

ESCUELA
COLOMBIANA
DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO

VIGILADA MINEDUCACIÓN

Guía para la Rehabilitación de Puentes con Estructura de Acero
Caso de Estudio: Puente Colgante con Estructura de Acero en Colombia

Manuel Orlando Martín Jiménez

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO
Maestría en Ingeniería Civil con Énfasis en Ingeniería Estructural
Bogotá, Colombia

2021

Maestría en Ingeniería Civil

Énfasis en Ingeniería Estructural

Guía para la Rehabilitación de Puentes con Estructura de Acero **Caso de Estudio: Puente Colgante con Estructura de Acero en Colombia**

Manuel Orlando Martín Jiménez

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

Posgrado en Ingeniería Civil

Bogotá, Colombia

2021



Guía para la Rehabilitación de Puentes con Estructura de Acero
Caso de Estudio: Puente Colgante con Estructura de Acero en Colombia

**Tesis para optar al Título de Magíster en Ingeniería Civil, con
Énfasis en Ingeniería Estructural**

Ph.D., M.Sc., I.C. Pedro Nel Quiroga Saavedra

Director

I.C. Jaime Erasmo Garzón Moreno

Codirector

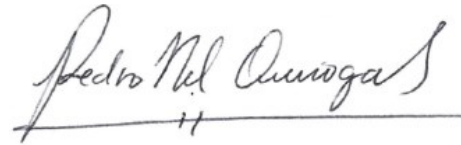
Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

Posgrado en Ingeniería Civil


Bogotá, Colombia



La tesis de maestría titulada “*Guía para la Rehabilitación de Puentes con Estructura de Acero. Caso de Estudio: Puente Colgante con Estructura de Acero en Colombia*”, presentada por Manuel Orlando Martín Jiménez, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural.



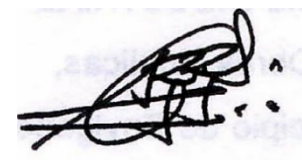
Pedro Nel Quiroga Saavedra
Director de la Tesis



Jaime Erasmo Garzón Moreno
Codirector de la Tesis



Javier Andrés Urbano Tole
Jurado



Luis Garza Vásquez
Jurado

Bogotá, D.C., 3 de agosto de 2021

A mi familia.

Agradecimientos

A mi familia porque siempre está presente, acompañándome incondicionalmente en todos y cada uno de los momentos de mi vida, apoyándome, aconsejándome y dándome aliento y ánimo para vencer los obstáculos.

A los ingenieros Pedro Nel Quiroga y Jaime Garzón por su constante compañía y apoyo durante el desarrollo del proyecto y por haberme brindado la oportunidad de recurrir a su capacidad y conocimiento científico.

A la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito porque a través de su excelente equipo de docentes me ha brindado valiosos conocimientos, habilidades y herramientas para el ejercicio de mi carrera profesional, además de concederme la oportunidad, mientras desarrollaba mis estudios de maestría, de ser parte de su equipo de investigación.

RESUMEN

Varios de los puentes de la red vial de Colombia son en superestructura de acero y mixta (acero-concreto), muchos de estos antiguos, y con base en estudios y evaluaciones estadísticas de inspecciones a puentes de acero se han encontrado diversidad de afectaciones como: corrosión, impactos, entre otros. Además, los avances científicos, en lo que respecta a vehículos, provisiones sísmicas, filosofías y metodologías de diseño; han dejado gran cantidad de estos puentes diseñados con normas antiguas estructuralmente rezagados, conduciendo a limitaciones e insuficiencias frente a diferentes tipos de cargas.

En vista de la anterior problemática, se desarrolló producto de un convenio Universidad-Empresa un estudio de caso para la *Evaluación e Intervención de un Puente Colgante en Estructura de Acero en Colombia* construido a finales de la década de 1950 y que por su contexto geográfico se verá sometido a una carga vehicular tipo 3S3. Como resultado del estudio de caso, a partir de inspecciones, ensayos, levantamientos estructurales, entre otros; se evaluó el estado estructural actual del puente, en cuanto a afectaciones y esfuerzos y se planteó su reