. Ensayos de carga ligera: Este tipo de ensayo corresponde al más bajo nivel de carga aplicada y apunta a suplementar y verificar las hipótesis y simplificaciones hechas en la evaluación teórica. En otras palabras provee información para optimizar el modelo estructural utilizado para evaluación de la seguridad del

puente, lo cual permitirá comprobar si el mismo resulta seguro o no para las condiciones normales de tráfico.

El concepto de "Ensayo de carga ligera" fue introducido a través del desarrollo e implementación de una nueva generación de dispositivos que permite pesar los vehículos que circulan a velocidades normales sobre el puente. Además se obtienen datos del tráfico como: distancias y pesos de ejes, peso bruto, velocidad, clase de vehículo, etc. Por otro lado, sensores ubicados en distintos lugares de la estructura proveen información sobre el comportamiento estructural (líneas de influencia, distribución estadística de las cargas y factores dinámicos de amplificación).

De lo anterior surge que no se necesita pesar previamente los vehículos para cargar estáticamente el puente, como ocurre en los ensayos tradicionales. Además, durante las mediciones no se interfiere con el tráfico y por lo tanto el puente no necesita cerrarse. Asimismo, debido al bajo nivel de las cargas, no hay riesgo de disponer sobrecargas excesivas y generar daños potenciales sobre la estructura, lo cual representa una de las principales preocupaciones en los otros tipos de ensayos.

2. Ensayos de carga de diagnóstico: en este caso el ensayo apunta a suplementar y chequear las hipótesis y simplificaciones hechas durante la evaluación teórica. Sirve para verificar y ajustar las predicciones del modelo analítico. Contrariamente al tipo de ensayo anterior, el puente debe cerrarse al tráfico normal y la carga aplicada es de nivel similar a las condiciones de servicio normales del puente.

   La evaluación de la seguridad en base a los resultados del ensayo se hace en atención a los criterios fijados por AASHTO.

3. Ensayos de carga de verificación: En este caso el puente es cargado a un alto porcentaje del valor de la sobrecarga de diseño, para probar si su comportamiento estructural responde o no a las actuales pautas de diseño. Este tipo de ensayo está pensado para ser usado solo en casos excepcionales; por ejemplo en puentes muy viejos con falta total de documentación sobre la geometría, materiales y normas de diseño aplicadas y así también en puentes con alto nivel de redundancia. Una de las principales preocupaciones en este tipo de ensayos es el riesgo de daño debido a la importante magnitud de la carga utilizada. Ésta se aplica de manera incremental y la decisión mas importante por tomarse es decidir el momento en que debe detenerse, para no dañar de manera permanente al puente o incluso hasta llegar a provocar su falla. La manera de controlar este riesgo es realizar el ensayo con un adecuado monitoreo.

   En cuanto a la evaluación de la seguridad a partir de los resultados del ensayo, el método propuesto contempla la aplicación de las disposiciones LRFR AASHTO (USA).

2.6.3. Situación en USA

En los Estados Unidos tienen vigencia las especificaciones presentadas en el "Manual para evaluación de puentes a través de ensayos de carga" (**Transportation Research Board (1998)**) y en el Manual de Evaluación de Puentes (**AASHTO 2010)**).

En dichas normativas se distinguen dos tipos de ensayos de carga: ensayos de diagnóstico y de verificación.

1. Los ensayos de carga de diagnóstico son empleados para entender mejor el comportamiento del puente en estudio y para reducir las incertidumbres relativas a las propiedades de los materiales constitutivos, las condiciones de borde, contribuciones de la sección transversal, efectividad de las reparaciones, influencia de daños y deterioros, y otras variables similares. Estos ensayos incluyen la medida de los efectos de las cargas en uno o más elementos críticos del puente y la comparación de dichos efectos medidos con aquellos calculados usando modelos analíticos (teóricos). Sirven para verificar y ajustar las predicciones del modelo analítico. Los modelos analíticos calibrados son usados luego para calcular los índices de evaluación. Durante un ensayo de carga de diagnóstico, la carga aplicada será lo suficientemente alta como para modelar apropiadamente el comportamiento físico del puente al nivel de la carga de evaluación.

   Los puentes para los cuales los métodos analíticos de evaluación de la resistencia puedan subestimar de manera significativa la resistencia real (caso de tramos redundantes, tramos con condiciones diferentes a las del comportamiento ideal supuesto, etc.) son candidatos para la ejecución de los ensayos de carga de diagnóstico. De esta manera, los puentes para los cuales resulta apto aplicar este tipo de ensayo se limitan a aquellos en los que puede desarrollarse un modelo analítico de evaluación.
2. En los ensayos de carga de verificación, el puente está sujeto a cargas específicas y se hacen observaciones para determinar si el mismo soporta las mismas sin daño alguno. Las cargas son aplicadas en incrementos mientras el puente es monitoreado, de manera de contar con una advertencia ante la posibilidad de falla o comportamiento no lineal. El ensayo se da por terminado cuando:
   - La carga máxima ha sido alcanzada, o
   - El puente exhibe el comienzo de comportamiento no lineal u otros signos visibles de falla estructural.

   Los puentes a los cuales deben aplicarse ensayos de verificación se separan en dos grupos. El primero consta de aquellos puentes cuyo detallado es conocido pudiéndose realizar la evaluación analítica de su capacidad de carga. En estos casos se aplicará el ensayo si el índice de evaluación calculado resulta bajo; en tal situación el ensayo de campo puede proveer resultados más reales y arrojar un índice mayor.

   El segundo grupo consiste de los puentes “no declarados”, o sea aquellos que no pueden ser evaluados analíticamente por la insuficiente información disponible de sus detalles y configuración interna. Asimismo, pertenecen a este grupo aquellos puentes que presentan dificultad para modelarse analíticamente a causa de las incertidumbres asociadas con su construcción y la efectividad de las reparaciones llevadas acabo.

2.6.4. Situación en la República Argentina

En nuestro país no existe una norma específica para la evaluación de puentes existentes a través de ensayos de carga. La Dirección Nacional de Vialidad (DNV) toma como referencia parte de lo dispuesto en la publicación “Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carreteras”, del **Ministerio de Fomento de España (2002)**. Ella se refiere a pruebas de recepción de obras nuevas estableciendo que no se contemplan, por tanto, las pruebas de carga de obras en

servicio, aunque muchos de los criterios que allí se presentan pueden aplicarse también a ese caso.

En ensayos de puentes que se realizan bajo la supervisión de la DNV se establece que la sobrecarga de ensayo debe producir un momento total aproximadamente igual al 80 % del momento provocado por las sobrecargas reglamentarias más impacto.

Por otro lado, siguiendo las disposiciones de la norma española, debe verificarse también la remanencia o recuperación de las deformaciones determinada en el proceso de descarga.

CAPITULO 3

INSPECCIÓN DETALLADA EN LOS CASOS DE ESTUDIO

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los informes de inspección detallada de los dos puentes en estudio, los cuales se realizaron tomando las pautas necesarias establecidas en el Manual del Inspector de Puentes de la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos (**FHWA (2002)**) y el Manual de Operaciones del SIGMA Puentes (**DNV (2008)**). Se incluyen algunas planillas de inspección que fueron diseñadas para reflejar los daños típicos relevados en los distintos componentes durante la inspección detallada, con el propósito de identificar los elementos a reemplazar o reparar.

3.2. JUSTIFICACIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Se realizaron consultas a los organismos viales de la región en busca de identificar los tipos de patologías más importantes y frecuentes que afectan al stock de puentes. De ella pudo establecerse lo que se indica a continuación.

La DPV Tucumán no cuenta con un SGP y recientemente se ha comenzado a realizar un inventario de los puentes de la Red Vial Provincial. De acuerdo al mismo surge que la gran mayoría de las estructuras son de hormigón armado y en menor número de hormigón pretensado. Las principales patologías relevadas tienen que ver con el mal diseño y detallado y con la ejecución defectuosa de la estructura. En este sentido la patología más corriente lo constituye el recubrimiento insuficiente de las armaduras, con corrosión de las mismas en casos extremos. Otros defectos típicos tienen que ver con la falta de conservación: mal estado de la calzada, juntas, desagües, losa de aproximación y apoyos. También pudieron evidenciarse otro tipo de deficiencias más graves que se originan en problemas hidráulicos, tales como la erosión generalizada del lecho del cauce y erosiones locales con descalce en fundaciones de pilas y estribos.

Por otro lado se presentan muchos casos de puentes con obsolescencia funcional, dada fundamentalmente por el escaso ancho de la calzada sobre el mismo.

En lo que respecta a la DNV, la oficina zonal NOA del SIGMA-P realizó el inventario de la totalidad de los puentes titulares de la Red Vial Nacional en el Tercer Distrito - Tucumán (97 estructuras) (**DNV (2009)**). A diferencia de lo indicado para la red provincial, el stock de puentes es más nuevo y con mayor porcentaje de puentes de hormigón pretensado. Si bien el tipo de patologías corrientes es la misma, en este caso no son tan marcadas salvo para los puentes más viejos. Por otra parte la DNV sigue teniendo jurisdicción sobre los puentes ubicados sobre la antigua traza de la Ruta Nac. Nº 38 (paralela a la actual), que hoy en día sirve de calles laterales para el tránsito local. Todos estos puentes son metálicos y de estructura reticulada, con patologías que están dadas principalmente por la corrosión de los elementos en correspondencia con los nudos inferiores y obsolescencia funcional, por la carencia de veredas y el escaso ancho de la calzada.

En atención a lo señalado, en el presente trabajo de tesis se decidió tomar dos casos de estudio con diferente tipología estructural y que a la vez involucren las patologías comentadas. Esto permite una mejor ilustración de la aplicación de las metodologías de evaluación estudiadas y una base comparativa más amplia para su posterior análisis. Siendo así, resultaron seleccionados un puente de vigas de hormigón armado (bajo jurisdicción de la DPV) y un puente metálico de estructura reticulada (jurisdicción DNV).

3.3. INFORME DE INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

Los daños que afectan a este puente, principalmente la exposición de los extremos superiores de los pilotes de las pilas por el descenso del lecho del río, llevaron a realizar una inspección detallada y estudios correspondientes con el propósito de su rehabilitación.

3.3.1. Localización

El puente se encuentra localizado en el kilómetro 1,8 de la Ruta Provincial Nº 325, sobre el río Pueblo Viejo, la cual vincula principalmente las ciudades de Monteros y Simoca, uniendo la Ruta Nacional Nº 38 con la Ruta Provincial Nº 157.

En la figura 3.1 se ilustra la ubicación geográfica de esta obra de infraestructura.

Figura 3.1: Localización del Puente

3.3.2. Descripción

3.3.2.1. Geometría

Se trata de un puente de vigas de hormigón armado, construido en el año 1970, compuesto de cinco (5) tramos isostáticos similares que salvan vanos de luces de aproximadamente 20 metros (ver fotografía 3.1). El ancho de calzada es de 8.30 m y se observan veredas peatonales a ambos lados del puente de 0.56 m de ancho. El ancho total del puente es de 9.96 m. La altura del cordón es de 13 cm, medidos respecto al nivel de calzada. La vereda presenta una baranda peatonal montada sobre la viga de borde de dicha vereda y cuyo pasamanos está a una altura de 1.23 m respecto del nivel de ésta. El puente, enclavado en zona rural, presenta un esviaje de 60º con respecto al curso de agua que cruza (Río Pueblo Viejo). En figura 3.2 se muestra una sección transversal del puente.

Fotografía 3.1: Vista del puente

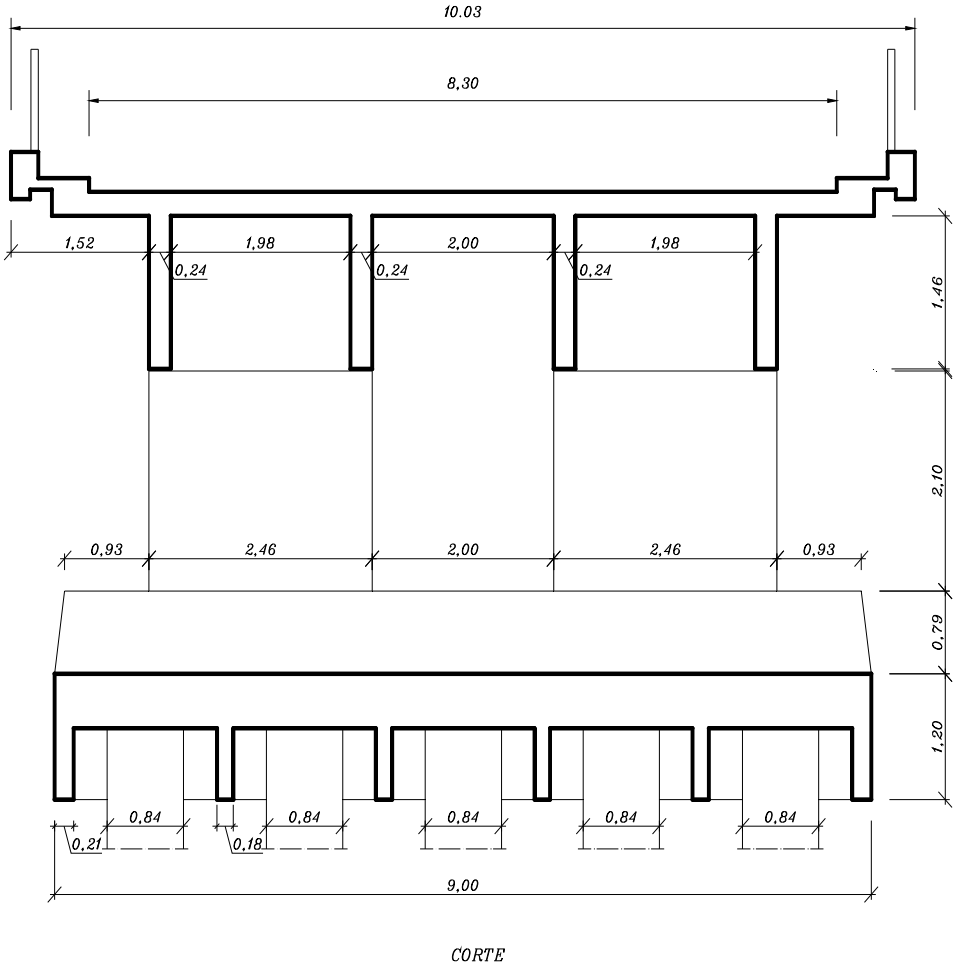


Figura 3.2: Sección transversal del puente

3.3.2.2. Superestructura del puente

La superestructura está compuesta por 4 vigas longitudinales de sección rectangular vinculadas de a 2 por medio de 2 diafragmas transversales en los tercios del tramo y 2 en los extremos del mismo. El tablero de hormigón armado vincula las 4 vigas.

Las vigas principales apoyan en las pilas y estribos mediante sendos apoyos de neopreno.

La carpeta de rodamiento es de hormigón simple, con una junta longitudinal y juntas transversales cada cinco metros. El puente presenta juntas de dilatación en correspondencia con todos los extremos de tramos y están constituidas por perfiles guardacantos L con burlete sellante de neopreno. Se destaca también la presencia de conductos de desagüe compuestos de tubos de 4” de diámetro, separados cada 9.80 m.

Por último, y en referencia a la presencia de conductos de servicios en la superestructura, sobre el lateral oeste se encuentra una tubería de gas de 225 mm de diámetro soportada por ménsulas fijadas a la viga principal lateral.

3.3.2.3. Infraestructura

La superestructura es soportada por cuatro (4) pilas y dos (2) estribos constituidos todos ellos por tabiques de hormigón armado. En el caso del estribo se trata de una pantalla de hormigón de 0.47 m de espesor y en el de las pilas, se tienen dos tabiques de 0.60 m. Estos tabiques transfieren las cargas a las fundaciones, constituidas por pilotes hincados prefabricados de hormigón de 0.40 m de diámetro, unidos en su coronamiento por vigas cabeceras.

A modo de celdas de protección se desprenden, de la viga de coronamiento hacia abajo, pantallas de hormigón armado en una profundidad de 0.68 m.

Los taludes de los estribos están protegidos por losetas de hormigón in situ.

3.3.3. Particularidades del camino en la zona de implantación del Puente

En este apartado se describen las características del camino en la zona de implantación del puente observadas durante la inspección realizada. Estas características incluyen la presencia de lomos de burro en los accesos al puente, ancho de calzada en los accesos y en el puente, y el comportamiento de los conductores de vehículos al entrar al puente.

El puente sobre el río Pueblo Viejo se encuentra ubicado en zona rural, en un tramo recto de la Ruta Provincial Nº 325 a 3 km de la ciudad de Monteros y a 1.7 km de la Ruta Nacional Nº 38. El ancho de calzada de la ruta en esa zona es de 7.30 m y en el puente la distancia de cordón a cordón es de 8.30 m, que es la mínima aceptada por las normas de diseño geométrico de la DNV para esta clase de camino.

Los accesos al puente, al momento de la inspección, se encontraban en plena reparación, con reemplazo del pavimento en tramo de aproximación (incluyendo losa de aproximación). Ver fotografía 3.2.

Fotografía 3.2: Reemplazo de pavimento en tramo de aproximación.

También, como puede apreciarse en esta misma fotografía, faltan elementos de guiado en los accesos (barreras vehiculares tipo flex-beam).

Durante la inspección se observó el paso por el puente de vehículos livianos (autos particulares) y pesados (camiones con simple y doble acoplado). Por la circunstancia de la ejecución de las obras, no pudo establecerse si la marcha de los vehículos resultaba alterada por la presencia del puente, pero los testimonios recogidos de los conductores que usan habitualmente esta vía indicaron que la reducción de velocidad al aproximarse a los accesos del mismo puede considerarse mínima.

3.3.3.1. Alternativa de cruce

La alternativa de cruce se define como el camino alternativo que habría que recorrer entre dos puntos si un puente de la red vial se encontrara fuera de servicio. La misma permite estimar el tiempo y distancia adicionales que se requerirían para vadear el puente fuera de servicio utilizando otras rutas, nacionales o provinciales.
En el caso del puente sobre el río Pueblo Viejo, la Ruta Provincial Nº 325 desde Monteros a Simoca constituye la vía directa de circulación (ver figura 3.3). Si el mismo se encontrara fuera de servicio, la alternativa de cruce más corta sería continuar el rumbo hacia el sur por Ruta Nac. 38 hasta cerca de la localidad de León Rouges, luego tomar por el camino enripiado que confluye a la Ruta 325 en la localidad de Macio. Desde Monteros hasta el punto de confluencia en Macio, yendo por Ruta 325, hay 11 km; mientras que haciéndolo por el camino alternativo se tienen que recorrer 16.25 km. Por lo tanto, en este último caso, se deberá recorrer una distancia adicional de 5.25 km.

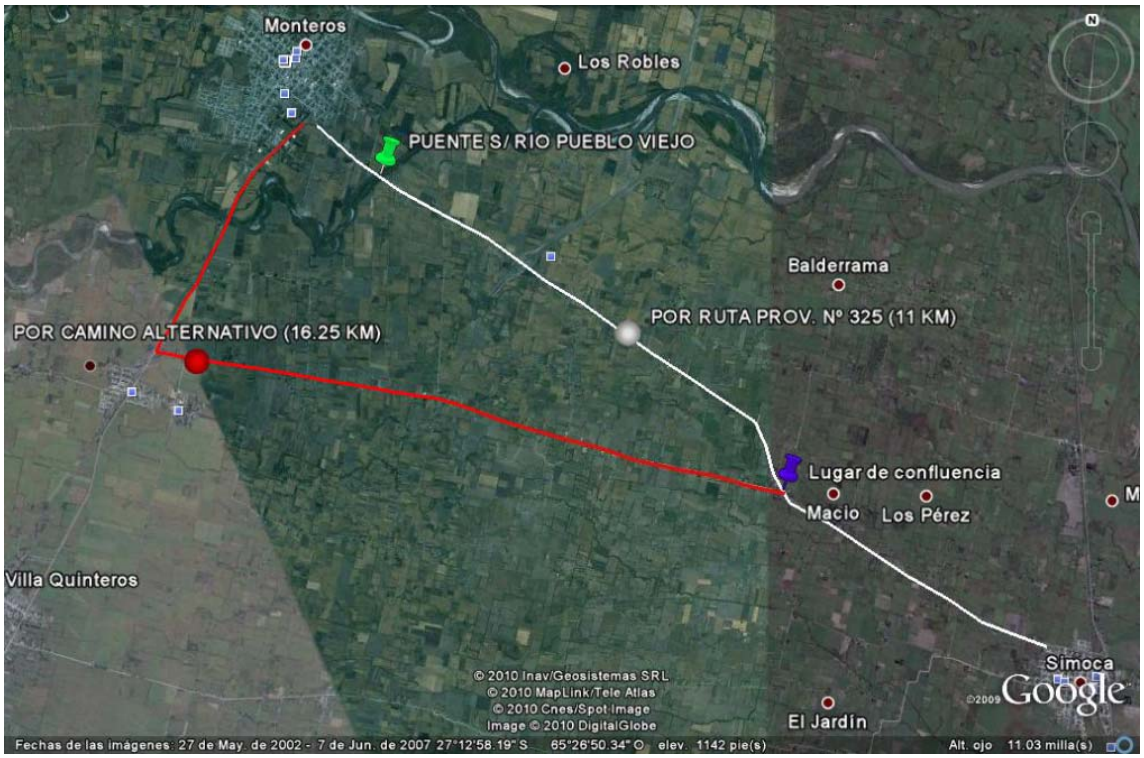


Figura 3.3: Alternativa de cruce del puente sobre el río Pueblo Viejo para unir las Ciudades de Monteros y Simoca.

3.3.4. Particularidades hidráulicas del cauce

El cauce del río Pueblo Viejo se presenta meandriforme, considerado en la extensión del campo lejano con respecto a la zona de implantación del puente. En la figura 3.4 se observa esta característica.

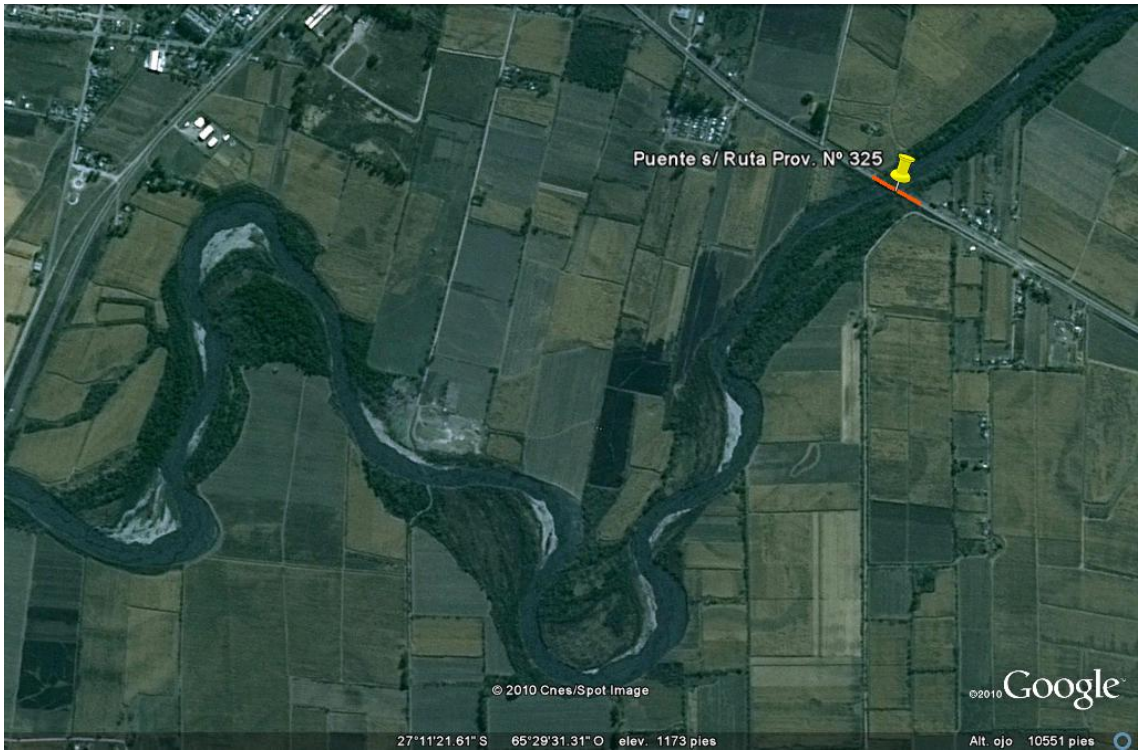


Figura 3.4: Cauce del río Pueblo Viejo en zona de implantación del puente.

Este río posee un caudal reducido durante las estaciones de otoño e invierno. Sin embargo las lluvias durante la época estival pueden hacer aumentar el caudal considerablemente provocando importantes erosiones en las márgenes y en el lecho del mismo.

La capacidad de erosión del río puede apreciarse en las fotografías 3.3 y 3.4, en donde se muestran las márgenes con taludes empinados. Además, en fotografía 3.5 puede observarse la importante erosión de fondo (favorecida por el material fino del lecho). Por la importante socavación detectada en las fundaciones de las pilas se deduce que esta erosión generalizada produjo el descenso de la cota del lecho del río del orden de 1.50 a 2.00 m, con respecto a la que tenía en la época de construcción.

Durante la inspección se detectaron defensas de gaviones en la embocadura y también se constató que los estribos presentan extremos redondeados troncocónicos, pero sólo del lado de aguas arriba (ver fotografía 3.6).

Fotografía 3.3: Márgenes erosionadas del río Pueblo Viejo aguas arriba del puente

Fotografía 3.4: Márgenes erosionadas del río Pueblo Viejo aguas abajo del puente

Fotografía 3.5: Erosión generalizada del lecho, socavación en pilas.

Fotografía 3.6: Extremos redondeados troncocónicos de los estribos, solo aguas arriba.

3.3.5. Resultados de la Inspección

Se presentan a continuación los principales resultados de la inspección.

3.3.5.1. Nivelación Topográfica

El desnivel relativo de los tramos adyacentes a la pila Nº 3 y la sospecha de un asentamiento diferencial de ésta con respecto a las otras pilas llevó a la realización de una nivelación del puente sobre la calzada (ver fotografía 3.7). Los resultados de dicha nivelación del tablero se muestran en la figura 3.5. En la misma se aprecian tres perfiles longitudinales: el superior que corresponde al centro del tablero y los otros dos restantes, a los laterales del mismo. Hacia los 60 metros de progresiva, es decir en correspondencia con la pila Nº 3, la nivelación muestra un descenso relativo de ésta con respecto a las pilas adyacentes.

Fotografía 3.7: Nivelación del Tablero.

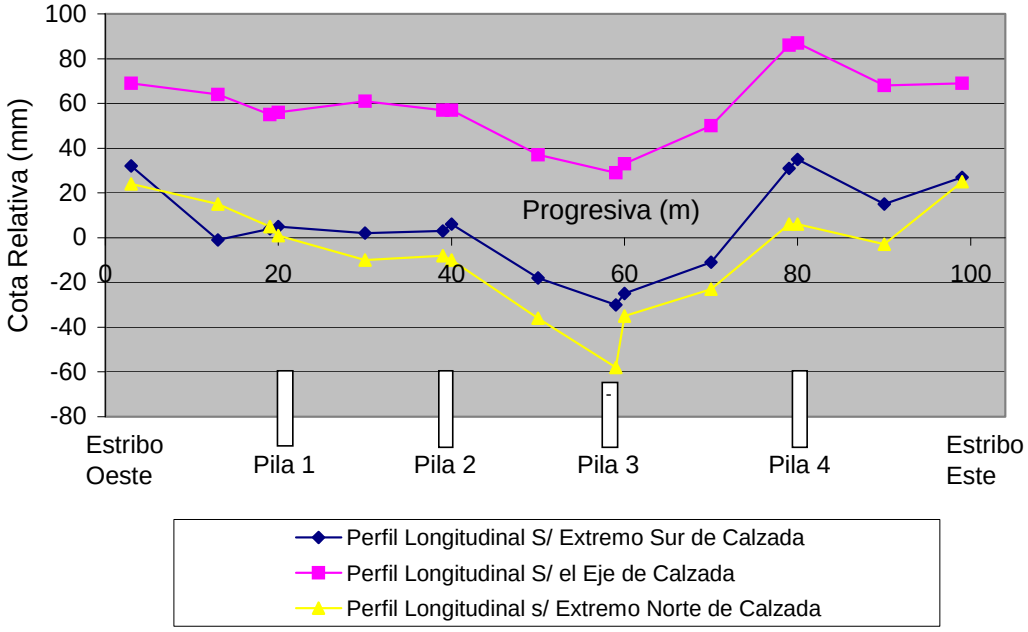


Figura 3.5: Nivelación, Perfiles longitudinales sobre calzada del puente

Asimismo, a lo largo del tercer tramo se observa que se acentúa la diferencia de nivel entre ambos laterales de calzada, hasta alcanzar un pico en correspondencia con la pila Nº 3. Esto es atribuible, como se justificará más adelante, al mal llenado que presenta el talón de la viga longitudinal norte, por lo cual la armadura longitudinal apoya directamente sobre el neopreno. Esta situación y el punzonado que sufrió el neopreno dieron lugar a que desde su construcción, este extremo de la viga sobre la pila 3 se encuentre más abajo que los de las restantes vigas. Como resultado de esta nivelación puede concluirse que los tramos Nº 3 y 4 presentan longitudinalmente una inclinación convergente hacia la pila Nº 3, y adicionalmente el tramo Nº 3 presenta deformación transversal por el aludido problema constructivo.

3.3.5.2. Componentes estructurales

<u>Superestructura</u>

Losa de tablero

Se destaca el escaso recubrimiento de la armadura observado en diversas zonas de la superficie inferior de la losa de tablero. En algunas partes del tercer Tramo, se detectaron desprendimientos de recubrimiento con exposición de armaduras corroídas (ver fotografía 3.8).

También se observaron en varios sectores manchas de humedad. La fotografía 3.9 muestra manchas de este tipo provocadas por agua infiltrada desde el tablero, lo que denota la falta de estanqueidad de la carpeta de rodamiento. Dichas manchas blancas son indicio del fenómeno de lixiviación. Otras partes afectadas por humedad son los voladizos, especialmente en las zonas que circundan a los desagües del tablero y las adyacentes a las juntas. La fotografía 3.10 muestra el deterioro causado por el agua proveniente del tablero, que ingresa en la zona de juntas y se derrama por la superficie inferior del mismo.

Fotografía 3.8: Armaduras expuestas en fondo de losa tablero

Fotografía 3.9: Manchas de humedad en fondo de losa de tablero

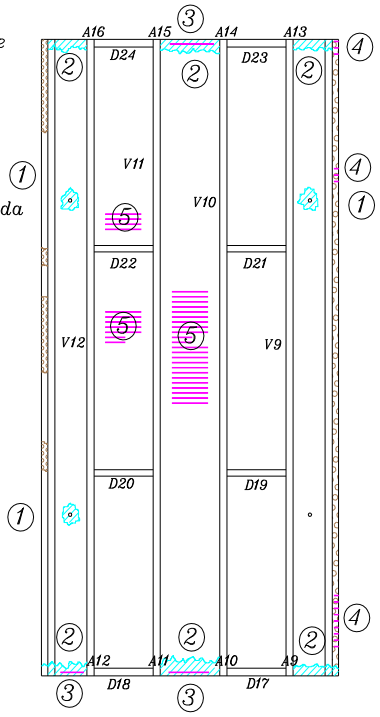
Fotografía 3.10: Deterioro en fondo de losa tablero, en zona de voladizos, provocado por el agua infiltrada.

A continuación se presenta en figura 3.6 la planilla de inspección del tablero en uno de los tramos, la que da cuenta de las referidas patologías.

COMP. ESTRUCT.	TABLERO	TRAMO Nº 3	PLANILLA Nº 8
ELEMENTO	CONDICION	ESCALA 1 : 200	
LOSA DE TABLERO	REGULAR		

1. Mancha de humedad por derrame bajo desagüe
2. Mancha de humedad por agua infiltrada por junta de tableros
3. Armadura transversal expuesta corroida
4. Nidos de abejas con armadura expuesta corroida
5. Zona de armaduras sin recubrimiento se marcan hierros c/ 10 cm

Nidos de abejas



TRAMO 3-3

OBSERVACIONES :

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS — EVALUACION Y REHABILITACION DEL PUENTE S/RUTA 325

Figura 3.6: Planilla de inspección de losa de tablero en Tramo 3.

Vigas Principales:

Se encontraron fisuras cuyo ancho está comprendido entre 0,1 a 0,3 mm. Estas fueron originadas por fenómenos de retracción y/o variación térmica, sin implicar un problema estructural. Pudo constatarse que las vigas laterales son las que presentan mayor número de fisuras, lo cual es atribuible a la mayor exposición a cambios climáticos que presentan las mismas.

A semejanza de lo señalado para la losa de tablero en este caso también se pudo comprobar el escaso recubrimiento de las armaduras en diversos sectores, principalmente en fondos de vigas, con cierta exposición de los estribos. En la fotografía 3.11 se puede apreciar esta anomalía.

Fotografía 3.11: Escaso recubrimiento en fondo de viga.

Un problema de particular importancia lo constituye el defecto de llenado del talón de la viga norte del tercer tramo, en correspondencia con la pila 3 (ver fotografía 3.12). Esto produjo el apoyo directo de la armadura sobre la plancha de neopreno, lo cual provocó el descenso de este extremo de la viga (ver fotografía 3.13). Esta situación explica la diferencia de niveles tratada en el apartado sobre la nivelación. Aunque en menor grado, en coincidencia con esta pila, las restantes vigas tanto longitudinales como transversales también presentan problemas de llenado. En la figura 3.7 se presenta la planilla de inspección de la Viga referida.

Fotografía 3.12: Defecto de llenado de Viga norte del tercer tramo sobre Pila Nº 3

Fotografía 3.13: Descenso relativo del extremo del tercer tramo en correspondencia con Pila Nº 3

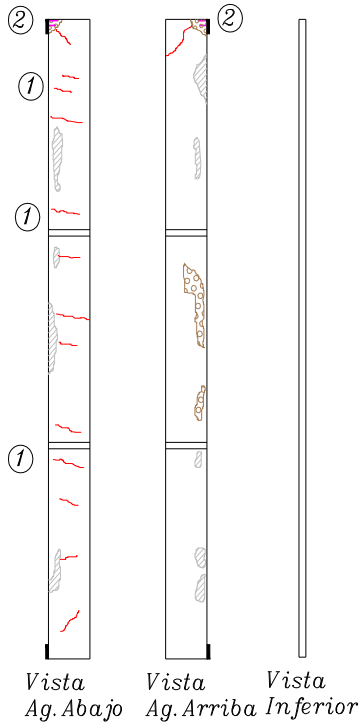
COMP. ESTRUCT.	VIGAS	TRAMO Nº 3	PLANILLA Nº 22
ELEMENTO	CONDICION	ESCALA 1 : 200	
VIGA 12	REGULAR		

(1) Fisuras superficiales de espesores entre 0.1 a 0.3 mm

(2) Zona mal llenada con exposición de armaduras

Zona retocada superficialmente mediante revoque

Nido de abeja ligero



OBSERVACIONES :

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS — EVALUACION Y REHABILITACION DEL PUENTE S/RUTA 325

Figura 3.7: Planilla de Inspección Viga

También se observan numerosas zonas de vigas retocadas superficialmente mediante revoque, lo que evidencia deficiencias en el colado y vibrado del hormigón. Ver fotografía 3.14.

Fotografía 3.14: Retoque superficial en cara lateral de viga mediante revoque

Vigas Transversales

A los fines de estudiar estos elementos se distinguen dos grupos, los diafragmas de tramos y los que corresponden a los apoyos sobre pilas y estribos. En los primeros no se detectaron patologías, en tanto que en los segundos se encontraron las afectaciones que se tratan resumidamente a continuación.

Defectos de llenado: la fotografía 3.15 muestra la zona de apoyo de uno de los diafragmas sobre la pila Nº 3. Se observan nidos de abeja y armaduras expuestas con pérdida de sección debido al proceso de oxidación.

Manchas de Humedad: El agua que ingresa por la junta del tablero es absorbida por residuos alojados entre diafragmas (principalmente restos de caña de azúcar). Esta agua infiltrada impregna las vigas produciéndose oxidación de armaduras, las que a su vez en el proceso de aumento de volumen producen fisuras. La fotografía 3.16 muestra uno de los diafragmas mas afectadas, ubicado sobre uno de los estribos, donde se aprecian tanto las manchas de humedad como el proceso de fisuración comentado.

Fotografía 3.15: Nido de abeja en talón de diafragma

Fotografía 3.16: Manchas de humedad y fisuración en diafragma sobre estribo.

Subestructura

Estribos

Salvo pequeñas fisuras en los tabiques, originadas por el fenómeno de retracción, no se observó otro tipo de patología en los estribos.

Pilas

Al inspeccionar estos elementos se verificó la verticalidad de los tabiques y su alineación con respecto a los pilotes, para lo cual se empleó una plomada. Esta operación se realizó en cada una de las pilas. La fotografía 3.17 muestra esta etapa de trabajo en la pila Nº 2.

Cabe hacer notar que no se observaron patologías de relevancia en dichos tabiques que constituyen las pilas, salvo fisuración menor por retracción en el hormigón.

Fotografía 3.17: Verificación de la verticalidad de pilas

Fundaciones

La observación más importante que puede hacerse con respecto a las fundaciones es que por la erosión generalizada del cauce del río se produjo el descalce del extremo superior de los pilotes.

En las caras laterales de las vigas de fundación se aprecian fisuras debidas a retracción, con patrones tipo malla y con anchos que van de 0.1 a 0.3 mm.

Tanto en pila como en estribos, las vigas de fundación cuentan con pantallas de protección del extremo superior de los pilotes. En el caso del estribo de la margen derecha pudo apreciarse que dicha pantalla se encuentra desmembrada de la viga de fundación correspondiente (ver fotografía 3.18).

Los pilotes son de hormigón armado prefabricado y fueron hincados en el terreno. Hasta donde fue posible revisarlos, éstos conservan aún su integridad original. Según pudo advertirse, el extremo superior de los mismos cuenta con una capa de hormigón in situ que los rodea y protege, la cual se encuentra totalmente deteriorada por erosión del agua. Esta situación se muestra en fotografías 3.19 y 3.20, que corresponden a las pilas 1 y 2 respectivamente.

Fotografía 3.18: Desmembrado de la pantalla de protección de pilotes en estribo de margen derecha.

Fotografía 3.19: Erosión de capa de protección de hormigón en extremo superior de pilotes, Pila Nº 1

Fotografía 3.20: Erosión de capa de protección de hormigón en extremo superior de pilotes, Pila Nº 2

3.3.5.3. Componentes funcionales

Losa de aproximación

Como se comentara en el apartado "Particularidades del camino en la zona de implantación del puente", al momento de realizarse la inspección, los accesos al puente se encontraban en plena reparación. Dado el marcado deterioro que presentaban la losa y el tramo de aproximación se decidió el reemplazo de los mismos, pues en las condiciones previas representaban un peligro para la seguridad vial por la importante reducción de velocidad que se daba en los vehículos al abordar el puente.

Carpeta de rodamiento

La inspección detallada permitió identificar los siguientes defectos en la carpeta de rodamiento:

- Deficiencias del sellado: carencia total del sello de juntas
- Juntas saltadas: desintegración de las aristas con pérdida de trozos.
- Grietas longitudinales y transversales
- Fisuramiento por retracción (tipo malla): grietas capilares limitadas a la superficie del pavimento.
- Desintegración progresiva de la superficie: amplios sectores con pérdida de la textura y mortero, quedando el árido grueso expuesto.
- Baches (desprendimiento del hormigón) en distintos sectores.

En términos generales el estado de carpeta de rodamiento es malo.

En las fotografías 3.21 y 3.22 se aprecian algunos de estos defectos. En la figura 3.8 se representa la planilla de inspección de la carpeta de rodamiento en el Tramo Nº 4, con indicación de los defectos relevados.

Fotografía 3.21: Junta saltada, grietas y falta de material sellante.

Fotografía 3.22: Desintegración progresiva de la superficie

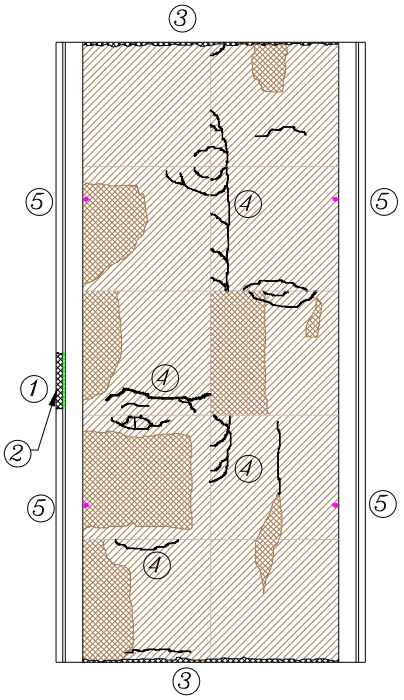
COMPONENTES FUNCIONALES	TRAMO N° 4	PLANILLA N° 4
ELEMENTO	CONDICION	
CARP. RODAM.	MALO	
JUNTAS	MALO	
BARANDA	BUENO	
DESAGÜES	MALO	
GUARDARRUEDA Y VEREDAS	BUENO	

ESCALA 1 : 200

1. Tramo de baranda dañada – l=2.50 m
2. Rotura de viga de borde en vereda – l=1.00 m
3. Juntas dañadas – faltan perfiles metálicos
4. Grietas en carpeta de desgaste
5. Desagües con falta de prolongación y excesiva separación

Defectos varios en carpeta de rodamiento:
Deficiencias de sellado
Juntas saltadas
Fisuramiento por retracción, tipo malla

Desintegración progresiva de la superficie con pérdida de textura y mortero.



TRAMO 4–4

OBSERVACIONES :

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS — EVALUACION Y REHABILITACION DEL PUENTE S/RUTA 325

Figura 3.8: Planilla de inspección en carpeta de rodamiento.

Juntas

En todas las juntas se pudo verificar la falta de los perfiles metálicos guardacantos. La fotografía 3.23 muestra una de estas juntas, donde además de la carencia señalada se puede observar el descantillado de los bordes producto de impactos del tráfico. Esto condujo gradualmente a roturas que dejaron expuesta la armadura de borde, tal como se muestra en la fotografía 3.24, correspondiente a la junta entre los tramos 1 y 2.

Las falencias antes mencionadas provocan que estas juntas funcionen como abiertas, permitiendo el escurrimiento de las aguas de lluvia a través de ellas. Esto explica las manchas de humedad ya comentadas en los diafragmas sobre las pilas y estribos.

Fotografía 3.23: Descantillado de bordes de juntas

Fotografía 3.24: Junta saltada con exposición de armadura extrema.

Barandas

El puente no cuenta con defensas de tránsito sobre cordón de vereda y posee barandas metálicas en las que se detectaron principalmente daños por impacto en distintos sectores. En la zona de losa de aproximación Oeste se observa aguas abajo el faltante de un tramo de baranda de 3,30 mts de longitud (fotografía 3.25). Asimismo, se pudieron constatar dieciséis (16) zonas de impactos sobre las mismas que dieran lugar a roturas de diferentes magnitudes como la que se muestra en la fotografía 3.26. Estas roturas totalizan una longitud de 22,50 metros de barandas a restaurar. Salvando estas roturas puntuales, este elemento no presenta otros signos de deterioro.

Fotografía 3.25: Faltante tramo de baranda en acceso

Fotografía 3.26: Baranda metálica dañada por impacto

Desagües

Los desagües están constituidos por caños de hierro galvanizado de 10 cm de diámetro con una separación en sentido longitudinal de 10 m (fotografía 3.27). Los mismos no se encuentran obstruidos, pero la excesiva separación y la falta de prolongación respecto al intradós de la losa del tablero los hace defectuosos. Por lo tanto se requiere aumentar el número de éstos y el reemplazo de los existentes con la correspondiente prolongación.

Fotografía 3.27: Desagües

Apoyos

Algunos de los apoyos se encuentran muy deformados e incluso al límite de su capacidad de servicio; tal el caso que se muestra en la Fotografía 3.28 que corresponde al apoyo sobre el estribo de margen derecha. Se aprecia que la deformación horizontal está muy próxima al valor de la altura neta del elastómero, por lo que se requiere su reemplazo. En este sentido, el desplazamiento por corte se considera que es normal si la componente horizontal del desplazamiento se mantiene inferior a la mitad del espesor total de goma del dispositivo.

Por otra parte, en función de la edad del puente, cabe suponer que estos apoyos han perdido en buena proporción su elasticidad.

Fotografía 3.28: Desplazamiento horizontal excesivo del elastómero

Guardarruedas y Veredas

El guardarruedas constituye el cordón que delimita la calzada y protege y guía al tránsito vehicular. En este puente, el mismo posee una altura con respecto al nivel de la calzada de 0.13 m y se cuenta con dos veredas con un ancho de 0.56 m cada una. Dado que los elementos se encuentran libres de deformaciones, fisuraciones excesivas, o descascaramientos importantes se concluye que el estado de los mismos es bueno. En el caso de las veredas se aprecian daños localizados en la viga de borde, en zonas donde los impactos de vehículos han destrozado las conexiones de las barandas.

Fotografía 3.29: Daños localizados por impacto de vehículos en la viga de borde de veredas.

3.3.5.4. Caracterización y estado del hormigón

Resistencia

Con el objeto de determinar la resistencia y homogeneidad del hormigón de la superestructura, se procedió a extraer testigos de cada tramo del tablero (ver fotografía 3.30). Se contó con un total de seis testigos, los cuales fueron refrenteados, encabezados y finalmente ensayados. Se obtuvieron los siguientes valores:

Resistencia media: σ'_{bm} = 34 Mpa
Resistencia característica: $\sigma`_{bk}$ = 27.9 MPa
Desviación estándar: S = 3,5 Mpa.

Con estos resultados se concluye que se trata de un hormigón caracterizado como H 21 según el reglamento actualmente vigente en el país (**CIRSOC 201 (1982)**). Asimismo se destaca la pequeña dispersión en los valores hallados, lo que denota la homogeneidad del material en los distintos tramos.

Fotografía 3.30: Extracción de testigos de losa del tablero

Carbonatación

Previo al refrenteado de los testigos, se efectuó un estudio para determinar la profundidad de carbonatación del hormigón.

El hormigón de los testigos reaccionó con la fenoftaleína cambiando su coloración en casi toda la altura de los mismos (ver Fotografía 3.31). Sólo el primer centímetro correspondiente a la parte inferior del tablero no cambió su color, denotando que dicha parte se encuentra ligeramente carbonatada. Visto este resultado se puede afirmar que la profundidad de carbonatación es pequeña, por lo cual el hormigón conserva su alcalinidad ofreciendo buena protección a las armaduras.

Fotografia 3.31: Determinación de la profundidad de carbonatación

3.3.5.5. Caracterización del acero

Dada la conformación superficial de la armadura longitudinal y transversal, observada en distintas zonas de mal llenado del hormigón donde la misma queda al descubierto, pudo establecerse que se trata de barras del tipo ADM 420 según la reglamentación actualmente vigente en el país (**CIRSOC 201 (1982)**).

3.4. INFORME DE INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE METÁLICO

Una crecida de importancia causó el desplazamiento y rotación de una de las pilas del puente, lo que ocasionó daños de distinta consideración a la superestructura de los tramos adyacentes, motivando el cierre transitorio del mismo. Debido al valor arquitectónico e histórico asignado a este puente y a su importancia estratégica se decidió la intervención del mismo con vistas a su rehabilitación.

3.4.1. Localización

El puente se encuentra localizado a 27º 19’ 55” de Latitud Sur y 65º 34’ 59” de Longitud Oeste; sobre la antigua traza de la Ruta Nacional 38 (progresiva Km 739,6), sobre el río Gastona. Vincula principalmente la ciudad de Concepción con barrios periféricos situados sobre la margen Norte del mencionado río.

En la figura 3.9 se ilustra la zona de emplazamiento de esta obra.

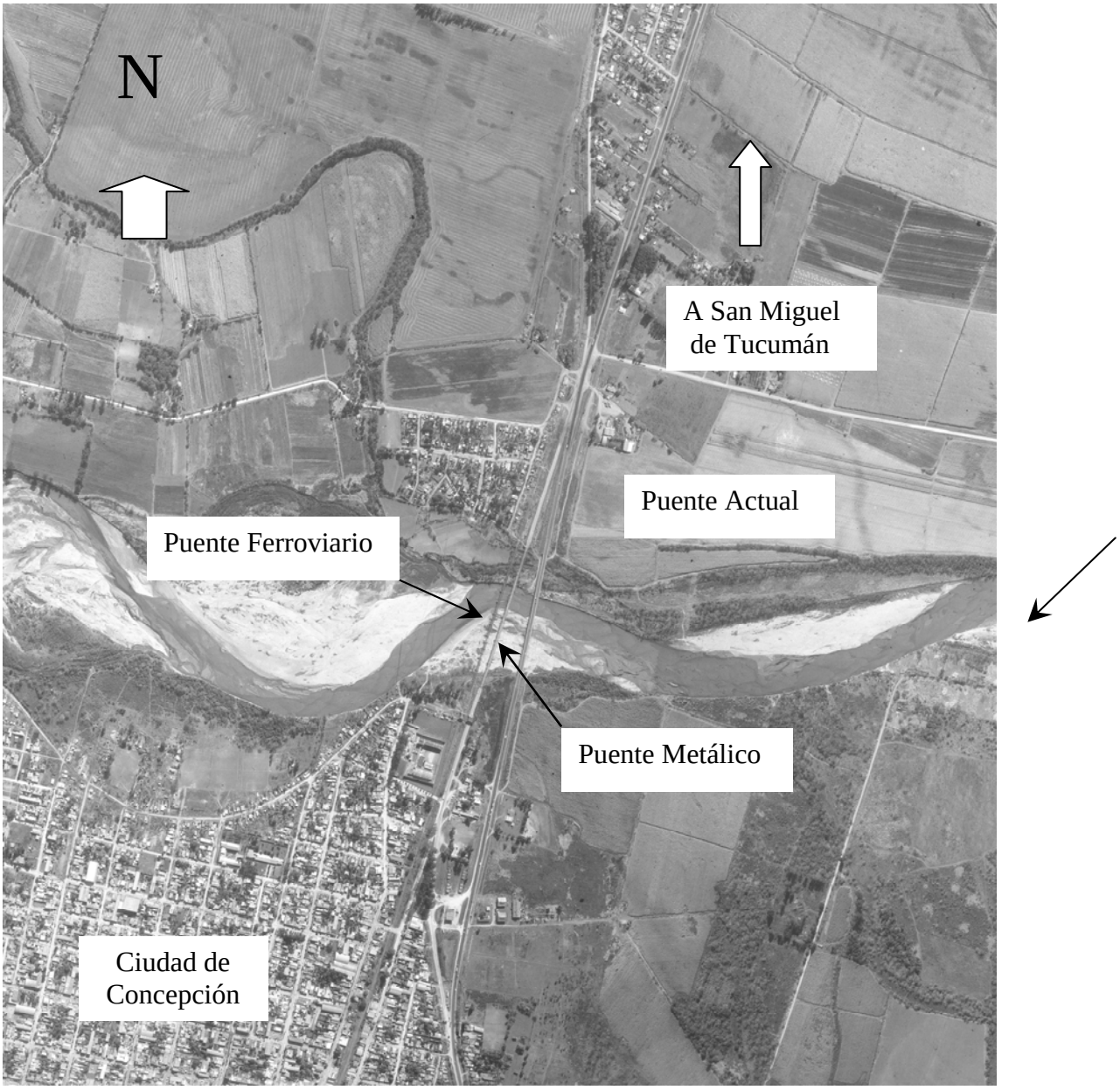


Figura 3.9: Localización del Puente

Se aprecia que el puente en cuestión se sitúa entre un puente ferroviario emplazado hacia el Oeste (aguas arriba) y un puente carretero hacia el Este, con los cuales interactúa dada la escasa distancia entre ellos.

3.4.2. Descripción

3.4.2.1. Geometría

Debido a la falta de antecedentes técnicos sobre esta obra, la presente descripción se hace en base al relevamiento de campo. Se trata de un puente metálico de estructura reticulada, construido en el año 1926, compuesto de seis (6) tramos isostáticos similares que salvan vanos de 62,25 metros de luz (ver fotografía 3.32). La longitud total del puente es de 373,50 m, con un ancho total de 6,40 m y un ancho de calzada de 5,20 m. Posee una sola faja de circulación para el tráfico y carece de veredas. El puente, con entorno urbano, presenta un esviaje de 80º con respecto al curso de agua que cruza (Rio Gastona).

Fotografía 3.32: Vista del puente

3.4.2.2. Superestructura del puente

La superestructura está compuesta por 2 vigas principales reticuladas y simétricas de 7,80 m de altura total. A los nodos inferiores concurren 13 vigas transversales de sección compuesta, armadas y remachadas. Se cuenta con arriostramiento superior e inferior. Las uniones de los elementos que componen el reticulado se realizaron por medio de remaches a las chapas de nudo.

Las vigas principales se encuentran apoyadas en las pilas y estribos por medio de apoyos metálicos, fijos y móviles.

El tablero es del tipo mixto y está compuesto por perfiles zorés y hormigón, con una altura de 11 cm. El mismo apoya sobre 5 vigas longitudinales de normales perfiles I que llevan las cargas a las vigas transversales armadas.

La carpeta de rodamiento es de concreto asfáltico con un espesor de 12 cm, constatado mediante sondeo. Las juntas de dilatación, en los extremos de todos los tramos, se encuentran totalmente cubiertas por el concreto asfáltico empleado en las sucesivas reparaciones de dicha carpeta de rodamiento. Se destaca también la presencia de conductos de desagüe con tubos de 4” de diámetro, separados cada 5.12 m.
Por último, y en referencia a la presencia de conductos de servicios en el puente, sobre el lateral oeste se encuentra una tubería de gas de 225 mm de diámetro -actualmente fuera de uso- soportada por ménsulas abulonadas al cordón inferior de la superestructura. Además se observa un cableado precario a nivel del arriostramiento superior que conduce la electricidad a las luminarias. Este cableado no se encuentra aislado o entubado y se aprecia un mal estado de conservación del mismo.

En figura 3.10 se ofrecen vistas y cortes de la superestructura.

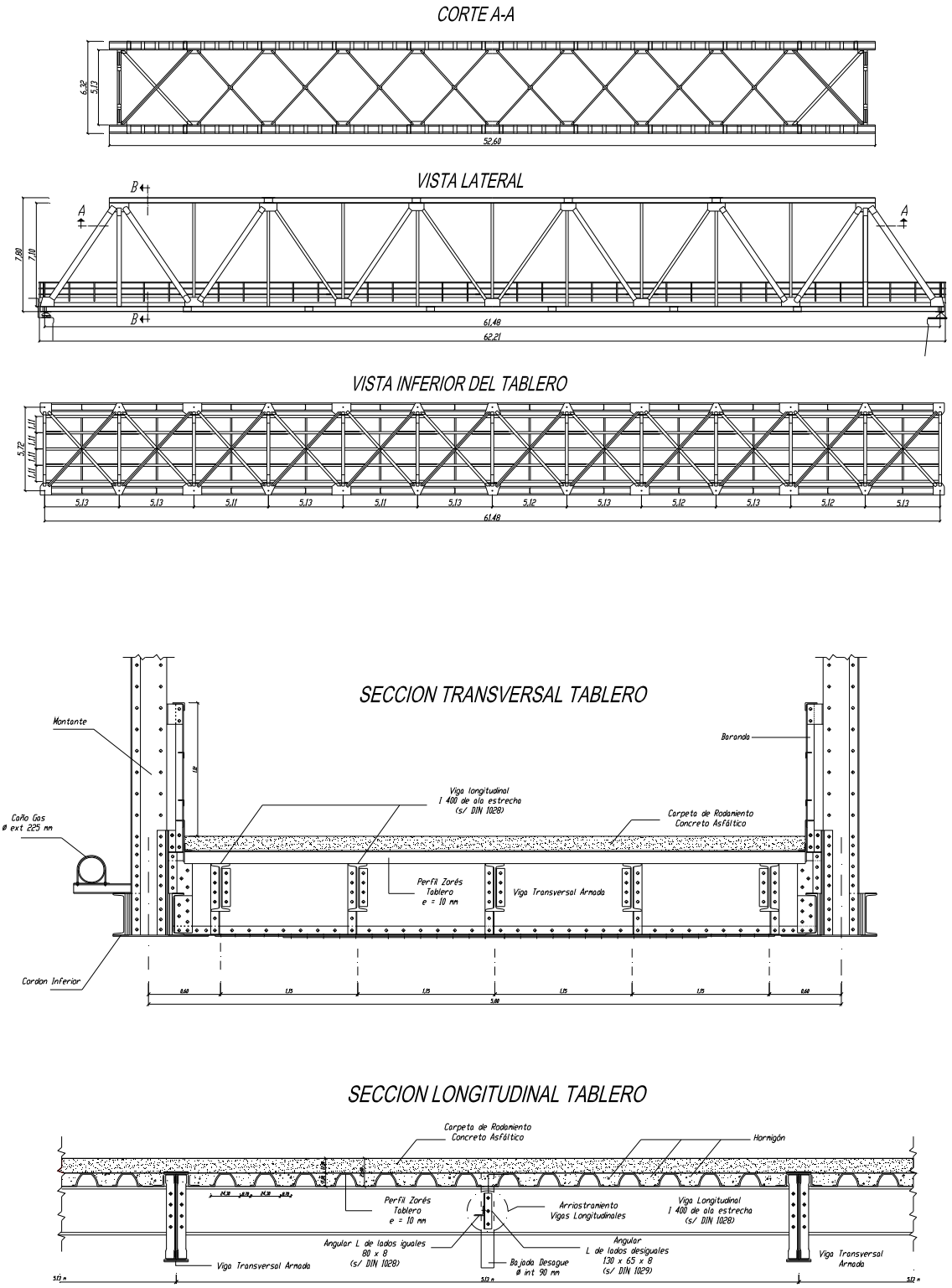


Figura 3.10: Vistas y cortes de la superestructura

3.4.2.3. Infraestructura

La superestructura es soportada por cinco (5) pilas y dos (2) estribos construidos en mampostería de ladrillos. Estos elementos transfieren las cargas a las fundaciones, constituidas por cilindros huecos de mampostería de 0.45 m de espesor. Los muros de ala de los estribos también son de mampostería de 0.45 m de espesor. No se observan losas de talud ni otro tipo de protección de los estribos.

3.4.3. Particularidades del camino en la zona de implantación del puente

El puente sobre el río Gastona se encuentra ubicado en zona urbana, en el acceso norte de la Ciudad de Concepción. El mismo sirve de acceso alternativo a dicha ciudad, permitiendo descomprimir el tránsito sobre la Ruta Nacional 38, y asimismo se utiliza para comunicación de los barrios periféricos localizados sobre la margen norte del citado río.

El ancho de calzada en los tramos de aproximación es de 6.00 m y en el puente se reduce a 5.20 m. Este escaso ancho impide el tránsito en doble carril en el puente y provoca una importante reducción de velocidad de los vehículos al acceder al mismo (ver fotografía 3.33).

Al momento de efectuarse la inspección, el puente se encontraba clausurado al tránsito vehicular mediante la disposición de una pila de material granular en cada uno de los accesos (ver Fotografía). No obstante esto, siguió utilizándose por parte de gran número de peatones, ciclistas y motociclistas.

Fotografía 3.33: Anchos de calzada en tramo de aproximación y en el puente mismo.

También, como puede apreciarse en esta foto, faltan elementos de guiado en los accesos (barreras vehiculares tipo flex-beam).

3.4.3.1. Alternativa de cruce

El acceso por el norte a la ciudad de Concepción, a través del puente metálico, constituye la vía directa y sirve para descomprimir el tránsito sobre la Ruta Nacional 38. Cruzando el puente se continúa por calle Sarmiento hasta llegar a Calle San Martín. Si dicho puente se encontrara fuera de servicio, la alternativa de cruce más corta sería continuar por Ruta Nac. 38 hasta la entrada principal a la Ciudad por calle San Martín, bajando por esta hasta la intersección con calle Sarmiento. Yendo por la vía directa se recorren 2.26 km hasta esta intersección y por la vía alternativa se tienen que transitar 2.74 km. Por la tanto la distancia adicional por desvío es de 0.5 km. Ver figura 3.11.

Figura 3.11: Alternativa de cruce del puente metálico sobre el río Gastona, Ciudad de Concepción.

3.4.4. Particularidades hidráulicas del cauce

El río Gastona posee un caudal reducido durante las estaciones de otoño e invierno. Sin embargo, las lluvias de la época estival hacen aumentar el caudal considerablemente, pudiendo provocar el anegamiento de los sectores aledaños a las márgenes. En Enero de 2007 se produjo una creciente extraordinaria, la cual afectó a una zona importante de la ciudad de Concepción y produjo el hundimiento y rotación de una de las pilas del puente en estudio.

De acuerdo al nivel actual observado en el cauce se deduce que éste ha variado muy poco desde la construcción del puente. Por otro lado, pudo constatarse la presencia de defensas rivereñas sobre la margen sur (la que da hacia la ciudad). Aguas arriba, ésta se constituye de un corto tramo de mampostería de piedra seguida de unos 200 m de terraplén de material granular (ver fotografía 3.34). Aguas abajo, se compone de un tablestacado de hormigón armado con una longitud de unos 80 m aproximadamente (ver fotografía 3.35).

En relación a la geometría de las pilas puede decirse que éstas tienen forma oblonga (ver fotografía 3.36). Dada la escasa distancia a la que se encuentra el puente ferroviario, actualmente fuera de servicio, dichas pilas tienen cierta interacción hidráulica con las de éste (ver fotografía 3.37). En cuanto a los estribos, los mismos son del tipo de caras facetadas (ver fotografía 3.38).

Fotografía 3.34: Defensa aguas arriba sobre margen sur constituida por terraplén de material granular

Fotografía 3.35: Tablestacado de la defensa de aguas abajo en margen sur

Fotografía 3.36: Pilas de forma oblonga

Fotografía 3.37: Cercanía de las Pilas del puente ferroviario

Fotografía 3.38: Estribos del tipo de caras facetadas.

3.4.5. Resultados de la inspección

Se presentan a continuación los principales resultados de la inspección.

3.4.5.1. Nivelación topográfica

Para verificar en que medida se afectaron las cotas del tablero por el movimiento de la pila Nº 2 se realizó una nivelación del mismo. Los resultados de dicha nivelación se muestran en figura 3.12. En ella se observan tres (3) perfiles longitudinales: el inferior correspondiente al centro de la calzada y los dos restantes, a los laterales del tablero. En este último caso, debido a la irregularidad del perfil de la calzada, se hizo preciso nivelar sobre los perfiles metálicos que limitan la misma.

Hacia los tramos 2 y 3, es decir en correspondencia con la pila Nº 2, la nivelación muestra descensos del tablero respecto de los tramos restantes. Tales descensos son el resultado del desplazamiento y giro de la pila Nº 2. La máxima diferencia de nivel entre perfiles laterales se da en el tramo 3, en correspondencia con la pila nº 2, la cual es de 165 mm. Esto denota el giro de la pila en su plano, el que medido con clinómetro digital arrojó un valor de 1,9º.

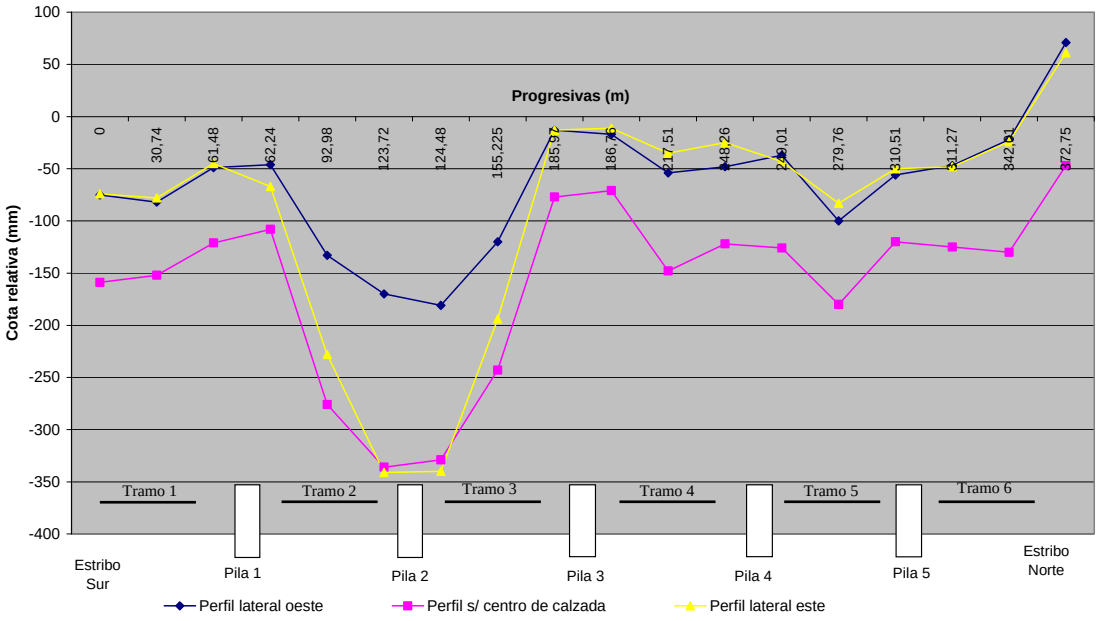


Figura 3.12: Nivelación, Perfiles longitudinales sobre calzada del puente

3.4.5.2. Componentes estructurales

<u>Superestructura</u>

Tablero

Tal como se apuntara, el tablero es de sección compuesta y está constituido por perfiles zorés y hormigón armado, que llena las cavidades dejadas por los mismos.

A través de la inspección pudo constatarse la oxidación superficial de las alas de los perfiles zorés. Asimismo, se observaron manchas de humedad en el hormigón de

fondo de tablero en las zonas que circundan los desagües y las adyacentes a las juntas de tramos.

Según se puede apreciar desde la parte inferior del tablero, en algunos sectores el hormigón presenta oquedades producto de un defectuoso colado. En otros se observan huecos de importancia por los cuales asoma la armadura con ligera oxidación. También se vieron desprendimientos de recubrimientos con exposición de armaduras. La armadura longitudinal consta de 2 ϕ 10 mm y los estribos son ϕ 6 cada 20 cm.

Elementos superiores de la Superestructura

Este grupo de elementos se constituye de los cordones superiores de las vigas principales y las barras de arriostramiento que acometen a ellos.

Los cordones superiores de los tramos 2 y 3 se encuentran flexionados en el plano horizontal. Tal deformación se debió al desplazamiento y giro de la pila 2. Por su parte, los cordones superiores del tramo 5 presentan una deformación menor pero apreciable.

En cuanto a los arriostramientos, el citado movimiento de la pila 2 provocó también el pandeo de barras de los tramos 2 y 3 (ver fotografía 3.39). En el tramo 5 se detectó un arriostramiento que se encuentra cortado en uno de sus extremos.

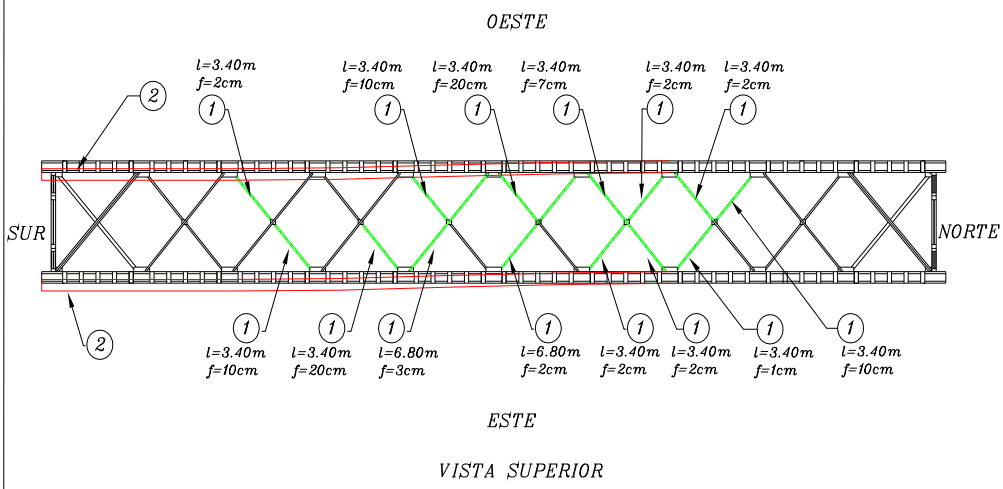
Tanto los arriostramientos como los cordones superiores presentan signos de oxidación superficial que afectan solamente a la capa de protección, sin disminución alguna de sección.

En figura 3.13 se ofrece la planilla de inspección del tramo 3 que da cuenta de las patologías referidas.

TRAMO Nº 3 MODULOS Nº1-12 Elem. superiores superestr.		PLANILLA Nº 29
ELEMENTO	CONDICION	COMENTARIO
CORDON SUPERIOR	MALA	Debido al desplazamiento horizontal de la Pila Nº2 los dos cordones superiores se flexionaron lateralmente en una longitud importante.
DIAGONAL SUPERIOR	MALA	Una gran parte de las barras se encuentran deformadas por pandeo.
DIAGONAL INFERIOR	MALA	Una gran parte de las barras se encuentran deformadas por pandeo.

(1) Elemento deformado por pandeo

(2) Cordones superiores deformados por flexión



OBSERVACIONES :	ESCALA 1 : 400

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS

EVALUACION Y REHABILITACION DE PUENTE METALICO
S/ RIO GASTONA, RUTA NAC. Nº 38

Figura 3.13: Planilla de inspección de elementos superiores de la superestructura en tramo 3.

Fotografía 3.39: Deformación de cordones superiores y pandeo en arriostramientos de los tramos 2 y 3

Elementos laterales de la superestructura

Se constituyen por los montantes y diagonales de las vigas principales. Varios de estos elementos se encuentran deformados por impactos de vehículos (ver fotografía 3.40). En la figura 3.14 se ofrece la Planilla de inspección de elementos laterales del tramo 4 que da cuenta de tales daños.

Se observó también que estos elementos presentan signos de oxidación superficial sin reducción de secciones, salvo en su extremo inferior en la unión a los nudos inferiores de reticulado.

Fotografía 3.40: Montante dañado por impacto.

TRAMO Nº 4 MODULOS Nº1–12 Elem. laterales superestr.		PLANILLA Nº 34
ELEMENTO	CONDICION	COMENTARIO
DIAGONAL	BUENA	Dos Diagonales en el reticulado oeste acusan abolladuras por impacto.
MONTANTE	REGULAR	Varias Montantes en ambos reticulados se encuentran deformadas por impacto.

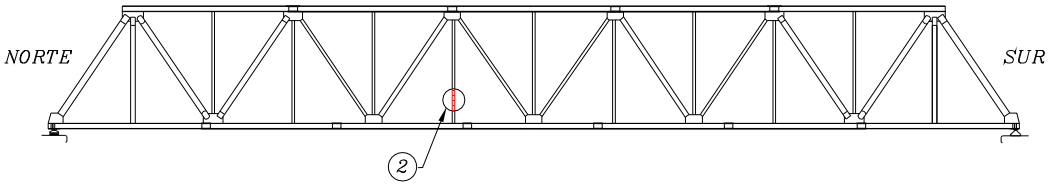
(1) Elemento deformado a flexión por impacto

(2) Abolladura localizada por impacto

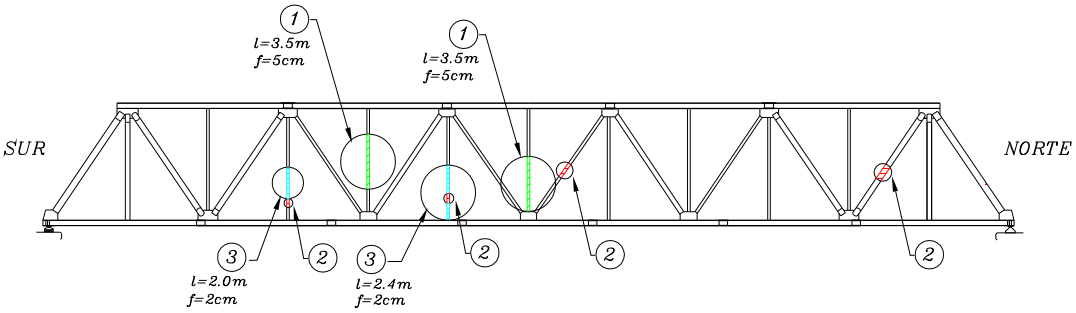
(3) Elemento torsionado y flexado por impacto

l: longitud deformada de la barra (m)

f: flecha en sector deformado de la barra (cm)



VISTA ESTE



VISTA OESTE

OBSERVACIONES :	ESCALA 1 : 400

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS

EVALUACION Y REHABILITACION DE PUENTE METALICO
S/ RIO GASTONA, RUTA NAC. Nº 38

Figura 3.14: Planilla de Inspección de Elementos laterales de la estructura reticulada en el tramo 4.

Elementos inferiores de la superestructura

Este grupo de elementos está conformado por las barras del cordón inferior, las vigas transversales, las barras de arriostramiento y los largueros. Los tres primeros concurren a los nudos inferiores, mientras que los largueros apoyan sobre las vigas transversales.

En algunos nudos inferiores se observan procesos de corrosión con disminución de secciones. Un análisis general de los relevamientos permite inferir que el proceso de corrosión es mayor en: a) los nudos inferiores de los tramos próximos a las riberas, con mayor humedad por la cubierta vegetal, en este caso los tramos denominados 1, 5 y 6; b) los nudos a los cuales concurren mayor número de barras en el plano vertical, es decir donde además del montante concurren las diagonales; c) los nudos sobre los apoyos.

Asimismo, cabe distinguir en los nudos una zona exterior -con mayor circulación de aire- y una zona interior -bajo tablero, con menor circulación- (ver figura 3.15). En la primera zona se observa que la corrosión afecta principalmente a los pañuelos horizontales y a las partes de elementos que toman contacto con ellos, es decir las cartelas verticales y extremos inferiores de montantes y diagonales (ver fotografía 3.41). Por su parte, en las zonas interiores se observa mayor corrosión, esta vez extendida a los pañuelos horizontales, cordón inferior, talones de vigas transversales y extremos de barras de arriostramiento que concurren al mismo (ver fotografía 3.42). Para mejor ilustración se ofrece en fotografía 3.43 un nudo idéntico, pero en mejor estado de conservación.

A su vez, los largueros presentan oxidación superficial que afecta en mayor grado a las vigas laterales externas, pero con pérdidas de sección leves.

En figura 3.16 se muestra la planilla de inspección de dos nudos inferiores correspondientes al tramo 5, en la cual pueden verse reflejadas las patologías comentadas. La importancia de este relevamiento de daños va más allá del proceso de evaluación en sí, ya que el mismo sirvió de base para elaborar la propuesta de los trabajos de rehabilitación.

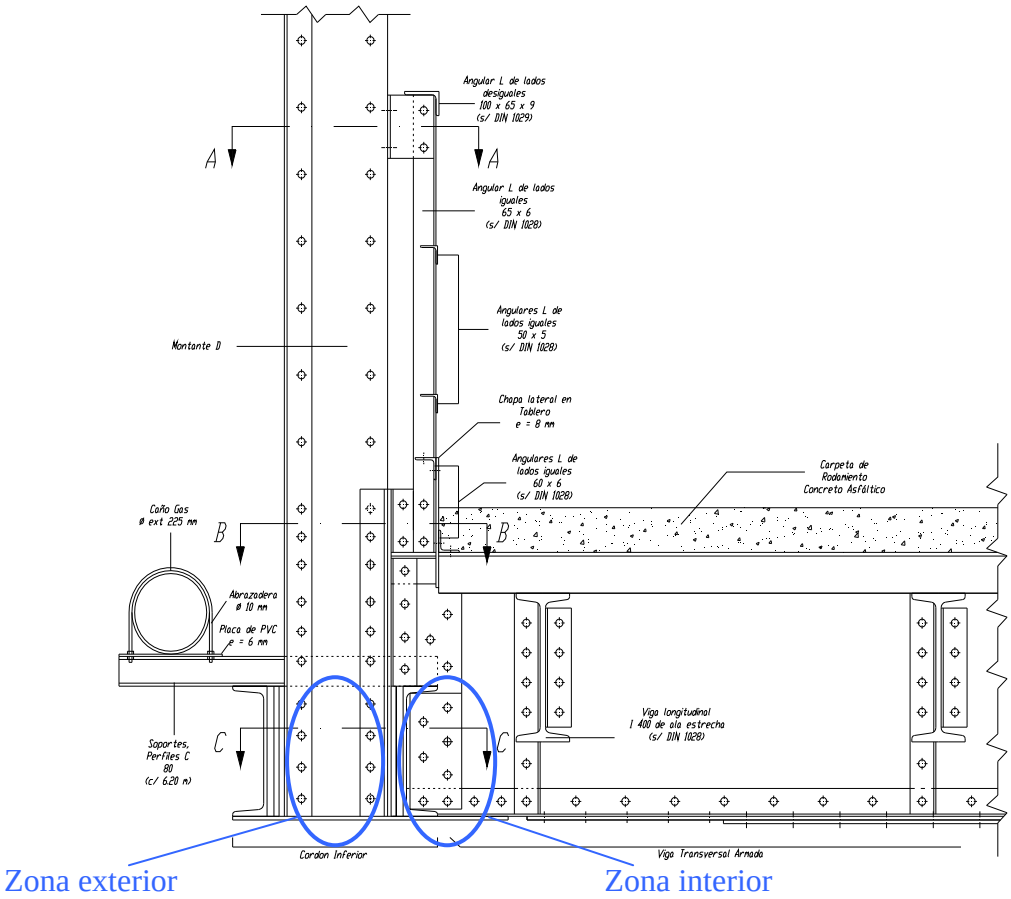


Figura 3.15: Zonas exterior e interior en nudos inferiores

Fotografía 3.41: Corrosión en pañuelo de nudo inferior, en zona exterior

Fotografía 3.42: Nudo inferior, zona interior con pérdida de sección por corrosión

Fotografía 3.43: Nudo inferior, zona interior con principios de corrosión por desprendimiento de la capa de protección.

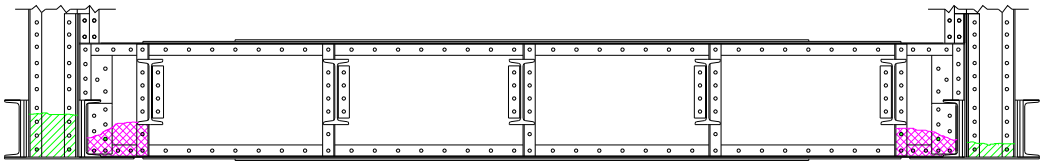
TRAMO Nº 5	MODULO Nº 6-7 Viga Transversal Nº 7	Elementos inferiores de la Superestructura	PLANILLA Nº 94

ELEMENTO	CONDICION	COMENTARIO
CARTELA	REGULAR	
CORDON INFERIOR	REGULAR	
VIGA TRANSVERSAL	REGULAR	
DIAGONALES	MALA	El extremo de una de las diagonales del nudo este se encuentra corroido, con pérdida total de sección de uno de los perfiles L que la forman.

Corrosión leve (pérdidas de material de hasta un 10 % del espesor)
Corrosión moderada (pérdidas de hasta un 20 % del espesor)
Corrosión severa (pérdidas mayores a un 20 % del espesor)

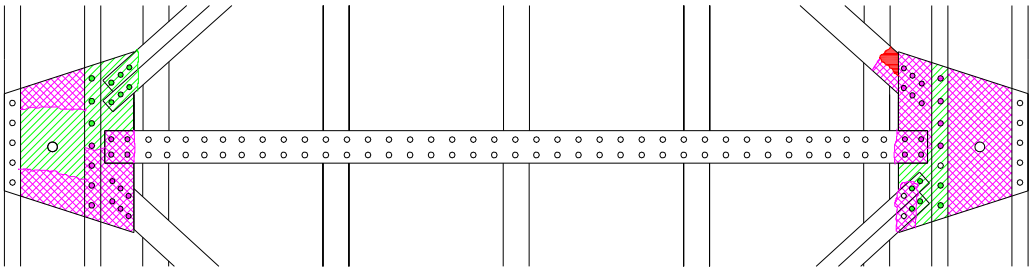
Corrosión leve en cabezas de remaches
Corrosión moderada en cabezas de remaches
Corrosión severa en cabezas de remaches

OESTE ESTE



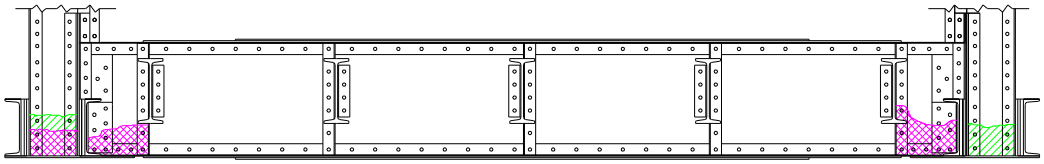
VISTA NORTE

OESTE ESTE



PLANTA

ESTE OESTE



VISTA SUR

OBSERVACIONES :	ESCALA 1 : 40

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS

EVALUACION Y REHABILITACION DE PUENTE METALICO
S/ RIO GASTONA, RUTA NAC. Nº 38

Figura 3.16: Planilla de inspección nudos inferiores

Subestructura

Estribos

Ambos estribos presentan fisuras y grietas de distinta consideración y en ciertos sectores los mampuestos y juntas exhiben signos de degradación natural. Los daños se extienden tanto a los muros frontales como a los de alas.

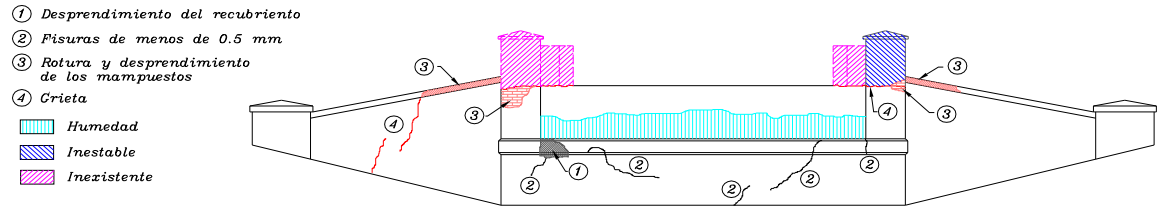
Las mamposterías de coronamiento de estribos presentan daños por impactos de vehículos y su estabilidad no está asegurada. Las fotografías 3.44 y 3.45 ofrecen vistas de distintos ángulos del estribo norte. En la primera se observa la falta de la mampostería de coronamiento y en la segunda el marcado grado de deterioro de ésta.

En figura 3.17 se ofrecen las planillas de inspección del mencionado estribo con relevamiento de las distintas patologías.

Fotografía 3.44: Estribo Norte, vista oeste.

Fotografía 3.45: Estribo Norte, vista este.

TRAMO Nº 6	MODULO Nº12	Estribo Norte – Vista	PLANILLA Nº 117
ELEMENTO	**CONDICION**	**COMENTARIO**	
CORONAMIENTO	MALO	El coronamiento del lado Oeste no existe, mientras que el del Este se presenta inestable con una grieta en su base y con una marcada inclinación hacia el exterior del estribo.	
MURO DE ALA	MALO	En el muro Oeste se observan dos grietas importantes de 2 mm que evidentemente lo comprometen estructuralmente.	
MURO FRONTAL	REGULAR	Se encuentran fisuras de menos de 0.5 mm de ancho, algunas a 45º	
PANTALLA	REGULAR	Presenta marcada humedad en gran parte del elemento.	



FRENTE ESTRIBO

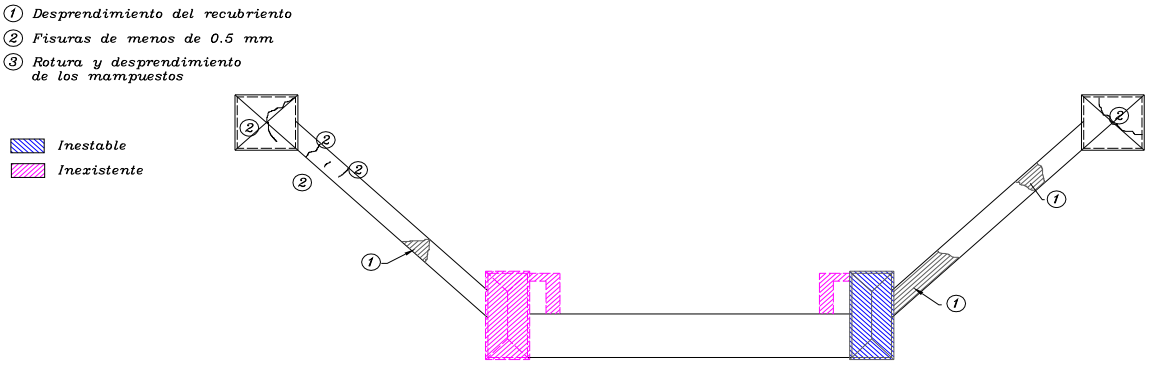
OBSERVACIONES :

ESCALA 1 : 100

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS

EVALUACION Y REHABILITACION DE PUENTE METALICO S/ RIO GASTON, RUTA NAC. Nº 38

TRAMO Nº 6	MODULO Nº 12	Estribo Norte – Planta	PLANILLA Nº 118
ELEMENTO	**CONDICION**	**COMENTARIO**	
CORONAMIENTO	MALO		
MURO DE ALA	REGULAR	Presenta algunas fisuras y zonas que se deben reparar por el desprendimiento del revoque	
CABECERA ESTRIBO	BUENO		



PLANTA ESTRIBO

OBSERVACIONES :

ESCALA 1 : 100

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS

EVALUACION Y REHABILITACION DE PUENTE METALICO S/ RIO GASTON, RUTA NAC. Nº 38

Figura 3.17: Planillas de inspección del Estribo norte

Pilas

Durante la inspección, mediante el empleo de clinómetro digital, pudo constatarse que la pila 2 presenta un giro de 1.9º en dirección Este (aguas abajo); asimismo se midió el desplazamiento producido en esta dirección a la altura de los apoyos, el cual alcanza los 40 cm (ver fotografías 3.46 y 3.47). En dicha pila se observan fisuras en ambas caras con longitudes y espesores que denotan importancia estructural (e = 0.5 mm).

Las restantes pilas no presentan indicios de haber sufrido desplazamientos ni rotaciones. En ellas se observan fisuras con anchos menores a 0.3 mm.

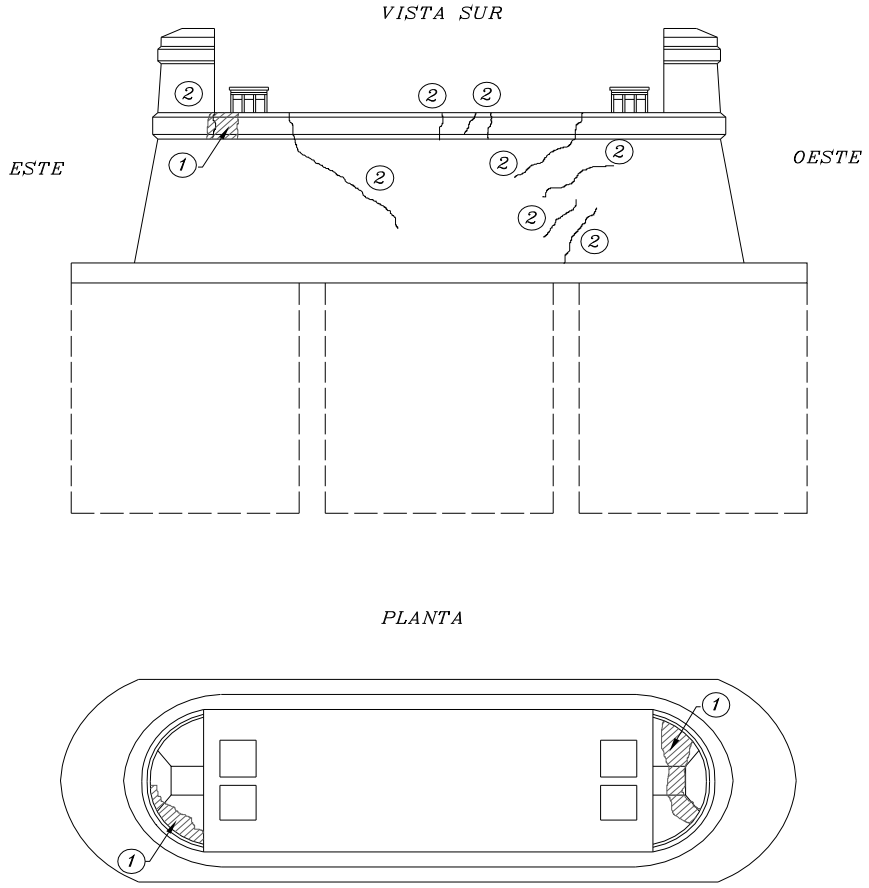
En Figura 3.18 se ofrece la planilla de inspección de la pila 2.

Fotografía 3.46: Rotación de la Pila 2, vista aguas arriba

Fotografía 3.47: Rotación de la pila 2, vista aguas abajo

TRAMO Nº 2–3 MODULO Nº XII – I PILA Nº2		PLANILLA Nº 124
ELEMENTO	CONDICION	COMENTARIO
CORONAMIENTO	BUENO	.....
CUERPO DE LA PILA	REGULAR	Se registraron fisuras de 0.5 mm de ancho.
LOSA DE Hº CORON. FUND.	BUENO	.....

(1) Desprendimiento del revoque
(2) Fisuras de 0.5 mm de ancho



NOTA: Se registró en la pila una rotación de 1.9° hacia aguas abajo, con un desplazamiento a nivel del tablero de 40 cm en la misma dirección.

OBSERVACIONES : Si bien los elementos de la pila no sufrieron mayores deterioros por la rotación y despalzamiento de la misma, dada la importancia de estos movimientos y sus efectos sobre la superestructura, se considera que el estado general de esta pila es malo.	ESCALA 1 : 100

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS

EVALUACION Y REHABILITACION DE PUENTE METALICO S/ RIO GASTON, RUTA NAC. Nº 38

Figura 3.18: Planilla de inspección Pila 2

Fundaciones

La forma y dimensiones de las fundaciones del puente fueron determinadas a partir de calicatas realizadas para inspección directa y extracción de testigos (ver Fotografía 3.48). De acuerdo con ello se determinó que para el caso de las pilas se cuenta con tres cilindros de fundación, constituidos de mampostería de 0.45 m de espesor y 3 m de diámetro.

Dado que el nivel del cauce se halla por sobre la plataforma base de las pilas puede decirse que el proceso de erosión generalizada fue leve.

Fotografía 3.48: Extracción de testigo en cilindro de fundación.

3.4.5.3. Componentes funcionales

Losa de aproximación

Se extrajeron testigos en ambos accesos del puente, determinándose la ausencia de la losa de aproximación. Esto trajo como consecuencia el hundimiento de la carpeta de rodamiento en dichos lugares, lo que representa un peligro para la seguridad vial por la importante reducción de velocidad de los vehículos que abordan el puente.

Carpeta de rodamiento

La carpeta de rodamiento es de concreto asfáltico y presenta deficiencias producto de su desgaste y falta de conservación.

La inspección detallada permitió identificar los siguientes defectos en dicha carpeta:

- Desprendimientos con pérdida de agregados.
- Desprendimientos con pérdida de capa de rodadura.
- Grietas transversales con abertura mayor de 3 mm.
- Agrietamientos tipo fisuras en retícula (malla).
- Agrietamientos tipo piel de cocodrilo (malla cerrada).

Otro aspecto a remarcar es la pérdida de la condición hidrófuga de la carpeta, que se manifiesta en eflorescencias salinas sobre la cara inferior del tablero producidas por la infiltración de agua.

En términos generales el estado de la carpeta de rodamiento es malo.

En la fotografía 3.49 se aprecian algunos de los defectos comentados. Estos se volcaron en planillas de inspección como la presentada en la figura 3.19, conjuntamente con los daños en barandas.

Fotografía 3.49: Defectos en carpeta de rodamiento.

Juntas

Durante la inspección se constató que las juntas de dilatación se encuentran totalmente cubiertas por el concreto asfáltico empleado en las sucesivas reparaciones de la carpeta de rodamiento.

Desde abajo del tablero pudo comprobarse la falta de estanqueidad de la junta por la visible corrosión de los elementos metálicos y eflorescencia salina en el hormigón de los extremos. En apariencia, las juntas no cuentan con los perfiles guardacantos correspondientes.

En Fotografía 3.50 pueden apreciarse las ondulaciones de la carpeta de rodamiento en correspondencia con las juntas.

Fotografía 3.50: Ondulaciones en carpeta de rodamiento en correspondencia con las juntas

Barandas

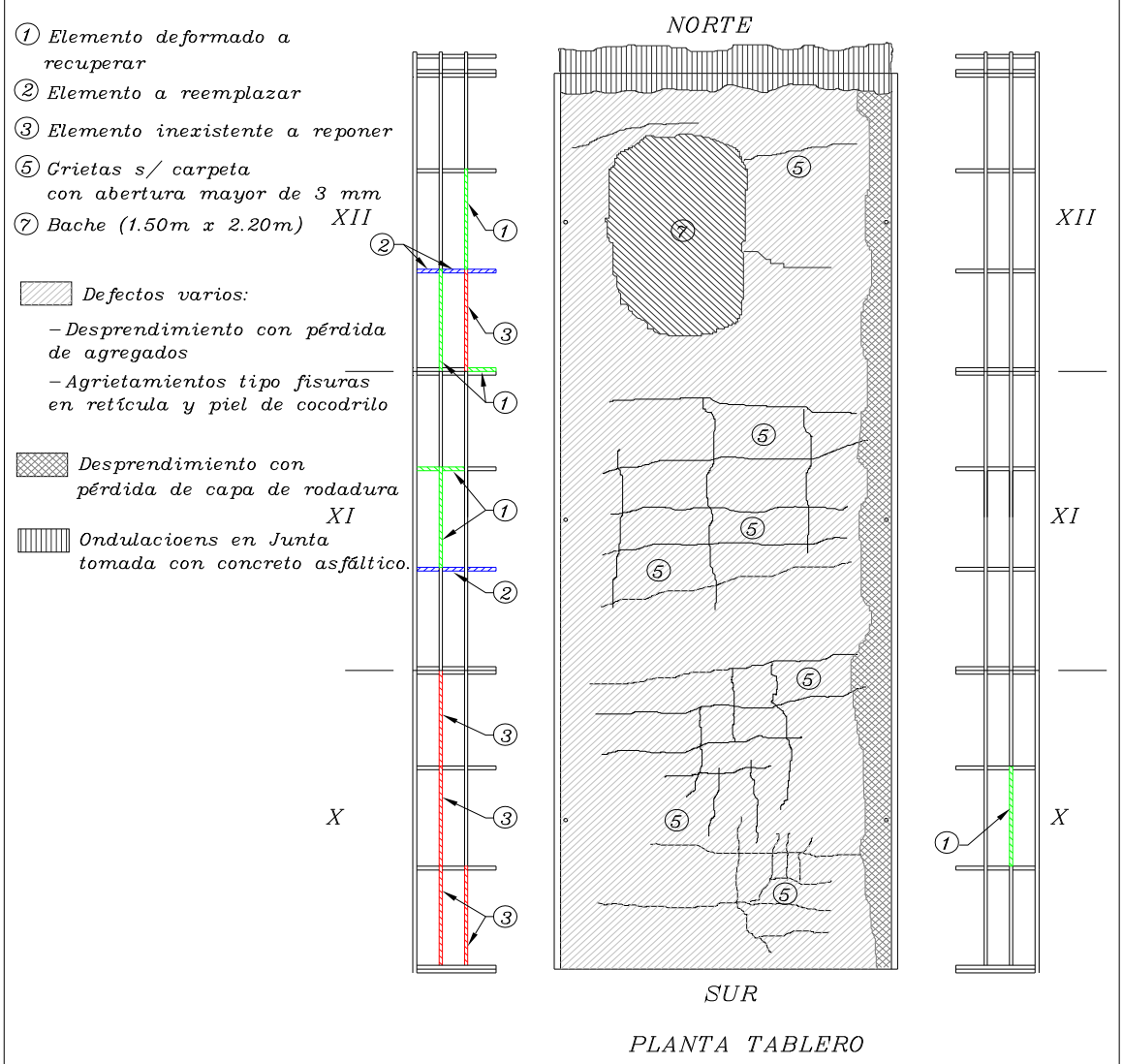
El puente no cuenta con barreras de defensa del tránsito y posee barandas metálicas en las que se detectaron principalmente daños por impacto en vastos sectores. Dichos daños fueron relevados en las planillas de inspección y caracterizados como: a) Elementos deformados a recuperar; b) Elementos a reemplazar, c) Elementos inexistentes a reponer y d) Deficiencias en la fijación de elementos (ausencia de roblones, etc).

La fotografía 3.51 ilustra una zona impactada con elementos faltantes y otros dañados a reparar. En figura 3.19 se muestra una planilla de inspección en la que se

relevaron los daños en barandas, carpeta de rodamiento y desagües correspondientes a un sector del tramo 5.

Fotografía 3.51: Daños en baranda, elementos faltantes y otros a reparar

TRAMO Nº 5 MODULOS Nº X, XI, XII	Carpeta de rodamiento, Barandas y Desagües.	PLANILLA Nº 20
ELEMENTO	CONDICION	COMENTARIO
CARPETA DE RODAMIENTO	MALA	
BARANDA ESTE	BUENO	
BARANDA OESTE	REGULAR	
DESAGÜES	BUENO	



OBSERVACIONES :	ESCALA 1 : 100

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS

EVALUACION Y REHABILITACION DE PUENTE METALICO S/ RIO GASTON, RUTA NAC. Nº 38

Figura 3.19: Planilla de inspección de daños en carpeta de rodamiento y barandas

Desagües

Los desagües están constituidos por caños de hierro galvanizado de 10 cm de diámetro, con una separación en sentido longitudinal de 5.12 m. A pesar de la falta de mantenimiento, los mismos no se encuentran obstruidos. La longitud de los caños se considera adecuada por el hecho de que el extremo de los mismos se halla por debajo del cordón inferior de la viga principal, con lo cual se evita el goteo sobre estos elementos (ver fotografía 3.52).

Dadas las características indicadas, no se requiere intervención alguna sobre los desagües.

Fotografía 3.52: Desagües

Apoyos

La inspección reveló que los apoyos se encuentran oxidados y cubiertos de polvo. La falta de limpieza y lubricación de los apoyos móviles obstaculiza su funcionamiento normal en cuanto a los desplazamientos horizontales. El apoyo móvil situado sobre el estribo sur es el que se encuentra en peor estado, el mismo se halla desbancado (ver fotografía 3.53).

Fotografía 3.53: Apoyo desbancado ubicado sobre el estribo sur

Guardaruedas y Veredas

Según se observara oportunamente este puente carece de gardaruedas que delimiten los extremos laterales de la calzada y también de veredas que posibiliten el tránsito peatonal. Esto constituye una grave falencia desde el punto de vista de la seguridad vial.

3.4.5.4. Caracterización del material

Con el propósito de caracterizar la resistencia mecánica del acero que constituye las barras de reticulado de la estructura se realizaron ensayos de tracción sobre cinco testigos extraidos de cada uno de los tramos. Los mismos están compuestos de trozos de barras de perfil L correspondientes al arriostramiento inferior. El valor de la tensión de fluencia característica determinada fue:

$$\sigma_f = 285 \text{ Mpa}$$

Por otro lado, se destaca que en los perfiles U que forman el cordón superior puede apreciarse la Inscripción NPU, lo cual indica que se trata de perfiles normales.

Con criterio conservador, de lo anterior surge caracterizar al material como un acero tipo F 24 según el reglamento actualmente vigente en el país (**CIRSOC 301 (1982)**).

CAPITULO 4

EVALUACIÓN ANALÍTICA

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se aplican los lineamientos de evaluación analítica prescriptos en el Manual de Evaluación de Puentes (**AASHTO (2010)**) a los dos casos de estudio. Para cada uno de ellos se determinan los índices de evaluación correspondientes y los resultados obtenidos se analizan y comparan con los que surgen de la aplicación de las normas DNV-CIRSOC, actualmente vigentes en nuestro país.

4.2. ASPECTOS DESTACABLES DE LA EVALUACIÓN ANALÍTICA DE PUENTES SEGÚN AASHTO

El "Manual para la Evaluación de Puentes" sirve como normativa y provee uniformidad en los procedimientos y programas para la determinación de la condición física, necesidades de mantenimiento y obtención de la capacidad de carga de los puentes en los Estados Unidos. Respecto a este último punto dicho Manual contiene los siguientes aspectos salientes:

a) La metodología de evaluación de la capacidad estructural por factores parciales de carga y resistencia es consistente con la filosofía de diseño de las Especificaciones de diseño **AASHTO LRFD (2010)**. La evaluación es usada para identificar la necesidad de establecer limitaciones en la capacidad de carga a través de anuncios como así también el refuerzo del puente, o bien la emisión de un permiso para la circulación de vehículos con sobrecargas extraordinarias. Esta evaluación es remitida al organismo que administra el Inventario Nacional de Puentes (FHWA) y también puede ser utilizada por los Sistemas locales de Gestión de Puentes. La misma está basada en la información existente en el archivo del puente, que incluye los resultados de una reciente inspección de campo. Como parte de cada ciclo de inspección, la evaluación será revisada y

modificada para reflejar cualquier cambio relevante en la condición o capacidad de carga notado durante la inspección.

b) Los factores parciales de carga y resistencia han sido calibrados mediante el empleo de la teoría de confiabilidad estructural, de manera de lograr índices de confiabilidad objetivo mínimos para el estado límite de resistencia. La calibración de dichos factores se basa en la selección de un índice de confiabilidad objetivo que reconoce un balance entre seguridad y economía. La adopción de un mayor valor para éste llevaría al diseño o evaluación muy conservativos y costosos, mientras que valores mas bajos del índice darán como consecuencia medidas de conservación caras o el reemplazo prematuro de los elementos que fallaron.

Según se observara en capítulo 2, las especificaciones distinguen dos niveles de evaluación de acuerdo a la confiabilidad exigida. Estos son: 1) Nivel de Inventario: corresponde al nivel de confiabilidad exigido a puentes nuevos diseñados y construidos con las actuales normas de diseño; y, 2) Nivel de Operación: corresponde a un nivel de confiabilidad menor, aplicable a puentes en servicio.

Para LRFD el índice de confiabilidad objetivo elegido fue β = 3.5, el cual garantiza que durante la vida de diseño de la estructura existe una probabilidad de falla de 0.2 por mil. Por su parte, el índice de confiabilidad objetivo en LRFR es **¡Error! Vínculo no válido.**a nivel de operación y **¡Error! Vínculo no válido.** a nivel de inventario. El índice de 2.5 para el nivel de operación garantiza una probabilidad de falla de los elementos de 6 por mil. Esta menor confiabilidad a nivel de operación se justifica por muchas razones, incluyendo el hecho de que el periodo de exposición para evaluación es mucho mas corto (3 a 5 años entre inspecciones) comparado con los 75 años previstos para el diseño. Además, el costo relativo para incrementar el índice de confiabilidad en la fase de evaluación es mucho mayor comparado con el costo por incrementar dicho índice durante la fase de diseño.

c) Dispone de diferentes estados de sobrecarga para verificar niveles de prestación. Se distinguen: 1) Evaluación para cargas de diseño (cumple o no con las especificaciones para las cargas de diseño actuales) donde se utiliza la sobrecarga vehicular HL-93 consistente en camión o tándem de diseño y carga de carril de diseño (ver figura 4.1 y nota al pie), 2) Evaluación para cargas de uso legal AASHTO (normalizadas para la evaluación); 3) Configuraciones para propósitos de restricción de sobrecargas (cuando no se cumple ninguna de las anteriores) y 4) Evaluación para permisos especiales (la configuración de sobrecargas es provista por el usuario).

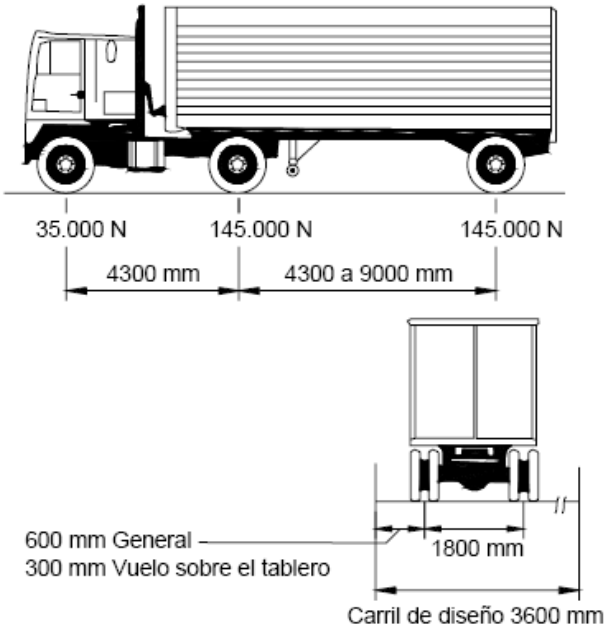


Figura 4.1: Camión de Diseño. Pesos y distancias entre ejes

Nota: La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente, esta carga se supone que también actúa uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.

d) La evaluación de la capacidad de carga se realiza para los elementos mas solicitados, mediante el cálculo del Índice de Evaluación. El mismo se calcula para cada elemento y estado límite que corresponda: Resistencia y/o Servicio, siendo determinante el menor valor obtenido para dicho índice. Estos estados a considerar dependen de la configuración de sobrecargas adoptada para la evaluación, que puede ser a nivel de diseño, legal o para restricciones.

En la evaluación de la capacidad de carga de cualquier elemento de la estructura de un puente se utiliza la siguiente expresión general para el cálculo del Índice de Evaluación:

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)} \tag{4.1}$$

Para los estados límites de resistencia:

$$C = \varphi_c \, \varphi_s \, \varphi \, R_n \tag{4.2}$$

Donde se aplica el siguiente límite inferior:

$$\varphi_c \, \varphi_s \geq 0.85$$

Para los estados límites de servicio:

$$C = f_R$$

Donde:

RF = Índice de evaluación
C = Capacidad
f_R = Tensión de fluencia especificada en el código LRFD

R_n = Resistencia nominal del elemento (determinada de acuerdo a secciones y resistencia de materiales según los datos procedentes de la inspección)

DC = Efecto del peso propio debido a componentes y accesorios estructurales

DW = Efecto del peso propio debido a la carpeta de rodamiento e instalaciones de servicios

LL = Efecto de la sobrecarga

IM = Asignación por efecto dinámico

γ_{DC} = Factor de carga LRFD para componentes y accesorios estructurales

γ_{DW} = Factor de carga LRFD para carpeta de rodamiento y accesorios

γ_{LL} = Factor de la sobrecarga de evaluación.

φ_c = Factor de condición. Provee una reducción para considerar la mayor incertidumbre que se tiene en la resistencia de los elementos deteriorados y asimismo, el probable incremento del deterioro de estos elementos en el futuro durante el periodo entre ciclos de inspección.

φ_s = Factor de sistema. Estos factores son multiplicadores aplicados a la resistencia nominal para reflejar el nivel de colaboración entre elementos del sistema estructural en su conjunto (redundancia). Los puentes que son menos redundantes tendrán menor capacidad por este concepto y consecuentemente, a este factor le corresponderán valores menores.

φ = Factor de resistencia LRFD. Es un multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal según el tipo de esfuerzo y material. Para este caso de evaluación se toma el mismo valor que corresponde al diseño.

Los procedimientos de evaluación de la capacidad de carga están estructurados para ser ejecutados de manera secuencial, comenzando con la carga de diseño (ver figura 4.2). Si el puente evaluado no satisface, es decir resulta RF<1, entonces puede servir a nivel de operación. Pero si tampoco satisface este último nivel (nuevamente RF<1), el puente debe ser evaluado para cargas legales y así sucesivamente. Similarmente, sólo los puentes que superen la evaluación para las cargas AASHTO de curso legal pueden evaluarse para los permisos por sobrepeso y no requerirán de anuncios por restricción de cargas.

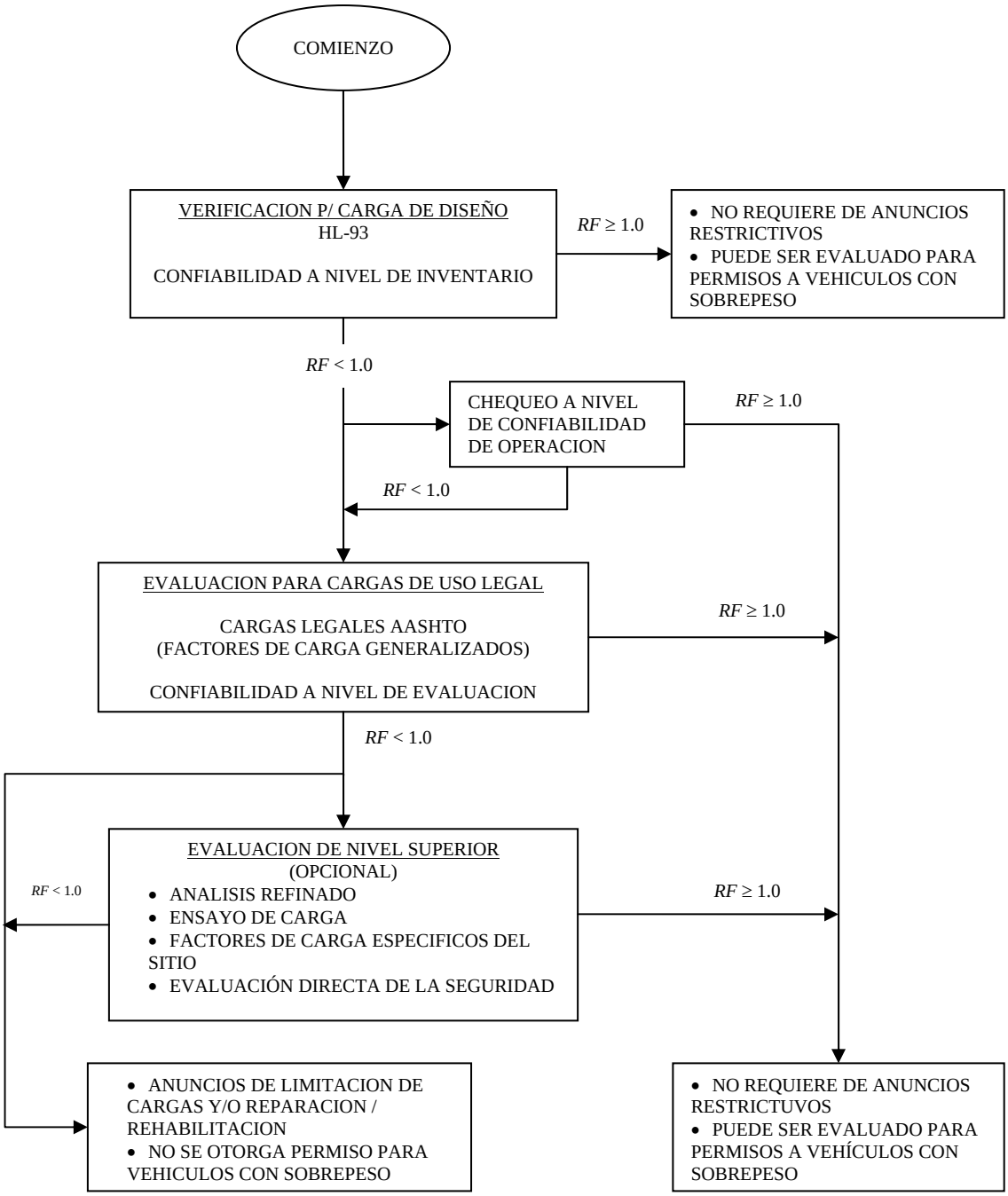


Figura 4.2: Diagrama secuencial de los niveles de evaluación de la capacidad de carga según AASHTO

e) El "Manual de Evaluación de Puentes" incorpora los procedimientos simplificados de análisis estructural contemplados en las Especificaciones de Diseño AASHTO LRFD para que sean aplicados en el caso de puentes de tipo estructural frecuente, como por ejemplo los puentes de vigas. Para estos casos se ofrece el método simplificado de los Factores de Distribución de Momento y Corte. Se establece que donde sea posible, los procedimientos de evaluación simplificada se apliquen en primera instancia, antes de recurrir a métodos de evaluación más sofisticados.

En los casos donde los puentes exhiban capacidad de carga insuficiente, luego del análisis por métodos aproximados, y en aquellos donde la aplicación de tales procedimientos no es posible, deben utilizarse métodos de análisis refinados, como por ejemplo el método de los elementos finitos.

f) La capacidad de carga de un puente está basada en las condiciones estructurales existentes, propiedades de los materiales constitutivos, cargas y condiciones del tráfico en el lugar del puente. Sólo el material que permanezca inalterado es considerado en la resistencia nominal de la sección deteriorada.
Para mantener dicha capacidad, se supone que el puente estará sujeto a inspecciones realizadas a intervalos regulares. Los cambios detectados en las condiciones estructurales, propiedades del material, cargas, o condiciones del tráfico en el lugar llevarán a ejecutar una nueva evaluación.
La evaluación de la capacidad de carga de un puente no se emprenderá sin una reciente y minuciosa inspección de campo. La inspección de puentes en servicio es importante porque:

- Provee los datos de la condición de estado y otros datos críticos necesarios para la evaluación,
- Minimiza la posibilidad que el evaluador cometa errores groseros en la evaluación de la capacidad de un componente, y
- Propende a la seguridad del puente a través del temprano descubrimiento de deterioro o signos de rotura que podrían indicar colapso inminente.

4.3. EVALUACION DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO

4.3.1. Introducción

Para la evaluación estructural del puente en estudio aplicaremos dos procedimientos. En primer lugar, el propuesto por el Manual de Evaluación de Puentes de la AASHTO, el método por Factores de Carga y Resistencia AASHTO LRFR (Load and Resistance Factor Rating) (**AASHTO (2010)**). Seguidamente, se realiza la Verificación del cálculo estructural según los lineamientos de la normativa actualmente vigente en el país, la norma DNV "Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado" (**DNV (1952)**) y el reglamento **CIRSOC 201 (1982)** "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado y pretensado". Finalmente, se procederá a efectuar un análisis comparativo de los resultados obtenidos de ambas metodologías.

4.3.2. Evaluación analítica por factores de carga y resistencia según AASHTO LRFR

Los estados límites a considerar dependen de los niveles de evaluación. Tanto el presente puente como el metálico verificaron para cargas de diseño, por lo cual no fue necesario comprobar otros niveles de evaluación. Siendo así, a ambos puentes se aplicó el estado límite de Resistencia I, que es el más frecuente y que corresponde a la combinación de cargas básicas que representa el uso vehicular normal del puente.
En el caso del puente metálico, también corresponde aplicar el estado límite de Servicio II, que representa la combinación de cargas que permite controlar las deformaciones de las estructuras de acero.
El Manual de Evaluación trata solo los estados límites de Resistencia y Servicio, remitiendo a otras normas las evaluaciones para eventos extremos tales como sismos.
Para el puente de hormigón, en lo que respecta a la obtención de las solicitaciones máximas, se aplicará el método de análisis aproximado propuesto en la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Apartado 4.6.2.2.2 "Método de los factores de distribución para Momento y Corte". Asimismo, estos valores se contrastarán con los que resultan del análisis a través de un modelo en elementos finitos preparado para tal propósito.

4.3.2.1. Datos del puente

Nº de tramos: 5 tramos isostáticos.
Luz: 19.90 m
Año de construcción: 1970
Materiales:

Hormigón:

- Resistencia a la compresión especificada utilizada en especificaciones LRFD:

f'_c = 25 MPa (corresponde al H 21 – CIRSOC 201 1982) (**Möller O. (2007)**), comprobado a través de la extracción de testigos.

- Módulo de elasticidad:

$$E_c = 4800\sqrt{f'_c} = 4800\sqrt{25} \qquad \textit{LRFD (C5.4.2.4-1)} \qquad (4.3)$$

E_c = 24000 MPa

Armadura: f_y = 420 MPa (corresponde al acero ADM 420)

Condición: Los elementos estructurales primarios, constituidos por las vigas principales, se ven sanos; pero presentan defectos menores, como fisuración, zonas de mal llenado y falta de recubrimiento en fondo de vigas. Calificación según la "Guía de registro y calificación para inventario y evaluación de puentes" (**FHWA (1995)** y **FH WA (2006)**):

- Ítem Nº 59: Superestructura, Calificación = 5 (Condición Regular)

Superficie de rodamiento: Espesor medido en campo a través de la extracción de testigos. En términos generales el estado de la carpeta de rodamiento es malo.

Tránsito Medio Diario Anual (dos direcciones): 500 veh/día

Datos sobre la armadura en vigas principales: según lo reportado por la División Estructuras de la Dirección Provincial de Vialidad no se cuenta con la documentación de esta obra en los archivos de la repartición. No obstante, se pudo dar con los planos de otro puente de idénticas características y que fuera construido por la misma empresa en aquella época. De allí se obtuvieron datos de las armaduras que sirvieron para la presente verificación (Apartado 4.2.2.4.2).

4.3.2.2. Análisis de Cargas Muertas

Las cargas permanentes se distribuyen uniformemente entre las vigas

LRFD (4.6.2.2.1)

Ver figura 4.3

4.3.2.2.1. Componentes y accesorios, *DC*

Hormigón estructural:

Incluye tablero y vigas

$$\left(2.24\,m \cdot 0.23\,m + 1.46\,m \cdot 0.24\,m\right) \cdot 24\,KN/m^3 = 20.77\ KN/m$$

Vereda

$$\frac{\left(0.56\,m \cdot 0.11\,m + 0.36\,m \cdot 0.30\,m + 0.21\,m \cdot 0.09\,m\right) \cdot 24\,KN/m^3}{2} = 2.26\ KN/m$$

Baranda

$$\frac{0.50\,KN}{2} = 0.25\ KN/m$$

Total por viga, *DC* = 23.28 *KN/m*

<u>*Solicitaciones*</u>

$$M_{DC} = \frac{1}{8} \cdot 23.28\,KNm \cdot \left(19.90\,m\right)^2 = 1152.28\ KNm$$

$$V_{DC\max} = 23.62\,KN/m \cdot (0.5 \cdot 19.90\,m) = 231.61\ KN$$

4.3.2.2.2. Carpeta de rodamiento

El espesor fue medido en campo: e = 0.07 m *LRFR (6A.2.2.3)*
Capa de hormigón simple:

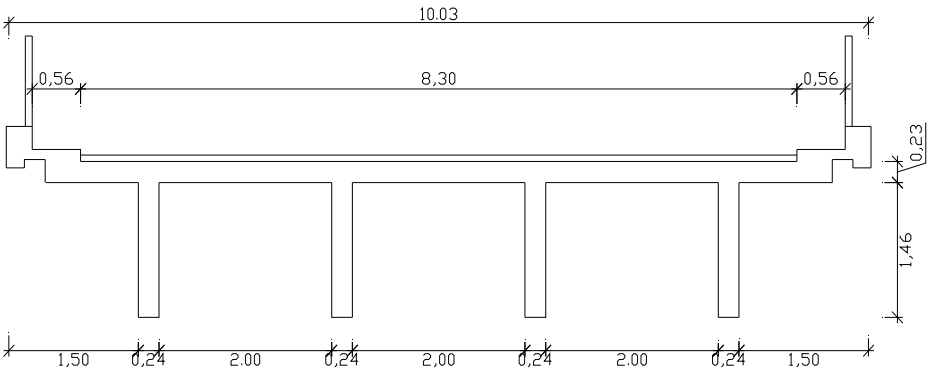
$$\frac{0.07\,m \cdot 8.25\,m \cdot 23.20\,KN/m^3}{4} = 3.35\ KN/m$$

<u>*Solicitaciones*</u>

$$M_{DW} = \frac{1}{8} \cdot 3.35\,KN/m \cdot (19.90\,m)^2 = 165.80\ KNm$$

$$V_{DW\max} = 3.35\,KN/m \cdot (0.5 \cdot 19.90\ m) = 33.33\ KN$$

SECCION SUPERESTRUCTURA



DETALLE VEREDA

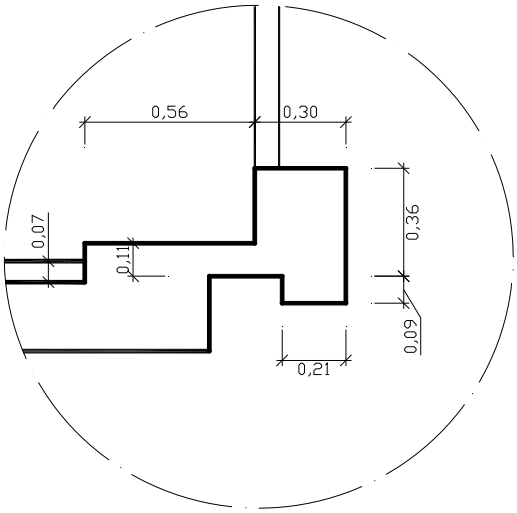


Figura 4.3: Sección de la Superestructura

4.3.2.3. Análisis de sobrecargas vivas
4.3.2.3.1. Vigas interiores
4.3.2.3.1.1. Cálculo del Factor de distribución de cargas vivas

Según **AASHTO LRFD (2010)**, se trata de una sección transversal tipo (e)
LRFD (Tabla 4.6.2.1-1)

Parámetro de rigidez longitudinal, K_g

$$K_g = n\left(I + A \cdot e_g^{\,2}\right) \qquad \textit{LRFD (Ec. 4.6.2.2.1-1)} \qquad (4.4)$$

donde:

$$n = \frac{E_B}{E_D} \qquad (4.5)$$

con:

E_B = módulo de elasticidad del material de la viga (MPa)
E_D = módulo de elasticidad del material del tablero (MPa)
I = momento de inercia de la viga (mm^4)
e_g = distancia entre centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)
A = área de la viga (mm^2)

$$n = 1$$
$$I = \frac{1}{12} \cdot 240\,mm \cdot (1460\,mm)^3 = 62242720000\,mm^4$$
$$A = 240\,mm \cdot 1460\,mm = 350400\,mm^2$$
$$e_g = \frac{1}{2}(1460 + 230) = 845\,mm$$
$$K_g = 1.0\left(62242720000 + 350400 \cdot 845^2\right) = 3.124 \cdot 10^{11}\,mm^4$$

Factor de distribución para Momento, g_m (LRFD Tabla 4.6.2.2.2b-1)
Un carril de diseño cargado:

$$g_{m1} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^{\,3}}\right)^{0.1} \qquad (4.6)$$

Donde:
S: Separación entre vigas (mm)
L: Longitud del tramo de la viga (mm)
t_s: altura de losa de hormigón (mm)

$$g_{m1} = 0.06 + \left(\frac{2240}{4300}\right)^{0.4}\left(\frac{2240}{19900}\right)^{0.3}\left(\frac{3.124 \cdot 10^{11}}{19900 \cdot 230^3}\right)^{0.1}$$
$$g_{m1} = 0.47$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$g_{m2} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^{\,3}}\right)^{0.1} \qquad (4.7)$$

$$= 0.075 + \left(\frac{2240}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{2240}{19900}\right)^{0.2}\left(\frac{3.065\cdot 10^{11}}{19900\cdot 230^{3}}\right)^{0.1}$$

$g_{m2} = 0.523 > 0.47$

$\therefore$ se usará $g_m = 0.523$

4.3.2.3.1.2. Cálculo de las solicitaciones máximas por efecto de las sobrecargas

4.2.2.3.1.2.1. Momento máximo en el centro de la luz por efecto de la sobrecarga viva de diseño (HL-93)
Ver Figura 4.4.

Momento por cargas del carril de diseño:

$$M_{CD} = \frac{9.3\,N/mm\cdot(19.90\,m)^2}{8}\cdot\frac{0.001\,KN/N}{0.001\,m/mm} \qquad = 460.36\ KNm$$

Momento por camión de diseño:

$$R_A = \frac{35(19.90/2+4.30)+145\cdot 19.90/2+145(19.90/2-4.30)}{19.90} = 138.73\,KN$$

$$M_{Cam} = 138.73\cdot 19.90/2 - 35\cdot 4.3 \qquad = 1229.87\ KNm$$

Momento por Tandem de diseño:

$$M_T = 110\cdot 19.90/2 - 110\cdot 1.20/2 \qquad = 1028.5\ KNm$$

Se adopta el más desfavorable, M_{Cam}

Incremento por carga dinámica

IM = 33 % *LRFD (Tabla 3.6.2.1-1)*

$$M^*_{LL+IM} = 460.36 + 1229.87\cdot 1.33 \qquad = 2096.1\ KNm$$

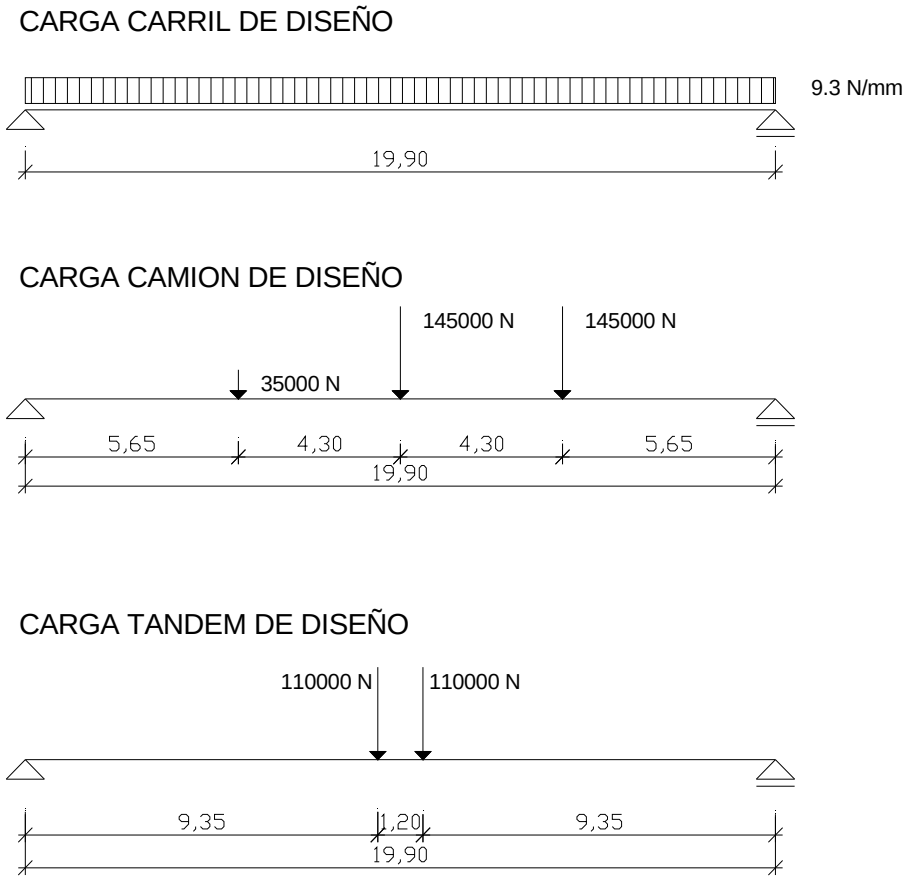


Figura 4.4: Esquema estático con sobrecargas de diseño HL-93 de AASHTO

4.3.2.3.1.2.2. Momento flector por sobrecarga, distribuido en vigas interiores

Sobrecarga de diseño HL-93:

$$M_{LL+IM} = M^{*}_{LL+IM} \cdot g_m$$
$$M_{LL+IM} = 2096.1 \cdot 0.523$$
$$M_{LL+IM} = 1096.56\, KNm$$

4.3.2.3.2. Vigas exteriores

4.3.2.3.2.1. Cálculo de las solicitaciones máximas por efecto de las sobrecargas (*LRFD Tabla 4.6.2.2.2d-1*)

4.3.2.3.2.1.1. Un carril de diseño cargado

Se aplica la ley de momentos (ver figura 4.5)

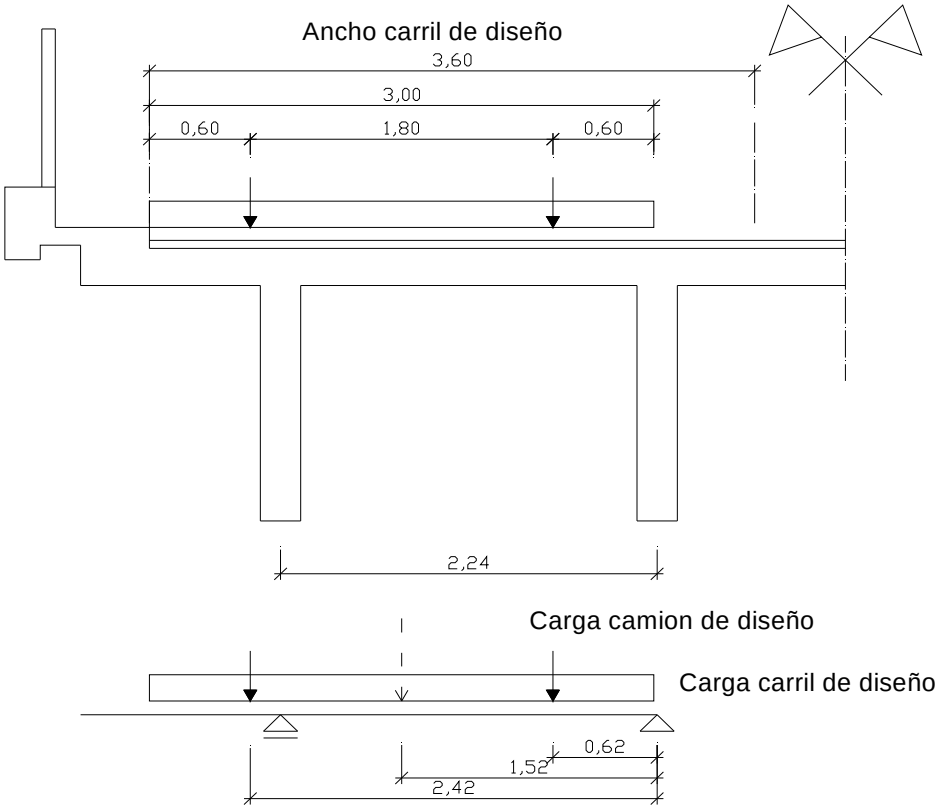


Figura 4.5: Esquema estático para determinación de solicitaciones máximas en vigas de borde.

Reacción para la carga del carril de diseño

$$R_{carr\ dis} = \frac{(9.3/3)KN/m \cdot 3m \cdot 1.52\,m}{2.24\,m} = 6.31\ KN/m$$

Reacción para la carga del primer eje del camión de diseño

$$R_{1^{er}\ eje} = \frac{17.5KN \cdot 0.62m + 17.5KN \cdot 2.42m}{2.24\,m} = 23.75\ KN$$

Reacción para la carga del segundo eje del camión de diseño

$$R_{2^{do}\ eje} = \frac{72.5KN \cdot 0.62m + 72.5KN \cdot 2.42m}{2.24\,m} = 98.40\ KN$$

Reacción para la carga del tercer eje del camión de diseño

$$R_{3^{er}\ eje} = \frac{72.5KN \cdot 0.62m + 72.5KN \cdot 2.42m}{2.24\,m} = 98.40\ KN$$

Cálculo del Momento máximo

Momento por cargas del carril de diseño:

$$M_{CD} = \frac{6.31KN/m \cdot (19.90\,m)^2}{8} = 312.39\ KNm$$

Momento por camión de diseño:

$$R_A = \frac{23.75(19.90/2+4.30)+98.40\cdot 19.90/2+998.403(19.90/2-4.30)}{19.90} = 94.14\,KN$$

$$M_{Cam} = 94.14\cdot 19.90/2 - 23.75\cdot 4.3 = 834.56\ KNm$$

$$M_{LL+IM} = 312.39 + 834.56\cdot 1.33 \qquad = 1422.35\ KNm$$

4.3.2.3.2.1.2. Dos carriles de diseño cargados

Factor de distribución de cargas vivas

$$g_m = e\cdot g_{m\,\text{interior}}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} \qquad (4.8)$$

d_e = distancia entre el alma exterior de la viga exterior y el borde interior del cordón o barrera para el tráfico (mm)

$$d_e = 690\,mm$$

$$e = 0.77 + \frac{690}{2800} = 1.016$$

$$g_m = 1.016\cdot 0.523 = 0.532$$

Cálculo del Momento máximo

$$M_{LL+IM} = 2096.1\cdot 0.532$$

$$M_{LL+IM} = 1114.58\,KNm$$

4.2.2.3.2.1.3. Momento flector por sobrecarga distribuido en vigas exteriores

Se adopta el mayor valor de apartados *2.3.2.1.1* y *2.3.2.1.2*

$$M_{LL+IM} = 1422.35\,KNm$$

Siendo las vigas exteriores las más solicitadas, el procedimiento de evaluación se aplicará a las mismas.

4.3.2.4. Cálculo de la Resistencia Nominal Flexional

4.2.2.4.1. Cálculo del ancho de ala efectivo, b_e (LRFD 4.6.2.6.1)

Se debe tomar el menor valor entre los siguientes:

i. Un cuarto de la longitud efectiva de tramo
ii. 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
iii. La separación promedio de las vigas adyacentes

Se tiene:

i. $\frac{1}{4} \cdot 19.90 = 4.975\,m$

ii. $12 \cdot t_s + Esp\ alma = 12 \cdot 0.23 + 0.24 = 3\,m$

iii. $S = 2.24\,m$ Determinante

$\therefore$ Se adopta b_e = 2.24 *m*

4.3.2.4.2. Cálculo de la Distancia al Eje Neutro *LRFD (5.7.3.1.1)*

Se supone comportamiento de sección rectangular (ver figura 4.6)

β_1 = 0.85 para f'_c = 25 MPa *LRFD (5.7.2.2)*

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c^{'} \beta_1 b}$$ *LRFD (Ec. 5.7.3.1.1-4)* (4.9)

donde:

c : distancia entre el eje neutro y la fibra externa comprimida (mm)
A_s: área de armadura de tracción no pretensada (mm^2)
f_y : tensión de fluencia de la armadura de tracción (Mpa)
f'_c : resistencia a la compresión especificada del hormigón (Mpa)
β_1 : relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente, supuesta en el estado límite de resistencia, y la altura de la zona comprimida real
b : ancho de la cara comprimida del elemento

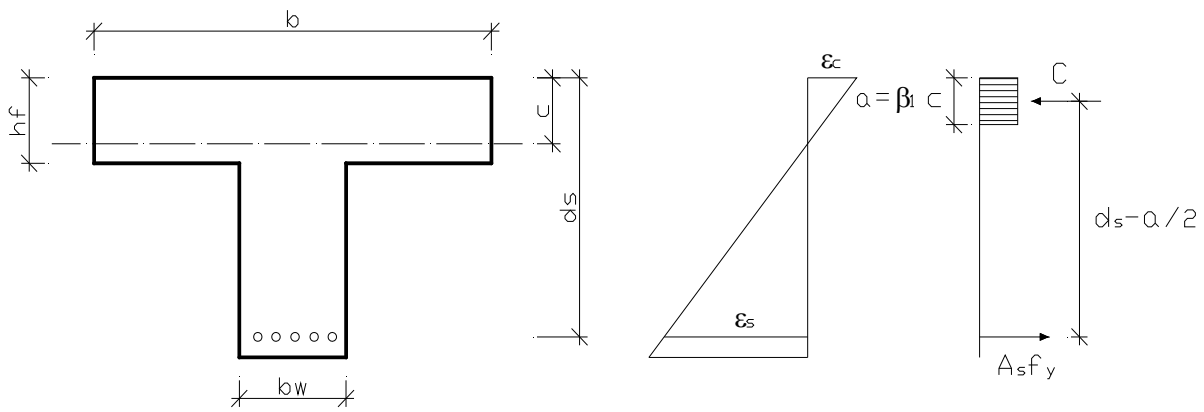


Figura 4.6: Distancia al eje neutro de la sección supuesta con comportamiento de sección rectangular.

Ver figura 4.7

$A_s = 12 \cdot 491 + 7 \cdot 314 = 8405\, mm^2$ (12 ϕ 25 + 8 ϕ 20)
b = 2240 mm
f_y = 420 MPa

$$c = \frac{8091 \cdot 420}{0.85 \cdot 25 \cdot 0.85 \cdot 2240}$$

$$c = 87.2\, mm < 230\, mm$$

El eje neutro se ubica dentro de la losa. Por lo tanto se tendrá comportamiento de sección rectangular, tal como se supuso.

$a = c \cdot \beta_1$; altura del diagrama de tensiones equivalente (mm).
$a = 87.2 \cdot 0.85 = 74.2\, mm$

Distancia desde el fondo de viga al centro de gravedad de la armadura, $\bar{y}$

$$\bar{y} = \frac{4 \cdot 491 \cdot 40.5 + 4 \cdot 491 \cdot 90.5 + 4 \cdot 491 \cdot 140.5 + 4 \cdot 314 \cdot 183 + 4 \cdot 314 \cdot 223}{8405}$$

$$\bar{y} = 124.1\, mm$$

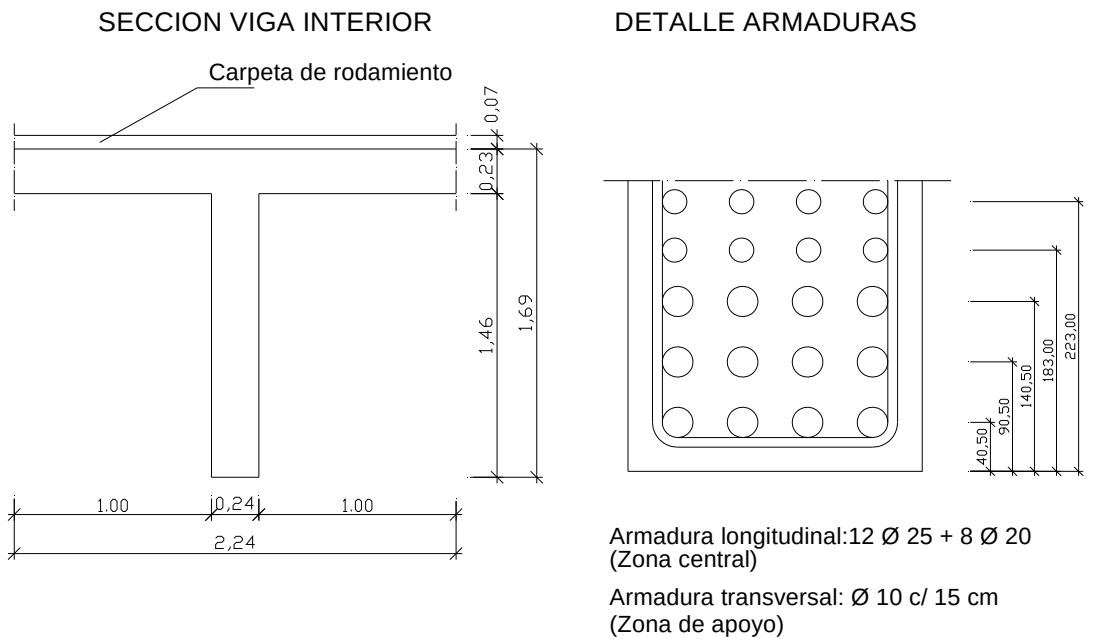


Figura 4.7: Dimensiones de la viga interior y detalle de armaduras.

Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada, d_s

$$d_s = h - \overline{y}$$

h : altura total del elemento

$$d_s = 1690 - 124.1 = 1565.9\, mm$$

Resistencia nominal

LRFD (5.7.3.2.3)

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$ *LRFD (Ec. 5.7.3.2.2-1)* (4.10)

$$M_n = 8405 \cdot 420 \cdot \left(1565.9 - \frac{74.2}{2} \right)$$

$$M_n = 5396.92\, KNm$$

4.3.2.5. Armadura mínima *(LRFR 6A.5.7)*

La sección de armadura debe ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r, como mínimo igual al menor valor entre los siguientes:

LRFD (5.7.3.3.2)

- 1.2 veces el momento de fisuración, M_{cr}, determinado en base a la distribución elástica de tensiones y al módulo de rotura, f_r, del hormigón
- 1.33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables.

$$M_r = \varphi_f M_n \qquad (4.11)$$

con φ_f = 0.9, factor de resistencia para flexión y tracción en hormigón armado

LRFD (5.5.4.2.1)

$$M_r = \varphi_f M_n = 0.90 \cdot 5396.92$$

$$M_r = 4856.4\,KNm$$

1. $$1.33M_u = 1.33 \cdot \left(1.75 \cdot M_{LL+IM} + 1.25 \cdot M_{DC} + 1.25 \cdot M_{DW}\right) \qquad (4.12)$$

$$1.33M_u = 1.33 \cdot \left(1.75 \cdot 1422.35 + 1.25 \cdot 1152.28 + 1.25 \cdot 165.80\right)$$

$$1.33M_u = 5501.83\,KNm > 4856.4\,KNm \text{ No aceptable}$$

2. $$1.2M_{cr} = 1.2 \cdot \left[S_c \cdot \left(f_r + f_{cpe}\right) - M_{dnc}\left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1\right)\right] \leq S_c f_r$$

LRFD (Ec. 5.7.3.3.2-1) (4.13)

M_{dnc} : momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N·mm)

f_{cpe} : tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

$$f_{cpe} = 0$$

S_c : módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3).

S_{nc} : módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3)

Dado que se trata de una sección monolítica, en la Ec. 5.7.3.3.2-1 se reemplaza S_c por S_{nc}

$$S_{nc} = \frac{I}{y_b}$$ (para su obtención se desprecian las armaduras).

siendo:

I : momento de inercia de la sección (mm^4)

y_b : distancia desde el centro de gravedad de la sección al borde inferior desde la fibra superior de la losa al centro de gravedad de la sección no fisurada (ver figura 4.8).

$$y = \frac{\sum (A_i \cdot y_i)}{\sum A_i}$$

$$y = \frac{\left(2240 \cdot 230 \cdot \frac{230}{2}\right) + \left(240 \cdot 1460 \cdot \left(230 + \frac{1460}{2}\right)\right)}{(2240 \cdot 230 + 240 \cdot 1460)} = 457.06\, mm$$

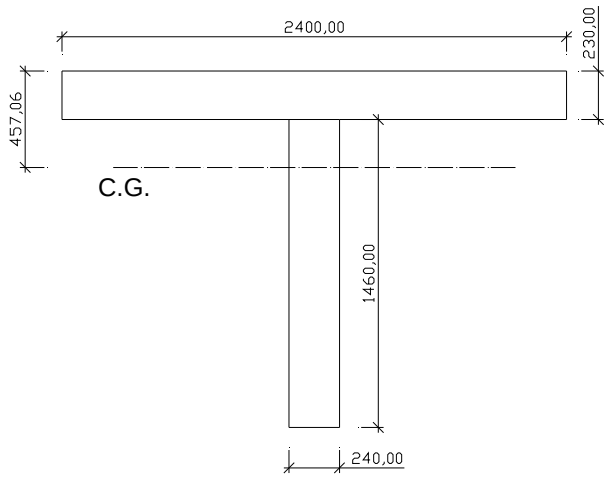


Figura 4.8: Ubicación del Centro de gravedad de la sección transversal de la viga

$I = \sum (I_0 + A_c d^2)$ donde $I_0 = bh^3/12$

	y	A_c	$A_c \cdot y$	d	$A \cdot d^2$	I_0
losa	115	515200	59248000	342,060998	60281350270	2271173333
alma	960	350400	336384000	502,939002	88632852909	62242720000
sumatoria		865600	395632000		148914203179,30	64513893333

$$I = (64513893333 + 148914203179.3) = 213428096512.63\, mm^4$$
$$y_b = 1690 - 457.06 = 1232.94\, mm$$

$$S_{nc} = \frac{213428096512.63}{1232.94} = 173105154.6\, mm^3$$

Módulo de rotura del hormigón, f_r

$$f_r = 0.63\sqrt{f_c^{'}} = 0.63\sqrt{25} = 3.15\, MPa \qquad LRFD\ (5.4.2.6) \qquad (4.14)$$

$$M_{cr} = 3.15 \cdot 173105154.6 = 545281237\, N\, mm$$
$$M_{cr} = 545.28\, KN\, m$$
$$1.2 M_{cr} = 1.2 \cdot 545.28 = 654.34\, KN\, m$$

$M_r = 4856.4\, KNm$ > $1.2 M_{cr} = 654.34\, KN\, m$ $\therefore$ verifica

La sección cumple con los requisitos de armadura mínima.

4.3.2.6. Armadura máxima *LRFR (6A.5.6)*

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \qquad \textit{LRFD (Ec. 5.7.3.3.1-1)} \qquad (4.15)$$

para no constituir una sección sobrearmada. En elementos de hormigón armado no están permitidos este tipo de secciones.
En la expresión anterior:
c : distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)
d_e : profundidad efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la la armadura de tracción (mm).

En este caso, vigas de hormigón armado, $d_e = d_s$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{84}{1569.7} = 0.056 < 0.42 \qquad \therefore \text{ verifica}$$

La deformación específica neta de tracción, ε_t, correspondiente a la resistencia nominal, se determina por semejanza de triángulos.

LRFD (C5.7.2.1)

Dada una deformación específica máxima utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón $\varepsilon_c = 0.003$, con una distancia al eje neutro c = 84 mm, se tiene:

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_t}{d_s - c} \qquad (4.16)$$

$$\frac{0.003}{84} = \frac{\varepsilon_t}{1565.9 - 87.2}$$

Resolviendo, resulta
$\varepsilon_t = 0.051 > 0.005$, $\therefore$ el comportamiento de la sección es controlado por la tracción de la armadura.

LRFD (5.7.2.1)

Para construcción convencional y secciones de hormigón armado controladas por tracción, el factor de resistencia φ se tomará igual a 0.90.

LRFD (5.5.4.2.1)

4.3.2.7. Obtención de solicitaciones a través del modelo en elementos finitos

Con el objeto de contrastar las solicitaciones provocadas por las acciones requeridas para la evaluación, obtenidas mediante el método aproximado propuesto en AASHTO LRFD, se realizó un análisis estático lineal a través de un modelo numérico computacional de un tramo de la superestructura. Este análisis se llevó a cabo con el programa de elementos finitos especializado SAP2000 versión 12.

En este modelo las vigas principales y secundarias se discretizaron como un emparrillado de elementos de barra de dos nodos, mientras que el tablero se compone de elementos de placas de cuatro nodos. Siguiendo las prescripciones dadas por AASHTO LRFD (C4.6.3.3), tanto los elementos de barra como los de placa se modelaron según sus ejes baricéntricos y para vincularlos entre sí se conectaron con restricciones (constraint). En figura 4.9 se observa una vista del modelo.

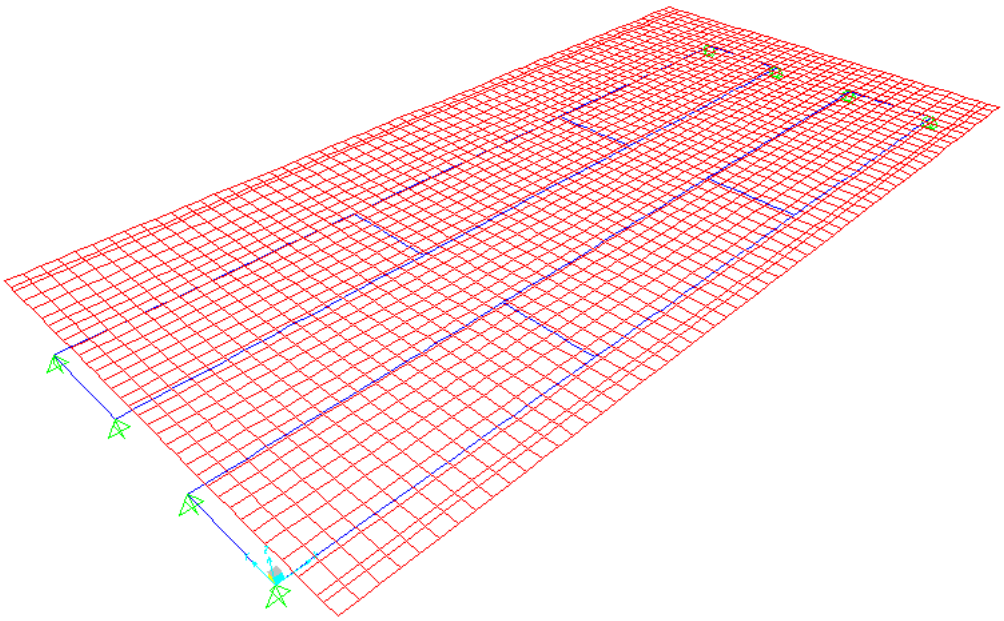


Figura 4.9: Modelo en elementos finitos del puente de hormigón

En figura 4.10 se muestra la disposición de las cargas para los dos carriles de diseño, de manera de generar el máximo momento flector en la viga interior.

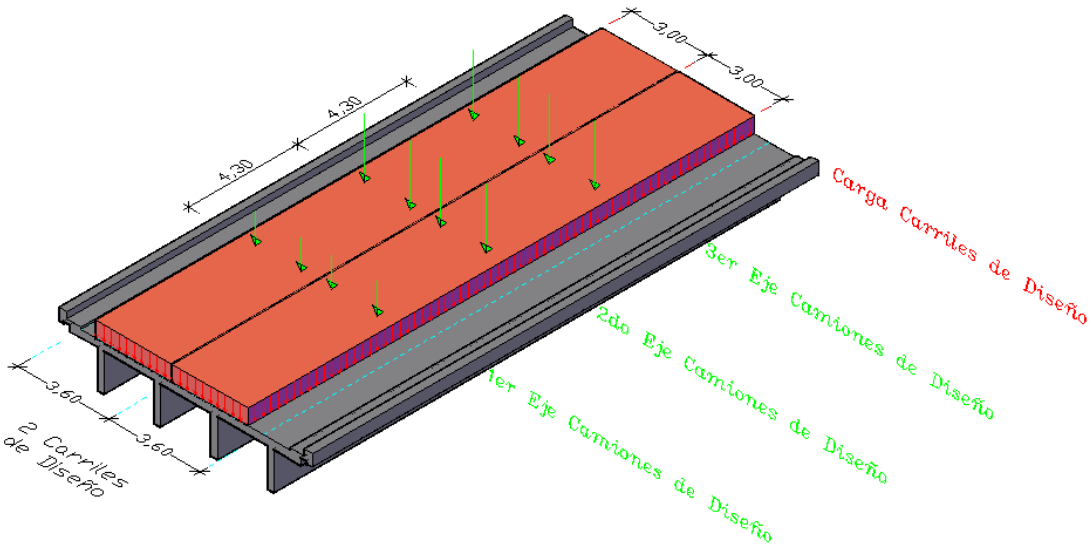


Figura 4.10: Disposición de las cargas para obtención del máximo momento flector en viga interior

En figura 4.11, la disposición para generar el máximo momento flector en la viga exterior.

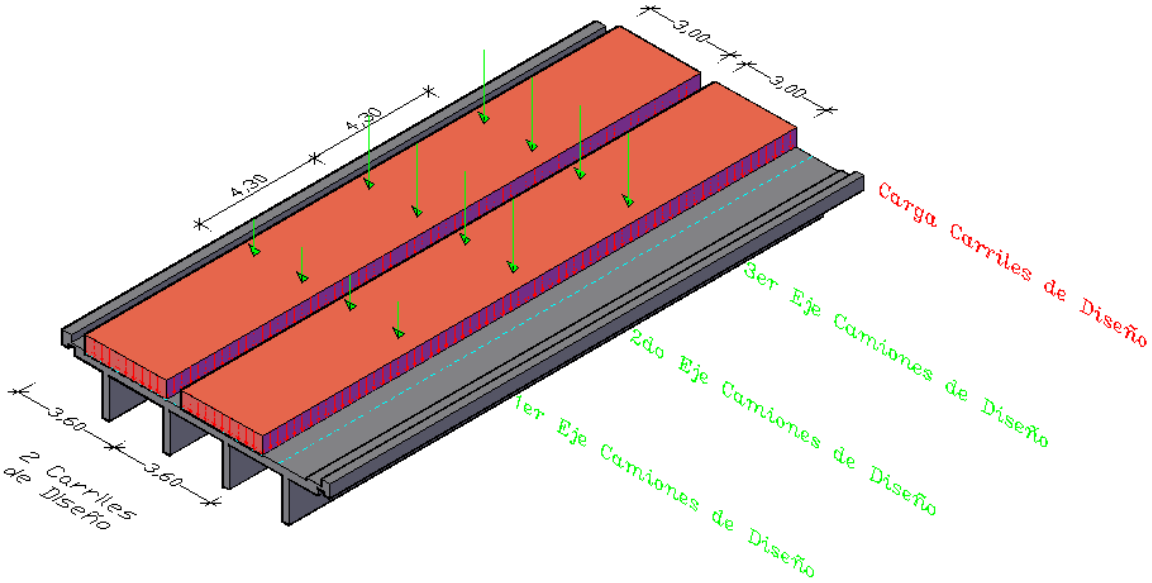


Figura 4.11: Disposición de las cargas para obtención del máximo momento flector en viga exterior

Carga Carril de Diseño: $\dfrac{9.1\,KN/m}{3m} = 3.10$ KN/m^2

Carga 1er Eje Camión de Diseño (c/ rueda): 35/2 = 17.5 KN
Carga 2do Eje Camión de Diseño (c/ rueda): 145/2 = 72.5 KN
Carga 3er Eje Camión de Diseño (c/ rueda): 145/2 = 72.5 KN

4.3.2.8. Cuadros resumen de Solicitaciones en vigas interiores y exteriores

A continuación se ofrecen tablas con los valores de momentos flectores en el centro de tramo, tanto para las vigas interiores como para las exteriores. Dichas solicitaciones se ofrecen para cada estado de carga y método de obtención correspondiente.

	Carga muerta DC	Carga Muerta DW	Carga Viva distribuida + Impacto	Momento Total
Método Aproximado AASHTO	1152.28	165.80	1096.56	2414.64
Modelo Numérico Computacional	1134.04	161.27	1156.3	2451.61

Tabla 4.1: Momentos en el centro de la luz [KNm] en vigas interiores

	Carga muerta DC	Carga Muerta DW	Carga Viva distribuida + Impacto	Momento Total
Método Aproximado AASHTO	**1152.28**	**165.80**	**1422.35**	**2740.43**
Modelo Numérico Computacional	1210.24	158.05	1262.80	2631.10

Tabla 4.2: Momentos en el centro de la luz [KNm] en vigas exteriores

Para las vigas interiores se aprecia el buen grado de concordancia entre los resultados obtenidos por ambas vías. En tanto que para las vigas exteriores, el valor del momento provocado por la carga viva más impacto, que arroja el método aproximado AASHTO, resulta un 13.5 % mayor que el del modelo numérico computacional. Se comprueba que las vigas exteriores son las más solicitadas, razón por la cual el método de evaluación se aplicará a las mismas. Para ello, se utilizarán los valores de solicitaciones surgidos del Método aproximado AASHTO, que resultan ser los más conservadores.

4.3.2.9. Ecuación General de Evaluación de la Capacidad de Carga

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)} \qquad \textit{LRFR (Ec. 6A.4.2.1-1)} \qquad (4.1)$$

Para estados límites de resistencia:

$$C = (\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi)R_n \qquad (4.2)$$

4.3.2.10. Factores de Evaluación (para estados límites de resistencia)

1. Factor de Resistencia, φ *LRFD (5.5.4.2.1)*

φ = 0.90 $\Rightarrow$ para flexión y corte en piezas de hormigón armado de densidad normal

2. Factor de Condición, φ_c *LRFR (6A.4.2.3)*

φ_c = 0.95 $\Rightarrow$ para la calificación (5) asignada a los elementos estructurales primarios, Ítem Nº 59: "superestructura" del Inventario Nacional de Puentes (NBI).

3. Factor de sistema, φ_s *LRFR (6A.4.2.4)*

φ_s = 1.0 $\Rightarrow$ puente de 4 vigas con separación S > 1.20 m (para flexión y corte)

4.3.2.11. Evaluación para carga de Diseño *LRFR (6A.4.3)*

4.3.2.11.1. Estado Límite de Resistencia 1

$$RF = \frac{(\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi)R_n - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

4.3.2.11.2. Nivel de Inventario

En la siguiente tabla se presentan los valores de los factores parciales de carga para los distintos estados de la misma.

Carga	Factor de carga
DC	1.25
DW	1.25
LL	1.75

LRFR (Tabla 6A.4.2.2-1)

Espesor verificado en campo

Tabla 4.3: Factores parciales de carga para evaluación a nivel de inventario

Flexión:

$$RF = \frac{(0.95)\cdot(1.00)\cdot(090)\cdot 5396.92 - [(1.25)(1152.28) + (1.25)(165.80)]}{(1.75)(1422.35)}$$

$$RF = 1.19$$

Para puentes de hormigón armado y pretensado, que en estado de servicio no muestren señales visibles de agotamiento por corte, no es necesaria la verificación para este esfuerzo en el proceso evaluación de la capacidad, tanto para las cargas de diseño como para las cargas permitidas de curso legal.

LRFR (6A.5.9)

4.3.2.11.3. Nivel de Operación

En la siguiente tabla se presentan los valores de los factores parciales de carga.

Carga	Factor de carga
DC	1.25
DW	1.25
LL	1.35

LRFR (Tabla 6A.4.2.2-1)

Tabla 4.4: Factores parciales de carga para evaluación a nivel de operación

Para el Estado Límite de Resistencia I a nivel de operación, sólo cambia el factor de carga viva; por lo tanto el coeficiente de evaluación puede calcularse por proporción directa.

Flexión:

$$RF = 1.13 \cdot \frac{1.75}{1.35}$$

$$RF = 1.54$$

4.3.3. Evaluación analítica según DNV (2008)

En la metodología del SIGMA-P se establece que puede requerirse de una inspección detallada cuando sea necesario evaluar la capacidad estructural del puente en forma exhaustiva, en casos donde la información relevada durante una inspección de rutina no resulte suficiente para asignar con claridad una calificación al puente. Dicha evaluación de la capacidad estructural conlleva: ensayos de la estructura y de materiales y asimismo la verificación por análisis estructural.

En el capítulo anterior se hizo referencia a los ensayos de testigos extraidos del puente y en el próximo, se tratará sobre la realización de la prueba de carga. A continuación se realizará la verificación por análisis estructural, para lo cual rigen las cargas reglamentarias fijadas en **DNV (1952)** y los lineamientos del **CIRSOC 201 (1982)**.

4.3.3.1. Solicitaciones

Para la obtención de la solicitación más desfavorable se aplicaron al modelo numérico computacional las cargas reglamentarias de la DNV que corresponden a un puente categoría A-30, con las aplanadoras dispuestas de manera de generar el momento flector máximo en las vigas. Con ello, la viga más solicitada resultó ser la externa (ver figura 4.12).

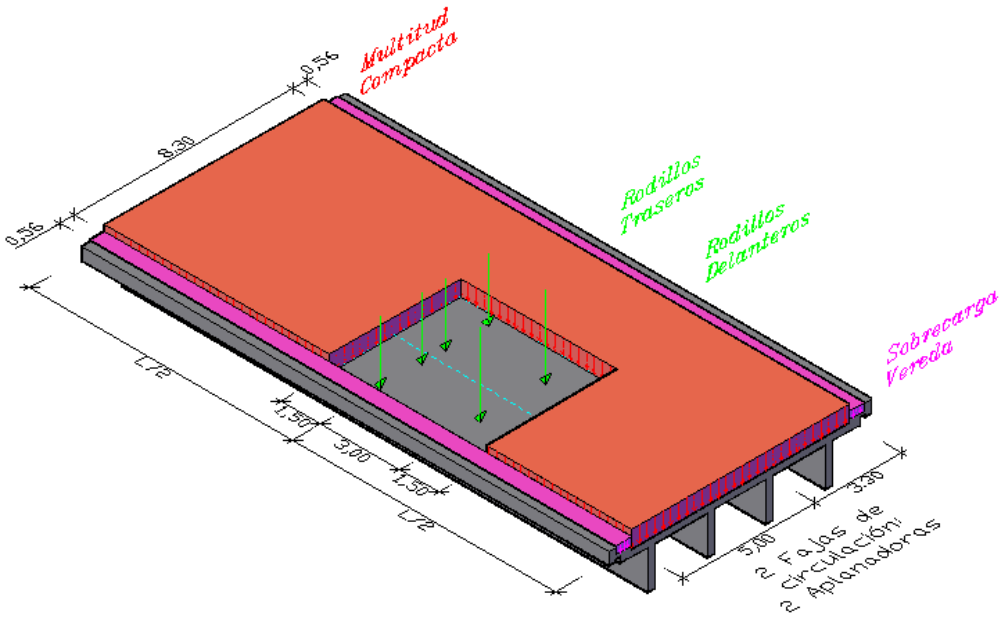


Figura 4.12: Disposición de las cargas para obtención del máximo momento flector en viga exterior (s/ DNV).

Momento flector máximo:
$M_{max} = M_s = 2907.9$ KNm

4.3.3.2. Datos de materiales y secciones

Materiales:

Hormigón: H 21
Acero: ADM 420

Armadura:
12 ϕ 25 + 8 ϕ 20 dispuestos en cinco capas (figura 4.13).

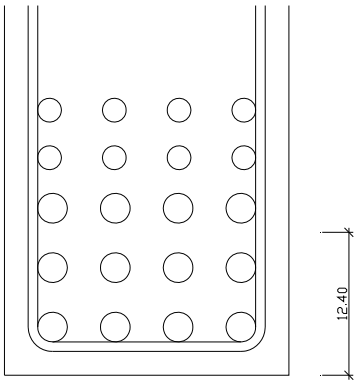


Figura 4.13: Detalle de disposición de armaduras en viga exterior.

4.3.3.3. Determinación de la armadura necesaria

La viga se comporta como una viga placa

1. Ancho colaborante (figura 4.14)

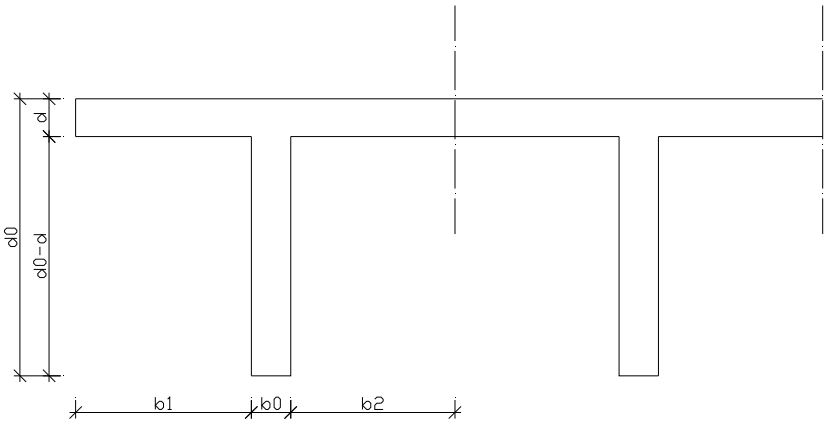


Figura 4.14: Determinación del ancho colaborante

b_0 = 24 cm
d = 23 cm
d_0 = 169 cm
r = 12.4 cm

$h = d_0 - r$ = 156.6 cm
b_1 = 107 cm

b_2 = 100 cm

Luz libre:
l_0 = 1990 cm

$$\frac{d}{d_0} = \frac{23}{169} = 0.136$$
$$\frac{b_1}{l_0} = \frac{107}{1990} = 0.054$$
$$\frac{b_2}{l_0} = \frac{100}{1990} = 0.050$$

De Tabla 1.16 del Cuaderno 220 se obtiene:

$$\frac{b_{m1}}{b_1} = 1 \qquad \Rightarrow \qquad b_{m1} = b_1 = 107\,cm$$
$$\frac{b_{m2}}{b_2} = 1 \qquad \Rightarrow \qquad b_{m2} = b_2 = 100\,cm$$

$$b_m = b_0 + b_{m1} + b_{m2}$$
$$b_m = 231cm$$

2. Momento nominal

$\frac{b_m}{b_0} = \frac{231}{24} = 9.62 > 5$ $\therefore$ se trata de una sección de alma delgada, con lo cual se desprecia la colaboración del alma en la absorción de los esfuerzos de compresión del hormigón y se supone que la resultante de tensiones se ubica a una distancia d/2 del borde superior de la sección. Siendo así, el Momento nominal resulta:

$$M_n = \frac{\beta_s\, A_s \left(h - \frac{d}{2}\right)}{1.75} \tag{4.17}$$

$$M_n = \frac{420 \cdot 8405 \left(1566 - \frac{230}{2}\right)}{1.75} \cdot 10^{-6}$$

M_n = 2926.9 *KNm* > M_s = 2907.9 KNm

El coeficiente de seguridad resulta:

$$\gamma = \frac{2926.9}{2907.9} \cdot 1.75 = 1.76$$

con lo cual la sección existente se considera satisfactoria, garantizando una rotura dúctil con un coeficiente de seguridad prácticamente igual al mínimo reglamentario de 1.75.

3. Verificación de la tensión de compresión del hormigón en el ala

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\frac{M_s}{b_m \cdot d \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right)} \leq \frac{\beta_R}{1.75} \cdot \alpha \qquad (4.18)$$

El primer miembro de la desigualdad vale:

$$\frac{M_s}{b_m \cdot d \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right)} = \frac{2743.25 \cdot 100 \cdot 100}{231 \cdot 23 \cdot \left(156.6 - \frac{23}{2}\right)} = 35.49\, Kg / cm^2$$

P/ H 21 corresponde β_R = 175 Kg/cm^2

Según **Puppo A. H. (1980)**, para la relación $\frac{d}{h} = \frac{23}{157} = 0.146$ se obtiene α = 1. Entonces el segundo miembro de la desigualdad resulta:

$$\frac{\beta_R}{1.75} \cdot \alpha = \frac{175}{1.75} \cdot 1 = 100\, Kg / cm^2$$

Por ende:

$35.49\, Kg / cm^2 < 100\, Kg / cm^2$ $\therefore$ Verifica satisfactoriamente

4.3.3.4. Respuesta sísmica

En este apartado se analizará la respuesta sísmica del conjunto pila- cabezal-pilotes, que conforman la subestructura intermedia y su fundación, con vistas a verificar la adecuación de la capacidad resistente de este sistema en las actuales condiciones de socavación del cauce con exposición del extremo superior de los pilotes.
Para la obtención de las solicitaciones sísmicas se aplicarán los lineamientos ofrecidos en la Parte II de la norma NAA 80 (**INPRES NAA 80 (1980)**), actualmente vigente en el país para los puentes.

1. Fuerza sísmica horizontal

La fuerza sísmica horizontal se calcula según la siguiente expresión:

$$F_{sh} = C \cdot Q \qquad (4.19)$$

Donde:

$$C = C_0 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_e \cdot s \qquad (4.20)$$

Con:

C : Coeficiente sísmico horizontal
C_0 : Coeficiente sísmico zonal C_0 = 0.05
γ_d : Coeficiente de destino γ_d = 1.5
γ_e : Coeficiente de estructura γ_e = 1.3
s : Coeficiente de influencia del terreno y del periodo fundamental de la estructura
s = 1

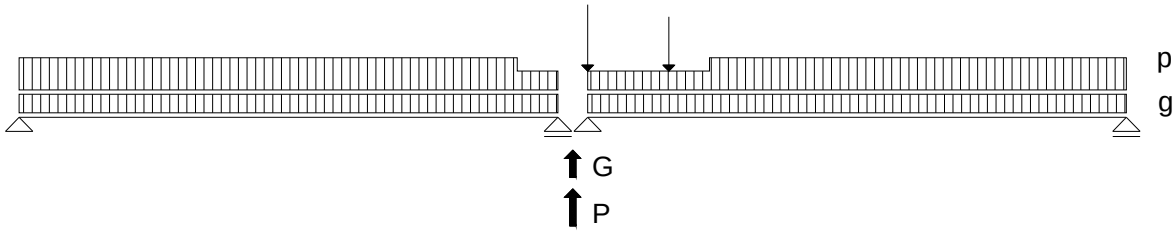
Por tanto:
C = 0.0975

Por otro lado:

$$Q = G + p \cdot P \tag{4.21}$$

Siendo:
Q : Carga vertical total
G : Carga permanente que actúa en la pila
p : coeficiente de participación de la sobrecarga de servicio
p = 0 (dirección longitudinal)
p = 0.25 (dirección transversal)
P : Efecto de la Sobrecarga de servicio sobre la pila

Ver figura 4.15



g: Peso propio superestructura
p: Sobrecarga (Aplanadoras y Multitud compacta)

Figura 4.15: Carga vertical sobre pila

En dirección longitudinal:
Q = 2228.42 KN

En dirección transversal:
Q = 2595 KN

Fuerza sísmica horizontal longitudinal

$$F_{shL} = 0.0975 \cdot 2228.42 = 217.27\ KN$$

Fuerza sísmica horizontal transversal

$$F_{shT} = 0.0975 \cdot 2595 = 253.01\ KN$$

2. Cálculo de solicitaciones

Para la obtención de las solicitaciones máximas se combinaron los siguientes estados de carga:
Sismo + Cargas Permanentes + 50 % Sobrecargas

En figura 4.16 se representa el modelo utilizado para tal propósito. Los tabiques que constituyen las pilas y el cabezal de los pilotes se discretizaron mediante elementos finitos de placa de cuatro nodos. Los pilotes, modelados como elementos de barra de dos nodos, se consideraron apoyados en las puntas y lateralmente soportados por resortes elásticos que representan la reacción horizontal del suelo. Para la rigidez de estos resortes se tuvo en cuenta la variación lineal con la profundidad del coeficiente de Balasto para suelos granulares, según la hipótesis planteada por Terzaghi (**Leoni A. J. (2002)**). A mitad de altura, y considerando un suelo tipo arena media seca o húmeda, se tiene un valor para este coeficiente de Kh = 62500 kN/m^3. Para representar el descalce que actualmente presentan los pilotes debido al descenso del lecho del río, los dos primeros metros se consideraron libres de estos vínculos (figura 4.13).

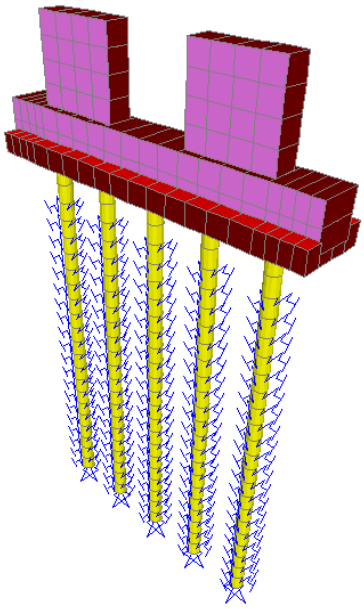


Figura 4.16: Modelo en elementos finitos de la Pila y su Fundación.

Las solicitaciones máximas resultaron de la combinación de estados con sismo longitudinal. Sus valores:

N = 314 KN
M = 231.33 KNm

3. Verificación de la sección existente

Para la verificación calculamos las siguientes magnitudes relativas de estas solicitaciones:

$$n = \frac{N}{\pi\, r^2\, \beta_R} = \frac{314}{3.14 \cdot 0.20^2 \cdot 17500} = 0.143$$

$$m = \frac{M}{2\, r^3\, \pi\, \beta_R} = \frac{231.33}{2 \cdot 0.20^3 \cdot 3.14 \cdot 17500} = 0.263$$

Del diagrama de interacción para sección circular, de Tabla 1.27 del cuaderno 220 (**IRAM (1981)**), se obtiene la cuantía mecánica:

$\omega_{0\,tot} = 1.57$

La cuantía geométrica necesaria:

$$\mu_{0\,tot} = \frac{\varpi_{0\,tot}}{\frac{\beta_S}{\beta_R}} = \frac{1.57}{\frac{420}{17.5}} = 7.0\ \%$$

La cuantía geométrica existente:

$\mu_{0tot} = 2.0\ \%$

Por ende, este valor no cubre la demanda necesaria por acción sísmica. Asimismo, para la sección transversal existente de los pilotes, la cuantía necesaria resulta superior a la máxima exigida por el reglamento **INPRES-CIRSOC 103 (1983)** para elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas), la cual es del 6 %.

Para la rehabilitación se considera conveniente efectuar el refuerzo de la zona expuesta de los pilotes, el que deberá extenderse en aproximadamente 1,5 m de profundidad por debajo del nivel actual del lecho del río.

4.3.4. Análisis de resultados

Se remarca el buen grado de concordancia entre los valores de solicitación en vigas interiores, para el puente con cargas de diseño AASHTO, obtenidos por el Método aproximado propuesto en AASHTO LRFD (M = 2414.64 KNm) y por el análisis estático lineal con el modelo numérico computacional (M = 2451.61 KNm). En tanto que para las vigas exteriores, el valor del momento provocado por la carga viva más impacto, que arroja el método aproximado AASHTO, M_{LL+IM} = 1422.35 KNm, resultó un 12.6 % mayor que el del modelo numérico computacional, M_{LL+IM} = 1262.80 KNm.

También se resalta la escasa diferencia, del orden del 10.5 %, entre el momento máximo en la viga exterior obtenido en el modelo para las cargas de diseño AASHTO, M_{max} = 2631.10 KNm, y el que surge de aplicar las cargas reglamentarias de la DNV, M_{max} = 2907.90 KNm.

La verificación según CIRSOC 201 demuestra que la estructura, con las secciones disponibles y con daños menores que no afectan la capacidad estructural, resulta apta para soportar las cargas de servicio de un puente categoría A-30 con un coeficiente de seguridad de 1.76, ligeramente superior al mínimo reglamentario de 1.75.

Por su parte, el índice de evaluación “RF” según AASHTO LRFR, que evalúa el desempeño de los puentes existentes utilizando la carga de diseño HL-93 y las normas AASHTO LRFD, resultó con valor $RF = 1.19$. Por ende, el puente en cuestión al superar la verificación a nivel de inventario, tiene adecuada capacidad para soportar todas las cargas AASHTO de curso legal.

Por otro lado, el estudio de la respuesta sísmica de la subestructura en conjunto con su fundación arrojó como resultado que, para las actuales condiciones de socavación del cauce, la capacidad de los pilotes se ve superada ante la demanda por este tipo de acciones. Por ende, se requieren tareas de rehabilitación mediante el refuerzo del extremo superior de los pilotes. Asimismo se establece la necesidad de topes antisísmicos en todas las pilas, a fin de evitar desplazamientos excesivos de la superestructura ante un terremoto.

4.4. EVALUACIÓN DEL PUENTE METALICO

4.4.1. Introducción

En este caso de estudio también se aplicarán los dos procedimientos para la evaluación estructural. En primer lugar, el propuesto por el Manual de Evaluación de Puentes de la AASHTO. Seguidamente, previa obtención de solicitaciones por aplicación de las sobrecargas reglamentarias DNV, se realizará la comprobación de las tensiones de trabajo aplicando el criterio establecido en la normativa actualmente vigente en el país: Reglamentos **CIRSOC 301 (1982)** y **CIRSOC 302 (1982)**. Finalmente, se comentan y comparan los resultados obtenidos por ambas metodologías.

4.4.2. Evaluación por factores de carga y resistencia según AASHTO LRFR

Según se comentara en Apartado 4.2.2 la verificación se realiza para el Estado de Resistencia I. Además, por tratarse de un puente metálico, también corresponde hacerla el Estado de Servicio II.

Como el puente será rehabilitado se procede a efectuar la valoración de su capacidad de carga por análisis de los tramos en mejor estado, es decir aquellos que no han sido afectados por el descenso y rotación de una de las pilas.

4.4.2.1. Modelos en elementos finitos

Para obtener las solicitaciones, y con el propósito de constatar las diferencias en el proceso de evaluación al considerar esfuerzos simples o combinados en los elementos, se construyeron dos modelos numéricos computacionales en tres dimensiones de un tramo de la superestructura. Uno de ellos considerado como reticulado ideal y el otro teniendo en cuenta la continuidad de los elementos que conforman los cordones superiores e inferiores. Estos se modelaron íntegramente usando elementos de barra de dos nodos, con características geométricas asignadas a partir del relevamiento detallado realizado en la etapa previa durante la inspección en profundidad. El tablero se modeló con elementos de barras yuxtapuestos, de rigidez equivalente a la combinación de los perfiles zorés y el hormigón superior.

La construcción de los modelos y el análisis estático lineal correspondiente se llevaron a cabo con el programa de elementos finitos especializado SAP2000 versión 12. La figura 4.17 muestra una vista tridimensional inferior del modelo.

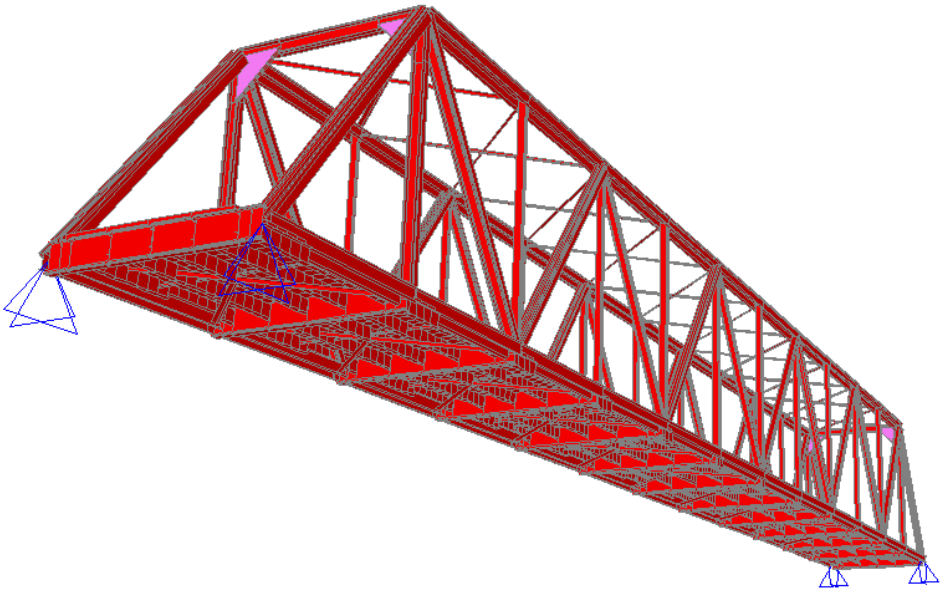


Figura 4.17: Vista del modelo en elementos finitos del puente metálico

Para cargar los modelos se utilizaron las sobrecargas HL-93 AASHTO con consideración de los siguientes tópicos:

- Número de carriles de diseño: 1, dado el escaso ancho de calzada (5.20 m).
- Incremento por carga dinámica: 33 %.
- Carga del carril de diseño: 3.1 KN/m^2. No está sujeta a incremento por carga dinámica.
- Factor de presencia múltiple: 1.20, por tratarse de un solo carril de diseño.

Resultó determinante la combinación del camión más la carga del carril de diseño, cuya posición más desfavorable se indica en figuras 4.18 y 4.19.

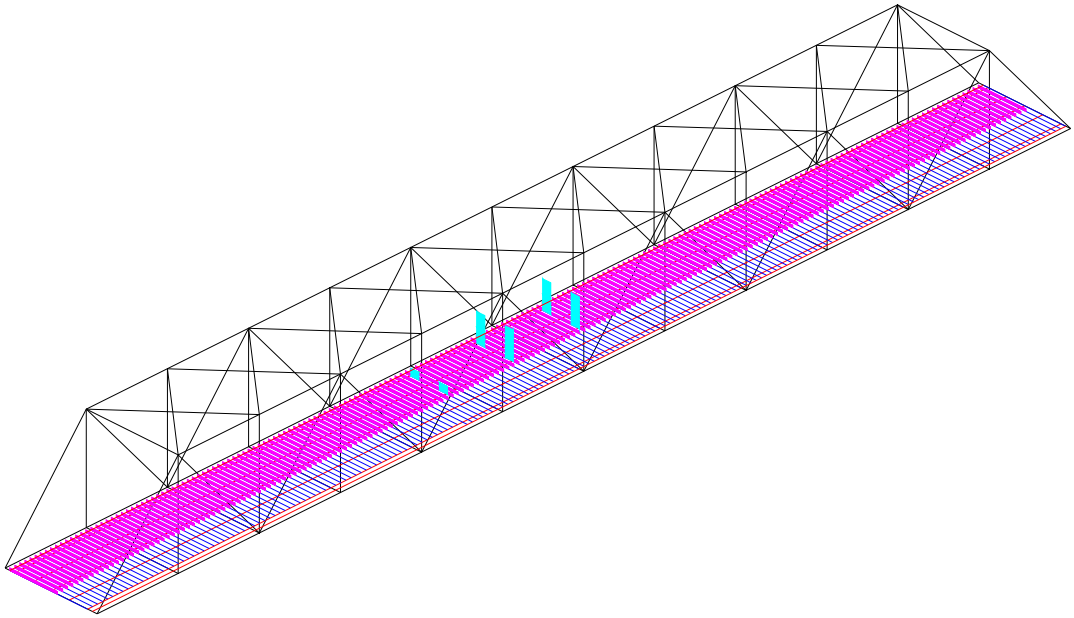


Figura 4.18: Sobrecarga de Diseño HL-93 AASHTO en la posición más desfavorable en puente metálico

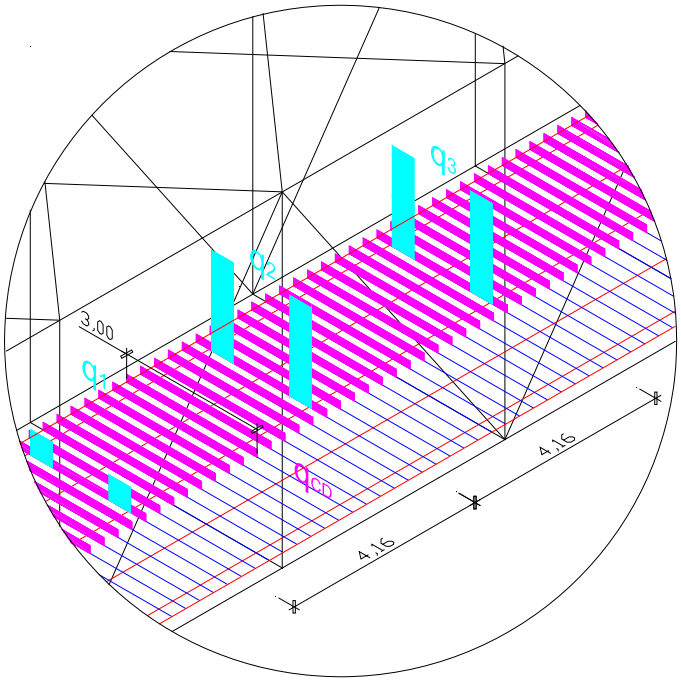
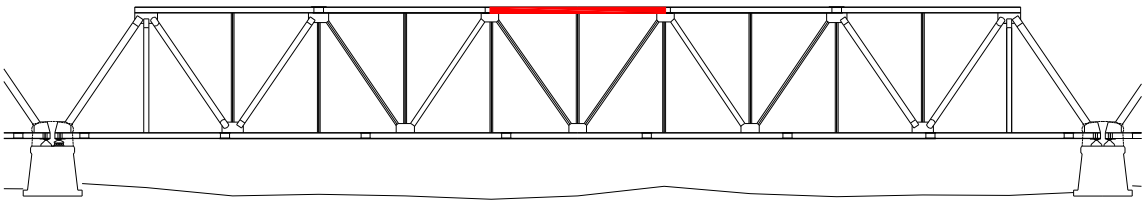


Figura 4.19: Detalle de la posición de la sobrecarga de diseño HL-93 en puente metálico

4.4.2.2. Identificación del elemento más comprometido

En este procedimiento se debe calcular el Índice de evaluación del elemento más comprometido, entendiéndose como tal, aquel que presente elevadas tensiones de trabajo, o bien el que por su estado de condición física ofrezca dudas acerca de su comportamiento.

Se pudo constatar que los elementos centrales del cordón superior resultaron los más solicitados (figura 4.20). Los mismos presentan un muy buen estado de conservación. En contraposición, los elementos del cordón inferior presentaron bajas solicitaciones y si bien la corrosión se concentró en los nudos inferiores, las pérdidas de sección originadas fueron mínimas y con efecto despreciable sobre el cálculo del índice de evaluación correspondiente.



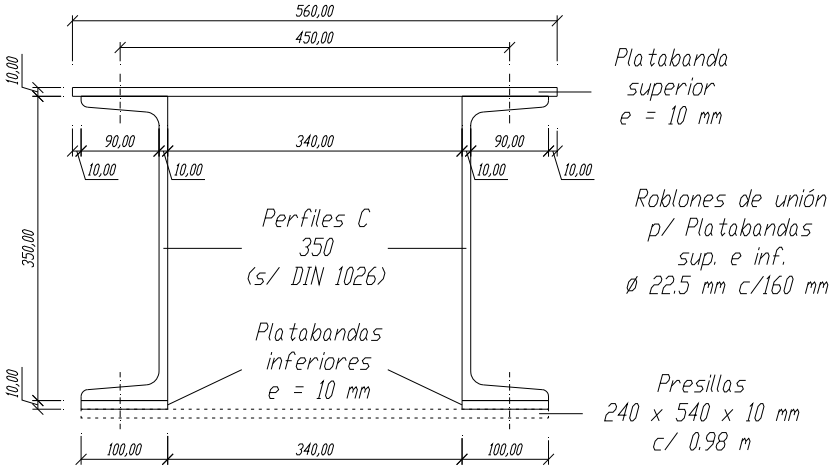


Figura 4.20: Identificación del elemento más comprometido. Sección transversal

4.4.2.3. Características del elemento más comprometido

Propiedades geométricas de la sección:
Área
A_g = 230.6 cm^2

Radio de giro mínimo
i_x = 14.50 cm

Módulo resistente elástico
S_x =2275.42 cm^3

Módulo resistente plástico
$Z_x \approx 2997$ cm^3

Propiedades mecánicas del material constitutivo:
Según **CIRSOC 301 (2005)**.
Acero F-24 (se trata de perfiles normales) con la Tensión al límite de fluencia:
F_y = 235 MPa (p/ espesores e ≤ 16 mm). Normas IRAM-IAS U 500-503/2021 p/ perfiles e IRAM-IAS U500-42/2001 p/ chapas.

Módulo de Elasticidad longitudinal:
E = 200.000 MPa

Módulo de Elasticidad transversal:
G = 77.200 MPa

Coeficiente de Poisson en periodo elástico lineal:
μ = 0.30

Otras características:
Peso específico:
γ_a = 77.3 KN/m^3

Coeficiente de dilatación térmica:
α_a = 12 . 10-^{6} cm/cmºC

4.4.2.4. Solicitaciones determinantes

Del primer modelo con reticulado ideal resultaron las siguientes solicitaciones axiales en el elemento central del cordón superior:

- Esfuerzos provocados por cargas muertas (DC = Componentes estructurales, DW = carpeta de rodamiento).

  Esfuerzo normal por efecto del peso propio debido a elementos estructurales:
  P_{DC} = -1063.60 KN
  Esfuerzo normal por efecto del peso propio debido a la carpeta de rodamiento:
  P_{DW} = -557.48 KN

- Esfuerzos provocados por la carga viva (LL+IM = Sobrecarga vehicular de diseño HL-93, consistente de Camión de diseño más incremento por carga dinámica y carga del carril de diseño sin este incremento):

  Esfuerzo normal por efecto de la sobrecarga viva:
  P_{LL+IM} = -1119.23 KN

Del segundo modelo se obtuvieron los siguientes valores para los esfuerzos axiales de compresión y momento flector:

- Esfuerzos provocados por cargas muertas:
  Solicitaciones axiales:

P_{DC} = -1064.23 KN
P_{DW} = -557.22 KN
P_{DL} = P_{DC} + P_{DW} = -1621.45 KN

Momento flector:
M_{DL} = 15.8 KNm

- Esfuerzos por sobrecarga:

Solicitación axial:
P_{LL+IM} = -1066.84 KN

Momento flector:
M_{LL+IM} = 17.8 KNm

4.4.2.5. Cálculo de la Resistencia del elemento

Longitud: 5.12 m
I_x = 49489.41 cm^4
I_y = 54714 cm^4

El eje baricéntrico del cordón superior coincide con la línea de trabajo de los remaches de conexión en los nudos, por lo tanto el mismo se evalúa como una columna con carga centrada.

4.4.2.5.1. Resistencia a compresión axil

4.4.2.5.1.1. Limite para la esbeltez *LRFD (6.9.3)*

$$\frac{k \cdot l}{r} = \frac{0.875 \times 520}{14.50} = 30.89 \ < \ 120 \text{ para miembros principales } \therefore \text{ verifica}$$

Con: k = *0.875* para barras articulados *LRFD (4.6.2.5)*
l = longitud no arriostrada
r = radio de giro mínimo

4.4.2.5.1.2. Esbeltez reducida *LRFD (6.9.4.1)*

La esbeltez reducida se define como:

$$\lambda = \left(\frac{k \cdot l}{r_s \cdot \pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{k \cdot l / r}{\pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} \qquad (4.22)$$

Donde:
k = factor de longitud efectiva
l = longitud no arriostrada
r_s = radio de giro alrededor del plano de pandeo
E = módulo de elasticidad (MPa)
F_y = tensión de fluencia especificada mínima

$$\lambda = \left(\frac{30.89}{\pi}\right)^2 \frac{235}{200000}$$

$$\lambda = 0.11 \ < \ 2.25$$

4.4.2.5.1.3. Verificación de las relaciones ancho/espesor límites*LRFD (6.9.4.2)*

$$\frac{b}{t} \leq k\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.23}$$

k = coeficiente de pandeo para placa según lo especificado en *LRFD (Tabla 6.9.4.2-1)*

4.4.2.5.1.3.1. Platabanda superior

k = 1.40 *LRFD (Tabla 6.9.4.2-1)*

$$\frac{b}{t} \leq 1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

b = 45 cm (distancia entre líneas de remaches de conexión de platabanda)
t = 1 cm (espesor platabanda)

$$\frac{b}{t} = \frac{45}{1} = 45$$

$$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40\sqrt{\frac{200000}{235}} = 40.84$$

$$\frac{b}{t} = 45 \ > 40.84 \ \Rightarrow \ \text{Ala esbelta}$$

4.4.2.5.1.3.2. Alma normales perfiles C

k = 1.49 *LRFD (Tabla 6.9.4.2-1)*

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

h = 28.6 cm (dist. libre entre alas menos los radios de acuerdo entre el alma y c/ ala)
t_w = 1.4 cm (espesor alma)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{28.6}{1.4} = 20.43$$

$$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{200000}{235}} = 43.47$$

$$\frac{h}{t_w} = 20.43 \ < \ 43.47 \ \Rightarrow \ \text{Alma no esbelta}$$

4.4.2.5.1.3.3. Platabandas inferiores

k = 0.45 *LRFD (Tabla 6.9.4.2-1)*

$$\frac{b}{t} \leq 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

b = 5.5 cm (dist. desde el borde libre hasta la fila de remaches de conexión)
t = 1+1.6 = 2.6 cm (espesor platabanda mas ala NP U 35)

$$\frac{b}{t} = \frac{5.5}{2.6} = 2.11$$

$$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45\sqrt{\frac{200000}{235}} = 13.13$$

$$\frac{b}{t} = 2.11 \ < \ 13.13 \quad \Rightarrow \quad \text{Ala inferior no esbelta}$$

Según lo establecido en C6.9.4.1 de AASHTO LRFD, las secciones con elementos esbeltos serán verificadas de acuerdo a los lineamientos brindados en AISC (American Institute of Steel Construction) para estos casos. Los mismos figuran en **CIRSOC 301 (2005)** (Sección A-B.5.3.b). Siendo así, el presente caso se puede encuadrar en la clasificación de columnas armadas del Grupo III, Capítulo E.4.

4.4.2.5.1.4. Resistencia nominal a compresión *LRFD (6.9.4.1)*

Por tratarse de una sección con elementos rigidizados esbeltos, para la obtención de la resistencia nominal a la compresión, se debe aplicar el factor de reducción por pandeo local "Q". Luego de un par de tanteos se arribó al valor Q = 0.97.

Se determina la esbeltez reducida λ_c para la mayor esbeltez

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 30.89 \cdot \sqrt{\frac{235}{20000}} = 0.337$$

Para $\lambda_c \cdot \sqrt{Q} = 0.337 \cdot 0.97 = 0.332 \ < 1.5$

Vale la siguiente expresión para la obtención de la tensión crítica:

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0.658^{Q \cdot \lambda_c^{\ 2}}\right) \cdot F_y \qquad \textit{(A-B.5-15) de Apéndice B } \textbf{\textit{CIRSOC 301 (2005)}} \qquad (4.24)$$

$$F_{cr} = 0.97 \cdot \left(0.658^{0.97 \cdot 0.332^{\ 2}}\right) \cdot 235 = 217.96 \ MPa$$

La máxima tensión será:

$$f = \phi \cdot F_{cr} \qquad (4.25)$$

$$f = 0.9 \cdot 217.96 = 196.17\ MPa$$

El ancho efectivo resulta:

$$b_e = \frac{855\,t}{\sqrt{f}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right)} \cdot \sqrt{f} \right]$$ *(A-B.5.3.b) de Apéndice B* ***CIRSOC 301 (2005)*** (4.26)

t = espesor del elemento (cm)
b = ancho real del elemento comprimido rigidizado (cm)
b_e = ancho efectivo reducido (cm)
f = tensión de compresión elástica calculada en el elemento rigidizado (MPa)

$$b_e = \frac{855 \cdot 1}{\sqrt{196.17}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{56}{1}\right)} \cdot \sqrt{196.17} \right] = 49.37\ cm \ < \ b = 60\ cm$$

El área efectiva resulta:

$$A_{ef} = A_g - (b - b_{ef}) \cdot t \qquad (4.27)$$

$$A_{ef} = 230.6 - (56 - 49.37) \cdot 1 = 224\ cm^2$$

Se verifica el factor de reducción propuesto:

$$Q = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{224}{230.6} = 0.97$$, ídem al supuesto

Por lo tanto Q = 0.97 y F_{cr} = 217.96 MPa

La resistencia nominal resulta:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot 10^{-1}$$ *(E.2-1)* ***CIRSOC 301 (2005)*** (4.28)

$$P_n = 217.96 \cdot 230.6 \cdot 10^{-1} = 5026.32\ KN$$

4.4.2.5.1.5. Resistencia de diseño a compresión

$$P_r = \varphi_c P_n$$ *LRFD (Ec. 6.9.2.1-1)* (4.29)

φ_c = 0.90 (para compresión axial, en piezas metálicas) *LRFD (6.5.4.2)*

$$P_r = 0.9 \cdot (-5026.32)$$

P_r = - 4523.69 KN

4.4.2.5.2. Resistencia a flexión

Para este tipo de sección resulta aplicable lo dispuesto en el Capítulo 6.12 de las especificaciones **AASHTO LRFD (2010)**, que trata sobre Elementos varios sometidos a flexión, entre otros los elementos armados usados en reticulados y pórticos. En el Apartado 6.12.2.2.4 aplicable a perfiles U, ángulos, T, y barras, se establece que deben seguirse los lineamientos dados en **AISC LRFD (1999)** para este tipo de secciones. Los mismos figuran en **CIRSOC 301 (2005)** (Sección A-B.5.3.b).

4.4.2.5.2.1. Pandeo local del ala

De acuerdo a la Tabla B-5-1 – Caso 10 (**CIRSOC 301 (2005)**) (P/ platabandas comprimidas por flexión o flexo-compresión) son válidas las siguientes expresiones para obtener las relaciones ancho/espesor límites λ_p y λ_r.

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{F_y}} = \frac{500}{\sqrt{235}} = 32.62 \qquad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{235}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43.38$$

b = 45 cm (distancia entre líneas de remaches de conexión de platabanda)
t = 1 cm (espesor platabanda)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{45}{1} = 45$$

$\lambda > \lambda_r \Rightarrow$ Ala esbelta $\Rightarrow$ *(A-F.1) de Apéndice A* ***CIRSOC 301 (2005)***
De Tabla A-F.1.1:

$$F_{cr} = \frac{S_{eff}}{S_x} \cdot F_y \tag{4.30}$$

Se debe determinar S_{eff} para lo cual se calcula el ancho efectivo reducido. Se aplica el Apéndice B- Sección A-B.5.3.(b) Elementos comprimidos rigidizados:

$$b_e = \frac{855\,t}{\sqrt{f}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right)} \cdot \sqrt{f} \right] \tag{4.31}$$

La máxima tensión en el elemento será $f = F_y$ = 235 MPa.
Para esa tensión el ancho efectivo es:

$$b_e = \frac{855 \cdot 1}{\sqrt{235}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{56}{1}\right)} \cdot \sqrt{235} \right] = 46.03\,cm \;<\; b = 60\,cm$$

b_e = 46.03 cm $\qquad$ b-b_e = 60 – 46.03 = 9.97 cm

Para obtener el módulo resistente efectivo S_{eff} se debe calcular la nueva posición del eje de gravedad (figura 4.21)

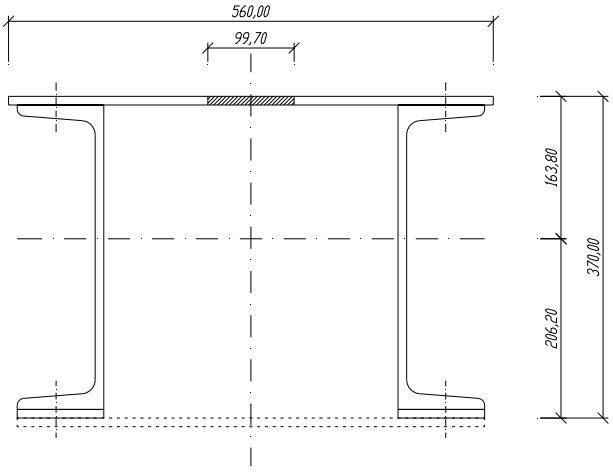


Figura 4.21: Ancho efectivo reducido en la sección del elemento

$$A_{eff} = A - (56 - 46.03) \cdot 1 = 220.63\ cm^2$$

$$Y_G = \frac{230.6 \cdot 21.31 - 9.97 \cdot 1 \cdot 36.5}{220.63} = 20.62\ cm$$

El momento de inercia efectivo:

$$I_{eff} = 2 \cdot \frac{(10 \cdot 1^3)}{12} + 2 \cdot 12840 + \frac{46.03 \cdot 1^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 1 \cdot (20.62 - 0.5)^2 + 2 \cdot 77.3 \cdot (20.62 - 18.5)^2 +$$

$$46.03 \cdot 1 \cdot (36.5 - 20.62)^2$$

$$I_{eff} = 46083.86\ cm^4$$

El módulo resistente efectivo resulta por lo tanto:

$$S_{eff} = \frac{46083.86.18}{20.62} = 2234.53\ cm^3$$

La tensión crítica vale:

$$F_{cr} = \frac{S_{eff}}{S_x} \cdot F_y = \frac{2234.53}{2275.42} \cdot 235$$

$$F_{cr} = 230.77\ MPa$$

La resistencia nominal a flexión, en kNm, resulta:

$$M_n = S_x \cdot F_{cr} \cdot 10^{-3} \qquad (4.32)$$

$$M_n = 2275.42 \cdot 230.77 \cdot 10^{-3}$$

$$\boldsymbol{M_n = 525.11\ KNm}$$

4.4.2.5.2.2. Pandeo local de alma

Aplicamos la Tabla B.5-1 – caso 13 del **CIRSOC 301 (2005)**, almas bajo combinación de flexión y compresión.

Se debe verificar la observación (h) de la tabla que establece:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{56 \cdot 1 + 4 \cdot 10 \cdot 1.6 + 2 \cdot 10 \cdot 1.6}{28.6 \cdot 1.4 \cdot 2} = 1.9 < 2 \qquad \therefore \text{ verifica}$$

A_f : Sección total de las alas
A_w : Sección total de las almas

h = 28.6 cm (dist. libre entre alas menos los radios de acuerdo entre el alma y c/ ala)
t_w = 1.4 cm (espesor alma)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{28.6}{1.4} = 20.43$$

Se define la siguiente relación entre la carga axil requerida y la resistencia de diseño axil de la sección:

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{1.25 \cdot P_{DL} + 1.75 \cdot P_{LL+IM}}{0.9 \cdot F_y \cdot A} = \frac{1.25 \cdot 1621.45 + 1.75 \cdot 889.03}{0.9 \cdot 235 \cdot 230.6 \cdot 10^{-1}} = 0.73 > 0.33$$

Con lo cual, la tabla establece:

$$\lambda_p = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = 43.38$$

$\lambda < \lambda_p \qquad \Rightarrow \qquad$ La sección se plastifica

$M_n = M_p$

De Tabla A-F.1.1. **CIRSOC 301 (2005)**

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} \tag{4.33}$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 2997 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 704.31 \; KN\,m$$

M_n = 704.31 KN m

4.4.2.5.2.3. Pandeo lateral torsional

El pandeo lateral torsional no se produce para flexiones externas alrededor del eje débil, o sea el estado límite de pandeo lateral no existe cuando el momento flector externo produce flexiones alrededor del eje débil (**Troglia G. R. (2005)**). Este es el caso del elemento analizado, por lo tanto no corresponde efectuar esta verificación.

4.4.2.5.2.4. Resistencia nominal a flexión

De **4.3.2.5.3.1, 4.3.2.5.3.2 y 4.3.2.5.3.3** la menor resistencia nominal es la que corresponde al primer apartado (Pandeo local de ala)

M_n = 525.11 KN m

4.4.2.5.2.5. Resistencia de diseño a flexión

$M_r = \phi_f \cdot M_n$ *LRFD (6.9.2.2)* (4.34)

$\phi_f = 1$ (para flexión) *LRFD (6.5.4.2)*

$M_r = 1 \cdot 525.11 = 525.11\ KN\ m$

4.4.2.6. Evaluación para carga de diseño *LRFR (6A.4.3)*

A continuación se desarrolla el cálculo del Índice de evaluación, que según lo señalado oportunamente corresponde efectuarse para el elemento más comprometido que viene estudiándose. Como primera alternativa se lo calcula considerando que la barra está sometida solamente a esfuerzo normal, valor que surge de suponer la estructura como reticulado ideal. Luego, en segunda instancia, se realizan los cálculos para esfuerzo normal combinado con flexión.

4.4.2.6.1. Primera alternativa considerando sólo carga axial

4.4.2.6.1.1. Estado límite de Resistencia I

Ecuación general para evaluación de la capacidad de carga:

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$ *LRFR (Ec. 6A.4.2.1-1)* (4.1)

Los Factores de evaluación para la obtención de la Capacidad valen:

a) Factor de Resistencia φ

φ = 0.90 (para compresión axial, en piezas metálicas) *LRFD (6.5.4.2)*

b) Factor de Condición φ_c

φ_c = 1.00 (elemento no deteriorado) *LRFR (6A.4.2.3)*

c) Factor de Sistema φ_s

φ_s = 0.90 (para elementos de vigas reticuladas remachadas) *LRFR (6A.4.2.4)*

Los factores de evaluación de la capacidad de carga correspondientes a un puente metálico, en el estado límite de resistencia I y para la carga de diseño se presentan en tabla 4.5:

CARGA	INVENTARIO	OPERACIÓN
DC, DW $\gamma_{DC} = \gamma_{DW}$	1.25	1.25
LL + IM γ_L	1.75	1.35

LRFR (Tabla 6A.4.2.2-1)

(el espesor de la carpeta de rodamiento fue medido en campo)

Tabla 4.5: Factores parciales de carga para evaluación a nivel de inventario

Las Solicitaciones determinantes en el elemento son:

P_{DC} = -1063.60 KN
P_{DW} = -557.48 KN
P_{LL+IM} = -1119.23 KN

La resistencia nominal:

P_n = -5026.32 KN

Reemplazando en ecuación general se obtiene el Índice de evaluación:

Para el Nivel de Inventario:

$$RF = \frac{(1.0)(0.90)(0.90)(-5026.32) - (1.25)(-1063.60) - (1.25)(-557.48)}{(1.75)(-1119.23)}$$

$$RF = 1.044$$

Para el Nivel de Operación sólo cambia el factor de sobrecarga viva, por lo tanto el índice puede calcularse por proporción directa.

$$RF = 1.044 \cdot \frac{1.75}{1.35}$$

$$RF = 1.353$$

4.4.2.6.1.2. Estado Límite de Servicio II

Para elementos sometidos a esfuerzo axial solamente, como el aquí tratado, el estado de Servicio II queda satisfecho si el estado de Resistencia I lo está.

4.4.2.6.2. Segunda alternativa considerando carga axial y flexión

El procedimiento brindado en el apéndice H6A del Manual LRFR (**AASHTO (2011)**) establece lo siguiente para vigas columnas sometidas a flexo-compresión en el estado límite de resistencia I. Ver también especificaciones **AASHTO LRFD (2010)**, artículos 6.9.2.2 y 4.5.3.2.2b.

$$P_u = \gamma_D P_{DL} + (RF)\,\gamma_L P_{LL+IM}$$

$$M_u = \delta_b \left[\gamma_D M_{DL} + (RF)\,\gamma_L P_{LL+IM}\right]$$

δ_b = Amplificador de momentos o tensiones que reflejan los efectos de segundo orden.

Atendiendo a lo expresado por el artículo 4.5.3.1, Teoría de las pequeñas deformaciones, AASHTO LRFD, podemos despreciar dichos efectos en el caso de celosías y arcos atirantados; estructuras que en este sentido no son tan sensibles a las deformaciones. Por lo tanto, resulta δ_b=1

Si $\frac{P_u}{P_r} > 0.2$ y $M_{uy} = 0$, entonces se tiene la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9}\frac{M_{ux}}{M_{rx}} \leq 1.0 \qquad \text{LRFD, Ec. 6.9.2.2-2}$$

Para obtener el RF se transforma esta expresión en igualdad.

Sustituyendo:

$$\frac{\gamma_D P_{DL} + RF \times \gamma_L \times P_{LL+IM}}{P_r} + \frac{8}{9M_r}\left(\delta_b \gamma_D M_{DL} + \delta_b \times RF \times \gamma_L M_{LL+IM}\right) = 1.0$$

$$\gamma_D\left[\frac{P_{DL}}{P_r} + \frac{8}{9}\delta_b\left(\frac{M_{DL}}{M_r}\right)\right] + RF \times \gamma_L\left[\frac{P_{LL+IM}}{P_r} + \frac{8}{9}\delta_b\left(\frac{M_{LL+IM}}{M_r}\right)\right] = 1.0$$

$$RF = \frac{1 - \gamma_D\left[\frac{P_{DL}}{P_r} + \frac{8}{9}\delta_b\left(\frac{M_{DL}}{M_r}\right)\right]}{\gamma_L\left[\frac{P_{LL+IM}}{P_r} + \frac{8}{9}\delta_b\left(\frac{M_{LL+IM}}{M_r}\right)\right]} \qquad (4.35)$$

Las solicitaciones determinantes son extraídas del modelo y valen:

P_{DC} = -1064.23 KN
P_{DW} = -557.22 KN
P_{DL} = P_{DC} + P_{DW} = -1621.45 KN
M_{DL} = 15.8 KNm

P_{LL+IM} = -1066.84 KN
M_{LL+IM} = 17.8 KNm

Las resistencias de diseño:

P_r = - 4523.69 KN
M_r = 525.11 KNm

Reemplazando:

$$RF = \frac{1 - 1.25\left[\frac{1621.45}{4523.69} + \frac{8}{9}1\left(\frac{15.80}{525.11}\right)\right]}{1.75\left[\frac{1066.84}{4523.69} + \frac{8}{9}1\left(\frac{17.80}{525.11}\right)\right]}$$

Nivel de inventario:

$$RF = 1.114$$

Nivel de Operación:

$$RF = 1.114 \cdot \frac{1.75}{1.35}$$

$$RF = 1.444$$

$$\frac{P_u}{P_r} = \frac{\gamma_D P_{DL} + (RF)\gamma_L P_{LL+IM}}{P_r} = \frac{1.25 \cdot 1621.45 + 1.44 \cdot 1.75 \cdot 1066.84}{4523.69} = 0.908 > 0.2$$

$\therefore$ verifica

4.4.3. Evaluación por verificación de las tensiones admisibles según CIRSOC 302 (1982)

En este caso se aplicaron al modelo las cargas reglamentarias de la DNV correspondientes a un puente categoría A-20 (figuras 4.22 y 4.23). Como era de prever el elemento mas comprometido, en lo que a tensiones de trabajo se refiere, también resultó ser aquel de la zona central del cordón superior. Su comprobación se hará según lo prescripto en el reglamento **CIRSOC 302 (1982)** para barras rectas de sección constante solicitadas a compresión axil y flexión.

Solicitaciones

Esfuerzo Normal:
N = 2640.6 KN

Momento flector
M_x = 30.22 KN m

Datos del material y sección

Material
Acero tipo F-24

Area
A = 230.6 cm^2

Momento de Inercia
I_x = 48489.41 cm^4

Radio de giro mínimo
i_x = 14.50 cm

Módulos resistentes

Fibra comprimida
W_c = 3090.48 cm^3
Fibra traccionada
W_t = 2275.42 cm^3

Esbeltez y coeficiente de pandeo

$\lambda = \frac{l_p}{i_{\min}} = \frac{515}{14.63} = 35.20$ < λ_{lim} = 150 s/ **CIRSOC 302 (1982)** (2.2.2. Esbeltez máxima admisible)
De tabla 3, obtenemos el coeficiente ω de pandeo para acero F-24

ω = 1.28

Tensión admisible

Según **CIRSOC 301 (1982)**, para el caso de superposición de acciones principales, para clase de recaudo constructivo y adaptación al modelo de cálculo tipo I, así como destino de la estructura tipo A, se tiene:

γ = coeficiente de seguridad = 1.60

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_f}{\gamma}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{240}{1.6} = 150\ MPa$$

Comprobación del límite de tensiones

Según prescripción reglamentaria CIRSOC 302, para las barras en cuya sección el centro de gravedad está mas cerca del borde comprimido que del traccionado, se deben cumplir las dos condiciones siguientes:

$$\varpi \cdot \frac{N}{A} + \frac{M}{W_c} \leq \sigma_{adm} \qquad \text{I)} \qquad (4.36)$$

$$\varpi \cdot \frac{N}{A} + \frac{300 + 2\lambda}{877} \frac{M}{W_t} \leq \sigma_{adm} \qquad \text{II)} \qquad (4.37)$$

Donde:
ω : Coeficiente de pandeo de la barra
N : Valor absoluto esfuerzo de compresión
M : Valor absoluto Momento flector
A : Area de la sección bruta de la barra
W_c : módulo resistente de la sección bruta de la barra referido al borde comprimido
W_t : módulo resistente de la sección bruta de la barra referido al borde traccionado
λ : esbeltez de la barra

Condición I)

$$\frac{1.28 \cdot 2640.6}{230.6 \cdot 10^{-4}} + \frac{30.22}{3090.48 \cdot 10^{-6}} = 156351.19\ KN/m^2 > \sigma_{adm} \qquad (*)$$

Condición II)

$$\frac{1.28 \cdot 2640.6}{230.6 \cdot 10^{-4}} + \frac{300 + 2 \cdot 35.20}{877} \frac{30.22}{2275.42 \cdot 10^{-6}} = 152182.05\ KN/m^2 > \sigma_{adm} \qquad (*)$$

(*) Las tensiones de trabajo superan ligeramente el valor de la admisible.

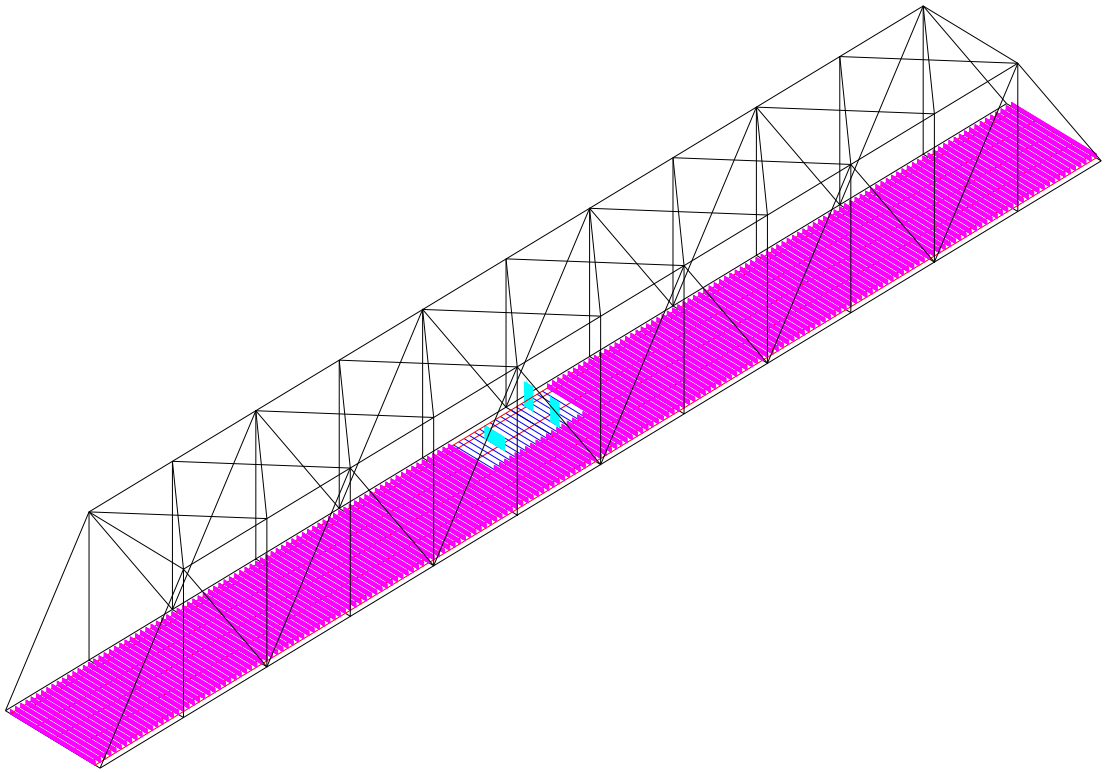


Figura 4.22: Disposición de las cargas reglamentarias DNV p/ puente categoría A-20. Ubicación crítica.

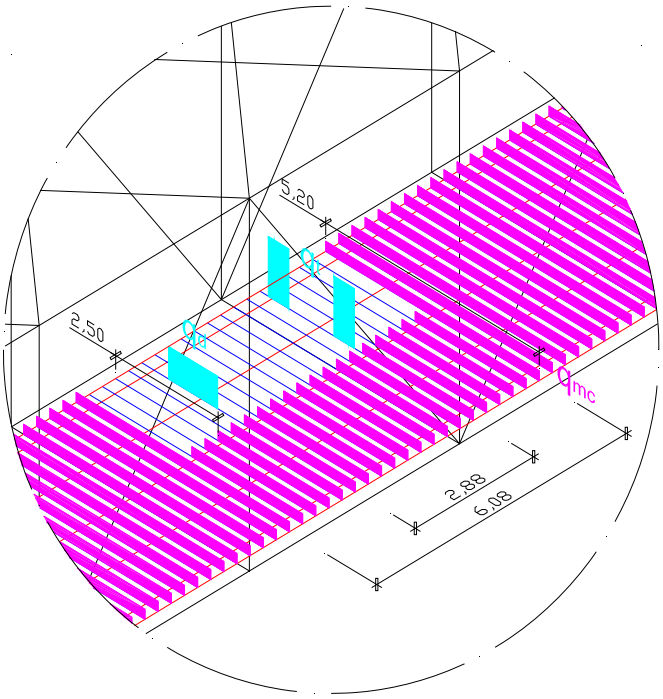


Figura 4.23: Detalle disposición de cargas

4.4.4. Análisis de resultados

En primer lugar, al comparar las solicitaciones obtenidas al aplicar al modelo los dos tipos de sobrecarga viva, la HL-93 de AASHTO y la correspondiente a un puente categoría A-20 de DNV, se observa que se trata de valores prácticamente similares con una ligera diferencia en favor del primer tipo.

Por otra parte, los índices de evaluación de la metodología americana obtenidos en las dos alternativas planteadas, la primera que considera solo el esfuerzo axial y la segunda que tiene en cuenta la flexo-compresión, fueron RF = 1.044 y RF = 1.114 respectivamente. La primera alternativa, que toma en cuenta el modelo con reticulado ideal, se evidencia más conservadora y con escasa diferencia en el valor de RF respecto de la segunda, del orden del 6.7 %. Esto permite concluir que para este tipo de estructuras, y al propósito de la evaluación, se puede efectuar la verificación trabajando solamente con esfuerzos normales, lo que resulta en mayor simplicidad y claridad de procedimiento.

El índice de evaluación igual a 1.044 de la metodología AASHTO LRFR indica que el puente en cuestión, al superar la verificación a nivel de inventario, tiene adecuada capacidad para soportar todas las cargas legales AASHTO.

Por último, viendo el resultado de la evaluación obtenida por aplicación de la reglamentación actualmente vigente en el país (**CIRSOC 301 (1982)** y **CIRSOC 302 (1982)**) en donde se utiliza el criterio de comparar las tensiones de trabajo con las admisibles, se tiene que el elemento estructural más comprometido está en el límite. Este resultado, más aquellos desprendidos de los ensayos de carga que se tratan en el siguiente capítulo, permiten inferir que el puente tendrá un comportamiento seguro para las cargas de diseño correspondientes a la Categoría A-20 según **DNV (1952)**. Para volver operativo el puente se deberán efectuar trabajos de rehabilitación.

CAPITULO 5

EVALUACIÓN EXPERIMENTAL

5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo, en primer lugar se presenta el procedimiento de evaluación experimental de la metodología americana aplicado a ambos puentes de estudio. Dicho procedimiento se halla regido por lo especificado en el *Manual de Evaluación de Puentes* (**AASHTO (2010)**) y en el *Manual para evaluación de puentes a través de ensayos de carga* (**Transportation Research Board (1998)**).

Finalmente, se muestra el tratamiento de los resultados obtenidos en los ensayos según los criterios que se utilizan en nuestro país, tras lo cual se establecen las conclusiones sobre la aplicación de ambas metodologías.

5.2. ASPECTOS DESTACABLES DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE PUENTES SEGÚN METODOLOGÍA AMERICANA

En la metodología americana se distinguen dos tipos de ensayos de carga: ensayos de diagnóstico y de verificación. Los ensayos de carga de diagnóstico son empleados para lograr un mejor entendimiento sobre el comportamiento del puente en estudio y así reducir las incertidumbres relativas a las propiedades de los materiales constitutivos, las condiciones de borde, contribuciones de la sección transversal, efectividad de las reparaciones, influencia de daños y deterioros, y otras variables similares que influencian dicho comportamiento. Estos ensayos incluyen la medida de los efectos de las cargas en uno o más elementos críticos del puente y la comparación de dichos efectos medidos con aquellos calculados usando modelos analíticos (teóricos). Sirven entonces para verificar y ajustar las predicciones del modelo analítico. Dichos modelos analíticos una vez calibrados son usados luego para calcular los índices de evaluación. En los ensayos de diagnóstico la carga aplicada será de magnitud tal que se

pueda evaluar apropiadamente el comportamiento físico del puente al nivel de carga de evaluación.

Los puentes para los cuales los métodos analíticos de evaluación de la resistencia puedan subestimar de manera significativa la resistencia real (caso de tramos redundantes, tramos con condiciones diferentes a las del comportamiento ideal supuesto, etc.) son candidatos para la ejecución de los ensayos de carga de diagnóstico. De esta manera, los puentes para los cuales resulta apto aplicar este tipo de ensayo se limitan a aquellos en los que puede desarrollarse un modelo analítico de evaluación.

En los ensayos de carga de verificación, el puente está sujeto a cargas específicas que son mayores a las del vehículo de evaluación y se hacen observaciones para determinar si el mismo soporta dichas cargas sin daño. Las cargas son aplicadas por incrementos mientras el puente es monitoreado, de manera de contar con una advertencia ante la posibilidad de falla o comportamiento no lineal. El ensayo se da por terminado cuando:

- La carga máxima prevista ha sido alcanzada, o
- El puente exhibe el comienzo de comportamiento no lineal u otros signos visibles de falla estructural.

Los puentes a los cuales deben aplicarse ensayos de verificación se separan en dos grupos. El primero consta de aquellos puentes cuyo detallado es conocido pudiéndose realizar la evaluación analítica de su capacidad de carga. En estos casos se aplicará el ensayo si el índice de evaluación calculado resulta bajo (RF<1); en tal situación el ensayo de campo puede proveer resultados más reales y arrojar un mayor índice.

El segundo grupo consiste de los puentes “no declarados”, o sea aquellos que no pueden ser evaluados analíticamente por la insuficiente información disponible de sus detalles y configuración interna. Asimismo, los puentes que presentan dificultad para modelarse analíticamente a causa de las incertidumbres asociadas con su construcción y la efectividad de las reparaciones llevadas acabo.

Un aspecto central a definir en los ensayos es la magnitud de las cargas a ser aplicadas. En el caso de ensayos de diagnóstico la carga de prueba es ubicada en distintas posiciones para determinar la respuesta en los elementos críticos del puente y su magnitud debe ser tal que exista poca probabilidad de comportamiento no lineal y estar próxima a los niveles de la carga de servicio.

Por su parte, en el caso de ensayos de verificación, el mismo debe suministrar la aptitud del puente para soportar la totalidad de su peso propio más cierta sobrecarga mayorada de manera de alcanzar un índice de evaluación igual a uno. Dicha sobrecarga se designa como Carga de prueba objetivo “L_T” y se calcula con la siguiente expresión:

$$L_T = X_{pA} L_R (1 + I) \qquad \textit{LRFR (Ec. 8.8.3.3.2-2)} \qquad (5.1)$$

Donde:

L_R = Sobrecarga del vehículo de evaluación para los carriles cargados. Se trata del camión con semiremolque HS 20 de las Especificaciones Estándar AASHTO (2002), que constituye el mismo camión de la sobrecarga vehicular de diseño HL-93 de las Especificaciones AASHTO LRFD.

I = Incremento por acción carga dinámica, también obtenido de las Especificaciones Estándar AASHTO (2002).

X_{pA} = Factor ajustado de la sobrecarga objetivo. El mismo se obtiene a partir de un valor básico X_p , que se toma igual a 1.4 para el nivel de operación y 1.92 para el de

inventario; éste se modifica con factores de ajuste obtenidos de Tabla 5.1. La expresión general es la siguiente:

$$X_{pA} = X_p \left(1 + \frac{\sum \%}{100}\right)$$ *LRFR (Ec. 8.8.3.3.2-1)* (5.2)

Consideración	Ajuste
Para el puente rige la carga sobre un carril	+15 %
Estructura no redundante	+10 %
Se presentan elementos con fractura crítica	+10 %
Puente con condición pobre	+10 %
Se realizó inspección en profundidad	-5 %
Estructura evaluable, existe RF ≥ 1	-5 %
TMDA ≤ 1000	-10 %
TMDA ≤ 100	-15 %

Tabla 5.1: Factores de Ajuste

El valor de base recomendado para X_p de 1.40 a nivel de operación fue calibrado para dar la misma confiabilidad global que la correspondiente a la capacidad de carga calculada solamente por métodos analíticos.

Considerando un Índice de evaluación igual a uno se tiene que la *resistencia basada en el ensayo* vale:

$$R_n = 1.40\,(L + I) + D$$ *LRFR (8.8.3.3.1-1)* (5.3)

La *resistencia basada en los cálculos*:

$$R_n = \gamma_L\,(L + I) + \gamma_D D$$ *LRFR (8.8.3.3.1-2)* (5.4)

Los niveles de confiabilidad asociados con las ecuaciones (1) y (2) son equivalentes porque el valor de la resistencia obtenido del ensayo de verificación es más confiable que aquel obtenido por métodos analíticos solamente.

En figura 5.1 se representa el diagrama carga-deformación, indicando las magnitudes que entran en juego en los cálculos en el supuesto de que con la carga de ensayo se alcance un Índice de evaluación RF = 1 para el nivel de operación. Se aprecia que en este caso L_p es ligeramente inferior a L_T.

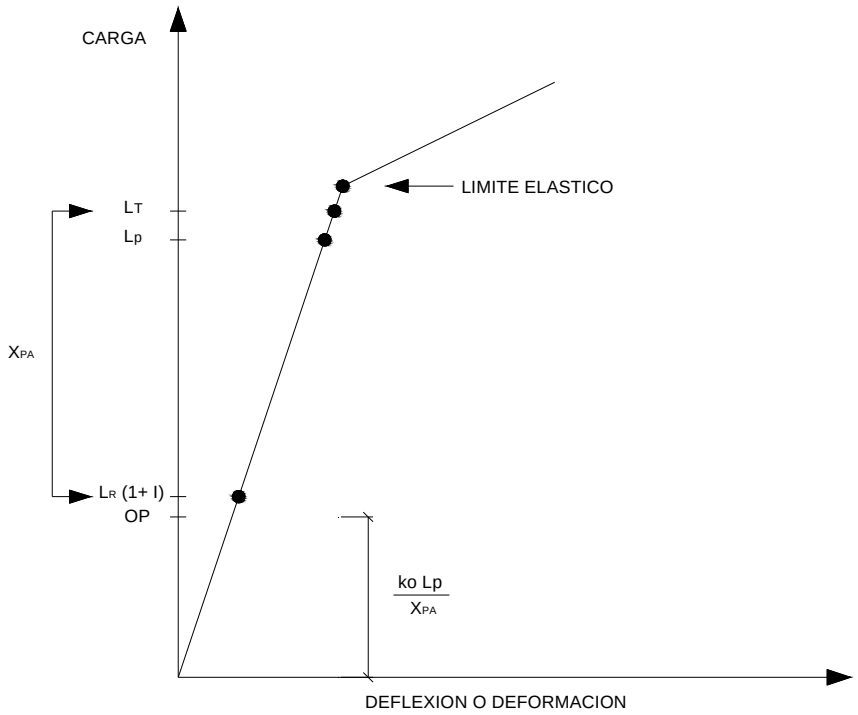


Figura 5.1: Concepto de sobrecarga de verificación

La carga de prueba objetivo L_T será ubicada sobre el puente por etapas, con la respuesta cuidadosamente monitoreada. La primera etapa de carga no superará $0.25L_T$ y la segunda no excederá $0.5L_T$. Pueden utilizarse incrementos de carga más pequeños, particularmente cuando la carga aplicada se aproxime a la carga objetivo. En la culminación del ensayo se alcanza la sobrecarga L_p, que es la de verificación real máxima aplicada al puente. Entonces, resulta que la capacidad a nivel de operación *OP* se obtiene con la carga real aplicada máxima de acuerdo a la siguiente expresión:

$$OP = \frac{k_O L_p}{X_{pA}} \qquad \textit{LRFR (Ec. 8.8.3.3.3-1)} \qquad (5.5)$$

Donde:

k_0 = factor que toma en consideración si la carga de prueba objetivo del ensayo de verificación fue alcanzada o no.

k_0 = 1, en caso de alcanzarse dicha carga objetivo.

k_0 = 0.88, si se suspende el incremento de carga por anomalías o indicios de falla.

El índice de evaluación a nivel de operación RF_O es:

$$RF_O = \frac{OP}{L_R(1+I)} \qquad \textit{LRFR (Ec. 8.8.3.3.3-2)} \qquad (5.6)$$

El Manual de Evaluación de Puentes (**AASHTO (2010)**) establece que es suficiente considerar la magnitud de las cargas de la prueba en lugar de las solicitaciones provocadas por las mismas sobre los elementos del puente, siempre que la configuración de dichas cargas de ensayo sea similar a las del vehículo usado para la evaluación del puente. No obstante, puede emplearse un modelo analítico para obtener

los efectos de la carga en secciones críticas, en términos de las cargas de ensayo aplicadas. Estas solicitaciones pueden constituir momentos flectores, esfuerzos de corte o normales. Siendo así en las expresiones anteriores se reemplazarán los valores de las cargas por los efectos provocados por éstas, o sea los esfuerzos.

5.3. EVALUACIÓN DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO

5.3.1. Introducción

Con el propósito de confirmar la aptitud estructural obtenida por los cálculos teóricos se aplicó el método de evaluación experimental, para lo cual se sometió a ensayos de carga de verificación a cada uno de los tramos de la superestructura. En lo que sigue, para mayor especificidad se presentan en detalle los resultados correspondientes al quinto tramo, puesto que los restantes evidenciaron un comportamiento similar.

5.3.2. Modelo computacional

Para el análisis de la estructura se utilizó el modelo ejecutado para la evaluación analítica, donde las vigas principales y secundarias se discretizaron como un emparrillado de elementos de barra de dos nodos, vinculándose sus nodos a los de elementos de placas de cuatro nodos, que representan el tablero.

Las deflexiones teóricas de las vigas fueron obtenidas del programa al afectar el modelo con las cargas representativas de los camiones volquetes utilizados como vehículos de ensayo. En la figura 5.2 se muestra el modelo con las cargas correspondientes al estado 3. Los resultados de estos análisis se contrastaron con las reales deflexiones obtenidas durante el ensayo.

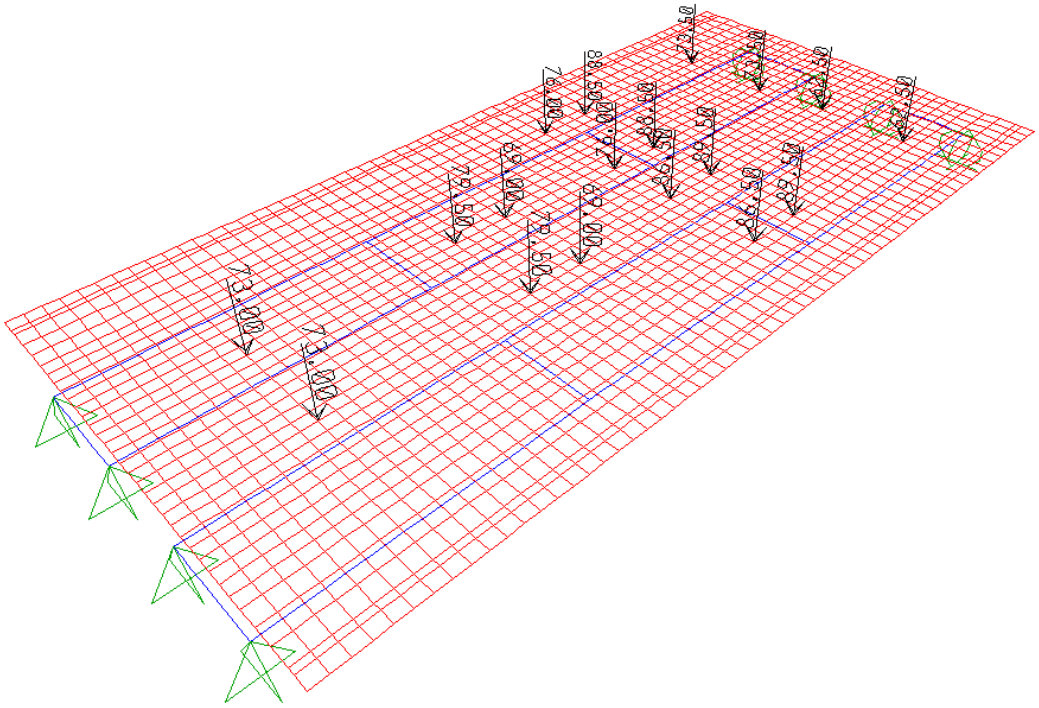


Figura 5.2: Modelo con cargas del Estado 3

5.3.3. Instrumentación

Para medir los descensos en los apoyos de neopreno se dispusieron flexímetros de dial de 0.001” de precisión y para las flechas en el centro de las vigas, flexímetros de cable de 0.1 mm de sensibilidad. En figura 5.3 se aprecia la ubicación de estos instrumentos de medición y en fotografías 5.1 y 5.2, la puesta a punto de los mismos.

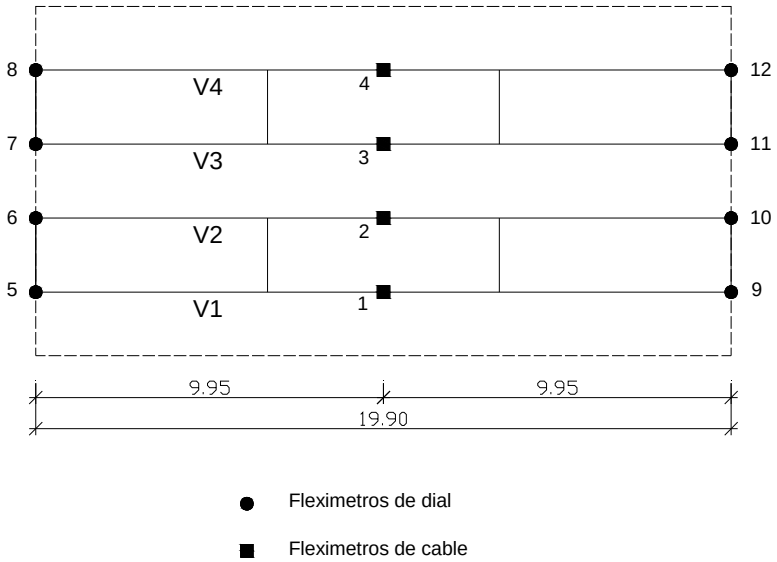


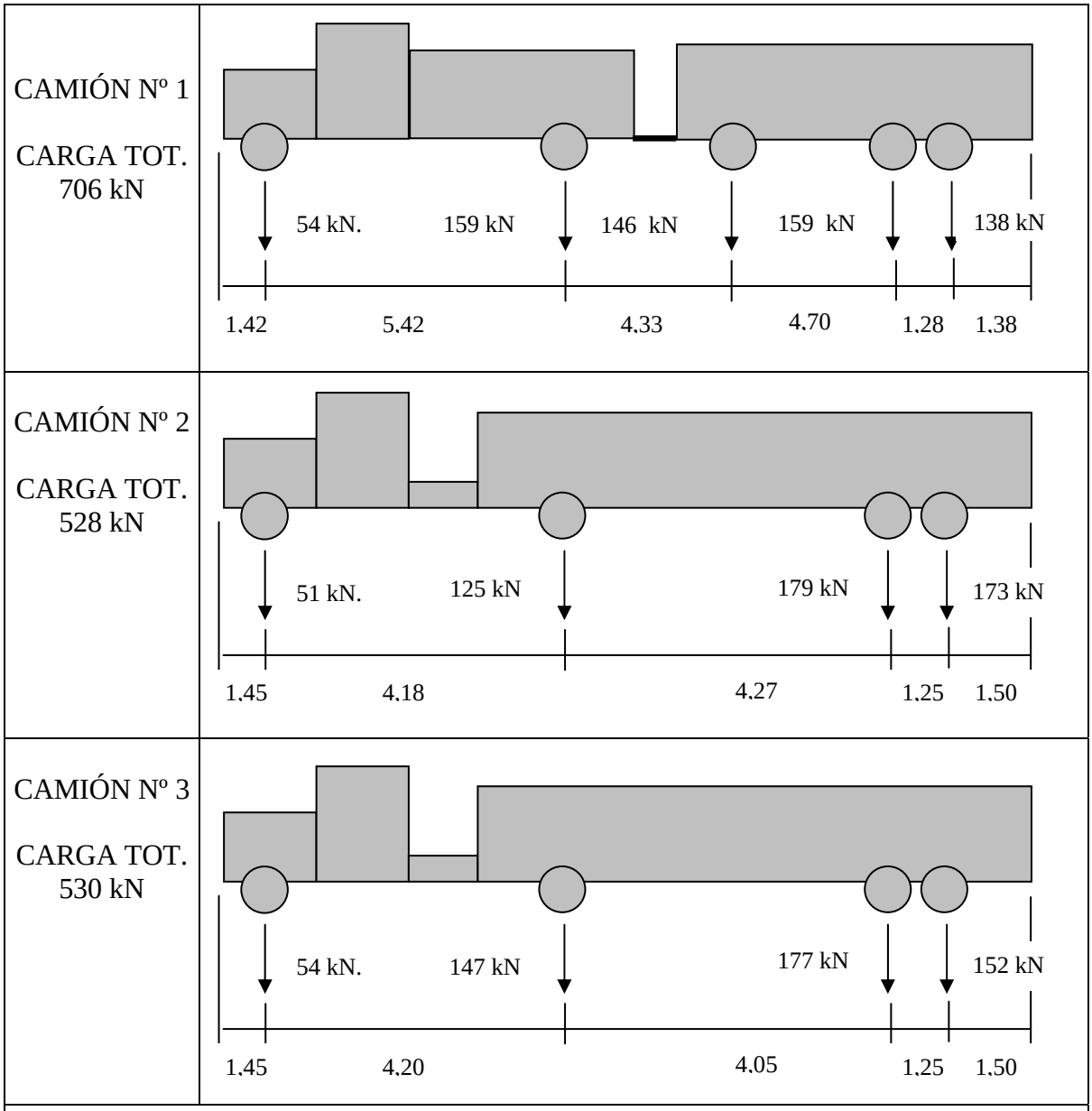
Figura 5.3: Ubicación de instrumentos de medición

Fotografía 5.1: Puesta a punto de flexímetros de dial en apoyos

Fotografía 5.2: Puesta a punto de flexímetros de cable en centro de tramo

5.3.4. Procedimiento

Cada uno de los cinco tramos fue cargado empleando los tres camiones que se detallan en figura 5.4.



Observaciones: Las medidas y pesos consignados fueron obtenidas en el lugar del ensayo, previo a la ejecución del mismo.

Figura 5.4: Esquema de las cargas empleadas en el ensayo.

Los camiones se ingresaron de a uno (ver fotografía 5.3), generando los distintos estados de carga para los cuales se registraron las deformaciones respectivas. En figura 5.5 se representaron estos estados con la ubicación de los camiones en el ensayo del quinto tramo.

Fotografía 5.3: Segundo estado de carga con dos camiones

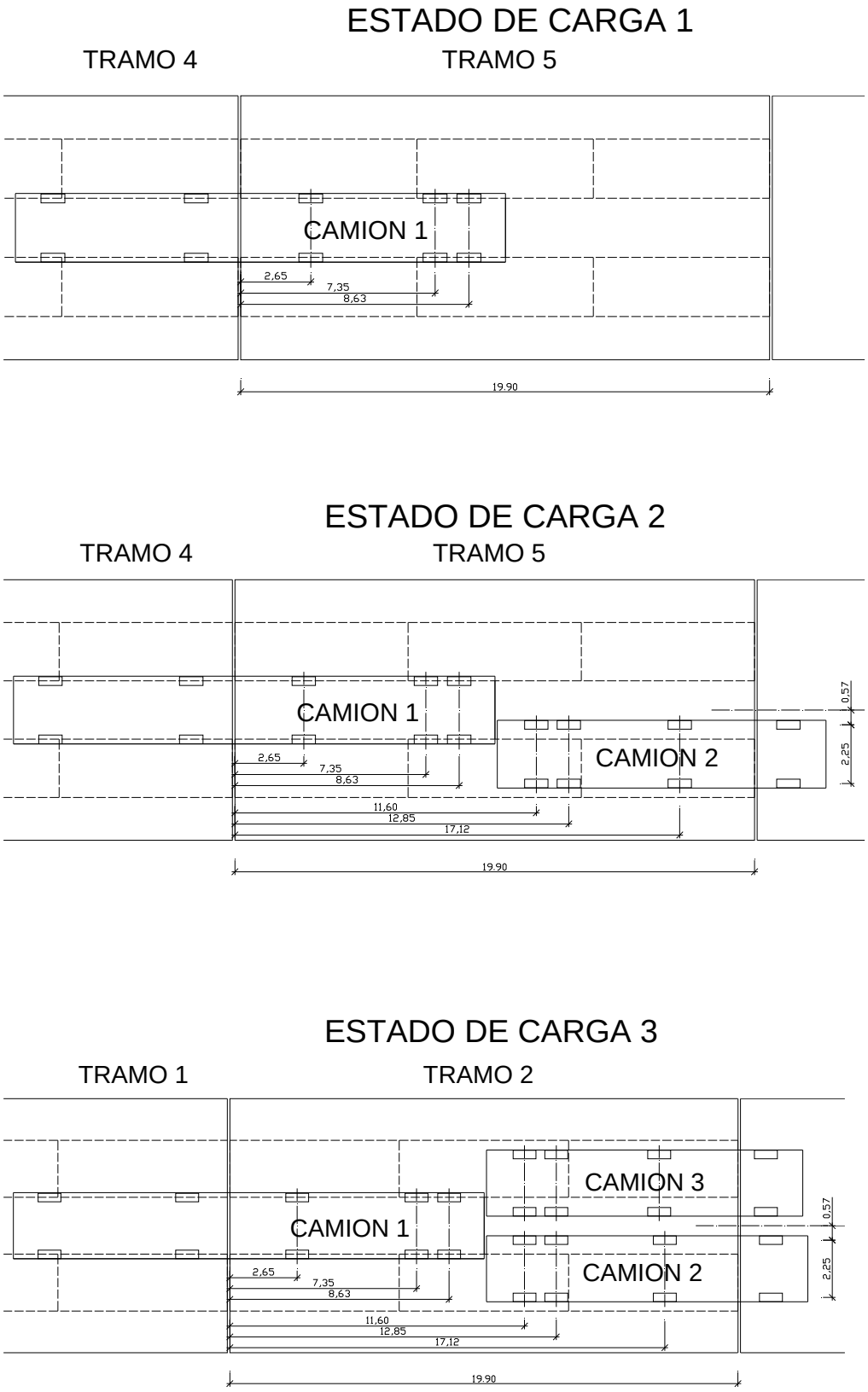


Figura 5.5: Estados de carga en Tramo 5

Durante el ensayo se midieron descensos de apoyos y deflexiones en el centro de las vigas, con lo cual se obtuvieron los valores netos de las flechas (ver tablas 5.2 y 5.3).

APOYO OESTE - (5TA.PILA)								
CARGA APLICADA	Lecturas de Flexímetros.				Asentamientos - OESTE			
	5	6	7	8	5	6	7	8
	0.001 (pulg.)	0.001 (pulg.)	0.001 (pulg.)	0.001 (pulg.)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
PESO PROPIO	32	30	26	24	0,00	0,00	0,00	0,00
1 CAMION	35	40	33	24	0,08	0,25	0,18	0,00
2 CAMIONES	52	53	38	23	0,51	0,58	0,30	-0,03
3 CAMIONES	54	60	53	39	0,56	0,76	0,69	0,38
APOYO ESTE - (ESTRIBO)								
CARGA APLICADA	Lecturas de Flexímetros.				Asentamientos - ESTE			
	9	10	11	12	9	10	11	12
	0.001 (pulg.)	0.001 (pulg.)	0.001 (pulg.)	0.001 (pulg.)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
PESO PROPIO	3	30	22	41	0,00	0,00	0,00	0,00
1 CAMION	5	40	34	49	0,05	0,25	0,30	0,20
2 CAMIONES	20	52	38	47	0,43	0,56	0,41	0,15
3 CAMIONES	20	59	45	58	0,43	0,74	0,58	0,43

Tabla 5.2: Deformaciones medidas en los apoyos. Tramo 5

CARGA APLICADA	Lectura de Flexímetros				FLECHAS NETAS			
	1	2	3	4	1	2	3	4
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
PESO PROPIO	0	0	0	0	0	0	0	0
1 CAMION	2	4,8	5,2	3	1,94	4,55	4,96	2,90
2 CAMIONES	10,4	11	8,1	3,2	9,93	10,43	7,74	3,14
3 CAMIONES	11,3	14	13,5	9,9	10,80	13,25	12,87	9,49

Tabla 5.3: Deformaciones medidas en centros de vigas. Tramo 5

Los registros medidos fueron analizados y comparados con las predicciones teóricas arrojadas por el modelo computacional.

5.3.5. Presentación y análisis de los resultados obtenidos

Las deflexiones netas en cada viga del quinto tramo, registradas en el centro de la luz para los tres estados de carga, se muestran en figura 5.6.

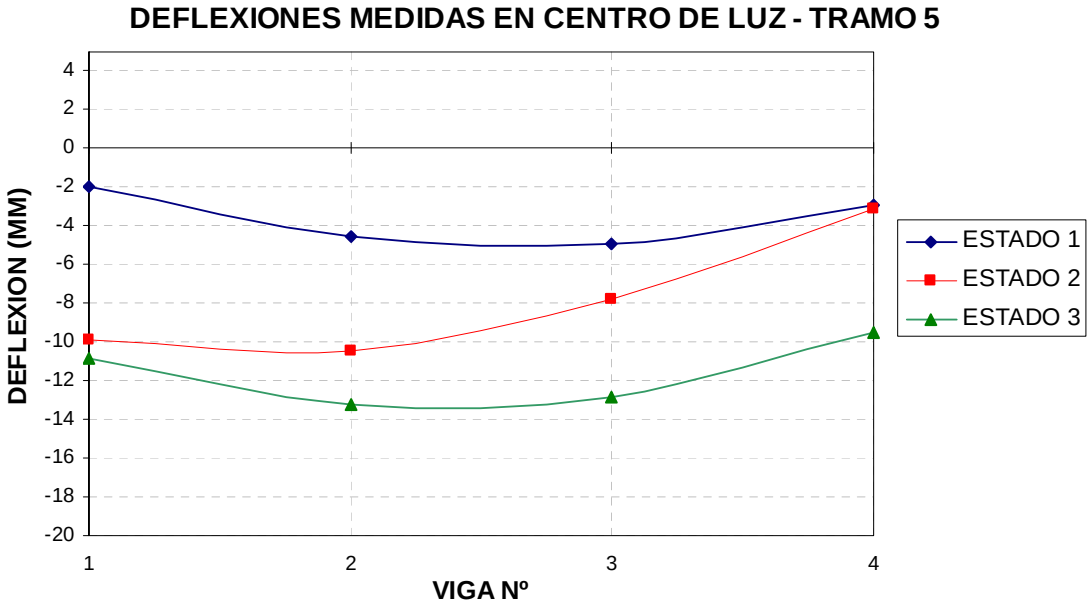


Figura 5.6: Deflexiones medidas en el centro del tramo 5

En tabla 5.4 se ofrecen los resultados de momentos y flechas para los distintos estados de carga, obtenidos del modelo numérico computacional.

El diagrama Momento vs. Flecha de la figura 5.7 muestra una comparación entre las deflexiones en el centro de tramo para la viga intermedia V2 (la más solicitada en la prueba), obtenidas tanto por la vía analítica, a través del modelo en elementos finitos, como por el ensayo de carga. Se aprecia en la figura que las deflexiones medidas durante el ensayo manifiestan linealidad y se mantienen por debajo de las predicciones analíticas. La deflexión máxima medida en el centro de la luz fue de 13.25 mm, lo que representa aproximadamente el 68 % del valor obtenido a través del modelo, 19.7 mm.

Momentos [KN m]				
Estado de carga	Viga			
	V1	V2	V3	V4
Peso propio	0	0	0	0
Estado 1	287.06	371.23	371.23	287.06
Estado 2	891.82	837.75	648.03	388.15
Estado 3	991.49	1108.36	1099.63	976.43
Flechas [mm]				
Estado de carga	Viga			
	V1	V2	V3	V4
Peso propio	0	0	0	0
Estado 1	5	6.5	6.5	5
Estado 2	15.8	14.9	11.5	6.8
Estado 3	17.6	19.7	19.6	17.4

Tabla 5.4: Momentos y Flechas en modelo analítico

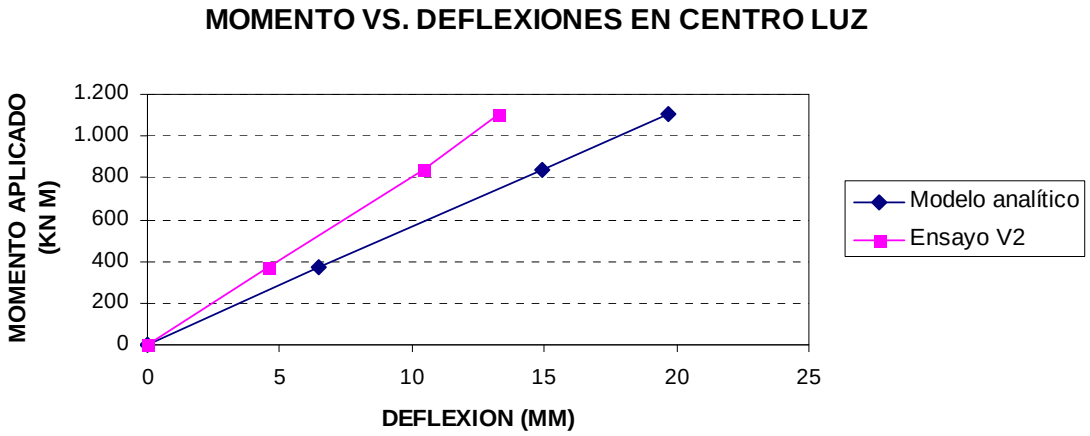


Figura 5.7: Comparación entre deflexiones analíticas y experimentales para la viga 2 del tramo 5

En la figura 5.8 se grafican las deformaciones en el centro de la luz para todas las vigas del tramo 5, en el estado final con los tres camiones de ensayo (Estado 3), tanto las determinadas analíticamente como aquellas medidas experimentalmente.

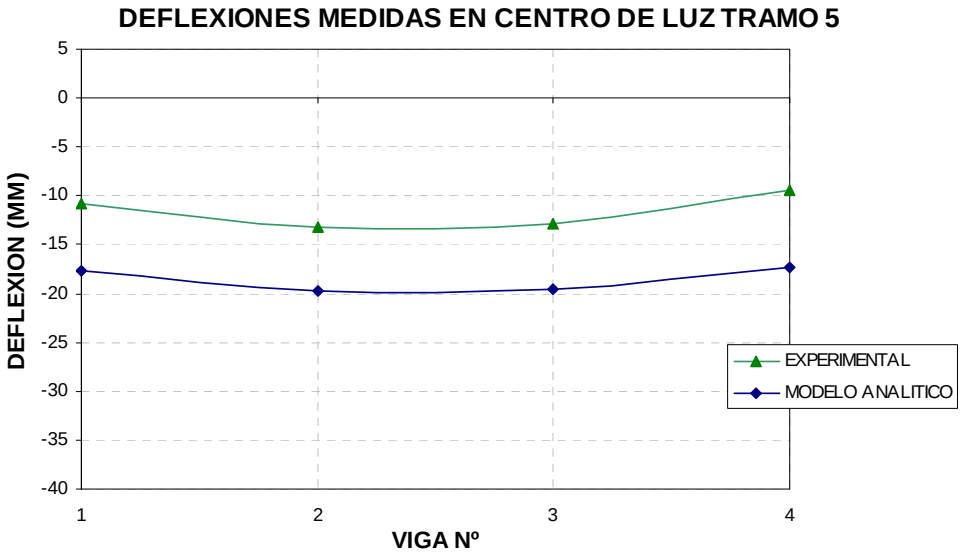


Figura 5.8: Deformaciones en el centro de la luz del tramo 5, teóricas y experimentales.

Las figuras 5.9 y 5.10, respectivamente, muestran la relación de las flechas en el centro de la luz con los momentos incrementalmente aplicados provocados por los tres estados de carga para las vigas V2 y V3, las más solicitadas durante el ensayo. Se aprecia que las deformaciones de todas las vigas mantuvieron su comportamiento lineal para el rango de solicitaciones impuestas. No se observaron fisuras ni otros signos de principio de falla cuando se mantuvieron aplicadas las cargas máximas.

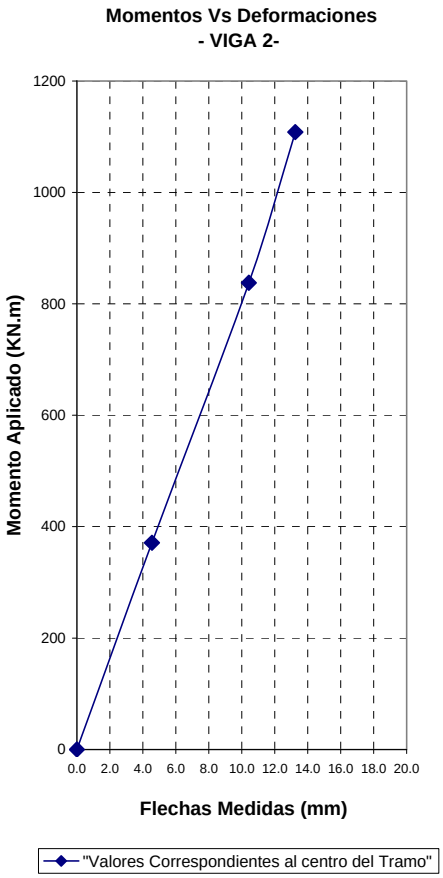


Figura 5.9: Momentos vs. Flechas en Viga 2

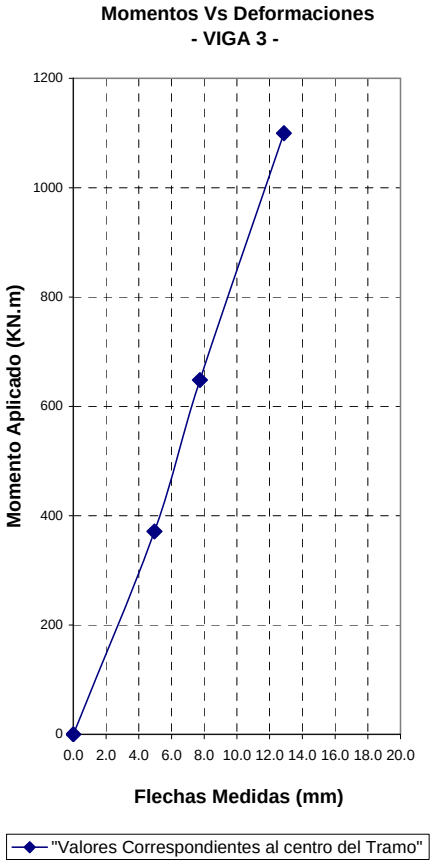


Figura 5.10: Momentos vs. Flechas en Viga 3

5.3.6. Determinación de la Capacidad de carga por aplicación de los resultados del ensayo

Dada la magnitud de las cargas de los vehículos con los que se contó para el ensayo, se planteó como objetivo alcanzar un RF = 1 a nivel de operación, que representa el mínimo nivel de confiabilidad requerido para la evaluación.

Los ajustes a hacer al factor de carga básico Xp = 1.40 se consideran a continuación:

1. Por la situación de tener más de un carril cargado, no se requiere ningún incremento.
2. Al no haber en la estructura elementos con fractura crítica, no es necesario incremento alguno por este tópico.
3. Se espera tener inspecciones con frecuencia de más de dos años, por lo tanto se requiere un incremento del 10 %.
4. Aplicando el criterio dispuesto en **FHWA (1995)** y **FHWA (2006)** se halló que la estructura se encuentra en condición buena (ver capítulo 6 de esta tesis), con calificación mayor que 4, por lo tanto no se requiere de incremento por este rubro.
5. Se efectuó una inspección en profundidad, por ende se adopta una reducción del 5%.
6. La estructura se evaluó analíticamente y dado que RF > 1 se adopta una reducción del 5%.

Por lo tanto según ec. 2.2:

$$X_{PA} = X_p\left(1+\frac{\sum \%}{100}\right)$$

$$X_{PA} = 1.4\left(1+\frac{10-5-5}{100}\right)$$

$$X_{PA} = 1.4$$

El método propuesto por el Manual de Evaluación considera la acción de vehículos de ensayo de configuración similar al vehículo de evaluación, en este caso el camión HS 20. La configuración de este camión es la misma que la de las actuales especificaciones AASHTO LRFD (HL-93), es decir tres ejes separados a 4.30 m y con pesos de 35 KN para el primero y 145 KN para el segundo y tercero. En el presente caso las cargas aplicadas difieren marcadamente de dicha configuración, por lo tanto en lugar de tomar como referencia dichas cargas, se trabajará con las solicitaciones provocadas por las mismas, es decir los momentos flectores.

El efecto de la carga de verificación objetivo se obtiene de ec. 2.1:

$$L_T = X_{PA}\, L_R (1+I)$$

donde:

L_R : es el efecto de las cargas de los vehículos de evaluación (2 camiones HS 20, uno por cada carril), en este caso el momento flector que se obtiene del modelo computacional (ver figura 5.11):

L_R = 644.6 KNm

I: incremento por carga dinámica.
Según Especificaciones Estándar **AASHTO (2002)**, Art. 3.8.2.1:

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30 \qquad (5.7)$$

siendo *L*, la longitud en pies.

$$L = 19.90\, m = 65.62\, pies$$
$$I = \frac{50}{65.62 + 125} = 0.26$$

Luego reemplazando en ec. (2.1):

$$L_T = 1.40 \cdot 644.6 \cdot (1 + 0.26)$$
$$L_T = 1139.56\, KNm$$

El efecto provocado por la carga real puesta sobre el puente, también obtenida del modelo, es:

Lp = 1108.36 KNm

La capacidad de carga a nivel de operación resulta de ec. 2.5:

$$OP = \frac{k_O\, L_P}{X_{PA}}$$

en la que:

$k_O = 1$ por haber alcanzado la carga de verificación objetivo (valor muy próximo).

$$OP = \frac{1 \cdot 1108.36}{1.4}$$

$$OP = 791.68\, KNm$$

El índice de evaluación a nivel de operación se obtiene a partir de ec. 2.6:

$$RF_O = \frac{OP}{L_R (1 + I)}$$

$$RF_O = \frac{791.68}{644.6\ (1 + 0.26)}$$

$$RF_O = 0.97 \approx 1 \qquad \therefore \text{ verifica}$$

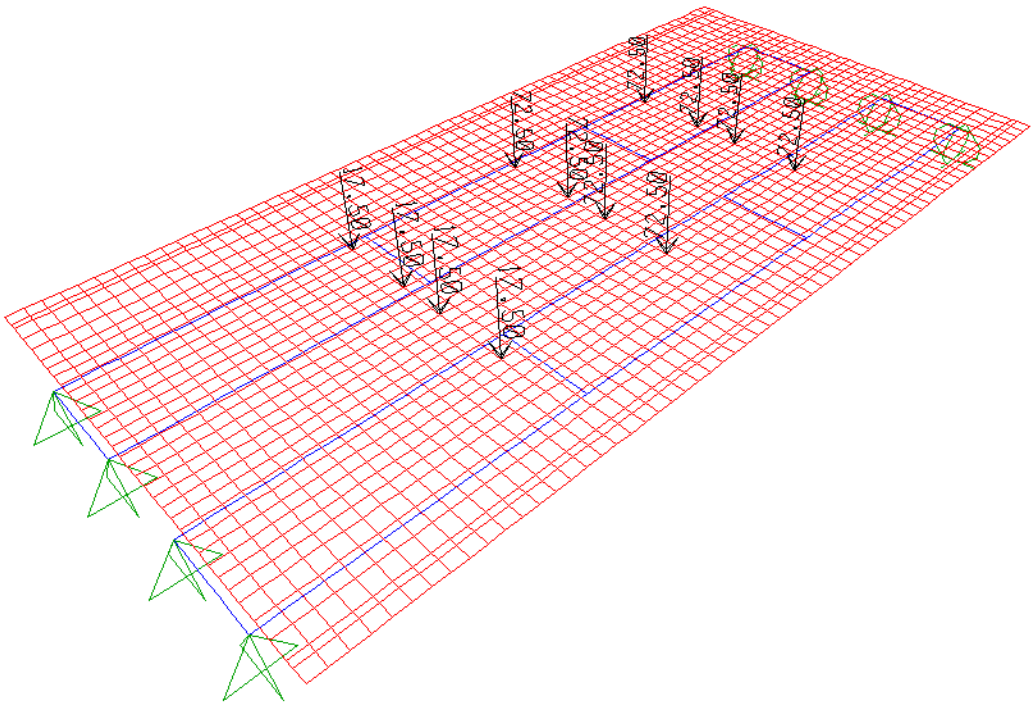


Figura 5.11: Cargas de los vehículos de evaluación aplicadas al modelo,
2 camiones HS 20 AASHTO

5.3.7. Conclusión del ensayo

Las flechas medidas durante el ensayo evidenciaron el comportamiento elástico lineal de las vigas y, asimismo, no se presentó ninguna sospecha de comportamiento deficiente de la estructura. En estas condiciones, y habiendo alcanzado sin percances el valor de la carga de prueba objetivo a nivel de operación, los resultados del ensayo demostraron que el puente es estructuralmente adecuado para ese nivel de confiabilidad.

Cabe aclarar que para la comprobación a nivel de inventario se hubiera requerido de una carga de prueba objetivo mayor. Para su obtención, según lo especificado en **AASHTO (2010)**, se debería utilizar el factor de carga base XP = 1.92 en lugar de 1.40. Luego los procedimientos seguirían un camino idéntico al antes descripto.

5.4. EVALUACIÓN DEL PUENTE METÁLICO

5.4.1. Introducción

Aquí también, con el objeto de confirmar la aptitud estructural obtenida por los cálculos teóricos y para validar el modelo analítico se aplicó el método de evaluación experimental, para lo cual se realizaron ensayos de carga de verificación en dos tramos de la superestructura.

5.4.2. Modelo computacional

Se utilizó el modelo construido para la evaluación analítica, en el cual el reticulado toma en cuenta la continuidad de los elementos que conforman los cordones superiores e inferiores.

Se cargó el modelo con los estados de carga generados por los vehículos de ensayo utilizados en la prueba, obteniéndose las deflexiones teóricas que luego se contrastaron con aquellas registradas durante el ensayo. En la figura 5.12 se muestra el modelo con las cargas correspondientes al estado 5.

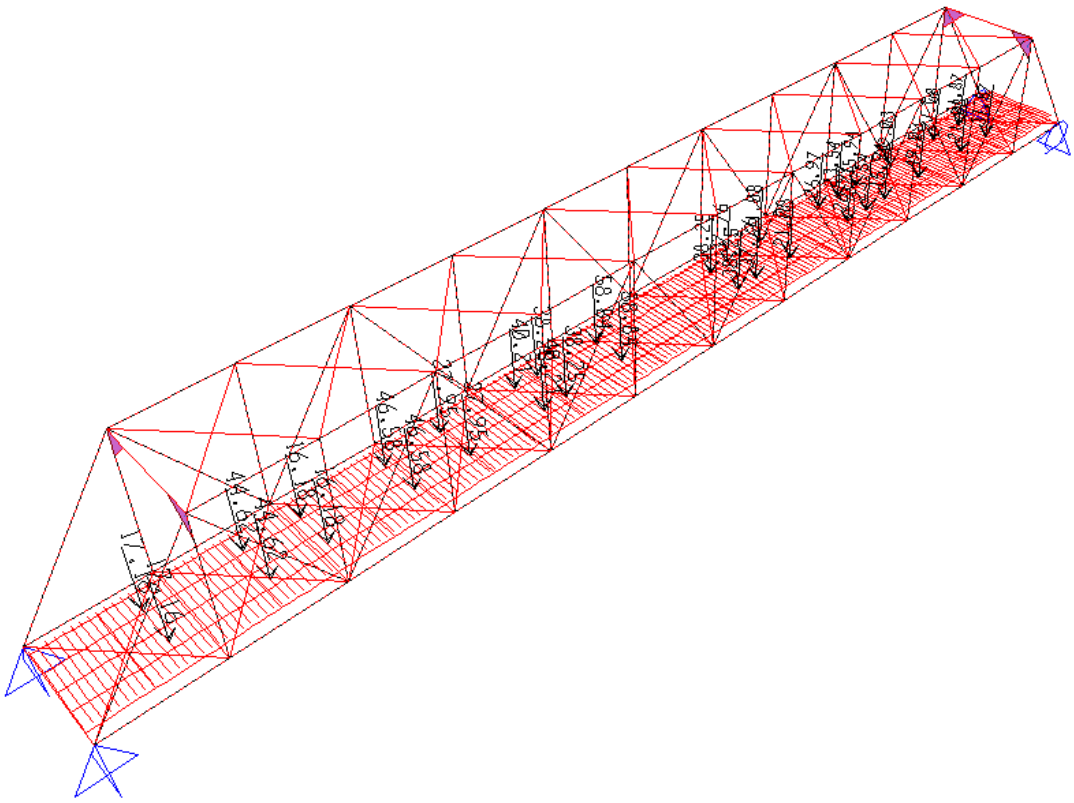


Figura 5.12: Reproducción en modelo del estado 5 de la prueba de carga

5.4.3. Instrumentación

Se dispusieron flexímetros de cable de 0.1 mm de sensibilidad para medir las flechas en los cuartos y centro de la luz de los tramos de ensayo. En figura 5.14 se aprecia la ubicación de estos instrumentos de medición.

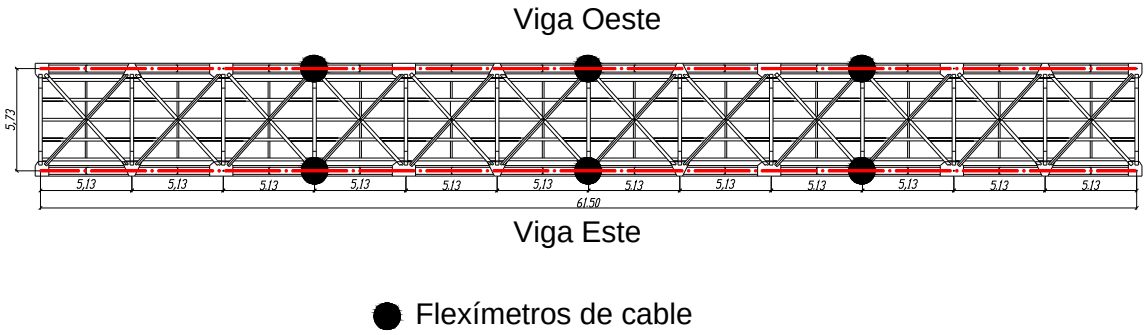


Figura 5.13: Ubicación de instrumentos de medición

Para este tipo de estructuras reticuladas es conveniente medir las deformaciones unitarias en los elementos más comprometidos. Con este propósito se dispusieron strain gauges en tres elementos del reticulado de una de las vigas principales, pero estos fueron dañados por actos de vandalismo el día previo al ensayo y no se pudieron utilizar durante la ejecución del mismo.

5.4.4. Procedimiento

Cada uno de los tramos de ensayo fue cargado empleando vehículos que se ingresaron de a uno para generar cinco estados de carga. Las posiciones y configuración de estos vehículos durante el ensayo se detallan en la figura 5.15.

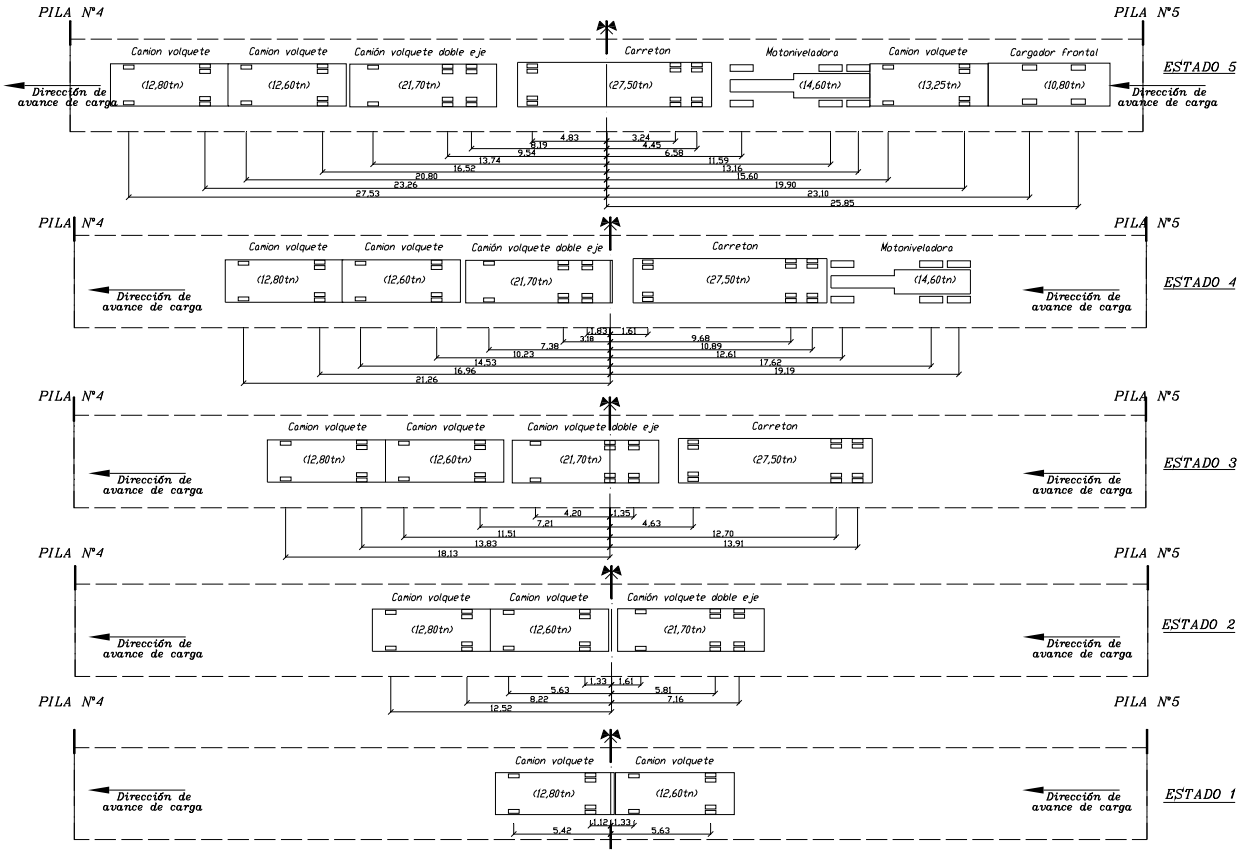


Figura 5.14: Esquema de la configuración de las cargas para los distintos estados

La fotografía 5.4 muestra la disposición de los vehículos correspondiente al Estado de carga 4.

Fotografía 5.4: Estado de carga 4

La fotografía 5.5 da cuenta del proceso de lectura de las deflexiones registradas en los flexímetros. Los valores obtenidos para el centro de la luz se presentan en Tabla 5.5. Ídem al puente anterior, éstas mediciones fueron analizadas y comparadas con las predicciones teóricas arrojadas por el modelo computacional.

Fotografía 5.5: Lectura de deflexiones

Tabla 5.5: Flechas en ensayo de carga

Estado de carga	Flechas en centro de la luz [mm]			
	Tramo 4		Tramo 5	
	Viga Este	Viga Oeste	Viga Este	Viga Oeste
Peso propio	0	0	0	0
Estado 1	3.9	4	4.7	5.5
Estado 2	7	7	9.1	9.4
Estado 3	9.3	9.9	12.7	13.7
Estado 4	10.3	11	13.9	15.1
Estado 5	10.9	11.8	15.3	16.3

5.4.5. Presentación y análisis de los resultados obtenidos

Para este tipo de estructura reticulada las solicitaciones determinantes son los esfuerzos normales de sus barras. Dado que aquí no pudieron realizase las mediciones correspondientes a las deformaciones unitarias en estos elementos y que lo que se registraron fueron las flechas en el centro de la luz de ambas vigas, éstas serán tratadas como sistemas de alma llena considerando los momentos flectores como solicitaciones de comparación. Esta simplificación resulta válida por el hecho de que se trata de comprobar el comportamiento lineal de la estructura tomando como respuesta las flechas en el centro de la luz de ambas vigas. En Tabla 5.6 se ofrecen los valores de los momentos flectores de las vigas, consideradas como sistemas de alma llena, y las flechas obtenidas del modelo analítico.

La figura 5.15 muestra la relación Momentos vs. Flechas en el centro de la luz para las Vigas Oeste (las más solicitadas de ambos tramos), con momentos que se sacaron del modelo computacional y flechas obtenidas por la vía experimental. Se aprecia en la figura que las deflexiones medidas durante el ensayo manifiestan linealidad y para el caso del tramo 5 son casi coincidentes con las analíticas. Para el tramo 4 la máxima flecha registrada experimentalmente fue de 11.8 mm, lo que representa aproximadamente un 73 % del valor de la predicción teórica (16.1 mm). Durante el ensayo, no se registraron señales visibles o audibles de deterioro, ni cualquier indicio de principio de falla cuando se mantuvieron aplicadas las cargas máximas.

Tabla 5.6: Momentos en vigas supuestas como sistemas de alma llena y Flechas obtenidas del modelo analítico

Estado de carga	Momentos [KN m]	Flechas [mm]
Peso propio	0	0
Estado 1	1702.31	5.3
Estado 2	2900.85	9.3
Estado 3	4153.04	13.7
Estado 4	4568.39	15.1
Estado 5	4804.58	16.1

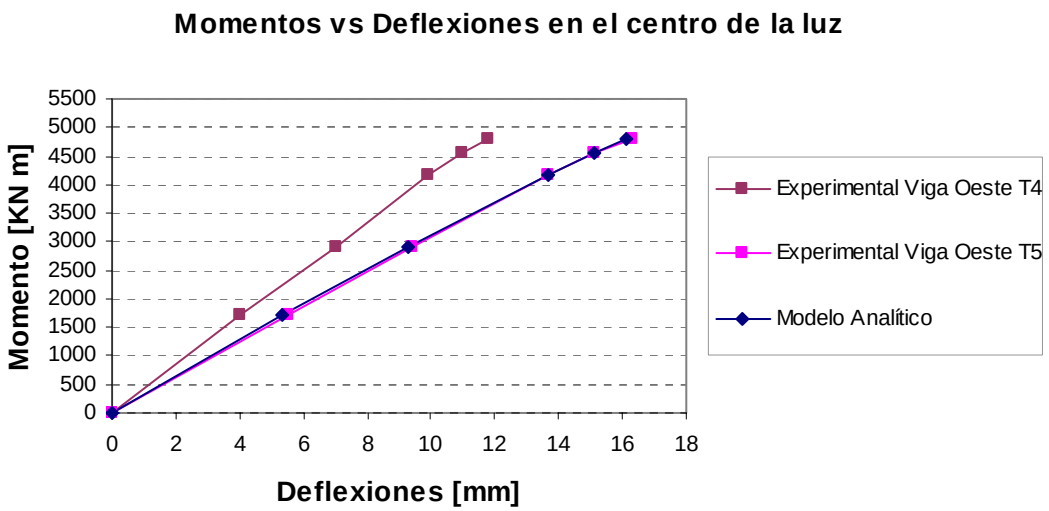


Figura 5.16: Momentos vs. Flechas en Vigas Oeste de T4 y T5

5.4.6. Determinación de la Capacidad de carga por aplicación de los resultados del ensayo

En este puente también se plantea como objetivo del ensayo de carga el obtener un RF = 1 a nivel de operación.

Los ajustes a efectuar al factor de carga básico Xp = 1.40 se consideran a continuación:

1. Dado que se trata de un puente con un solo carril de circulación, por el escaso ancho de calzada de 5.20 m, se requiere un incremento del 15 % por este rubro.
2. La superestructura, al estar constituida por vigas principales reticuladas, es considerada como no redundante, por lo tanto se requiere de un incremento del 10 %.
3. Los cordones inferiores traccionados de las vigas reticuladas son considerados elementos con fractura crítica, por lo tanto se adopta un incremento del 10 %.
4. Se espera tener inspecciones con frecuencia de más de dos años, por lo tanto se considera un incremento del 10 %.
5. Aplicando el criterio de la **FHWA (1995)** y **FHWA (2006)**, la estructura se encuentra en condición buena, con calificación mayor que 4, por lo tanto por este rubro no se necesita incremento.
6. Se efectuó una inspección en profundidad, por ende se adopta una reducción del 5%.
7. La estructura se evaluó analíticamente y dado que resultó RF >1 se toma una reducción del 5%.

Por lo tanto según ec. 2.2:

$$X_{PA} = X_p\left(1+\frac{\sum \%}{100}\right)$$

$$X_{PA} = 1.4\left(1+\frac{15+10+10+10-5-5}{100}\right)$$

$$X_{PA} = 1.89$$

El efecto de carga de verificación objetivo se obtiene de la ec. 2.1:

$$L_T = X_{PA}\, L_R (1+I)$$

donde:

L_R : es el efecto de la carga del vehículo de evaluación (camión HS 20), en este caso se trata del esfuerzo normal en el elemento de la estructura más comprometido (barra central del cordón superior) que se obtiene del modelo computacional (ver disposición de cargas en figura 5.16):

L_R = 379.08 KN

I: incremento por carga dinámica.

Según Especificaciones Estándar **AASHTO (2002)**, Art. 3.8.2.1:

$$I = \frac{50}{L+125} \leq 0.30$$

Siendo L, la longitud en pies.

$$L = 61.5\,m = 201.77\ pies$$

$$I = \frac{50}{201.77 + 125} = 0.15$$

Luego reemplazando en ec. (2.1):

$$L_T = 1.89 \cdot 379.08 \cdot (1 + 0.15)$$

$$L_T = 826.09\,KN$$

El efecto provocado por la carga real puesta sobre el puente, también obtenido del modelo, es:

L_P = 641.2 *KN*

La capacidad de carga a nivel de operación resulta de ec. 2.5:

$$OP = \frac{k_O\, L_P}{X_{PA}}$$

en la que:

k_O = 1 pues, a pesar de no haber alcanzado la carga de verificación objetivo, no se llegó a la situación de principio de falla.

$$OP = \frac{1 \cdot 641.2}{1.89}$$

$$OP = 339.26\,KN$$

El índice de evaluación a nivel de operación se obtiene a partir de ec. 2.6:

$$RF_O = \frac{OP}{L_R(1 + I)}$$

$$RF_O = \frac{339.26}{379.08\,(1 + 0.15)}$$

$$RF_O = 0.78$$

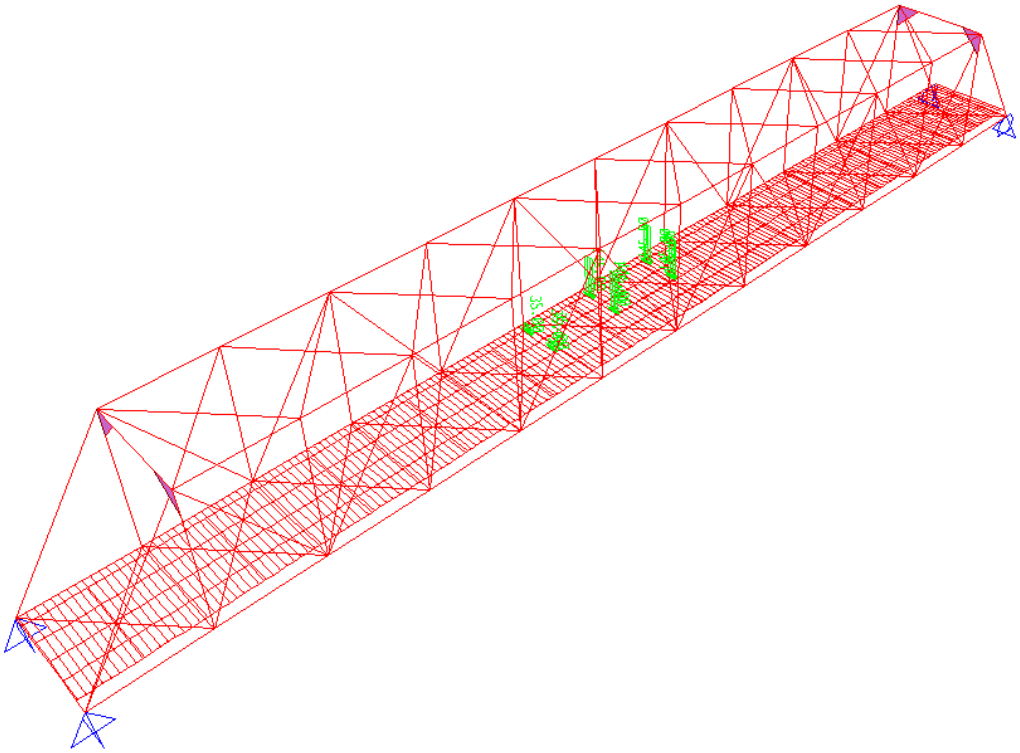


Figura 5.16: Cargas del vehículo de evaluación aplicadas al modelo,
Camión HS 20 de AASHTO

5.4.7. Conclusión del ensayo

A diferencia del caso anterior, aquí no pudo alcanzarse el valor de la carga de prueba objetivo. Dado el escaso ancho del puente fue operativamente difícil disponer los vehículos de ensayo en dos carriles para generar mayores solicitaciones. A pesar de no haber contado con los strain gauges para medir las deformaciones unitarias, pudo comprobarse por medio de los flexímetros de cable que las vigas en celosía, consideradas como conjunto y dentro del rango de carga aplicado, exhibieron comportamiento elástico lineal y asimismo no se presentó ninguna anomalía en la estructura durante el ensayo. No obstante, al no haber alcanzado la carga de prueba objetivo no se pueden sacar las conclusiones que corresponden a los resultados de un ensayo de carga de verificación. Más bien, la prueba realizada se corresponde con un ensayo de diagnóstico que sirvió para validar el modelo numérico computacional, al obtener en campo flechas muy próximas a las de este modelo.

5.5. TRATAMIENTO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS, SEGÚN LOS CRITERIOS QUE SE APLICAN EN NUESTRO PAÍS

En nuestro medio no existe una norma específica para la evaluación de puentes existentes a través de ensayos de carga. La Dirección Nacional de Vialidad (DNV) toma como referencia parte de lo dispuesto en la publicación del **Ministerio de Fomento de España (2002)** "Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carreteras". Ella se refiere a pruebas de recepción de obras nuevas estableciendo que no se contemplan, por tanto, las pruebas de carga de puentes en

servicio, aunque muchos de los criterios que allí se presentan pueden aplicarse también a este último caso.

En ensayos de puentes que se realizan bajo la supervisión de la DNV se establece que la sobrecarga de ensayo debe producir un momento total M_e aproximadamente igual al 80 % del momento provocado por las sobrecargas reglamentarias más impacto.

La norma española contempla el tiempo en que se deben mantener aplicadas las cargas en el último escalón, el cual queda determinado por el criterio de estabilización de las deformaciones medidas. Esto se cumplió en los ensayos realizados sobre ambos puentes, manteniendo las cargas aplicadas durante 10 minutos, al verificarse la relación:

$$f_{10} - f_0 < 0.05\ f_0 \qquad (5.8)$$

Donde:
f_0 : deflexión instantánea registrada una vez ubicadas las cargas en su posición.
f_{10} : deflexión registrada luego de transcurridos 10 minutos.

Sobre la base de resultados obtenidos en numerosos ensayos, **Puppo A. H. (1998)** propuso como criterio para considerar satisfactorio un ensayo de carga la verificación de que la recuperación de la deformación o remanencia R sea superior al 80 %. Esto es:

$$R = \frac{w_1 - w_0}{w_1} \geq 0.80 \qquad (5.9)$$

Donde:

w_1 : deformación máxima alcanzada en el ciclo final de carga.
w_0 : deformación remanente luego de completada la descarga.

5.5.1. Puente de vigas de hormigón armado

El modelo numérico se cargó con las cargas reglamentarias de la DNV para un puente categoría A30. Las solicitaciones para la viga más comprometida, en este caso la V2, son las siguientes:

M_s = 1421.07 KNm
M_e = 1108.36 KNm

Siendo
M_s : Momento máximo por sobrecargas de servicio.
M_e : Momento máximo por sobrecarga de ensayo, también sacado del modelo numérico.

La relación M_e/M_s:

$$\frac{M_e}{M_s} = 78\ \% \quad \therefore \text{ se verifica el criterio}$$

A continuación, en la Tabla 5.7 se ofrecen los resultados para la viga V2 del tramo 5. En ella, para cada estado de carga se presentan los momentos flectores

obtenidos del modelo numérico y las flechas correspondientes registradas durante el ensayo.

Tabla 5.7: Momentos y flechas registradas en viga V2 del tramo 5

Estado de carga		Momentos [KN m]	Flechas [mm]
Carga	Peso propio	0	0
	Estado 1	371.23	4.55
	Estado 2	837.75	10.43
	Estado 3	1108.36	13.25
Descarga	Estado 2	837.75	10.69
	Estado 1	371.23	4.85
	Peso propio	0	0.27

Con estos datos se construyó el diagrama Momentos vs Flechas para la carga y descarga (figura 5.17).

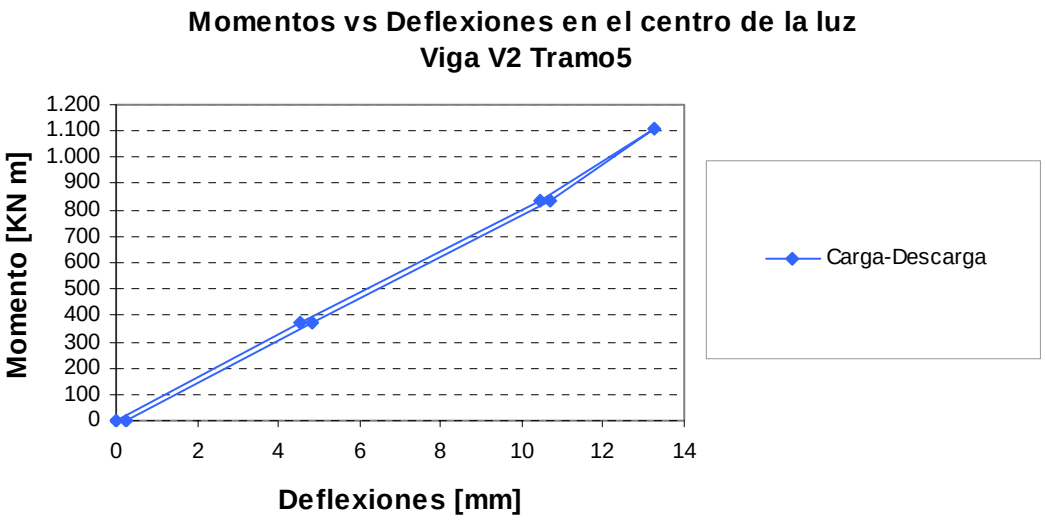


Figura 5.17: Momentos vs. Flechas en viga V2 del tramo 5

La recuperación de la deformación o remanencia R se obtiene por aplicación de ec. 5.9:

$$R = \frac{13.25 - 0.27}{13.25} = 0.98 \qquad \therefore \text{ verifica satisfactoriamente}$$

5.5.2. Puente metálico

Los momentos que resultan de considerar las vigas principales como sistemas de alma llena, para cada viga, valen:

M_s = 6552.5 KNm
M_e = 4804.58 KNm

La relación M_e/M_s:

$$\frac{M_e}{M_s} = 73\,\% \quad \therefore \text{ está en el orden requerido por el criterio}$$

Se presenta a continuación la Tabla 5.8, donde para cada estado de carga se ofrecen los momentos flectores y las flechas registradas durante el ensayo para la Viga Oeste (la más solicitada) del tramo 5. Así también la figura 5.18, con el diagrama de Momentos vs. Flechas para la carga y descarga.

Tabla 5.8: Momentos y flechas registradas en Viga oeste del tramo 5

Estado de carga		Momentos [KN m]	Flechas [mm]
Carga	Peso propio	0	0
	Estado 1	1702.31	5.5
	Estado 2	2900.85	9.4
	Estado 3	4153.04	13.7
	Estado 4	4568.39	15.1
	Estado 5	4804.58	16.3
Descarga	Estado 4	4568.39	15.7
	Estado 3	4153.04	14.6
	Estado 2	2900.85	10.9
	Estado 1	1702.31	7.4
	Peso propio	0	2.0

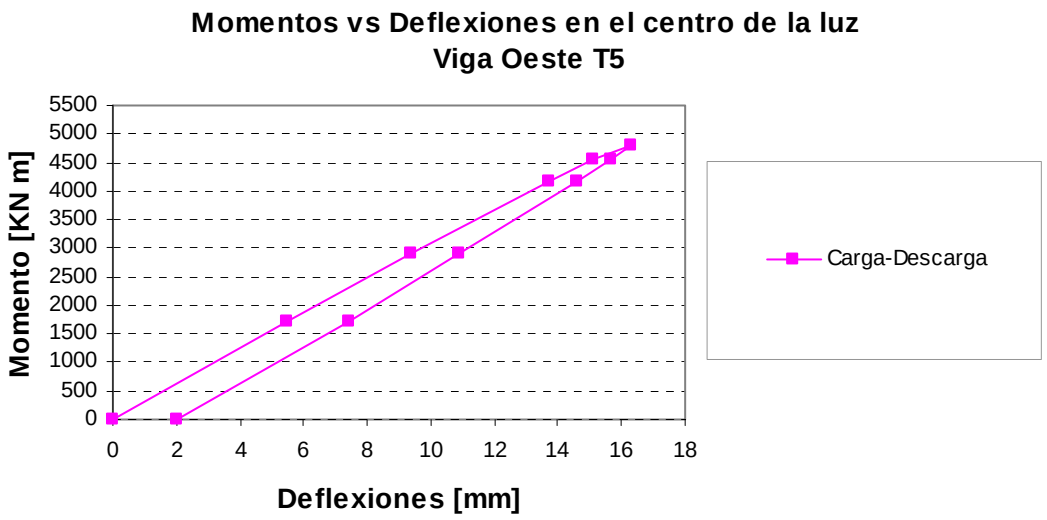


Figura 5.18: Momentos vs. Flechas en Viga Oeste del tramo 5

La recuperación de la deformación o remanencia *R*, por aplicación de ec. 5.9:

$$R = \frac{16.3 - 2.0}{16.3} = 0.88 \therefore \text{verifica satisfactoriamente}$$

5.6. CONCLUSIONES

- El método de evaluación experimental de AASHTO cubre un espectro mayor de necesidades al incluir la modalidad de ensayo de diagnóstico que no es contemplada en nuestras prácticas habituales. Asimismo se destaca la estrecha relación que guarda dicha evaluación experimental con la evaluación analítica, ya que ambos métodos trabajan con los mismos índices (índices de evaluación de inventario y operación).
- La obtención de la carga de prueba objetivo, a alcanzar durante el ensayo, se logra con relativa facilidad aplicando un coeficiente calibrado fijado en base a la teoría de la confiabilidad estructural y no en base a criterio ingenieril susceptible de subjetividades. Esta metodología permite contemplar distintos ítems relacionados con el tipo de estructura, su estado, frecuencia de las inspecciones, la existencia de una evaluación analítica previa, etc.
- Al comparar la obtención de la carga de prueba objetivo con respecto a los porcentajes fijos de la carga de servicio que se aplican en nuestro País, resulta evidente que el tratamiento de AASHTO se adapta mejor al incluir una variedad de aspectos relacionados con las incertidumbres y estudios previos.
- Al establecer un segundo nivel de evaluación, denominado de operación, las especificaciones AASHTO flexibilizan sus exigencias creando un marco legal y técnico para un gran número de puentes existentes viejos, con capacidades menores a las demandadas por las actuales especificaciones de diseño.
- Como quedó demostrado en los ejemplos aquí tratados, la aplicación del método AASHTO no se complica por la utilización de vehículos de ensayo con configuración distinta a la del vehículo de evaluación.
- En los dos puentes se cumplieron satisfactoriamente las exigencias de los criterios locales de pruebas de carga. Los criterios fijados por AASHTO se mostraron más rigurosos: en el caso del puente de hormigón solo se llegó a verificar a nivel de operación y en el puente metálico no se alcanzó la carga de prueba objetivo para este mismo nivel, sirviendo solo para validar el modelo analítico. Siendo así, en ambos ejemplos no se consiguió llegar a cargas de prueba objetivo correspondientes al nivel de inventario, el cual se corresponde con la confiabilidad exigida para los puentes nuevos diseñados con las actuales normas AASHTO LRFD.
- Otra diferencia destacable es que para los resultados de los ensayos de carga según AASHTO no se requiere comprobación de las deformaciones remanentes.

CAPITULO 6

EVALUACION DE LA CONDICION DE ESTADO

6.1. INTRODUCCIÓN

En lo que sigue se aplican a los dos puentes en estudio los criterios para definir el estado de la condición global. Para ello, en primer lugar se aplican los lineamientos establecidos por la Agencia Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA) dando lugar a la confección de las planillas de inventario y evaluación para cada uno de los puentes y la determinación de los Índices de Suficiencia correspondientes. Luego, por aplicación de lo establecido en el Módulo de Evaluación del Sistema de Gestión de Puentes de la Red Vial Nacional de Argentina (SIGMA-PUENTES), se determinan los Índices de Ponderación de Riesgo e Indicadores de Consecuencia para los dos casos de estudio. Finalmente se realiza un análisis comparativo sobre la aplicación de cada una de las metodologías.

6.2. EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE ESTADO SEGÚN FHWA

6.2.1. Aspectos destacables de la metodología

La planilla de inventario y evaluación es una hoja resumen confeccionada para cada puente en los Estado Unidos con los datos requeridos por la FHWA para monitorear de manera efectiva estas estructuras y asimismo gestionar el Programa Nacional de Inspección de Puentes y el Programa de Rehabilitación y Reemplazo de Puentes Carreteros.

En dicha planilla se distinguen, entre otros, dos grupos de ítems: 1) Ítems de evaluación de componentes y 2) Ítems de evaluación del nivel de prestación de servicio. El primer grupo involucra juicios sobre la condición de los componentes de un puente, en comparación con la condición al finalizar su construcción; mientras que el segundo,

sirve para comparar el nivel de prestación de servicio del puente, en relación con los estándares actuales.

En el primer grupo, para la correcta asignación de las calificaciones de la condición, se identifican los distintos componentes del puente y sus elementos. Los componentes del puente son las partes principales que lo comprenden, incluyendo al tablero, superestructura, subestructura, el cauce y su protección (ítems 58 a 61 de la planilla de inventario y evaluación). Los elementos son los miembros, compuestos de formas y materiales básicos que conectados en conjunto forman los componentes.

Cada elemento, de cada componente, se evalúa en base a las deficiencias físicas encontradas, asignándole una calificación descriptiva de su condición. Se utilizan las siguientes pautas de calificación:

- Buena: cuando el elemento está afectado solo por problemas menores.
- Regular: cuando el elemento presenta deterioros menores, pérdidas de sección, fragmentación, fisuración, u otras deficiencias que no afectan la capacidad estructural del mismo.
- Mala: cuando la capacidad estructural del elemento se ve afectada o comprometida por deterioro avanzado, pérdida de sección, fragmentación, fisuración, u otra deficiencia.

La calificación de la condición global de los componentes del puente está relacionada directamente con las deficiencias físicas de sus elementos, utilizándose en este caso una escala numérica para describir su estado. Dicha calificación no intenta representar casos de deterioro o falla localizados. Por lo tanto, una calificación correcta no sólo considera la severidad del deterioro o falla, sino también su extensión a lo largo del componente analizado.

En el segundo grupo se tienen entre otros ítems, los siguientes: 67-Evaluación estructural, 68-Geometría del tablero, 71-Adecuación del curso de agua y 72-Alineamiento del camino de aproximación. Los mismos son usados para evaluar al puente en relación al nivel de prestación que provee al sistema de carretera del cual forma parte. La estructura es comparada con la de un puente nuevo construido con las actuales normas para esa clase de camino, tomando en consideración el tipo de carretera, el volumen de tráfico y otros factores inherentes a las necesidades del tránsito existente.

Por otro lado se tienen en cuenta ítems complementarios, tales como: 36-Aspectos relacionados con la seguridad del tráfico y 113-Erosión crítica en puentes.

Las calificaciones de estos ítems sirven de base para el cálculo del índice de suficiencia (IS), que es un valor numérico utilizado para caracterizar el grado de suficiencia y adecuación de un puente para permanecer en servicio. Se obtiene por aplicación de la siguiente fórmula:

$$I.S. = S_1 + S_2 + S_3 - S_4 \qquad (6.1)$$

$0\% \leq I.S. \leq 100\%$

0%: representa un puente totalmente deficiente

100%: representa un puente completamente apto

Donde:

S_1 : término basado en la adecuación y seguridad estructural. Tiene en cuenta la condición y capacidad de carga de la estructura. Llega a valer 50 % como máximo.

S_2 : término que involucra la serviciabilidad y obsolescencia funcional. Son considerados ítems tales como la condición del tablero, ancho de calzada en el puente

de cordón a cordón, altura libre y ancho en pasos bajo nivel. Llega a valer 30 % como máximo.
S_3 : término que se relaciona con la esencialidad para uso público. Son considerados ítems tales como la longitud de desvío, tránsito medio diario anual y la designación como carretera de defensa. Llega a valer 15 % como máximo.
S_4 : término que contempla reducciones especiales basadas en la longitud de desvío, aspectos de seguridad del tráfico y tipo de estructura. Llega a valer 13 % como máximo.

En la figura 6.1 se muestra un esquema del procedimiento de cálculo del IS y del criterio adoptado por la FHWA para la asignación de fondos federales del Programa de Reemplazo y Rehabilitación de Puentes Carreteros (PRRPC).

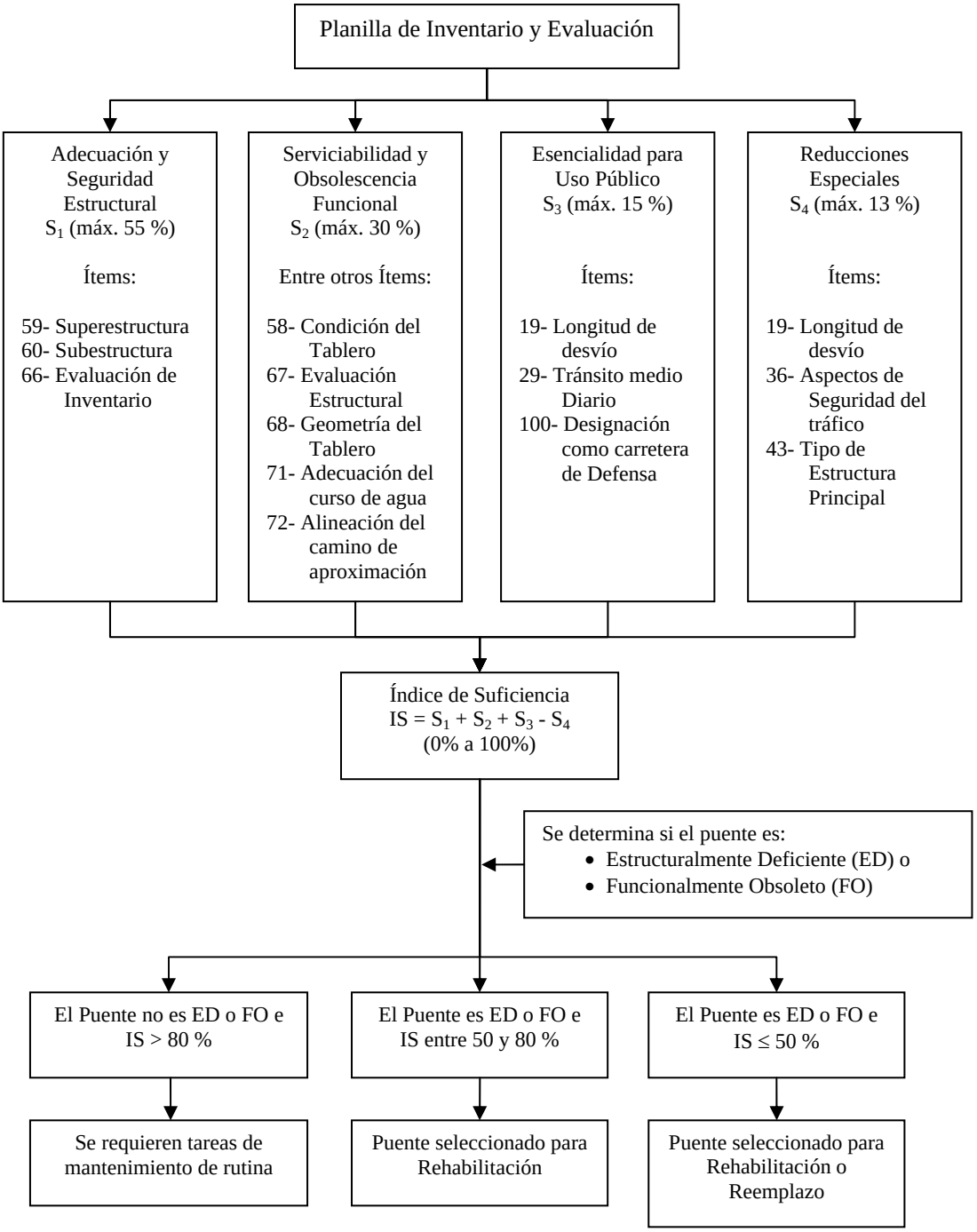


Figura 6.1: Cálculo del IS y criterio para la asignación de los fondos federales del PRRPC

6.2.2. Aplicación de la metodología a los dos casos de estudio

6.2.2.1. Calificaciones de Ítems

En base a las pautas generales para la evaluación de la condición, obtenidas de la Guía **FHWA (1995)** y **FHWA (2006)**, se asignaron las calificaciones a los ítems involucrados en el proceso para los dos casos de estudio.

Ítem 58 - Tablero, 59 - Superestructura y 60 - Subestructura

En Tabla 6.1 se muestran las calificaciones asignadas a estos ítems de evaluación de componentes para los dos puentes y en Tabla 6.2, las descripciones de la condición de estado correspondientes a dichas calificaciones.

Tabla 6.1: Calificaciones de la condición Ítems 58, 59 y 60

Ítem	Puente de Hormigón	Puente Metálico
58 - Tablero	5	5
59 - Superestructura	5	1
60 - Subestructura	4	1

Tabla 6.2: Descripciones de la condición de estado de los Ítems correspondientes a las calificaciones asignadas

Calificación	Descripción
5	CONDICION REGULAR: todos los elementos estructurales primarios se ven sanos pero presentan pérdidas de sección menores, fisuración, fragmentación o erosión mínimas.
4	CONDICION MALA: pérdida de sección avanzada, deterioro, fragmentación, o *erosión apreciable*. Además, para la calificación del Ítem 60 – Subestructura, se toma en cuenta la nota correspondiente al Ítem 113 – Erosión crítica en puentes.
1	CONDICIÓN DE FALLA INMINENTE: se presentan pérdidas de sección o deterioros importantes en componentes estructurales críticos, o bien *se registraron movimientos horizontales o verticales que afectan la estabilidad estructural. El puente es cerrado al tráfico* hasta que la acción correctiva lo ponga en servicio nuevamente.

Ítem 61 - Cauce y protección del mismo

Describe las condiciones físicas asociadas con el flujo de agua a través del puente, tales como: estabilidad de la corriente, condición del cauce, del rip rap, de la protección de rivera, o de los dispositivos de control de flujo incluyendo espigones.

En Tabla 6.3 se ofrecen las calificaciones asignadas por este ítem a los dos puentes y en Tabla 6.4 las descripciones de la condición correspondientes a dichas calificaciones.

Tabla 6.3: Calificación de la condición Ítem 61

Ítem	Puente de Hormigón	Puente Metálico
61 – Cauce y protección del mismo	4	6

Tabla 6.4: Descripciones de la condición de estado correspondientes a las calificaciones asignadas

Calificación	Descripción
6	La protección por medio de dispositivos de control del río y terraplenes posee daños menores en toda su extensión. Se aprecia poca alteración evidente del cauce del río. El material depositado está restringiendo ligeramente el curso de agua.
4	La ribera y terraplenes de protección están socavados severamente. Los dispositivos de control del río presentan daño severo. Extensos depósitos de material de arrastre se hallan sobre el cauce.

Item 67 - Evaluación estructural.

Para la evaluación de este ítem se toma la menor calificación obtenida en:

- Ítem 59 – Superestructura.
- Ítem 60 – Subestructura.

O bien la nota que surge de tabla donde se relaciona el Ítem 29 -TMDA (Tránsito Medio Diario Anual)- con el Ítem 66 -Evaluación a nivel de inventario-.

En Tabla 6.5 se presentan las calificaciones asignadas para los dos puentes.

Tabla 6.5: Calificación de la condición Ítem 67

Ítem	Puente de Hormigón	Puente Metálico
67 – Evaluación estructural	4	0

Para el caso del puente de hormigón, la calificación queda determinada por la de Subestructura: “4”; mientras que en el puente metálico, por encontrarse cerrado por la condición estructural, le corresponde una calificación “0”.

Ítem 68 - Geometría del tablero.

Este ítem evalúa el ancho de la calzada de cordón a cordón, y la altura libre sobre dicha calzada en la zona del puente.

En la Tabla 6.6 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes.

Tabla 6.6: Calificación de la condición Ítem 68

Ítem	Puente de Hormigón	Puente Metálico
68 – Geometría del tablero	3	0

Para el puente de hormigón, con un ancho de 8.30 m y dos trochas, le corresponde una calificación de “3”, mientras que para el puente metálico, por la situación de encontrarse cerrado al tráfico, se le asigna una calificación de “0”.

En este ítem queda puesta en evidencia la obsolescencia funcional de los puentes en relación al ancho de calzada requerido según el criterio de la norma AASHTO. Para el caso del puente de hormigón, el ancho de 8.30 m está de acuerdo con el mínimo exigido por las normas de Diseño Geométrico de la DNV; no obstante, la norma americana exige un ancho de calzada, de cordón a cordón, igual al del coronamiento del camino. Por su parte, el puente metálico en este aspecto se encuentra en peor condición; por la situación de estar cerrado al tráfico le corresponde una calificación “0”, pero si no lo estuviera, por su escaso ancho de 5.20 m, le cabría una calificación de “2”.

Ítem 71 - Adecuación del curso de agua.

La adecuación del curso de agua es evaluada con respecto a la forma en que se produce el paso de la corriente bajo el puente. La calificación está ligada a la frecuencia y magnitud de las inundaciones y a las demoras en el tráfico ocasionadas por la misma. Depende también de la categoría funcional del camino en que presta servicio la estructura, de datos hidráulicos, del tráfico en la misma, y de condiciones propias del sitio.

En Tabla 6.7 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes.

Tabla 6.7: Calificación de la condición Ítem 71

Ítem	Puente de Hormigón	Puente Metálico
71 – Adecuación del curso de agua	6	5

Para el puente de hormigón, dado que está ubicado sobre una ruta provincial y con leve posibilidad de rebose de la corriente sobre el tablero del puente y tramo de aproximación al mismo, le corresponde una calificación de “6”. En el caso del puente metálico, ubicado sobre un colector principal (acceso), con ocasional probabilidad de rebose y con demoras insignificantes en el tráfico por efecto de la creciente, le corresponde una calificación de “5”.

Ítem 72 - Alineación del tramo de aproximación.

Esta evaluación está basada en la comparación de la alineación del tramo de aproximación al puente con respecto a la alineación general de la carretera, en la sección del camino dentro de la cual la estructura se encuentra localizada.

En la Tabla 6.8 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes.

Tabla 6.8: Calificación de la condición Ítem 72

Ítem	Puente de Hormigón	Puente Metálico
72 – Alineación del tramo de aproximación	8	8

En ambos casos se tiene que las alineaciones planimétricas y altimétricas de los tramos de aproximación no difieren de los correspondientes a la sección del camino, por lo tanto por este ítem no se manifiesta reducción de velocidad de los vehículos al cruzar los puentes, correspondiendo para las dos estructuras la calificación “8”.

Ítem 36 - Aspectos relacionados con la seguridad del tráfico.

Esta evaluación se basa en la comparación de aspectos de la seguridad del tráfico presentes en el puente, con respecto a los establecidos por las actuales normas de regulación en la materia, a fin de que pueda hacerse una valoración de su adecuación. Los aspectos de seguridad del tráfico a ser calificados son:

- Barandas en el puente
- Transiciones
- Barreras de aproximación
- Extremos de las barreras de aproximación.

En la Tabla 6.9 se muestran los códigos que resultaron para los dos puentes.

Tabla 6.9: Códigos para la condición Ítem 36

Ítem	Puente de Hormigón	Puente Metálico
36 – Aspectos relacionados con la seguridad del tráfico	0000	1000

En ambos puentes, la mayoría de los aspectos mencionados relacionados con la seguridad del tráfico no cumplen con los estándares fijados por la FHWA. En el caso del puente de hormigón se carece de barandas vehiculares (las barandas existentes son peatonales) y en uno de los accesos no hay transiciones ni barreras de aproximación. En el puente metálico, la baranda vehicular puede considerarse adecuada para el nivel de tráfico existente sobre el puente, pero se carece de transiciones y barreras de aproximación en los accesos. Para cada uno de los cuatro aspectos ya citados, el código "1" indica que se cumple con los estándares exigidos y el "0" lo contrario.

Ítem 113 - Erosión crítica en puente.

Este ítem es utilizado para caracterizar el estado actual del puente en relación con su vulnerabilidad a la erosión. Un puente se considera afectado por un proceso de erosión crítica cuando las fundaciones de sus pilas o estribos acusen marcada socavación o bien sean proclives a padecer una erosión potencial (según lo determinado por un estudio hecho por ingenieros especialistas), y por ende resulten inestables por la confirmación de un análisis estructural.

En la Tabla 6.10 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes.

Tabla 6.10: Calificación de la condición Ítem 113

Ítem	Puente de Hormigón	Puente Metálico
113 – Erosión crítica en puente	4	5

Para el puente de hormigón le corresponde la calificación "4" por el hecho de que las fundaciones, en las actuales condiciones de socavación, resultaron estables al ser verificadas para la acción más desfavorable, que en este caso es la fuerza horizontal del frenado de vehículos (en este tipo de evaluación no se considera la acción sísmica). Las observaciones de campo indican que se requieren tomar medidas para proteger las fundaciones expuestas de efectos adicionales de erosión. Para el puente metálico se le otorga la calificación "5" puesto que las fundaciones resultaron estables para las condiciones de erosión observadas; en este caso, la profundidad de socavación es menor que la del anterior, llegando al nivel del cabezal de los cilindros de fundación.

6.2.2.2. Determinación de Índices de Suficiencia y asignación de prioridades

En Tabla 6.11 se muestra el cálculo del I.S. para el puente de hormigón, con la obtención de cada término y la indicación de cuales ítems y consideraciones resultaron determinantes. En Tabla 6.12, ídem para el puente metálico.

Tabla 6.11: I.S. en Puente de Hormigón.

Rubro		Aporte parcial máximo	Aporte parcial real	Ítems y consideraciones determinantes en la reducción del aporte parcial
1- "Adecuación y seguridad estructural"	S_1	55 %	30 %	60 - Subestructura: Al tener asignada la calificación 4 por condición mala, el aporte parcial por este rubro es 30 %
2- "Condición de servicio y obsolescencia funcional"	S_2	30 %	16 %	67 - Evaluación estructural, 68 - Geometría del tablero y la insuficiencia del ancho del puente para el tráfico a servir
3- "Esencialidad para uso público"	S_3	15 %	15 %	Dada la poca longitud de desvío y el tránsito medio diario anual que sirve, no se ejerce influencia como para disminuir el IS y así otorgarle al puente mayor prioridad por este rubro
4- "Reducciones especiales"	S_4	13 %	3 %	36 - Aspectos de seguridad del tráfico: Puesto que los elementos de guiado y protección no cumplen con los estándares fijados por AASHTO se tiene una reducción del 3 % por este rubro.
IS = S_1+S_2+S_3-S_4			**58%**	

Tabla 6.12: I.S. en Puente Metálico.

Rubro		Aporte parcial máximo	Aporte parcial real	Ítems y consideraciones determinantes en la reducción del aporte parcial
1- "Adecuación y seguridad estructural"	S_1	55 %	0 %	59 – Superestructura y 60 – Subestructura: Al tener asignados una calificación de 1 por la condición de falla inminente, el aporte por este rubro es nulo
2- "Condición de servicio y obsolescencia funcional"	S_2	30 %	11 %	67 - Evaluación estructural, 68 - Geometría del tablero y la insuficiencia del ancho del puente para el tráfico a servir
3- "Esencialidad para uso público"	S_3	15 %	14 %	Dada la poca longitud de desvío y el tránsito medio diario anual que se sirve, no se ejerce influencia como para disminuir el IS y así otorgarle al puente mayor prioridad por este rubro
IS = S_1 + S_2 + S_3 - S_4			**25%**	

El puente de hormigón, al tener asignada una calificación “4” por el Ítem 60 -Subestructura-, es considerado estructuralmente deficiente; y por poseer un Índice de Suficiencia de 58 % resultaría elegible para rehabilitación. El puente metálico, al tener una calificación “2” para el Ítem 60, también es considerado estructuralmente deficiente; y con un Índice de Suficiencia del 25 % resultaría elegible para rehabilitación o reemplazo.

En Anexo 6.1 se presentan las Planillas de Inventario y Evaluación junto con el cálculo detallado de los Índices de Suficiencia para los dos puentes de estudio.

6.3. EVALUACIÓN SEGÚN SIGMA-PUENTES (DNV)

6.3.1. Aspectos destacables de la metodología

En el Módulo Evaluación del SIGMA se realiza un análisis del estado general del puente y se le asigna una calificación global a partir de la información recabada en las inspecciones y almacenada en el Sistema en los Módulos de Inventario y Relevamiento.

La evaluación consta de dos grupos de indicadores que reciben una calificación numérica. El primer grupo tiene por objetivo estimar el riesgo de falla de un puente y está constituido por tres indicadores:

Riesgo de Falla Estructural (E): está relacionado con el estado de conservación de la estructura del puente.

Riesgo de Falla Hidráulica (H): asociado a salidas de servicio por causas hidráulicas.

Riesgo de Seguridad Vial (SV): vinculado a potenciales accidentes de tránsito sobre o a la entrada del puente.

El segundo grupo tiene por objetivo estimar el impacto que tendría la falla del puente en la Red Vial Nacional (RVN). Estos indicadores son:

Nivel de Tránsito (T): asociado a la importancia económica de la obra.

Vulnerabilidad de la Red (V): relacionado con el perjuicio a los usuarios en caso de inhabilitación del puente.

Valor Estratégico (VE): asociado a la importancia social, geopolítica y ambiental del puente.

El Indicador de Riesgo Ponderado “IRP” da una calificación global del puente por riesgos. Se obtiene por la combinación de los diferentes indicadores de riesgo, utilizando factores de peso ponderados, de acuerdo a la importancia relativa de dichos indicadores. Se utiliza la siguiente expresión (**Galárraga J., Herz M. (2007)**):

$$IRP = 0.32\ E + 0.32\ H + 0.36\ SV \qquad (6.2)$$

Un puente es considerado de Alto riesgo cuando las calificaciones para E, H, o SV resulten menores o iguales que (5) o bien cuando el IRP alcanza una calificación menor o igual que (7). De darse esta situación, se torna necesario el cálculo de los Indicadores de Consecuencia para el posterior proceso de ordenamiento de prioridades (ranking de inversiones para las tareas de reparación y mantenimiento).

La calificación de los indicadores de consecuencia describe la situación resultante en la red y en la sociedad si ocurre el evento de riesgo. A mejor situación corresponde mayor nota.

El Indicador de Consecuencia Ponderado se calcula utilizando factores de peso de acuerdo a la siguiente expresión (**Galárraga J., Herz M. (2007)**):

$$ICP = 0.39\,T + 0.29\,V + 0.32\,VE \qquad (6.3)$$

El ordenamiento de prioridades de inversión se hace conforme al orden de los valores del ICP, de menor a mayor; a menor puntaje mayor será la prioridad.

El indicador de Costo de Mantenimiento y Rehabilitación (ICMR) es directamente el monto de las obras de rehabilitación o mejora. Éste establece la línea de corte, es decir, cuantas obras, según el orden de prioridad del ICP, entran en el monto total de inversión predeterminado. En la zona de esta línea de corte puede considerarse que, entre obras de similares riesgos y consecuencias, debería diferirse para el año siguiente aquella de mayor inversión, pues libera fondos para otras obras en el presente.

En figura 6.2 se esquematiza el procedimiento de evaluación y ordenamiento llevado a cabo en el SIGMA-P.

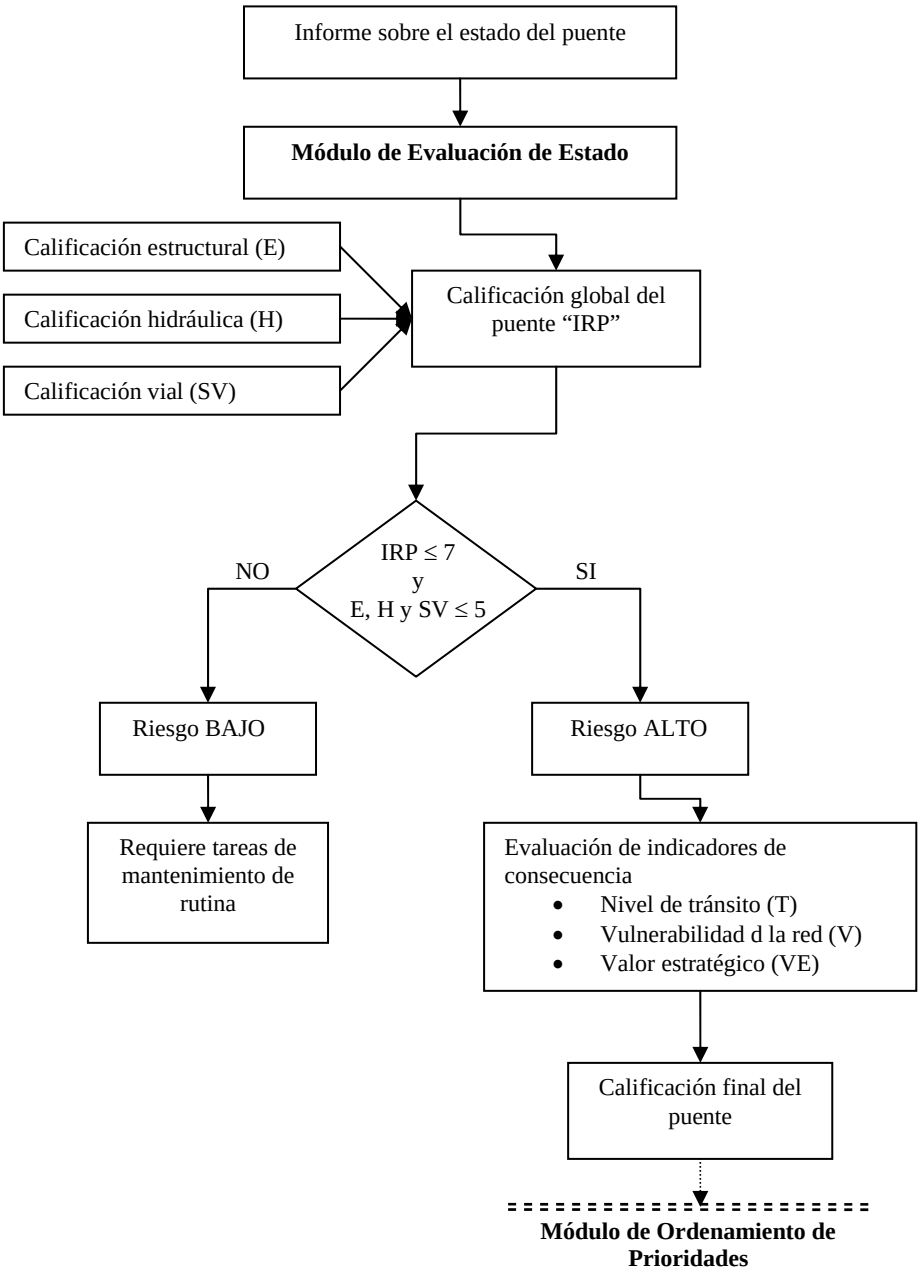


Figura 6.2: Proceso de evaluación y ordenamiento en el SIGMA-P

6.3.2. Aplicación de la metodología a los dos casos de estudio

A continuación, para cada uno de los indicadores se hace una reseña de los criterios establecidos para la asignación de los puntajes y se ofrecen los valores correspondientes a los dos puentes en estudio, justificándose en cada caso la calificación otorgada.

6.3.2.1. Evaluación estructural (*E*)

La calificación a asignar toma en consideración el estado en que se encuentra la superestructura del puente, pilas, estribos, fundaciones y sus componentes funcionales (losas de aproximación, carpeta de rodamiento, juntas, barandas, desagües y dispositivos de apoyo).

Si al realizar una inspección programada de rutina o una inspección circunstancial del puente se halla que uno de los componentes del mismo: estructura del tablero, pilas, estribos o fundaciones presenta indicios de daño, se requiere de una ulterior inspección detallada para evaluar las implicancias de los defectos observados.

En la Tabla 6.13 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes.

Tabla 6.13: Calificación por Evaluación Estructural

Indicador	Puente de Hormigón	Puente Metálico
Evaluación Estructural	4	1

Para el caso del Puente de hormigón armado, la marcada socavación en la fundación de las pilas y la duda sobre el nivel de prestación de la estructura en su conjunto motivaron la inspección detallada. Como resultado de la misma se concluye que:

A pesar de los defectos observados en losa del tablero y vigas principales, en cuanto a faltas de recubrimiento y zonas localizadas de mal llenado con nidos de abeja, éstos no afectan el comportamiento estructural.

A través de ensayos de carga se verificó el comportamiento satisfactorio de la estructura en su conjunto. Por otra parte en la verificación analítica, al considerar la acción de peso propio y sobrecargas reglamentarias para un puente categoría A-30, se comprobó que los elementos más comprometidos de la superestructura e infraestructura bajo estas acciones cumplen satisfactoriamente con los márgenes de seguridad requeridos en la actualidad.

No obstante, el análisis sísmico de la subestructura en conjunto con su fundación, en las actuales condiciones de socavación del cauce, arrojó como resultado que los pilotes se constituyen en elementos críticos frente a estas acciones.

La conclusión de la inspección detallada es que los daños o defectos que la motivaron afectan a la seguridad estructural. Siendo así, la calificación que le corresponde es un “4”, puesto que es necesario al corto plazo reparar las fundaciones de las pilas para evitar la acumulación excesiva de daño, lo cual puede llevar a la estructura al riesgo de colapso.

En el caso del puente metálico es determinante el estado de la pila dañada y su fundación, situación que motivó también aquí la inspección detallada. El progresivo asentamiento diferencial acrecentará los daños en los elementos de la superestructura de los tramos adyacentes.

A través de la evaluación analítica y experimental, al considerar la acción de peso propio y sobrecargas reglamentarias para un puente categoría A-20, pudo verificarse el comportamiento satisfactorio de los tramos del puente no afectados por la rotación de la pila dañada.

La calificación que le corresponde es "1" por la necesidad de restringir totalmente y en forma inmediata el uso del puente a vehículos. También justifica esta calificación el hecho de que resulta necesario el reemplazo de una de sus pilas, con su fundación respectiva, para volver operativo al puente.

6.3.2.2. Calificación del estado hidráulico (*H*)

La calificación de un puente en relación a los aspectos hidráulicos de su emplazamiento y condiciones de operación se realiza a través de un concepto de partida que se denomina "Puente Hidráulicamente Ideal" (PHI). Un PHI deberá cumplir con las siguientes condiciones:
(a) Con respecto a los aspectos geomorfológicos: cauce morfológicamente estable (lecho y márgenes) en el tramo de aproximación; (b) en relación a la hidrología: río regulado o con crecidas controladas; (c) en referencia a la hidrodinámica: flujo uniformemente distribuido en la dirección lateral, filetes líquidos cuasi-rectilineos incidiendo perpendicularmente al eje del puente; (d) respecto a la geometría del conjunto de la obra: relación de contracción aproximadamente igual a 1, ángulo de incidencia normal al plano del puente (esviaje despreciable), despeje vertical aceptable; (e) geometría de pilas: cilíndricas u oblongas sin esviaje; (f) geometría de estribos: extremos redondeados tronco-cónicos; (g) acciones de prevención y mantenimiento: cauce limpio sin islas vegetadas en la sección del puente, pilas libres de acumulación de residuos, ausencia de excavaciones para extracción de materiales en el campo lejano y cercano; (h) obras de protección para el control de la erosión en sus distintos tipos.

En la Tabla 6.14 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes.

Tabla 6.14: Calificación del Estado Hidráulico de los Puentes

Indicador	Puente de Hormigón	Puente Metálico
Vulnerabilidad Hidráulica	4	4

A ambos casos de estudio, luego de la inspección especializada y detallada, se les otorga una calificación de "4". Esta calificación corresponde por incumplimiento simultáneo de hasta tres de las condiciones (a) a (f) con uno de ellos en grado severo.

En el puente de hormigón no se cumple con la condición (a) en razón de que se trata de un lecho morfológicamente inestable en el tramo de aproximación; se considera este incumplimiento con grado severo por la marcada erosión general. Asimismo se trata de un río no regulado, puesto que los azudes ubicados sobre los ríos afluentes (aguas arriba): La Horqueta y Los Reales, que constituyen las obras civiles del Aprovechamiento hidroeléctrico "Río Pueblo Viejo", no tienen suficiente capacidad de embalse para amortiguar los picos de las crecientes; consecuentemente no se satisface la condición (b). A su vez, para la relación de contracción de la vena líquida se obtuvo el valor 1.2 y el ángulo de esviaje es de 15º, por lo tanto no cumple con la condición (d). Por otro lado, se tiene que la forma de las pilas es rectangular y con esviaje, y los estribos no presentan extremos redondeados troncocónicos aguas abajo del puente; por

ende, tanto la geometría de las pilas como la de los estribos no cumplen con los requisitos de un PHI -condiciones (e) y (f)-.

En el caso del puente metálico el río atravesado no es regulado (las crecidas no son controladas), al extremo de que en el mes de Enero del año 2007 por el desborde del curso de agua se produjo el anegamiento de la Ciudad de Concepción; por lo tanto no se cumple con la condición (b) en grado severo. La relación de contracción en este caso es de 1.25 y el ángulo de esviaje es de 20º; no se cumple la condición (d). La forma de las pilas es oblonga, pero por el ángulo de esviaje no se satisface la condición (e). La disposición facetada de los muros del estribo no satisface la condición (f).

En estas situaciones resulta necesario en el corto plazo instrumentar acciones correctivas a través de medidas estructurales tendientes a controlar los procesos erosivos que pudieran afectar la estabilidad de la obra. En tal sentido, para el puente de hormigón se propone la construcción de un dique de gaviones aguas abajo para formar un resalto hidráulico y así reducir la velocidad del agua y favorecer la sedimentación del lecho del río. Para el puente metálico se propone la construcción de diques de encauzamiento sobre las márgenes del curso de agua, constituidos por terraplenes.

6.3.2.3. Calificación del estado de seguridad vial (*SV*)

Para esta calificación se tiene en cuenta la situación de los elementos de guiado y seguridad pasiva del puente, la adecuación del ancho de calzada, la velocidad de circulación y el registro de accidentes graves que se hayan producido por falta de adecuación geométrica.

En la Tabla 6.15 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes por este rubro.

Tabla 6.15: Calificación del Estado de Seguridad Vial de los Puentes

Indicador	Puente de Hormigón	Puente Metálico
Estado de la Seguridad Vial	7	2

Al puente de hormigón le corresponde la calificación “7”, pues las deficiencias observadas tienen que ver con los elementos de guiado y seguridad pasiva del puente: barandas de defensa, veredas, barandas peatonales y señalización. Por el hecho de que se trata de un puente ubicado en una zona rural, con poco tráfico de ciclistas y peatones, no se le resta calificación por este concepto.

En el caso del puente metálico, en principio le correspondería una calificación “3”. Esta calificación se asigna cuando el ancho de la calzada del puente es menor al de la calzada en los accesos (reducción del ancho de carril), o bien cuando la velocidad de circulación en el puente es mucho menor que la velocidad de aproximación en los accesos (disminución de la velocidad 20 km/h o más); en el puente en cuestión se presentan ambas situaciones. Por el hecho de que se trata de un puente urbano, con importante tránsito de peatones y ciclistas, y por no contar con veredas y carriles correspondientes se le resta un punto a la calificación anterior. La nota final es un “2”.

6.3.2.4. Cálculo del Indicador de Riesgo Ponderado (IRP)

En la Tabla 6.16 se muestran los valores de los tres indicadores de riesgo y los IRP para los dos puentes calculados según la ec. 6.2.

$$IRP = 0.32\ E + 0.32\ H + 0.36\ SV \qquad (6.2)$$

Tabla 6.16: Indicadores de Riesgo e IRP de los Puentes

Indicador	Puente de Hormigón	Puente Metálico
E	4	1
H	4	4
SV	7	2
IRP	5.1	2.3

Un puente es considerado de Alto riesgo cuando las calificaciones para E, H, o SV resulten menores o iguales que (5) o bien cuando alcanza una calificación menor o igual que (7) para el IRP. Por ende ambos puentes resultan ser de Alto riesgo y en tal caso se torna necesario el cálculo de los Indicadores de Consecuencia para el proceso de ordenamiento de prioridades (ranking de inversiones de tareas de reparación y mantenimiento del SGP).

6.3.2.5. Calificación de acuerdo al nivel de tránsito en el puente (T)

El nivel de tránsito es un primer indicador asociado a la importancia económica del perjuicio que generaría la clausura o limitación de carga por falla estructural y/o hidráulica, como así también para el caso de riesgo por seguridad vial. En efecto, el costo por cierre de ruta está directamente asociado a la cantidad de usuarios que se encontrarán perjudicados por la situación. Asimismo, la cantidad de accidentes en un puente angosto está directamente asociada al volumen de tránsito circulante.

La calificación del indicador de consecuencia por el nivel de tránsito se determina según el valor del TMDA de la carretera en donde se encuentra el puente.

En la Tabla 6.17 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes por este rubro.

Tabla 6.17: Calificación por Nivel de Tránsito en los Puentes

Indicador	Puente de Hormigón	Puente Metálico
Nivel de Tránsito	7	7

El valor del TMDA para el puente de hormigón es de 500 veh/día y el correspondiente al puente metálico es de 1500 veh/día. La calificación correspondiente al indicador de nivel de tránsito en ambos puentes es igual a “7”**,** puntaje que se relaciona con umbrales de tránsito entre 500 y 1500 veh/día del TMDA.

6.3.2.6. Clasificación de acuerdo a la vulnerabilidad de la red (V)

El indicador de consecuencia por vulnerabilidad de la red pretende estimar el impacto que produciría la clausura total de un puente en la red. A mayor longitud de desvío mayor vulnerabilidad.

La alternativa de cruce se define como el camino alternativo que habría que recorrer entre dos puntos si un puente de la red vial se encontrara fuera de servicio. La

misma permite estimar el tiempo y distancia adicionales que se requerirían para vadear el puente fuera de servicio utilizando otras rutas, nacionales o provinciales.

En la Tabla 6.18 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes por este rubro.

Tabla 6.18: Calificación por Vulnerabilidad de la Red en los Puentes

Indicador	Puente de Hormigón	Puente Metálico
Vulnerabilidad de la Red	7	9

Según lo referido en Capítulo 3 para el caso del puente de hormigón, si el mismo se encontrara fuera de servicio, la alternativa de cruce más corta implicaría recorrer una distancia adicional de 5.25 km. Puesto que gran parte del desvío atraviesa un camino no pavimentado y considerando también una velocidad de circulación de 40 km/h, con una longitud de desvío de menos de 10 km, corresponde un puntaje de “7” según el criterio especificado en el Módulo de evaluación del SIGMA-P.

Para el puente metálico, la distancia adicional por desvío es de 0.5 km. Dado este escaso valor, resulta para este caso una vulnerabilidad de la red de tipo normal, correspondiendo un puntaje de “9”.

6.3.2.7. Calificación de acuerdo al valor estratégico del puente (VE)

El indicador de consecuencia por valor estratégico pretende reflejar la importancia de los valores socioeconómicos, ambientales y geopolíticos que tiene en la red el tramo donde se ubica el puente.

En la Tabla 6.19 se muestran las calificaciones asignadas para los dos puentes por este rubro.

Tabla 6.19: Calificación por Valor Estratégico de los Puentes

Indicador	Puente de Hormigón	Puente Metálico
Valor Estratégico	7	4

En primer lugar se le otorga al puente un valor estratégico de base, dado por la jerarquía del tramo en la red.

Para ambos puentes corresponde un valor estratégico entre normal y alto ya que se encuadra en la categoría “Otros tramos pavimentados”, con un VE_{base} = 7. Este valor de base puede ser modificado por la situación territorial, en caso de zonas urbanas (ZU) o zonas de frontera (ZF), y también por sensibilidad ambiental (A).

Para el caso del puente de hormigón, dado que se halla emplazado en zona no urbana, corresponde ZU = 0. El puente metálico se halla emplazado en acceso a ciudad con cerca de 50.000 habitantes, por tanto la modificación por zona urbana es ZU = 3.

En ambos casos, los tramos en donde se ubican los puentes están a más de 400 km de una frontera (no integrante de un corredor internacional); corresponde ZF = 0. Asimismo, las características de emplazamiento de los puentes (tanto físicas, biológicas, como antrópicas) permiten prever un impacto ambiental bajo frente a una eventual clausura de los mismos. Por esta razón el valor a deducir del puntaje base es A = 0.

Para el puente de hormigón, el valor estratégico resulta:
$VE = VE_{base} - ZU - ZF - A = 7 - 0 - 0 - 0 = 7$
La calificación correspondiente es “7”.

Para el puente metálico:
$VE = VE_{base} - ZU - ZF - A = 7 - 3 - 0 - 0 = 4$
La calificación correspondiente es “4”.

6.3.2.8. Cálculo del Indicador de Consecuencia Ponderado (ICP)

En la Tabla 6.20 se ofrecen los valores de los Índices de Consecuencia y de los ICP para los dos puentes calculados según la ec. 6.3.

$$ICP = 0.39\,T + 0.29\,V + 0.32\,VE \qquad (6.3)$$

Tabla 6.20: Indicadores de Consecuencia e ICP de los Puentes

Indicador	Puente de Hormigón	Puente Metálico
T	7	7
V	7	9
VE	7	4
ICP	7	6.6

6.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Los indicadores obtenidos por las dos metodologías para ambos puentes se ofrecen en la Tabla 6.21.

Tabla 6.21: Indicadores globales obtenidos para los dos Puentes por ambas Metodologías

Indicador - Metodología	Puente de Hormigón	Puente Metálico
Índice de Suficiencia IS - FHWA	58 %	25 %
Indicador de Riesgo Ponderado IRP - DNV	5.1	2.3
Indicador de Consecuencia Ponderado ICP - DNV	7.0	6.6

La primera diferencia observada entre las metodologías, es que la FHWA utiliza un solo indicador global (IS), en tanto que la DNV, para los puentes con alto riesgo, emplea dos indicadores (IRP e ICP).

Según se aprecia en el cuadro, al contar con valores parejos del “ICP” en ambos puentes (7.0 contra 6.6), pueden compararse los valores del “IRP” y del “IS” de cada uno de ellos. Dada la escasa diferencia entre éstos, 5.8 contra 5.1 en puente de hormigón y 2.5 contra 2.3 en el metálico, puede inferirse que por ambas metodologías se arribó a indicadores globales de la condición, del mismo orden, lo cual denota el buen grado de ajuste de la metodología local con respecto a la americana. Estos valores bajos de los indicadores dan cuenta de la alta prioridad para las tareas de reparación y rehabilitación,

en especial en el puente metálico, que evidenció mayores deficiencias en sus condiciones de serviciabilidad.

6.5. CONCLUSIONES

- El indicador de riesgo estructural de la metodología DNV incluye análisis del comportamiento bajo acciones sísmicas, no así el método de la FHWA, en donde no se contempla la evaluación por tal acción, la cual se trata en una normativa específica por separado.
- Se pudo comprobar que mientras la FHWA pone énfasis en el aspecto de Adecuación y Seguridad Estructural (peso máximo del 55% por este rubro), la DNV pondera con mayor énfasis los aspectos de seguridad hidráulica y vial, como se ve en ec. (6.1).
- Comparando los cuadros de procedimientos (figuras 6.1 y 6.2) se aprecia que el propuesto por la FHWA permite definir de manera más precisa la necesidad de reemplazos de puentes, al establecer como condición que IS ≤ 50 %.
- También de la comparación de estos cuadros de procedimientos y de la equivalencia aproximada entre los IS e IRP se puede inferir que la metodología de la FHWA es más exigente al momento de establecer necesidades de rehabilitación, en el sentido que su aplicación arrojaría un mayor número de puentes con estas necesidades. Esto se debe a que en el procedimiento americano, el IS debe estar comprendido entre 50 % y 80 % para requerimiento de rehabilitación; en tanto que en la metodología local para el mismo requerimiento es necesario que IRP ≤ 7, lo que denota mayor flexibilidad por el tope menor.
- Tal como se remarcara en apartado anterior, el “IS” de la FHWA es un indicador global que involucra todos los ítems que entran en juego, a diferencia de la DNV, donde para los puentes con riesgo alto emplea dos indicadores, “IRP” e “ICP”. En el caso de puentes con riesgo bajo sólo se calcula el “IRP” sin ponderación de las consecuencias por falla del puente a través del “ICP”. Esta diferencia pone en evidencia un tratamiento menos riguroso por parte de la DNV para esos casos, especialmente en el límite, con valores de “IRP” cercanos y superiores a 7. En esta zona quedarían excluidos de la selección para rehabilitación aquellos puentes que puedan llegar a acusar valores bajos del “ICP”, es decir que demanden alta prioridad por este indicador.
- La forma de encarar la caracterización e identificación de las deficiencias a través de Indicadores parciales de riesgo, según metodología DNV, se muestra más clara y simple, al hacer la discriminación de riesgos por falla de naturaleza estructural, hidráulica y vial, y al obtener la calificación, para los mismos, de manera directa por aplicación de un puntaje.
- En la metodología de la DNV la vulnerabilidad hidráulica aparece mejor abordada, por la mayor cantidad de rubros que se tienen en cuenta al contemplar los distintos aspectos que hacen a la definición de un puente hidráulicamente ideal, pudiendo caracterizar de mejor forma esta deficiencia.

ANEXO 6.1

PLANILLAS DE INVENTARIO Y EVALUACION. CÁLCULO DETALLADO DE LOS INDICES DE SUFICIENCIA

A.6.1.1. PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO

PLANILLA DE INVENTARIO Y EVALUACION

INVENTARIO NACIONAL DE PUENTES

Identificacion

1	Nombre del estado	Tucumán				Código	
8	Número de estructura						
5	Ruta de inventario (superior/inferior)			Sobre		=	131003250
2	Distrito de la agencia de carretera						
3	Codigo del condado		***4***	Código del lugar			
6	Obstáculos sorteados		Río Pueblo Viejo				
7	Via de comunicación soportada por la estructura			Ruta Prov. Nº 325			
9	Ubicación	1,7 Km al SE de la Ciudad de Monteros					
11	Kilómetro						0001,800
12	Red de carretera base	No				Código	0
13	Ruta de inventario del sistema lineal de referencia. Número de subruta						
16	Latitud Sur	27	Grados	11	Min.	2.07	Seg.
17	Longitud Oeste	65	Grados	28	Min.	56.47	Seg.
98	Código del estado limítrofe del puente				% vinculación		%
99	Nº de estructura del puente limítrofe						

Tipo y material de la estructura

43	Tipo de estructura, rasgos principales:			Material:		Hormigón
	Tipo	Vigas múltiples			102	
44	Tipo de estructura, tramos de aproximación:			Material:		
	Tipo			Código	000	
45	Número de tramos en sector principal					005
46	Número de tramos de aproximación					
107	Tipo de estructura del tablero		Hormigón Moldeado in Situ		Código	1
108	Superficie de desgaste / Sistema de protección					
A)	Tipo de superficie de desgaste		Hormigón		Código	2
B)	Tipo de membrana		Ninguna		Código	0
C)	Tipo de protección de tablero		Otro cobertura en armadura		Código	3

Antigüedad y servicio

27	Año de construcción					1970
106	Año de reconstrucción					0000
42	Tipo de servicio: sobre la estructura -		Tráfico vehicular y peatonal			
	bajo la estructura -	Curso de agua				55
28	Trochas: sobre la estructura		02	Bajo la estructura:		00
29	Tránsito medio diario					000500
30	Año para el TMD	2000	***109***	TMD camione	05	%
19	Longitud de desvío, by pass				005	Km

Datos de la geometría

48	Longitud del tramo mayor				0020,0	m
49	Longitud de la estructura				00100,0	m
50	Cordón o vereda: Izquierda	00,6	m	Derecha	00,6	m
51	Ancho de calzada en puente, de cordón a cordón				008,3	m
52	Ancho de tablero, de extremo a extremo				010,1	m
32	Ancho de coronamiento en camino de aproximación (incl. banquina)				013,3	m
33	Faja divisoria central del puente			No	Código	0
34	Oblicuidad	00	Grados	***35*** Abocinamiento de la estructu		No
10	Altura libre mínima en ruta de inventario				05,50	m
47	Ancho total en ruta de inventario				08,3	m
53	Altura libre mínima sobre la calzada del puente				99.99	m
54	Altura libre mínima en paso bajo nivel			Rio bajo estructura	N0000	m
55	Ancho mínimo s/ der. en paso bajo nivel			Rio bajo estructura	N000	m
56	Ancho mínimo s/ izq. en paso bajo nivel			Rio bajo estructura	000	m

Datos de navegación

38	Control de navegación	No aplicable	Código	N
111	Protección de pilas		Código	
39	Altura libre para la navegación		000	m
116	Ancho total para la navegación, puentes levadizos			m
40	Ancho total para la navegación		0000	m

INVENTARIO Y EVALUACION ESTRUCTURAL

Indice de suficiencia	58
Estado	Estructuralmente Deficiente

Clasificación			Código
112	Longitud del puente s/ NBIS		Si
104	Sistema de carretera	No está sobre la red vial nacional	0
26	Clasificación funcional	Arterial menor	06
100	Carretera de defensa	No	0
101	Estructura paralela	No existe	N
102	Dirección del tráfico	2 vias	2
103	Estructura temporaria	No	
105	Carretera especial de jurisdicción federal	No aplicable	0
110	Red nacional para transporte pesado	No forma parte	0
20	Peaje	Sobre camino libre de peaje	3
21	Mantenimiento	DPV	02
22	Propietario	DPV	02
37	Significación histórica	El puente no se considera lugar histórico	5

Condición		Código
58	Tablero	5
59	Superestructura	5
60	Subestructura	4
61	Cauce y protección del mismo	4
62	Alcantarilla	N

Capacidad de carga y Anuncios de cargas límites

						Código
31	Carga de diseño	HL-93	o			
63	Método de evaluación, nivel de operación			LRFR		3
64	Evaluación, nivel de operación			HL-93	RF =	1.54
65	Método de evaluación, nivel de inventario			LRFR		3
66	Evaluación, nivel de inventario			HL-93	RF =	1.19
70	Anuncio de carga límite			No requiere		5
41	Estructura abierta, con anuncio o cerrada					A
	Descripción			Abierto sin restricción		

Evaluación

67	Evaluación estructural	4
68	Geometría del tablero	3
69	Altura libre y ancho en pasos bajo nivel	N
71	Adecuación del cauce del río	6
72	Alineamiento del camino de aproximación	8
36	Aspectos de la seguridad del tráfico	0000
113	Erosión crítica en puente	4

Mejoramientos propuestos

75	Tipo de trabajo - Reemplazo por deficiencia	Código	
76	Longitud del mejoramiento de la estructura		m
94	Costo del mejoramiento del puente	$	
95	Costo del mejoramiento del camino	$	
96	Costo total del proyecto	$	
97	Año de la estimación del costo por mejoramiento		
114	Tránsito medio diario futuro		
115	Año del Tránsito medio diario futuro		

Inspecciones

90	Fecha de inspección	0805	91	Frecuencia	24	meses
92	Inspección de rasgo crítico			93	Fecha de IRC	
A)	Elementos de fractura crítica				meses A)	
B)	Inspecciones bajo el agua				meses B)	
C)	Otro tipo de Inspeccion especial				meses C)	

INDICE DE SUFICIENCIA

1) Adecuacion y seguridad estructural (55% max)

a) Se aplica el mas bajo código de evaluación de los items 59 o 60
Dado que Item 60 = 4, A = 25%

b) Reducción por capacidad de carga
Se calcula usando la siguiente fórmula:

$$B = (1 - RF)^{1.5} \cdot 60$$

donde RF es el Índice de Evaluación de inventario
Si (1-RF) ≤ 0, Luego:
B = 0
con B comprendido entre 0% y 55%

$$S_1 = 55 - (A + B)$$

S_1 = 30 %
S_1 comprendido entre 0% y 55%

2) Condición de servicio y obsolescencia funcional (max 30%)

a) Reducciones en la evaluación

Item 58 (condición del tablero) = 5 ∴	A =	1 %
Item 67 (evaluación estructural) = 4 ∴	B =	2 %
Item 68 (geometría del tablero) = 3 ∴	C =	4 %
Item 69 (despejes bajo el puente) = N		
Item 71 (adecuación del cauce) = 6	E =	0 %
Item 72 (alineam. camino de aprox.) = 8	F =	0 %

$$J = A + B + C + D + E + F$$

J = 7 %
J comprendido entre 0% y 13%

b) Insuficiencia del ancho de camino (max 15 %)

$$X\,(TMDA\ /\ Trocha) = \frac{Item\ 29\ (TMDA)}{\text{Pr}\ imeros\ \ dos\ digitos\ \ Item\ 28\ (Trochas)}$$

$X_{(TMDA/Trocha)}$ = 250

$$Y\,(Ancho\ /\ Trocha) = \frac{Item\ 51\ (Ancho\ \ de\ calzada\ \ en\ \ puente)}{\text{Pr}\ imeros\ \ dos\ digitos\ \ Item\ 28\ (Trochas)}$$

$Y_{(Ancho/Trocha)}$ = 4.15

(1) Si [#51 (8,30) + 0,6] < # 32 (13,3 m) ∴	G =	5 %
(2) No aplicable		
(3) No aplicable		
(4) Con 125 < X ≤ 375 e Y ≥ 3,4 < 4,3 luego	H = 15 (4,3-Y)	%
	H =	2.25 %

G+H = 7 %
G + H debe estar comprendido entre 0 % y 15 %

c) Insuficiencia de la altura libre vertical - (max 2 %)
Dado que el Item 100 = 0 y también que:
Item 53 ≥ 4,26 luego I = 0 %

$$S_2 = 30 - [J + (G + H) + I]$$

S_2 = 16 %
S_2 comprendido entre 0% y 30 %

3) Esencialidad para uso público (max 15 %)

a) Determinar:

$$K = \frac{S_1 + S_2}{85}$$

K = 0.538235294

b) Calcular:

$$A = 15\left[\frac{Item\ 29\ (TMDA) \cdot Item\ 19\ (longitud\ \ de\ desvio)}{320000 \cdot K}\right]$$

A = 0.21772541
A = 0 %

A comprendido entre 0% y 15 %

c) Carretera de defensa

Si Item 100 = 0 luego B = 0 %

$$S_3 = 15 - (A + B)$$

S_3 = 15 %

4) Reducciones especiales (usar solo cuando S1 + S2 + S3 ≥ 50)

$S_1 + S_2 + S_3$ = 61

a) Reducción de la longitud de desvío

$$A = (Item19)^4 \cdot (7.9 \cdot 10^{-9})$$

A = 4.9375E-06
A = 0 %

b) Si el segundo y tercer dígito del ítem 43 (tipo de estructura ppal) tienen valores 10, 12, 13, 14, 15, 15, 16 o 17
No aplica
B = 0 %

c) Ya que 4 dígitos del ítem 36 son iguales a 0

C = 3 %

$$S_4 = A + B + C$$

S_4 = 3 %

INDICE DE SUFICIENCIA

$$Indice\ de\ suficiencia = S_1 + S_2 + S_3 - S_4$$

Indice de Suficiencia = 58 %

A.6.1.2. PUENTE METÁLICO

PLANILLA DE INVENTARIO Y EVALUACION

INVENTARIO NACIONAL DE PUENTES

Identificacion

1	Nombre del estado	Tucumán				Código	
8	Número de estructura						
5	Ruta de inventario (superior/inferior)			Sobre		=	142000380
2	Distrito de la agencia de carretera						
3	Codigo del condado		***4***	Código del lugar			
6	Obstáculos sorteados		Río Gastona				
7	Via de comunicación soportada por la estructura			Ex-ruta Nac. Nº 38			
9	Ubicación	Acceso Norte a la ciudad de concepción					
11	Kilómetro						0000738
12	Red de carretera base	No				Código	0
13	Ruta de inventario del sistema lineal de referencia. Número de subruta						
16	Latitud Sur	27	Grados	19	Min.	55	Seg.
17	Longitud Oest	65	Grados	34	Min.	59	Seg.
98	Código del estado limítrofe del puente				% vinculación		%
99	Nº de estructura del puente limítrofe						

Tipo y material de la estructura

43	Tipo de estructura, rasgos principales:			Material:		Acero
	Tipo	Vigas ppales. reticuladas			309	
44	Tipo de estructura, tramos de aproximación:			Material:		
	Tipo			Código	000	
45	Número de tramos en sector principal					006
46	Número de tramos de aproximación					
107	Tipo de estructura del tablero		Otro		Código	9
108	Superficie de desgaste / Sistema de protección					
A)	Tipo de superficie de desgaste		Bituminoso		Código	6
B)	Tipo de membrana		Ninguna		Código	0
C)	Tipo de protección de tablero		Otra		Código	9

Antigüedad y servicio

27	Año de construcción					1928
106	Año de reconstrucción					0000
42	Tipo de servicio: sobre la estructura -		Tráfico vehicular y peatonal			
	bajo la estructura -	Curso de agua				55
28	Trochas: sobre la estructura		01	Bajo la estructura:		00
29	Tránsito medio diario					001500
30	Año para el TMD	2000	***109***	TMD camione	05	%
19	Longitud de desvío, by pass				001	Km

Datos de la geometría

48	Longitud del tramo mayor			0062,3	m
49	Longitud de la estructura			00373,5	m
50	Cordón o vereda: Izquierda	00,0	m Derecha	00,0	m
51	Ancho de calzada en puente, de cordón a cordón			005,2	m
52	Ancho de tablero, de extremo a extremo			005,4	m
32	Ancho de coronamiento en camino de aproximación (incl. banquina)			008,2	m
33	Faja divisoria central del puente	No		Código	0
34	Oblicuidad	00	Grados	***35*** Abocinamiento de la estructu	No
10	Altura libre mínima en ruta de inventario			05,50	m
47	Ancho total en ruta de inventario			05,2	m
53	Altura libre mínima sobre la calzada del puente			06,00	m
54	Altura libre mínima en paso bajo nivel	Rio bajo estructura		N0000	m
55	Ancho mínimo s/ der. en paso bajo nivel	Rio bajo estructura		N000	m
56	Ancho mínimo s/ izq. en paso bajo nivel	Rio bajo estructura		N00	m

Datos de navegación

38	Control de navegación	No aplicable	Código	N
111	Protección de pilas		Código	
39	Despeje vertical para la navegación		000	m
116	Despeje vertical para la navegación, puentes levadizos			m
40	Despeje horizontal para la navegación		0000	

INVENTARIO Y EVALUACION ESTRUCTURAL

Indice de suficiencia	25
Estado	Estructuralmente deficiente

Clasificación			Código
112	Longitud del puente s/ NBIS		Si
104	Sistema de carretera	No está sobre la red vial nacional	0
26	Clasificación funcional	Otra arteria principal urbana	14
100	Carretera de defensa	No	0
101	Estructura paralela	No existe	N
102	Dirección del tráfico	2 vias	2
103	Estructura temporaria	No	
105	Carretera especial de jurisdicción federal	No aplicable	0
110	Red nacional para transporte pesado	No forma parte	0
20	Peaje	Sobre camino libre de peaje	3
21	Mantenimiento	DNV	02
22	Propietario	DNV	02
37	Significación histórica	El puente no se considera lugar histórico	5

Condición		Código
58	Tablero	5
59	Superestructura	5
60	Subestructura	2
61	Cauce y protección del mismo	6
62	Alcantarilla	N

Capacidad de carga y Anuncios de cargas límites

					Código
31	Carga de diseño	HL-93	o		
63	Método de evaluación, nivel de operación			LRFR	3
64	Evaluación, nivel de operación			HL-93	1.11
65	Método de evaluación, nivel de inventario			LRFR	3
66	Evaluación, nivel de inventario			HL-93	1.04
70	Anuncio de carga límite			No requiere	5
41	Estructura abierta, con anuncio o cerrada			Cerrado	K
	Descripción			Cerrado para todo tráfico	

Evaluación

67	Evaluación estructural	0
68	Geometría del tablero	0
69	Altura libre y ancho en pasos bajo nivel	N
71	Adecuación del cauce del río	5
72	Alineamiento del camino de aproximación	8
36	Aspectos de la seguridad del tráfico	1000
113	Erosión crítica en puente	5

Mejoramientos propuestos

75	Tipo de trabajo - Reemplazo por deficiencia	Código	
76	Longitud del mejoramiento de la estructura		m
94	Costo del mejoramiento del puente	$	
95	Costo del mejoramiento del camino	$	
96	Costo total del proyecto	$	
97	Año de la estimación del costo por mejoramiento		
114	Tránsito medio diario futuro		
115	Año del Tránsito medio diario futuro		

Inspecciones

90	Fecha de inspección	0907	91	Frecuencia	24	meses	
92	Inspección de rasgo crítico				93	Fecha de IRC	
A)	Elementos de fractura crítica					meses	A)
B)	Inspecciones bajo el agua					meses	B)
C)	Otro tipo de Inspeccion especial					meses	C)

INDICE DE SUFICIENCIA

1) Adecuacion y seguridad estructural (55% max)

a) Se aplica el mas bajo código de evaluación de los items 59 o 60
Dado que Item 60 ≤ 2 ∴ A = 55%

b) Reducción por capacidad de carga
Se calcula usando la siguiente fórmula:

$$B = (1 - RF)^{1.5} \cdot 60$$

donde RF es el Índice de Evaluación de inventario
Si (1-RF) ≤ 0, Luego:
B = 0
con B comprendido entre 0% y 55%

$$S_1 = 55 - (A + B)$$

S_1 = 0 %
S_1 comprendido entre 0% y 55%

2) Condición de servicio y obsolescencia funcional (max 30%)

a) Reducciones en la evaluación

Item 58 (condición del tablero) = 5 ∴	A =	1 %
Item 67 (evaluación estructural) = 0 ∴	B =	4 %
Item 68 (geometría del tablero) = 0 ∴	C =	4 %
Item 69 (despejes bajo el puente) = N		
Item 71 (adecuación del cauce) = 5	E =	1 %
Item 72 (alineam. camino de aprox.) = 8	F =	0 %

$$J = A + B + C + D + E + F$$

J = 10 %
J comprendido entre 0% y 13%

b) Insuficiencia del ancho de camino (max 15 %)

$$X\,(TMDA / Trocha) = \frac{Item\ 29\ (TMDA)}{\text{Primeros dos digitos}\ Item\ 28\ (Trochas)}$$

X (TMDA/Trocha) = 1500 Veh / Trocha

$$Y\,(Ancho / Lane) = \frac{Item\ 51\ (Ancho\ de\ calzada\ en\ puente)}{\text{Primeros dos digitos}\ Item\ 28\ (Trochas)}$$

Y (Ancho/Trocha) = 5.20 m

(1) Si [#51 (5.20) + 0,6] < # 32 (8.20 m) ∴ G = 5 %
(2) Para puentes con un carril solamente
Con Y≥ 4.3 < 5.5, luego

$$H = 15\left[\frac{5.5 - Y}{1.2}\right]$$

H = 4 %

(3) No aplicable
(4) No aplicable

G+H = 9 %
G + H debe estar comprendido entre 0 % y 15 %

c) Insuficiencia de la altura libre vertical - (max 2 %)
Dado que el Item 100 = 0 y también que:
Item 53 ≥ 4,26 luego I = 0 %

$$S_2 = 30 - [J + (G + H) + I]$$

S_2 = 11 %
S_2 comprendido entre 0% y 30 %

3) Esencialidad para uso público (max 15 %)

a) Determinar:

$$K = \frac{S_1 + S_2}{85}$$

K = 0.13235294

b) Calcular:

$$A = 15\left[\frac{Item\ 29\ (TMDA) \cdot Item\ 19\ (longitud\ \ de\ desvio)}{320000 \cdot K}\right]$$

A = 0.53125

A = 1 %

A comprendida entre 0% y 15 %

c) Carretera de defensa

Si Item 100 = 0 luego B = 0 %

$$S_3 = 15 - (A + B)$$

S_3 = 14 %

4) Reducciones especiales (usar solo cuando S1 + S2 + S3 ≥ 50)

$S_1 + S_2 + S_3$ = 25

No aplica

S_4 = 0 %

$$Indice\ de\ suficiencia = S_1 + S_2 + S_3 - S_4$$

Indice de Suficiencia = 25 %

CAPITULO 7

ANALISIS Y PROPUESTAS

7.1. INTRODUCCIÓN

En los capítulos precedentes se realizó un pormenorizado estudio de los procedimientos de evaluación de puentes según las metodologías americana y local, los cuales se aplicaron a dos casos de estudio con análisis de dichos procedimientos y resultados obtenidos. Este estudio comparativo ha permitido identificar las fortalezas y falencias de tales metodologías.

En este capítulo, tomando como base lo realizado y contemplando tanto la infraestructura como la capacidad técnica y operativa disponibles en nuestro medio, se procede a efectuar los análisis de los aspectos salientes de los procedimientos y, con ello, a plantear modificaciones y/o ampliaciones a la metodología argentina que permitan su adecuación a los criterios actuales de evaluación y posibiliten una rápida y efectiva aplicación de la misma a nivel regional. Estos aportes se hacen para cada uno de los procesos involucrados en la metodología de evaluación que se trataron en este trabajo: inspección, evaluación analítica, evaluación experimental y evaluación de la condición de estado. Previamente, en el siguiente apartado se hace una reseña de la situación de los puentes de la región.

Se desea aclarar que al momento de la publicación de esta tesis se tomó conocimiento de una nueva versión de los Instructivos del Sistema de Gerenciamiento SIGMA-P, en la cual ya se tienen en cuenta algunas de las observaciones formuladas en este trabajo.

7.2. DE LA SITUACIÓN DE LOS PUENTES DE LA REGIÓN

La Provincia de Tucumán ha sido afectada en las últimas décadas por un progresivo aumento en los niveles de crecientes de los ríos en su región deprimida del Centro-Este y pie de monte. En este proceso concurren varios aspectos, tales como los

geomorfológicos, hidrológicos, climático-meteorológicos y antrópicos, entre otros (**Minetti J. L., Figueroa Suárez F. M. (2008)**). Este fenómeno viene provocando daños de distinta consideración en varios puentes, fundamentalmente socavación local en las fundaciones de pilas y estribos, erosión generalizada del cauce y erosión de terraplenes de acceso. Esto lleva a la necesidad de que para los puentes de la región se deba poner énfasis especial en el estudio de medidas de protección al pie de pilas y estribos, embocaduras o diques de encauzamiento y protecciones ribereñas.

En lo que respecta al aspecto estructural, en nuestra región hay numerosos puentes con patologías o procesos de deterioro de larga data debido al escaso mantenimiento. En tal sentido, se debe evolucionar desde las presentes acciones correctivas para reparar lo dañado (estrategia reactiva) hacia futuras acciones preventivas para evitar que se dañen las estructuras (mantenimiento preventivo). Detectar a tiempo los defectos y procesos degradativos, a través del relevamiento y diagnóstico, permitirá el mantenimiento pro-activo (conservación), un rápido tratamiento y ahorros importantes.

En cuanto a la seguridad vial, diversos puentes de la red vial nacional y provincial presentan entre sus principales deficiencias las siguientes: ausencia de elementos de guiado en los accesos (barreras vehiculares tipo flex-beam), carencia de barreras de defensa vehicular y anchos de calzada menores a los de los accesos. Este último aspecto resulta insalvable y torna al puente funcionalmente obsoleto, con la necesidad de su reemplazo a mediano plazo.

7.3. DE LAS INSPECCIONES

- Del estudio del Manual del Inspector de Puentes de la FHWA (**FHWA (2002)**) y del Manual de Operaciones del SIGMA Puentes (**DNV (2008)**), se pudo constatar que la metodología americana contempla una mayor cantidad de tipos de inspecciones. Mientras que en la metodología local sólo se consideran tres tipos de inspecciones: Inicial, de rutina y detallada, en la americana se tienen en cuenta además de éstas, las inspecciones de daño, las de elementos de falla crítica, inspecciones subacuáticas y las especiales. Estos últimos tipos, dada su mayor especificidad, posibilitan abordar la inspección de los puentes de mayor envergadura y complejidad de la red vial y deberán ser tomados en cuenta en nuestro país para esos casos puntuales.
- Se remarca que para la metodología local no se establece la duración del periodo entre inspecciones rutinarias. Se estima conveniente en este aspecto tomar lo dispuesto por la normativa americana, donde se señala que cada puente debe ser inspeccionado a intervalos regulares que no excedan los 24 meses.
- Luego de analizar profundamente y con espíritu crítico las disposiciones contenidas en los citados manuales se tomaron las pautas necesarias para la elaboración de los informes de inspección detallada presentados en este trabajo. En ellos se vuelca la información relevada que resulta de importancia para la asignación de un puntaje por parte del ingeniero evaluador, la cual comprende los distintos aspectos relacionados con el estado estructural, hidráulico y el riesgo en materia de seguridad vial. Las planillas de inspección propuestas fueron diseñadas para reflejar los daños típicos relevados en los distintos componentes durante dicha inspección detallada, con el propósito de identificar los elementos a reemplazar o reparar. Esta forma de procedimiento puede tomarse como guía para las inspecciones detalladas a realizar sobre puentes de la región.

- En cuanto a las inspecciones rutinarias en la metodología SIGMA, pudo establecerse la necesidad de modificaciones a la forma del relevamiento de datos de campo a través de las Planillas de Inspección. Por un lado, se observó que tales Planillas de Inspección Rutinaria presentan la información de forma dispersa en comparación con la de otros SGP, en los cuales se condensa dicha información para facilitar la posterior evaluación del puente. Por ejemplo, en los casos vistos de los Distritos de Pennsylvania y Michigan, USA (PONTIS) (**FHWA (2002)**), México (SIPUMEX) (**SCT DGCC (2006)**), Colombia (SIPUCOL) (**MT INVIAS (2006)**), Perú (**MTC (2006)**) y provincia Buenos Aires, Argentina (G-Puente) **(DVBA (2007)**), se advirtió que dichas planillas presentan un formato más compacto y con información más concisa. En opinión del autor, esto puede deberse a la necesidad de focalizar principalmente en los aspectos susceptibles de ser considerados en la evaluación, dado el nivel ciertamente básico de la toma de datos en una inspección rutinaria. Por otro lado pudo advertirse la falta de relevamiento de información sobre algunos aspectos en materia de seguridad vial y del riesgo hidráulico.
  En otro sentido, la planilla de inspección planteada en la metodología SIGMA no toma en consideración el registro de las cantidades por ítems en referencia a las tareas de mantenimiento rutinario, las cuales son necesarias para la operación del módulo costos.
  Todo esto llevó a la propuesta de una nueva Planilla para Inspecciones Rutinarias. La misma se diseñó para poder recabar en forma ordenada y sistemática los datos necesarios para la evaluación de manera que, conjuntamente con el registro fotográfico, sirva al ingeniero evaluador para asignar una calificación al puente. Ver Apartado7.7.
- Se destaca que las inspecciones en ambos puentes se realizaron con utilización de instrumentos de campo sencillos y de bajo costo, habiéndose comprobado que los mismos resultaron suficientes para la realización de esta tarea. Esta facilidad se contrapone con la necesidad de contar con inspectores debidamente capacitados para obtener datos de campo para la evaluación, con la calidad y confiabilidad requeridas.

7.4. DE LA EVALUACIÓN ANALÍTICA

- Según pudo establecerse, el uso de los coeficientes parciales calibrados en la metodología americana provee mayor confiabilidad con niveles de seguridad uniformes. Asimismo, a través de la aplicación a los casos de estudio pudo comprobarse la sencillez del procedimiento. Por otro lado, diversos países de América latina como México, Colombia, Venezuela, Chile y Perú, entre otros, emplean para el diseño de puentes las Especificaciones AASHTO LRFD. En la República Argentina actualmente se hallan en trámite de aprobación Reglamentos para el diseño de estructuras de hormigón armado y metálicas que siguen la línea norteamericana. Por lo tanto, en la previsión razonable de que el nuevo reglamento CIRSOC referido a Puentes tome como base los lineamientos de las Especificaciones AASHTO LRFD, se propone adoptar para nuestro país la metodología de evaluación establecida por AASHTO LRFR en lo referente a las verificaciones a nivel de inventario y operación para sobrecargas de diseño.
- La diferenciación en la verificación según estos dos niveles es pertinente de aplicarse en nuestro medio habida cuenta de la importante cantidad de puentes existentes que se encuentran casi al límite de su vida útil, con tipos de daños

leves a moderados y con escaso mantenimiento. De esta manera se ofrece un marco legal y técnico para contemplar la evaluación de estos casos, que pueden no satisfacer las pautas actuales de diseño. Los resultados obtenidos en los casos de estudio demostraron que en ambos puentes se satisfacen los requerimientos para sobrecargas de diseño AASHTO al propósito de la evaluación.

- A su vez, se consideran de utilidad la verificación correspondiente para el otorgamiento de permiso de paso en caso de sobrecargas extraordinarias y la restricción de cargas mediante señalizaciones. Para poder implementar estas acciones en nuestro medio, las mismas deberán ser acompañadas por una fuerte política de control por parte de la DNV y las Vialidades Provinciales, sobre todo en estas últimas en caminos de la red secundaria y terciaria. Dada la propensión de los transportistas de carga a transgredir dichas señalizaciones, con el consiguiente peligro para sus propias vidas y la de terceros y posibles daños al patrimonio, deberán agregarse obstáculos que impidan la circulación que se prohíbe. Ante una limitación de carga, puede resultar útil la colocación de pórticos metálicos cuyo gálibo no permita el traspaso de vehículos pesados.

7.5. DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL

- Dada la mayor rigurosidad de los criterios fijados por el método de evaluación experimental de AASHTO, en relación a las prácticas actualmente vigentes en el país y la facilidad con que se obtiene la carga de prueba objetivo, se recomienda adoptar lo prescripto por las normas americanas en lo que respecta a los ensayos de verificación. En opinión del autor, para completar el ensayo, sería conveniente incorporar a esta metodología la comprobación del criterio de remanencia de las deformaciones fijado por la norma española, de manera de controlar también el comportamiento en la descarga.
- Se recalca el gran valor que tiene la modalidad de evaluación experimental para nuestra región por la importante cantidad de puentes con ausencia de documentación de su proyecto y construcción (memorias y planos), en donde ésta es la única manera de indagar su capacidad de carga.
- De la experiencia obtenida del ensayo de ambos puentes se pudieron constatar las dificultades operativas y de costo para materializar sobre calzada las cargas exigidas para la verificación a nivel de inventario. Por lo tanto, para la evaluación experimental de los puentes en nuestro medio, se recomienda efectuar la verificación a nivel de operación, en donde las cargas máximas de ensayo se compadecen con las actualmente utilizadas en las pruebas que se realizan en el país.

7.6. DE LA EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN

- La experiencia realizada en los dos puentes permitió comprobar el buen grado de ajuste de la metodología local con respecto a la americana. Esta última tiene el aval de venir usándose desde hace ya varios años y con actualización permanente en el país que está a la vanguardia en la evaluación de puentes. No obstante, por mayor claridad y simpleza de procedimiento verificadas, se sugiere mantener en nuestro país la metodología dada por el sistema de gestión SIGMA Puentes, incorporando para los criterios de evaluación del riesgo estructural lo dispuesto por AASHTO, según se apuntara oportunamente en Apartado 7.4.

- En el procedimiento americano el inspector se encarga, además del relevamiento de datos, de asignar las calificaciones en los ítems de la planilla que tienen que ver con la evaluación de la condición de estado. Por su lado, en la metodología local la asignación de puntajes se hace recién en el módulo de evaluación por parte de un ingeniero evaluador, en base a la información volcada en las planillas e informes de la inspección. La experiencia realizada permitió comprobar la conveniencia de que en campaña se haga una evaluación preliminar, por ejemplo a través de consignas como "SI/NO" (Cumple o No cumple las pautas señaladas) o "B/R/M" (el estado de los componentes es Bueno, Regular o Malo). De esta manera durante la inspección, además de recabar los datos de campo, se hará un juicio de valor sobre los distintos ítems que luego le servirán a dicho ingeniero evaluador para la asignación de un puntaje. En tal sentido, la planilla de inspección propuesta contempla la carga de esta información, con criterios sencillos para establecer dicha evaluación preliminar (ver Apartado 7.7). De esta forma, se evitarán omisiones en los datos requeridos y se inducirá al inspector a volcar la información que resulta de estricta utilidad para la evaluación. Dada la especificidad de dicha información y la importancia que reviste dentro del sistema de gestión se demandará un alto grado de capacitación del inspector.

7.7. PLANILLA DE INSPECCIÓN RUTINARIA PROPUESTA

7.7.1. Introducción

En base a la experiencia adquirida, tanto en campo como en gabinete, y conforme a los resultados del análisis efectuado previamente se procede a la propuesta de una nueva Planilla de Inspección Rutinaria. La misma tiene por finalidad recabar de forma ordenada y sistemática los datos necesarios para la evaluación y asimismo realizar en campaña una evaluación preliminar, con lo cual el ingeniero evaluador contará con información más acabada y precisa para asignar las calificaciones a los distintos indicadores.

Por considerarse lo más apropiado para este propósito, gran parte de esta planilla así como los comentarios aclaratorios de cada uno de los campos que la forman y las pautas básicas de valoración cualitativa de la condición de estado de los distintos ítems, se tomaron del Sistema de Gestión de Puentes de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires (G-Puente) **(DVBA (2007)**). Como aportaciones propias se incorporaron los aspectos siguientes: Relevamiento del Estado de la Estructura (Componentes Estructurales y Componentes Funcionales), Relevamiento del Estado Hidráulico y Relevamiento del Riesgo en Seguridad Vial.

En Anexo 7.1 se presenta la Planilla de Inspección Rutinaria propuesta y en Anexo 7.2 se ofrecen dichas Planillas llenadas con los datos de los dos puentes de estudio.

A continuación se ofrecen comentarios aclaratorios de cada uno de los campos que forman la planilla incluyendo las pautas básicas para valorar cualitativamente la condición de estado de los distintos ítems. Para ello, se toman en cuenta los inconvenientes que se presentan con mayor frecuencia, buscando simplificar el procedimiento y unificar los lenguajes y criterios de evaluación. Asimismo, en cada caso se enuncian las posibles tareas de mantenimiento rutinario y tareas de rehabilitación correspondientes.

7.7.2. Datos del puente

El objetivo es definir la ubicación del puente dentro de la Red Vial Nacional Argentina incluyendo información sobre el tránsito. Por las razones que se explican a continuación, en este campo se destaca el Ítem "Ancho de calzada".

Siguiendo lo especificado por las actuales Normas de Diseño Geométrico de Caminos de AASHTO (**AASHTO (2004)**), los anchos de calzada de los puentes construidos en la actualidad en rutas nacionales de nuestro país se toman iguales al ancho de coronamiento del camino, es decir calzada más banquinas. Por su parte, el ancho de calzada de los puentes existentes construidos en base a las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras de la DNV (**DNV (1980)**) es igual al de la calzada del camino más una revancha de 1.0 m. Para contemplar esta situación, en el ítem Ancho de calzada de este campo de la planilla debe tenerse en cuenta lo siguiente:

Definición Ancho de calzada:

La calzada se define como la zona que permite el tránsito o el acceso vehicular (incluidas las banquinas). El ancho es la menor longitud libre transversal de esta zona, medida entre caras internas de cordones, defensas o barandas.

Anchos de calzada óptimos:

• En caminos pavimentados incluirán tanto la calzada como las banquinas del camino, resultando 13,30 m para 2 trochas con circulación en ambos sentidos.
• En caminos enripiados: 8,30 m.

Anchos de calzada mínimos aceptables:

• En caminos pavimentados: 8,30 m
• En caminos enripiados: 6,00 m.

Posibles acciones urgentes:

• Señalización: Todos aquellos puentes con ancho de calzada inferior al óptimo, deberán contar con señalización (puente angosto, terminación de banquina, chapas reflectantes, etc.).

Posibles tareas de actualización:

• Ensanche de calzada: Se indicará en aquellos puentes cuyo ancho de calzada sea inferior al mínimo indicado, siendo el estado general del puente entre bueno y regular.

Se indicará reemplazo a mediano plazo:

• En aquellos puentes cuyo ancho de calzada sea inferior al mínimo indicado, siendo el estado general del puente entre regular y malo, aunque sin peligro de colapso inminente.

7.7.3. Relevamiento del estado de la estructura

En este campo la planilla presenta dos grandes grupos: 1) Componentes estructurales y 2) Componentes funcionales, discriminación que responde a la forma en que se plantea la evaluación estructural en el SIGMA. Para cada uno de los componentes debe establecerse una valoración cualitativa de su estado (Bueno, Regular o Malo) y definir el tipo de intervención que resulte necesario. Esta información

constituye una evaluación preliminar y con ella posteriormente se realizará la asignación de puntajes en el módulo evaluación.

7.7.3.1. Componentes estructurales

A) Estructuras de hormigón armado

7.7.3.1.1. Tablero

Se propone realizar una valoración cualitativa del estado de conservación del tablero considerando tres posibles clasificaciones según los criterios presentados a continuación.

Bueno: Elemento estructural libre de corrosión, deformaciones, fisuraciones, o descascaramientos importantes. En hormigón armado, no se aprecian fisuras, o bien son escasas y de tamaño capilar. La superficie afectada por descascaramientos y con armadura a la vista no supera el 1% del total. No se requiere de intervención alguna o bien ésta debe ser mínima.

Regular: En hormigón armado, se aprecian fisuras de más de 0,5 mm de espesor no comprendidas en el punto siguiente (estado Malo). Requiere sellado de fisuras o reparación del recubrimiento de la armadura en una superficie entre el 1% y el 10% del total.

Malo: Cuando se presenta una cualquiera de las siguientes condiciones:

• Se observa al menos una fisura de más de 1 mm de espesor y que atraviesa totalmente o en su mayor parte algún elemento estructural, en cuyo caso se solicitará la intervención de un experto.

• O bien, requiere la reparación del recubrimiento de la armadura en una superficie mayor al 10% del total.

• O presenta deformaciones que afectan al tránsito o que las mismas representan un peligro para la estabilidad de la estructura, siendo necesaria una intervención importante o su reconstrucción.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:

• Sellado de fisuras en hormigón (m).

• Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento (m^2).

Posibles tareas de rehabilitación:

• Demolición y reemplazo de losa de tablero.

7.7.3.1.2. Vigas Longitudinales

Cuando se realiza la inspección de puentes de vigas se deberá consignar la cantidad de vigas longitudinales que existen por tramo y luego realizar la valoración cualitativa de su estado. Los criterios para dicha valoración son los mismos que los indicados para el tablero.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:

• Sellado de fisuras en hormigón (m).

• Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento (m^2).

Posibles tareas de rehabilitación:

• Apuntalamiento y reemplazo de vigas longitudinales.
• Reemplazo de superestructura completa.

7.7.3.1.3. Vigas Transversales

Para realizar la valoración cualitativa del estado, se seguirán los mismos criterios establecidos para el tablero.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Sellado de fisuras en hormigón (m).
• Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento (m^2).
Posibles tareas de rehabilitación:
• Apuntalamiento y reemplazo de vigas transversales.

7.7.3.1.4. Estribos

También aquí, para realizar la valoración cualitativa del estado, se seguirán los criterios definidos en tablero.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Sellado de fisuras en hormigón (m).
• Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento (m^2).

Posibles tareas de rehabilitación:
• Reconstrucción parcial de estribos.
• Construcción / reemplazo de muros de vuelta (m).

7.7.3.1.5. Pilas

Para realizar la valoración cualitativa del estado, se seguirán los mismos criterios establecidos para los estribos.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Sellado de fisuras en hormigón (m).
• Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento (m^2).

Posibles tareas de rehabilitación:
• Reconstrucción parcial de pilares.
• Construcción de refuerzos en pilares.

7.7.3.1.6. Fundaciones

La valoración de su estado se realizará según el criterio que se define a continuación:

Bueno: Las fundaciones no requieren intervención.

Regular: Se observa leve erosión local, no afectando la estabilidad estructural. Se requiere observar periódicamente su evolución o realizar una intervención mínima.

Malo: Cuando la fundación presente socavación, asentamientos o rotaciones que afecten la estabilidad de la estructura, siendo necesaria una intervención importante o su reconstrucción.
Posibles tareas de rehabilitación:
• Defensa contra socavación.
• Recalce de fundaciones.

B) Estructuras metálicas

Para estructuras reticuladas, como las del caso de estudio, deben considerarse los grupos de elementos que se enuncian en los siguientes apartados.

7.7.2.1.7. Tablero

En caso de tableros del tipo mixto, para la valoración cualitativa del estado de conservación de la parte formada por elementos metálicos regirán los criterios que se establecen en el próximo apartado, en tanto que para el sector constituido por hormigón tendrá aplicación lo ya establecido para estructuras de hormigón armado.

7.7.2.1.8. Elementos superiores de la superestructura

Este grupo de elementos se constituye de los cordones superiores de las vigas principales y las barras de arriostramiento.

La valoración cualitativa del estado de conservación se basará en los criterios presentados a continuación:

Bueno: Elementos que presentan sólo problemas menores. Superficie con principios de corrosión y que afectan solamente a la capa de laminación, la cual comienza a desprenderse. La intervención requerida es mínima y consiste en la remoción de dicha capa de protección afectada y su restitución.

Regular: la capacidad estructural de los elementos no se ve afectada por daños menores, pérdidas de sección u otras deficiencias que los aquejan. Se registra corrosión moderada con cavidades localizadas que llegan como máximo a afectar hasta el 20 % del espesor del elemento. Se requiere de arenado y pintado.

Malo: la capacidad estructural de los elementos resulta afectada o puesta en riesgo por deterioro avanzado, pérdida de sección u otra deficiencia. Se trata de casos de corrosión severa, con cavidades que involucran más del 20 % del espesor de los elementos afectados. Se considera tanto la severidad del deterioro o falla, como así también el número de elementos afectados. Es necesaria una intervención importante o bien la restitución de elementos.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Arenado y pintura de perfiles, chapas y uniones (m^2).

Posibles tareas de rehabilitación:
• Reemplazo de elementos (unidad)

7.7.2.1.9. Elementos laterales de la superestructura

Se constituyen por los montantes y diagonales de las vigas principales. Los criterios para la valoración cualitativa de la condición de estado son los mismos que los indicados para los elementos superiores de la superestructura con los siguientes añadidos:

Bueno: El número de elementos deformados por impacto no supera el 10 % del total. No se requiere de intervención alguna o bien ésta debe ser mínima.

Regular: se requiere la reparación de los elementos deformados por impacto en una cantidad entre el 10 y el 30 % del total.

Malo: cuando se observa la fractura de algún elemento o bien se requiere la reparación de más del 30 % del total de elementos deformados por impacto.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Arenado y pintura de perfiles, chapas y uniones (m^2).

Posibles tareas de rehabilitación:
• Reparación de elementos deformados por impacto (m)
• Reemplazo de elementos (unidad)

7.7.2.1.10. Elementos inferiores de la superestructura

Este grupo de elementos está conformado por las barras del cordón inferior, las vigas transversales, las barras de arriostramiento y los largueros. Los criterios para la valoración cualitativa de la condición de estado son los mismos que los indicados para los elementos superiores de la superestructura.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Arenado y pintura de perfiles, chapas y uniones (m^2).

Posibles tareas de rehabilitación:
• Reemplazo de elementos (unidad)

7.7.2.2. Componentes funcionales

7.7.2.2.1. Losas de aproximación

Los criterios para la valoración de su estado son los mismos que los indicados para el tablero.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Limpieza de calzada, cunetas y/o veredas (m^2).
• Sellado de fisuras en carpeta de rodamiento (m).
• Fresado y reconstrucción de carpeta de rodamiento (m^2).
• Recalce losa de acceso con arena-cemento, suelo cemento, hormigón autocompactante, etc.
• Construcción o Reemplazo de losa de acceso.

7.7.2.2.2. Carpeta de rodamiento

La valoración del estado se deberá realizar aplicando el siguiente criterio:
Bueno: Cuando la carpeta se encuentra libre de deformaciones, fisuraciones excesivas, o desprendimientos importantes y además posee pendientes adecuadas. No se requiere de intervención alguna o bien se requiere una mínima, tal como el sellado de unas pocas fisuras.

Regular: Requiere sellado de fisuras en mayor cantidad, o bien el bacheo o reconstrucción de hasta el 10 % de su superficie.

Malo: Requiere fresado y reconstrucción entre el 10 % y 100 % de su superficie.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Limpieza de calzada, cunetas y/o veredas (m^2).
• Sellado de fisuras en carpeta de rodamiento (m).
• Fresado y reconstrucción de carpeta de rodamiento (m^2).

7.7.2.2.3. Juntas

Se definirá el estado según la siguiente valoración:

Bueno: Las juntas requieren una intervención mínima o bien no la requiere.

Regular: Cuando se aprecien fisuras, discontinuidades, roturas o falta del burlete sellante entre el 10 % y 50 % de la longitud de las mismas, requiriéndose el reemplazo de tales sectores.

Malo: Cuando se aprecien fisuras, discontinuidades, roturas o falta del burlete sellante en más del 50 % de la longitud total. Asimismo, cuando se observen filtraciones en la parte inferior del puente en correspondencia con la discontinuidad, existan o no juntas; o bien cuando no haya juntas a la vista pero se refleje una fisura en la carpeta, evidenciándose discontinuidad. Se requiere el reemplazo de los sectores dañados o la construcción de las juntas faltantes.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Colocación / Reemplazo de perfiles guardacanto de juntas (m).
• Colocación / Reemplazo de neopreno en juntas (m).
• Construcción / Reemplazo de juntas elásticas de asfalto modificado (m).

7.7.2.2.4. Barandas vehiculares y peatonales

Se establecerá el estado de las mismas según la siguiente valoración:

Bueno: Las barandas no requieren de intervención alguna, o bien ésta debe ser mínima.

Regular: Cuando se aprecien fisuras o grietas en hormigón, también roturas o faltantes de postes de hierro galvanizado o barandas tipo flex beam entre el 10 % y 50 % de la longitud de las mismas.

Malo: Cuando se aprecien fisuras o grietas en hormigón, roturas o faltantes de postes de hierro galvanizado o barandas tipo flex beam en más del 50 % de la longitud de las mismas.
Posibles acciones urgentes:
• Reposición de postes, bulones y chapas de flex-beam u otros elementos faltantes o dañados.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Pintura de baranda peatonal (m).
• Pintura de baranda vehicular (m).
• Colocación / Reparación / Reemplazo de Baranda Peatonal (m).
• Colocación / Reparación / Reemplazo de Baranda Vehicular (m).

7.7.2.2.5. Desagües

La valoración del estado se realizará según el criterio que se define a continuación:

Bueno: Los desagües no requieren intervención o bien requieren una intervención mínima.

Regular: Requieren desobstrucción.

Malo: Requieren colocación, reemplazo o prolongación dado que la separación, diámetro, material o la saliente mínima no responden a las actuales exigencias (ver Anexo 7.3).

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Desobstrucción de desagües (Nº).
• Colocación / Prolongación de desagües (Nº).
• Construcción y/o reparación de canaleta escalera (Nº).

7.7.2.2.6. Apoyos

La valoración del estado se deberá realizar siguiendo el criterio que se indica a continuación:

Bueno: Cuando los apoyos se encuentran libres de deformaciones o desplazamientos horizontales excesivos, principalmente si son de neopreno. No requieren intervención.

Regular: Se encuentran deformados o desplazados, aunque no afectan por el momento la estabilidad ni funcionalidad del puente. En el caso de los apoyos de neopreno se considera que el desplazamiento de corte es normal si la componente horizontal de desplazamiento se mantiene inferior a la mitad del espesor total de goma del dispositivo. Se requiere observar periódicamente su evolución o realizar una intervención mínima.

Malo: Cuando se requiera su reemplazo por encontrarse en malas condiciones, o bien estén rotos o falten de sus respectivos lugares.
Posibles tareas de mantenimiento rutinario:

• Reemplazo de apoyos de neopreno (Nº).

7.7.2.2.7. Guardarruedas y veredas

Se propone realizar una valoración cualitativa del estado de conservación de estos elementos según lo que se indica a continuación:

Bueno: Elemento libre de deformaciones, fisuraciones excesivas, o descascaramientos importantes. No se requiere intervención alguna o bien ésta debe ser mínima.

Regular: Se requiere sellado de fisuras o reparación en su superficie, entre el 10 % y 50 % de la misma.

Malo: Se requiere sellado de fisuras o reparación en su superficie en más del 50% de la misma, o bien se presentan deformaciones excesivas, siendo necesaria una intervención importante o su reconstrucción.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario:
• Sellado de fisuras en hormigón (m).
• Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento (m^2).

7.7.3. Relevamiento del estado hidráulico

En este campo están listados los aspectos que hacen a la definición de un Puente Hidráulicamente Ideal. La evaluación hidráulica dependerá del grado de cumplimiento de estos rasgos. En las inspecciones de rutina el inspector deberá averiguar con los pobladores cercanos sobre el comportamiento del río durante las crecientes, fundamentalmente en cuanto a si se producen desbordes, frecuencia de los mismos, cota máxima alcanzada y todo otro dato que resulte de utilidad. En virtud de la escasez de información que puede recavarse, dada la superficialidad de la inspección de rutina, si por la gravedad de los daños se requiere una atención inmediata deberá procederse a una inspección detallada que será realizada por personal especializado en hidráulica de puentes. La misma tendrá por objetivo ratificar o rectificar la calificación preliminar.

Posibles tareas de mantenimiento rutinario
• Construcción / Reparación de revestimiento de taludes (m^2).
• Canalización / Limpieza de cauce (m^3).
• Relleno / Reconformación de taludes erosionados (m^3).

7.7.4. Relevamiento del riesgo en seguridad vial

En este caso aparecen en planilla aquellos rasgos que permitirán asignar un puntaje para la evaluación del riesgo en seguridad vial, en función de que se cumplan o no las pautas fijadas.

7.7.5. Información de detalle

Esta información es complementaria a la ofrecida en los campos anteriores, ya que permite dar una descripción técnica a la valoración cualitativa realizada. Para ello,

la planilla solicita confirmar la existencia o no de las situaciones propuestas y en la circunstancia de no lograr realizar la observación aclarar con "NI" (No Inspeccionado). En el caso de una respuesta afirmativa especificar cual es el lugar que presenta la deficiencia referida.

A continuación se aclararán algunos puntos en particular.

Tipo de fundaciones

Se indicará el tipo de fundaciones sólo si se sabe con certeza a través de planos o por medio de cualquier otra evidencia concreta, de lo contrario se deberá poner: "No Inspeccionado".

Protección de taludes

Debe verificarse el estado del revestimiento de los taludes para determinar si se requiere su construcción o reparación, o bien el relleno o reconformación en el caso de taludes erosionados. Estas son consideradas como tareas de mantenimiento rutinario.

Limpieza de Cauce

Corresponde al retiro de todo material que obstaculiza el normal escurrimiento del curso de agua por debajo del puente. Dicho material estará constituido principalmente por sedimentos, pero podrá también incluir otro tipo de elementos como árboles, malezas, basura, objetos depositados por la corriente, restos de construcciones, etc.

7.7.6. Acciones urgentes

Se refiere al hallazgo de situaciones que impliquen un peligro inminente (colapso estructural o accidente vial), a no ser que se tomen acciones rápidamente.

Se deberá señalar que tipo de acción es necesaria, notificar de inmediato a la autoridad competente y ejecutar dicha acción sin más trámite.

La limitación de carga y la clausura deberán estar debidamente señalizadas. No obstante, como se remarcara oportunamente, debido a la propensión de los conductores a trasgredirlas con el consiguiente peligro para sus propias vidas, la de terceros y posibles daños al patrimonio, deberán agregarse obstáculos que impidan la circulación que se prohíbe.

El punto "Señalización", dentro de este inciso, se refiere exclusivamente a indicaciones de limitación de carga o clausura, y no a otro tipo de señalización vial corriente.

7.7.7. Tipos de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo

Las acciones de conservación sobre los puentes se clasifican en:

- Mantenimiento rutinario: son aquellas acciones, generalmente de menor envergadura, que pueden realizarse sin la necesidad de confección de planos específicos, resolviéndose con planos tipos o aún sin éstos, bastando una lista de tareas, cómputos métricos y especificaciones. En el penúltimo campo de la planilla propuesta se ofrece el listado de estas tareas y en apartado 7.7.10 el comentario sobre su tratamiento.
- Rehabilitación: se tienen las tareas de actualización y tareas de rehabilitación propiamente dichas. Las primeras abarcan aquellas modificaciones en la geometría general del puente: ensanche de calzada, ensanche o construcción de

veredas, incremento del gálibo, prolongación de la luz total, alteo de rasante, modificación de peraltes, etc. Las segundas, en cambio, apuntan a subsanar deficiencias estructurales, mediante la construcción de refuerzos o la reconstrucción de elementos o componentes del puente, por ejemplo un cambio de tablero o de superestructura.

- Reconstrucción o reemplazo: se indicará en los siguientes casos:
  • Colapso total.
  • Graves falencias de emplazamiento, que afecten seriamente la estabilidad hidráulica o la seguridad vial.
  • Cuando la suma de acciones de rehabilitación, actualización y mantenimiento no prolongue suficientemente la vida útil del puente, o resulte más onerosa que su reemplazo por una obra nueva.
  El reemplazo deberá ser inmediato en caso de colapso total o peligro inminente. En caso contrario, se indicará reemplazo a mediano plazo.
  Se consideran falencias de emplazamiento a aquellos casos en los que el puente se encuentra ubicado próximo a curvas y contra curvas que obstaculizan la visibilidad, afectando de este modo a la seguridad vial.

Se indicará una sola de las tareas propuestas en planilla, excepto que se requieran dos tipos de trabajos compatibles entre sí. Ejemplos: "Reemplazo inmediato" es incompatible con cualquier otro tipo de tarea. En cambio "Actualización" (ensanche) puede ser compatible con "Mantenimiento Rutinario" (de la parte existente del puente que se conservará). "Inspección Rutinaria" se indicará sólo en los casos en que no se requiera ningún otro tipo de tarea (puente en estado óptimo).

7.7.8. Tareas de actualización

Se indicará qué tipo de tareas son necesarias, si las hubiere.

Incremento de la sección hidráulica

En épocas de crecidas importantes debe verificarse si la sección de escurrimiento es suficiente. Si trabaja a sección llena, la formación de remolinos a la entrada y salida erosionan los terraplenes y fundaciones de estribos. Es necesario tomar registro de la cota de creciente respecto a la calzada.

Apenas pasada la crecida verificar si se ha modificado el cauce (profundización y erosión de márgenes o depósito de materiales de arrastre), si se produjo erosión en los terraplenes de acceso, o bien si se ha descalzado alguna base. La época de estiaje resulta ser la más apropiada para verificar el estado de pilas y estribos junto con la tapada de suelo por encima de las bases.

No se pretende que en la inspección rutinaria se determine si la sección hidráulica es o no suficiente. Pero ante cualquiera de estos indicios (pelo del agua cercano al nivel del tablero, corte o sobrepaso de terraplenes y calzada en los accesos, erosiones, etc.), se indicará "Incremento de la sección hidráulica", con lo cual se dará intervención a los especialistas correspondientes.

Ensanche de calzada

Ver en artículo 7.7.1, la situación del Ancho de Calzada y sus "Posibles tareas de actualización".

Construcción o ensanche de veredas

Se requerirá vereda en todos los puentes cuyo ancho de la calzada no incluya banquinas completas (ancho de calzada menor de 13.30m para dos trochas con circulación en ambos sentidos, o menor a 11.50m para dos trochas con un solo sentido de circulación). En zonas con elevada circulación peatonal, pueden requerirse veredas, cualquiera sea el ancho de calzada.

7.7.9. Tareas de rehabilitación

Cuando la inspección de rutina detecte la posible necesidad de este tipo de tareas, se dará intervención a la Subgerencia Puentes y Viaductos de la DNV o al Dpto. Estudios y Proyectos de la DPV para que se realice el proyecto correspondiente.

7.7.10. Tareas de mantenimiento rutinario

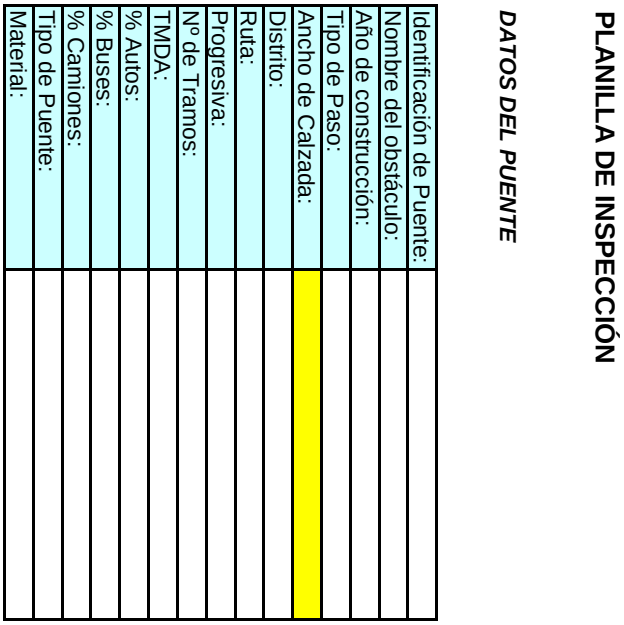
Las tareas de mantenimiento rutinario propuestas son las que generalmente deben llevarse a cabo en puentes, computándose la cantidad necesaria para cada ítem en las unidades indicadas. Cuando distintas partes del puente requieran la misma tarea (por ejemplo, arenado de armadura expuesta y reconstrucción de recubrimiento), se consignará la suma para tener el total del ítem.

7.7.11. Consideración final

Se deberá efectuar una inspección detallada, siempre que se requieran tareas de reemplazo, actualización o rehabilitación. Del mismo modo, cuando existan dudas sobre la estabilidad de la obra de arte y en donde la simple inspección rutinaria no resulta suficiente para determinarlo.

ANEXO 7.1

PLANILLA DE INSPECCIÓN RUTINARIA PROPUESTA



PLANILLA DE INSPECCIÓN

DATOS DEL PUENTE

Identificación de Puente:	
Nombre del obstáculo:	
Año de construcción:	
Tipo de Paso:	
Ancho de Calzada:	
Distrito:	
Ruta:	
Progresiva:	
Nº de Tramos:	
TMDA:	
% Autos:	
% Buses:	
% Camiones:	
Tipo de Puente:	
Material:	

RELEVAMIENTO DEL ESTADO DE LA ESTRUCTURA

Componentes estructurales		Estado B	Estado R	Estado M	Indicios de daño que requieren de una inspección detallada	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar acumulación excesiva de daño	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar el colapso de la superestructura	Apuntalar o reparar en forma inmediata, al menos en forma proviosoria (*)
Superestructura	Losa de Tablero							
	Vigas longitudin. (Nº _)							
	Vigas transversales							
Estribos								
Pilas								
Fundaciones								

(*) Para mantener el puente en servicio con restricciones de velocidad

Componentes funcionales	Estado B	Estado R	Estado M	Requiere tareas de mantenimiento (*)	Reparación o reemplazo (**)	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar acumulación excesiva de daño	Reparación o reemplazo de una fracción significativa
Losas de aproximación							
Carpeta de rodamiento							
Juntas							
Defensa vehicular							
Baranda peatonal							
Desagües (ϕ _ cm; Sep. _ m)							
Apoyos							
Guardarrueda y veredas (Ancho _ m)							

(*) Reparación localizada de la carpeta de rodamiento, limpieza/sellado de juntas, fijación y/o pintura de barandas, limpieza o reparación de desagües y dispositivos de apoyo, reparación localizada de guardarrueda y veredas.

(**) Reparación o reemplazo de al menos una de las siguientes componentes: Nueva carpeta de rodamiento en más de 15 m^2 de la superficie del tablero, desagües, juntas, y sectores limitados de barandas, defensas, guardarruedas y veredas

RELEVAMIENTO DEL ESTADO HIDRÁULICO

	Cumple	Incumplim. moderado	Incumplim. severo
Cauce morfológicamente estable (lecho y márgenes)			
Río regulado o de crecidas controladas			
Flujo uniformemente distribuido en la dirección lateral			
Relación de contracción igual a 1, despegue vertical aceptable y esviaje despreciable			
Pilas cilíndricas u oblongas sin esviaje			
Estribos con extremos redondeados tronco-cónicos			
Acciones de prevención y mantenimiento (*)			
Obras de protección para el control de la erosión			

(*) Cauce limpio sin islas vegetadas en la sección del puente, pilas libres de acumulación de residuos, ausencia de excavaciones para extracción de materiales en el campo lejano y cercano.

RELEVAMIENTO DEL RIESGO EN SEGURIDAD VIAL

	SI / NO
Requiere solamente obras de mantenimiento de rutina	
Deficiencias sólo en elementos de guiado y seguridad pasiva del puente (*)	
Ancho de calzada < 8.30 m y velocidad de circulación en puente < a la de los accesos	
Ancho de calzada en puente < al del acceso	
Accidentes graves registrados en el puente en los últimos tres años	
Importante tránsito de peatones y ciclistas, sin veredas ni carriles correspondientes	

(*) Barandas de defensa, veredas y barandas peatonales, señalización

INFORMACIÓN DE DETALLE

	SI / NO / NI	Lugar (indicar tramo y lugar/es específico/s)
Asentamientos y/o deformaciones excesivas		
Grietas y/o fisuras de más de 0.5 mm		
Armadura a la vista		
Tipo de fundación directa (Bases-zapatas)		
Tipo de fundación indirecta (Pilotes-pozos)		
Socavación en fundaciones		
Erosión en terraplenes de acceso		
Protección de taludes		
Requiere limpieza de cauce		

NECESIDAD DE ACCIONES URGENTES

	SI / NO	OBSERVACIONES
Clausura		
Limitación de carga		
Apuntalamiento/refuerzo		
Señalización		
Otras (aclarar) ……..		

TIPO DE TAREAS NECESARIAS PARA LLEVAR AL PUENTE A SU ESTADO OPTIMO

	SI / NO
Reemplazo inmediato	
Reemplazo a mediano plazo	
Actualización	
Rehabilitación (Reconstrucción parcial o refuerzos)	
Mantenimiento rutinario	
Inspección rutinaria	
No puede determinarlo	

TAREAS DE ACTUALIZACIÓN

	SI / NO
Incremento de la sección hidráulica	
Ensanche de calzada	
Construcción o ensanche de veredas	
Otras	

TAREAS DE REHABILITACIÓN (RECONSTRUCCIÓN PARCIAL O REFUERZOS) EN:

	SI / NO
Superestructura	
Estribos	
Pilas	
Defensa contra socavación	
Otras	

TAREAS DE MANTENIMIENTO RUTINARIO

Tarea	Cantidad	Unidad
Pintura de baranda peatonal		m
Pintura de defensa vehicular		m
Colocación / reparación / reemplazo de baranda peatonal		m
Colocación / reparación / reemplazo de baranda vehicular		m
Desobstrucción de desagües		Nº
Colocación / prolongación de desagües		Nº
Colocación / reemplazo de perfil en juntas		m
Colocación / reemplazo de neopreno en juntas		m
Limpieza de calzada, cunetas y/o veredas		m^2
Sellado de fisuras en carpeta asfáltica		m
Fresado y reconstrucción de carpeta de rodamiento		m^2
Sellado en fisuras de hormigón		m
Recalce de losa de acceso con arena-cemento		m^2
Construcción / reemplazo de la losa de acceso		m^2
Construcción / reemplazo de muros de ala		m
Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento		m^2
Reemplazo de apoyos de neopreno		Nº
Construcción y reparación de canaleta escalera		m
Construcción / reparación de revestimiento de taludes		m^2
Canalización / limpieza de cauce		m^3
Relleno / reconformación de taludes erosionados		m^3
Otras		

CONSIDERACION FINAL

	SI / NO
Requiere la inspección detallada?	

ANEXO 7.2

PLANILLAS DE INSPECCION RUTINARIA DE LOS PUENTES ESTUDIADOS

A.7.2.1. PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO

PLANILLA DE INSPECCIÓN PUENTE DE HORMIGON ARMADO

DATOS DEL PUENTE

Identificación de Puente:	
Nombre del obstáculo:	Rio Pueblo Viejo
Año de construcción:	1970
Tipo de Paso:	Superior
Ancho de Calzada:	8.30
Distrito:	03
Ruta:	325
Progresiva:	1.8
Nº de Tramos:	5
TMDA:	500
% Autos:	70
% Buses:	4
% Camiones:	26
Tipo de Puente:	Puente de vigas
Material:	Hormigón armado

RELEVAMIENTO DEL ESTADO DE LA ESTRUCTURA

Componentes estructurales		Estado B	Estado R	Estado M	Indicios de daño que requieren de una inspección detallada	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar acumulación excesiva de daño	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar el colapso de la superestructura	Apuntalar o reparar en forma inmediata, al menos en forma proviosoria (*)
Superestructura	Losa de Tablero							
	Vigas longitudin. (Nº 4)							
	Vigas transversales							
Estribos								
Pilas								
Fundaciones								

(*) Para mantener el puente en servicio con restricciones de velocidad

Componentes funcionales	Estado B	Estado R	Estado M	Requiere tareas de mantenimiento (*)	Reparación o reemplazo (**)	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar acumulación excesiva de daño	Reparación o reemplazo de una fracción significativa
Losas de aproximación							
Carpeta de rodamiento							
Juntas							
Defensa vehicular							
Baranda peatonal							
Desagües (ϕ 10 cm; Sep. 10 m)							
Apoyos							
Guardarrueda y veredas (Ancho 0.56 m)							

(*) Reparación localizada de la carpeta de rodamiento, limpieza/sellado de juntas, fijación y/o pintura de barandas, limpieza o reparación de desagües y dispositivos de apoyo, reparación localizada de guardarrueda y veredas.

(**) Reparación o reemplazo de al menos una de las siguientes componentes: Nueva carpeta de rodamiento en más de 15 m^2 de la superficie del tablero, desagües, juntas, y sectores limitados de barandas, defensas, guardarruedas y veredas

RELEVAMIENTO DEL ESTADO HIDRÁULICO

	Cumple	Incumplim. moderado	Incumplim. severo
Cauce morfológicamente estable (lecho y márgenes)			
Río regulado o de crecidas controladas			
Flujo uniformemente distribuido en la dirección lateral			
Relación de contracción igual a 1, despegue vertical aceptable y esviaje despreciable			
Pilas cilíndricas u oblongas sin esviaje			
Estribos con extremos redondeados tronco-cónicos			
Acciones de prevención y mantenimiento (*)			
Obras de protección para el control de la erosión			

(*) Cauce limpio sin islas vegetadas en la sección del puente, pilas libres de acumulación de residuos, ausencia de excavaciones para extracción de materiales en el campo lejano y cercano.

RELEVAMIENTO DEL RIESGO EN SEGURIDAD VIAL

	SI / NO
Requiere solamente obras de mantenimiento de rutina	**SI**
Deficiencias sólo en elementos de guiado y seguridad pasiva del puente (*)	**SI**
Ancho de calzada < 8.30 m y velocidad de circulación en puente < a la de los accesos	NO
Ancho de calzada en puente < al del acceso	NO
Accidentes graves registrados en el puente en los últimos tres años	NO
Importante tránsito de peatones y ciclistas, sin veredas ni carriles correspondientes	NO

(*) Barandas de defensa, veredas y barandas peatonales, señalización

INFORMACIÓN DE DETALLE

	SI / NO / NI	Lugar (indicar tramo y lugar/es específico/s)
Asentamientos y/o deformaciones excesivas	**SI**	La Pila 3, acusa marcado descenso relativo, respecto del resto. Tambien en correspondencia con esta pila, la superestructura evidencia deformación transversal.
Grietas y/o fisuras de más de 0.5 mm	NO	
Armadura a la vista	**SI**	Tramo 2, fondo de losa toda la faja entre vigas centrales Tramo 3, en fondo de losa (fracción significativa) Tramo 4, en fondo de losa zona localizada Tramo 5, en fondo de losa zona localizada
Tipo de fundación directa (Bases-zapatas)	NO	
Tipo de fundación indirecta (Pilotes-pozos)	**SI**	
Socavación en fundaciones	**SI**	Socavación por erosión generalizada del cauce en pilas y estribos
Erosión en terraplenes de acceso	NO	
Protección de taludes	**SI**	Se cuenta con losetas de hormigón y sendos gaviones en zona de estribos
Requiere limpieza de cauce	NO	

NECESIDAD DE ACCIONES URGENTES

	SI / NO	OBSERVACIONES
Clausura	NO	
Limitación de carga	NO	
Apuntalamiento/refuerzo	NO	
Señalización	**SI**	Señalizar: Puente angosto, terminación de banquinas
Otras (aclarar) ……..	NO	

TIPO DE TAREAS NECESARIAS PARA LLEVAR AL PUENTE A SU ESTADO OPTIMO

	SI / NO
Reemplazo inmediato	
Reemplazo a mediano plazo	
Actualización	
Rehabilitación (Reconstrucción parcial o refuerzos)	**SI**
Mantenimiento rutinario	**SI**
Inspección rutinaria	
No puede determinarlo	

TAREAS DE ACTUALIZACIÓN

	SI / NO
Incremento de la sección hidráulica	
Ensanche de calzada	
Construcción o ensanche de veredas	
Otras	

TAREAS DE REHABILITACIÓN (CONSTRUCCIÓN PARCIAL O REFUERZOS) EN:

	SI / NO
Superestructura	
Estribos	
Pilas	
Defensa contra socavación	**SI**
Otras	

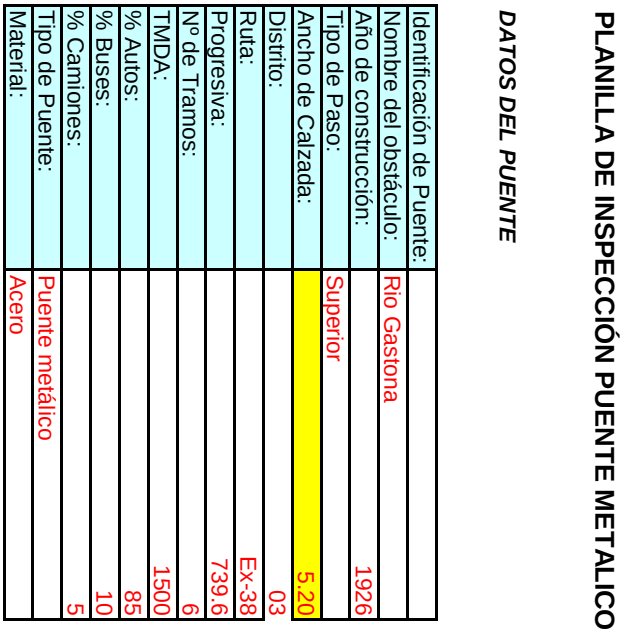
TAREAS DE MANTENIMIENTO RUTINARIO

Tarea	Cantidad	Unidad
Pintura de baranda peatonal	200	m
Pintura de defensa vehicular		m
Colocación / reparación / reemplazo de baranda peatonal	27	m
Colocación / reparación / reemplazo de baranda vehicular		m
Desobstrucción de desagües		Nº
Colocación / prolongación de desagües	30	Nº
Colocación / reemplazo de perfil en juntas	120	m
Colocación / reemplazo de neopreno en juntas	60	m
Limpieza de calzada, cunetas y/o veredas		m^2
Sellado de fisuras en carpeta asfáltica		m
Fresado y reconstrucción de carpeta de rodamiento	830	m^2
Sellado en fisuras de hormigón		m
Recalce de losa de acceso con arena-cemento		m^2
Construcción / reemplazo de la losa de acceso		m^2
Construcción / reemplazo de muros de ala		m
Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento	41	m^2
Reemplazo de apoyos de neopreno	40	Nº
Construcción y reparación de canaleta escalera	40	m
Construcción / reparación de revestimiento de taludes		m^2
Canalización / limpieza de cauce		m^3
Relleno / reconformación de taludes erosionados		m^3
Otras		

CONSIDERACION FINAL

	SI / NO
Requiere la inspección detallada?	**SI**

A.7.2.2. PUENTE METÁLICO



PLANILLA DE INSPECCIÓN PUENTE METALICO

DATOS DEL PUENTE

Identificación de Puente:	
Nombre del obstáculo:	Rio Gastona
Año de construcción:	1926
Tipo de Paso:	Superior
Ancho de Calzada:	5.20
Distrito:	03
Ruta:	Ex-38
Progresiva:	739.6
Nº de Tramos:	6
TMDA:	1500
% Autos:	85
% Buses:	10
% Camiones:	5
Tipo de Puente:	Puente metálico
Material:	Acero

RELEVAMIENTO DEL ESTADO DE LA ESTRUCTURA

Componentes estructurales		Estado B	Estado R	Estado M	Indicios de daño que requieren de una inspección detallada	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar acumulación excesiva de daño (*)	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar el colapso de la superestructura	Apuntalar o reparar en forma inmediata, al menos en forma proviosoria
Superestructura	Tablero							
	Elementos superiores							
	Elementos laterales							
	Elementos inferiores							
Estribos								
Pilas								
Fundaciones								

Componentes funcionales	Estado B	Estado R	Estado M	Requiere tareas de mantenimiento (*)	Reparación o reemplazo (**)	Reparación o reemplazo a corto plazo p/ evitar acumulación excesiva de daño	Reparación o reemplazo de una fracción significativa
Losas de aproximación						NO EXISTEN	
Carpeta de rodamiento							
Juntas							NO EXISTEN
Defensa vehicular							
Baranda peatonal							
Desagües (ϕ 10 cm; Sep. 5 m)							
Apoyos							
Guardarrueda y veredas (Ancho … m)							NO EXISTEN

(*) Reparación localizada de la carpeta de rodamiento, limpieza/sellado de juntas, fijación y/o pintura de barandas, limpieza o reparación de desagües y dispositivos de apoyo, reparación localizada de guardarrueda y veredas.

(**) Reparación o reemplazo de al menos una de las siguientes componentes: Nueva carpeta de rodamiento en más de 15 m^2 de la superficie del tablero, desagües, juntas, y sectores limitados de barandas, defensas, guardarruedas y veredas

RELEVAMIENTO DEL ESTADO HIDRÁULICO

	Cumple	Incumplimiento moderado	Incumplimiento severo
Cauce morfológicamente estable (lecho y márgenes)			
Río regulado o de crecidas controladas			
Flujo uniformemente distribuido en la dirección lateral			
Relación de contracción igual a 1, despegue vertical aceptable y esviaje despreciable			
Pilas cilíndricas u oblongas sin esviaje			
Estribos con extremos redondeados tronco-cónicos			
Acciones de prevención y mantenimiento (*)			
Obras de protección para el control de la erosión			

(*) Cauce limpio sin islas vegetadas en la sección del puente, pilas libres de acumulación de residuos, ausencia de excavaciones para extracción de materiales en el campo lejano y cercano.

RELEVAMIENTO DEL RIESGO EN SEGURIDAD VIAL

	SI / NO
Requiere solamente obras de mantenimiento de rutina	**SI**
Deficiencias sólo en elementos de guiado y seguridad pasiva del puente (*)	**SI**
Ancho de calzada < 8.30 m y velocidad de circulación en puente < a la de los accesos	**SI**
Ancho de calzada en puente < al del acceso	**SI**
Accidentes graves registrados en el puente en los últimos tres años	NO
Importante tránsito de peatones y ciclistas, sin veredas ni carriles correspondientes	**SI**

(*) Barandas de defensa, veredas y barandas peatonales, señalización

INFORMACIÓN DE DETALLE

	SI / NO / NI	Lugar (indicar tramo y lugar/es específico/s)
Asentamientos y/o deformaciones excesivas	**SI**	La Pila 2 acusa un marcado giro y desplazamiento, el cual provocó importantes deformaciones en los tramos 2 y 3. Dicho desplazamiento, hacia aguas abajo del puente es de 40 cm medido a la altura del tablero.
Grietas y/o fisuras de más de 0.5 mm	**SI**	Se relevaron dos grietas importantes de 2 mm de ancho en el muro de ala oeste del estribo norte. Éstas se hallan muy próximas entre si, una comienza en el borde superior del muro y la otra en el inferior, con lo cual afectan a toda la altura del elemento.
Armadura a la vista	**SI**	En fondo de tablero, en vastos sectores de todos los tramos, el hormigón presenta oquedades producto del defectuoso colado. En sectores localizados, también en todos los tramos, se observan huecos de importancia por los cuales la armadura queda expuesta.
Elementos deformados	**SI**	En tramos 2 y 3, algunos elementos del arriostramiento superior se encuentran pandeados y los cordones superiores se encuentran deformados lateralmente por flexión.
Elementos deformados por impacto	**SI**	En todos los tramos se tienen algunas montantes y diagonales con deformaciones de distinta consideración provocadas por el impacto de vehículos.
Elementos con corrosión	**SI**	En todos los tramos se tiene corrosión de distinto grado en los nudos inferiores que afecta los siguientes elementos: cartelas horizontales, talones de vigas transversales, extremos de diagonales y barras del cordón inferior
Tipo de fundación directa (Bases-zapatas)	NO	
Tipo de fundación indirecta (Pilotes-pozos)	**SI**	
Socavación en fundaciones	NO	
Erosión en terraplenes de acceso	NO	
Protección de taludes	NO	
Requiere limpieza de cauce	NO	

NECESIDAD DE ACCIONES URGENTES

	SI / NO	OBSERVACIONES
Clausura	**SI**	
Limitación de carga	NO	
Apuntalamiento/refuerzo	NO	
Señalización	**SI**	Señalizar: Puente angosto
Otras (aclarar) ……..	NO	

TIPO DE TAREAS NECESARIAS PARA LLEVAR AL PUENTE A SU ESTADO OPTIMO

	SI / NO	OBSERVACIONES
Reemplazo inmediato		
Reemplazo a mediano plazo		
Actualización	**SI**	
Rehabilitación (Reconstrucción parcial o refuerzos)	**SI**	
Mantenimiento rutinario		
Inspección rutinaria		
No puede determinarlo		

TAREAS DE ACTUALIZACIÓN

	SI / NO
Incremento de la sección hidráulica	
Ensanche de calzada	
Construcción o ensanche de veredas	**SI**
Otras	

TAREAS DE REHABILITACIÓN (CONSTRUCCIÓN PARCIAL O REFUERZOS) EN:

	SI / NO
Superestructura	**SI**
Estribos	**SI**
Pilas	**SI**
Defensa contra socavación	
Otras	

TAREAS DE MANTENIMIENTO RUTINARIO

Tarea	Cantidad	Unidad
Pintura de baranda peatonal	747	m
Pintura de defensa vehicular		m
Colocación / reparación / reemplazo de baranda peatonal	370	m
Colocación / reparación / reemplazo de baranda vehicular		m
Desobstrucción de desagües	5	Nº
Colocación / prolongación de desagües		Nº
Colocación / reemplazo de perfil en juntas	74	m
Colocación / reemplazo de neopreno en juntas	37	m
Limpieza de calzada, cunetas y/o veredas		m^2
Sellado de fisuras en carpeta asfáltica		m
Fresado y reconstrucción de carpeta de rodamiento	2262	m^2
Sellado en fisuras de hormigón		m
Recalce de losa de acceso con arena-cemento		m^2
Construcción / reemplazo de la losa de acceso	60	m^2
Construcción / reemplazo de muros de ala		m
Arenado de armadura expuesta y reconstrucción del recubrimiento		m^2
Arenado de perfiles metálicos, chapas y uniones	(*)	m^2
Reemplazo de apoyos	24	Nº
Construcción y reparación de canaleta escalera		m
Construcción / reparación de revestimiento de taludes		m^2
Canalización / limpieza de cauce		m^3
Relleno / reconformación de taludes erosionados		m^3
Otras		

(*) A determinarse en inspeccion detallada

CONSIDERACION FINAL

	SI / NO
Requiere la inspección detallada?	**SI**

ANEXO 7.3

CARACTERÍSTICAS EXIGIDAS PARA LOS DESAGÜES

En todos aquellos puentes o sectores de los mismos que no cuenten con desagües en correspondencia con la cuneta del guardarrueda, vereda, o defensa vehicular rígida u otro obstáculo para la circulación transversal del agua de lluvia, como así también en aquellos casos en que existiendo desagües, no tengan las características indicadas a continuación, se procederá a la colocación, reemplazo o prolongación de los mismos, según sea el caso.

Dichos desagües estarán constituidos por caños de hierro galvanizado de 0,10 m (4”) de diámetro interno y 4 mm de espesor mínimo de pared. Los caños con diámetros inferiores al referido son de fácil obstrucción. No deben admitirse otros materiales (el PVC, por ejemplo, se degrada rápidamente y es vulnerable a actos vandálicos).

La separación en dirección longitudinal será de 4,00 m, aunque por razones de modulación esta distancia podrá variarse entre 3,00 y 5,00 m. No se colocarán desagües que derramen sobre la vía férrea o la calzada inferior, cuando se trate de un paso sobre nivel.

La longitud mínima de los caños surgirá de considerar las siguientes condiciones:

1- Los caños se deben prolongar, como mínimo, 0,15 m por debajo del intradós de la losa de tablero.

2- A efectos de evitar el goteo sobre los talones de las vigas, la distancia desde el extremo inferior de los caños al punto más cercano de la viga, medida horizontalmente, deberá ser mayor que la altura de dicho extremo sobre el punto más bajo de la viga.

Estas condiciones se grafican en la figura A7.3.1.

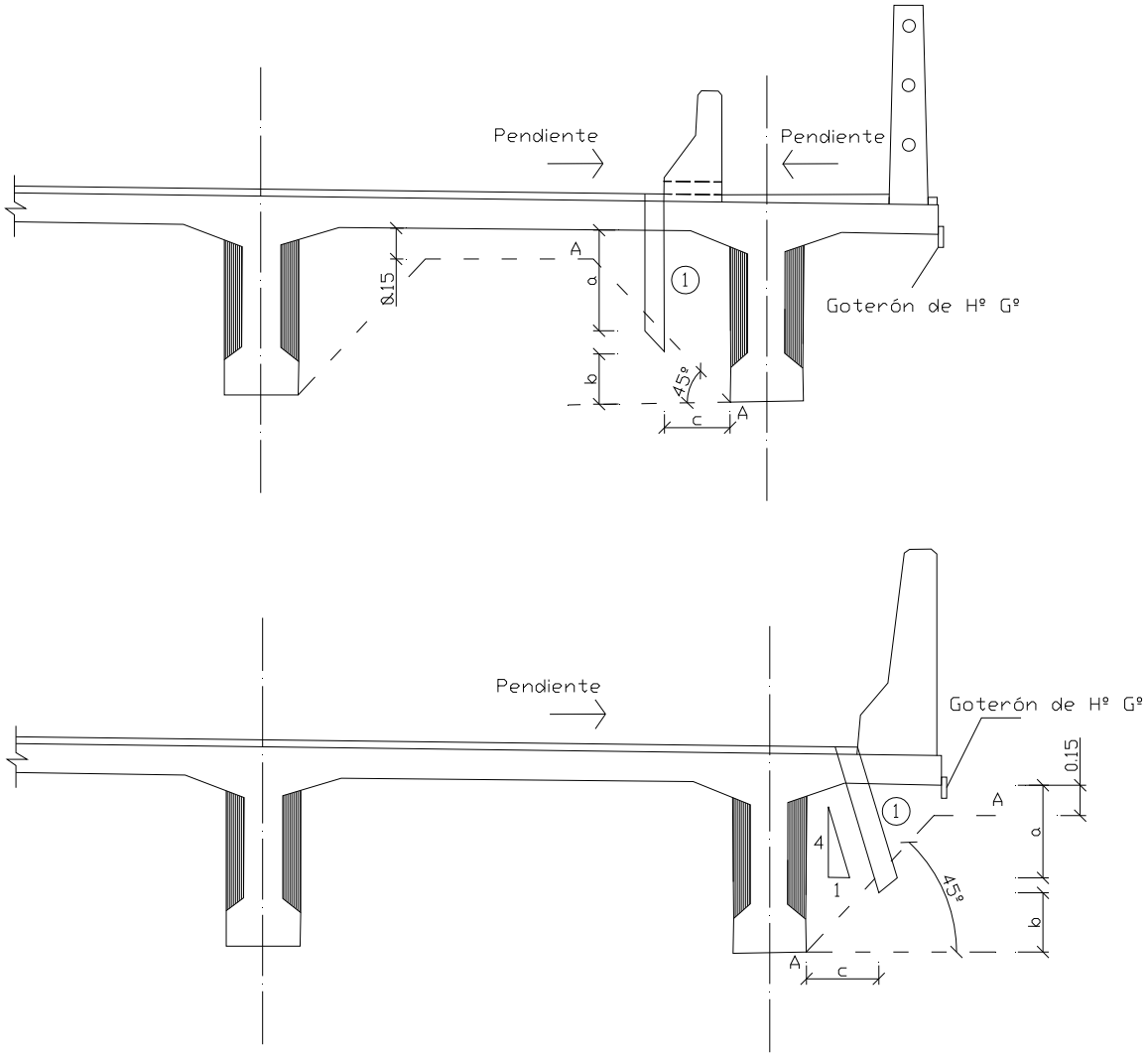


Figura A7.3.1: Condiciones para establecer la longitud mínima de los caños de desagüe

(1) Caño de hierro galvanizado ϕ =100 mm, cada 4m. La longitud de los mismos debe ser tal que atraviesen íntegramente la línea A-A, es decir que debe cumplirse:
a > 15 cm
c > b

Por otra parte, para evitar la erosión localizada del terraplén en los extremos del puente, en el sitio donde se acaba la cuneta al interrumpirse el cordón o la defensa vehicular, se coloca frecuentemente una canaleta escalera. Cuando se observe una erosión de este tipo por no contar con dicho elemento, o el mismo esté deteriorado, se indicará en la planilla la necesidad de construcción o reparación de la canaleta escalera.

CAPITULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS

8.1. CONCLUSIONES

Del trabajo realizado en esta tesis se arriba a las siguientes conclusiones:

8.1.1. De las inspecciones

Del análisis comparativo entre normas y de la experiencia de campo lograda sobre los dos puentes estudiados se llegó a proponer:

1. Una nueva planilla de Inspecciones Rutinarias (Capítulo 7), que con respecto a la actualmente utilizada incorpora:
    A. El relevamiento de información vinculada al estado hidráulico.
    B. El relevamiento de datos de importancia en materia del riesgo en seguridad vial.
    C. El registro de las cantidades por ítems en referencia a las tareas de mantenimiento rutinario.
2. Ante la falta de disposición sobre el tiempo entre inspecciones rutinarias, se recomienda que el mismo sea fijado en dos años tal como se establece en las metodologías americana y europea (BRIME).
3. Que los informes de inspección detallada presentados en el Capítulo 3, con el formato de las planillas de inspección respectivas, sean tomados como guías para la realización de los mismos sobre puentes de la región.

La aplicación de las medidas propuestas anteriormente a los puentes en estudio sirvió para comprobar su facilidad de aplicación y efectividad.

8.1.2. De la evaluación analítica

Se estudió y aplicó la metodología AASHTO LRFR a ambos puentes en estudio, lo que permitió identificar aspectos ventajosos que se pueden incorporar en una futura normativa argentina para la evaluación analítica de puentes. Dichos aspectos son:

1. El uso de coeficientes parciales de carga y resistencia, los cuales han sido calibrados específicamente para la evaluación, proveyendo mayor confiabilidad con niveles de seguridad uniformes.
2. El aprovechamiento sistemático de los datos obtenidos durante la inspección para su uso en la evaluación analítica (Capítulo 4).
3. Establecer un segundo nivel de evaluación, denominado de operación, con lo cual las especificaciones flexibilizan sus exigencias creando un marco legal y técnico para un gran número de puentes existentes viejos, con capacidades menores a las demandadas por las actuales especificaciones de diseño.

8.1.3. De la evaluación experimental

Por razones de seguridad y practicidad se propone seguir los lineamientos de la metodología de evaluación experimental establecida por la normativa americana, en lo que respecta a ensayos de verificación. Esto se fundamenta en:

1. La relativa facilidad con que se obtiene la carga de prueba objetivo aplicando un coeficiente calibrado fijado en base a la teoría de la confiabilidad estructural.
2. La consideración de distintos ítems relacionados con el tipo de estructura, su estado, frecuencia de las inspecciones, la existencia de una evaluación analítica previa, etc.

Como excepción a lo antedicho, se recomienda para nuestro medio la aplicación de los ensayos a nivel de operación, en razón de las dificultades operativas para materializar la totalidad de las cargas exigidas para el nivel de inventario y los correspondientes costos emergentes.

Asimismo, para mayor control y seguridad en dichos ensayos se recomienda incorporar la comprobación del criterio de remanencia de las deformaciones (no contemplado por AASHTO), de manera de controlar también el comportamiento en la descarga (Capítulo 5).

8.1.4. De la evaluación de la condición de estado

Para facilitar la obtención de los indicadores de riesgo que se requieren para la evaluación de la condición de estado de los puentes, se ha agregado una evaluación preliminar en campaña con criterios sencillos, la cual está contenida en la planilla de inspección rutinaria propuesta (Capítulo 7). De acuerdo a la experiencia recogida, dicha evaluación preliminar proporciona información de utilidad al ingeniero evaluador para la asignación de los puntajes requeridos en el módulo evaluación.

Merece mención especial la obtención del indicador de riesgo estructural, para lo cual se puede aplicar la evaluación analítica propuesta en la norma americana con los aspectos ventajosos que la misma presenta, según se indicó previamente.

8.2. RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

A continuación se formulan algunas recomendaciones para futuros trabajos:

- Ahondar en las especificaciones de otras normativas avanzadas sobre el tema, para enriquecer las propuestas y las conclusiones a las cuales se arribó en este trabajo.

- Para ampliar el campo de la evaluación, se deberán realizar estudios sobre vulnerabilidad sísmica de puentes existentes. Para ello, se recomienda seguir los lineamientos dados en el "Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes" de la FHWA (**Buckle I. G. et al (2006)**).

- En el mismo sentido, abordar la evaluación de la vulnerabilidad a la erosión del cauce en puentes existentes, mediante el estudio y aplicación del "Manual HEC 18 - Evaluación de la Erosión en Puentes" de la FHWA (**HEC 18 – FHWA (2001)**).

REFERENCIAS

AASHTO (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 2002.

AASHTO (2004). "A Policy on Geometric Design Of Highways And Streets (The "Green Book")", 5th Edition, American Association of State highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 2004.

AASHTO (2010). "The Manual for Bridge Evaluation", American Association of State highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 2010.

AASHTO LRFD (2010). "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 2010.

ACI 318-05 (2005). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)", American Concrete Institute, Michigan, USA, 2002.

AISC LRFD (1999). "Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design", American Institute of Steel Construction, Chicago, USA, 1999.

ARCHES (2009a). "Recommendations on the systematic decision making process associated with maintenance and reconstruction of bridges", Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures (ARCHES), Deliverable D09, 2009.

ARCHES (2009b). "Recommendations on the use of soft, diagnostic and proof load testing", Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures (ARCHES), Deliverable D16, 2009.

AUTROADS (2002). “Bridge Management Systems. The State of the Art”, Association of Australian and New Zealand road transport and traffic authorities (AUSTROADS), Sydney, 2002.

BRIME (2001). “Final Report”, European Commission Directorate General for Transport, Bridge Management in Europe (BRIME), Deliverable D10, 2001.

Buckle I. G. et al (2006). “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges”, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, 2006.

Castelli E. A. et al (2008). “Argentine: The National Highway Network Bridge Management System”, Routes Roads, World Road Association, France, Nº 339, Pag. 24-31, 2008.

CIRSOC 201 (1982). “Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”, Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), Buenos Aires, Argentina, 1982.

CIRSOC 301 (1982). “Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios”, Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), Buenos Aires, Argentina, 1982.

CIRSOC 302 (1982). “Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero”, Instituto Nacional de Tecnología Industrial. INTI, Buenos Aires, Argentina, 1982.

CIRSOC 201 (2005). “Reglamento Argentino de estructuras de Hormigón”, Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), Buenos Aires, Argentina, 2005.

CIRSOC 301 (2005). “Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios. Estados Límites”, Instituto Nacional de Tecnología Industrial. INTI, Buenos Aires, Argentina, 2005.

DVBA (2007). “Manual para inspecciones rutinarias de puentes y alcantarillas en servicio”, Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, Argentina, 2007.

DNV (1952). “Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado”, Dirección Nacional de Vialidad (DNV), Buenos Aires, Argentina, 1952.

DNV (1980). “Normas de Diseño Geométrico de Carreteras”, Dirección Nacional de Vialidad (DNV), Buenos Aires, Argentina, 1980.

DNV (2008). “Sistema de Gerenciamiento de Puentes para la República Argentina. SIGMA-P”, Dirección Nacional de Vialidad, DNV, Córdoba, Argentina, 2008.

DNV (2009). “Mapa CAD Interactivo. Inventarios y resúmenes de estado para la totalidad de puentes titulares de la Red Vial Nacional en el 3er distrito (Tucumán)”, Dirección Nacional de Vialidad (DNV), Tucumán, Argentina, 2009.

FHWA (1995). “Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation’s Bridges”, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, 1995.

FHWA (2002). “Bridge Inspector's Reference Manual. BIRM”, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, 2002.

FHWA (2006). “The Impact of Load Rating Methods on Federal Bridge Program Funding”, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, 2006.

Galarraga J., Herz M. (2007). “Gestión de riesgo en gerenciamiento de puentes con modelos de decisión multicriterio discretas”, Mecánica Computacional, Vol 26, Pag. 2533-2548, 2007.

HEC 18 – FHWA (2001). “Evaluating Scour At Bridges”, Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC 18), Federal Highway Administration (FHWA), Washington, 2001.

IABMAS (2010). “Overview of existing Bridge Management Systems”, International Association for Bridge Maintenance and Safety (IABMAS), Bridge Management Committee, 2010.

IE UNT (2005). “Evaluación y Propuesta de Rehabilitación de Puente sobre Ruta Provincial Nº 325”, Convenio DPV-Instituto de Estructuras UNT, 2005.

IE UNT (2007). “Evaluación y Rehabilitación del Puente Metálico sobre el Río Gastona. Ruta Nac. Nº 38”, Convenio DNV-Instituto de Estructuras UNT, 2007.

INPRES NAA 80 (1980). “Normas Argentinas Antisísmicas (NAA 80)”, Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), San Juan, Argentina, 1980.

INPRES-CIRSOC 103 (1983). “Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes. Parte 1, Construcciones en general”, Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), San Juan, Argentina, 1983.

IRAM (1981). “Dimensionamiento de los elementos de hormigón y hormigón armado”, Comision Alemana del hormigón armado, Cuaderno 220, IRAM, 1981

Jaramilla B., Huo S. (2005). “Looking to Load and Resistance Factor Rating”, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, 2005.

Leoni A. J. (2002). “Coeficiente de Balasto”, Laboratorio de Mecánica de los Suelos, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional de la Plata, Buenos Aires, Argentina, 2002.

MT INVIAS (2006). “Manual para la inspección visual de puentes y pontones”, Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, 2006.

MTC (2006). "Guía para inspección de puentes", Ministerio de Transporte y Comunicaciones República del Perú, Lima, 2006.

Minetti J. L., Figueroa Suárez F. M. (2008). "Aspectos físicos que intervienen en las inundaciones de la provincia de Tucumán", Laboratorio Climatológico Sudamericano (LCS), Tucumán, Argentina, 2008

Ministerio de Fomento de España (2002). "Recomendaciones para la Realización de Pruebas de Carga de Recepción en Puentes de Carreteras", Ministerio de Fomento, Secretaría de estado de Infraestructuras, Dirección General de Carreteras, Madrid, España, 2002.

Möller O. (2007). "Hormigón Armado. Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del Reglamento CIRSOC 201-2005", Tercera edición, Universidad Nacional de Rosario - UNR Editora, Rosario, Argentina, 2007.

NBIS (2004). "National Bridge Inspection Standards", Federal Highway Administration (FHWA), Washington, 2004.

New York State Departament of Transportation (2006). "Bridge Inventory Manual", New York State Departament of Transportation, New York, 2006.

Puppo A. H. (1980). "Cálculo Límite de Vigas y Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado", Instituto del Cemento Pórtland Argentino (ICPA), Buenos Aires, Argentina, 1980.

Puppo A. H. (1998). "Ensayos de carga de puentes y viaductos", Publicación de la Asociación de Ingenieros Estructurales de la República Argentina (AIE), Buenos Aires, Argentina, Nº 20, Pag. 32-36, 1998.

SCT DGCC (2006). "Reporte de inspección principal", Secretaría de Comunicaciones y Transporte, Dirección General de Conservación de Carreteras, Estados Unidos Mexicanos, México D.F., 2006.

Transportation Research Board (1998). "Manual for Bridge Rating Through Load Testing", Transportation Research Board, Washington, DC, 1998.

Troglia G. R. (2007). "Estructuras metálicas. Proyectos por estados límites", Sexta edición, Universidad Nacional de Córdoba – Editorial Científica Universitaria, Córdoba, Argentina, 2007.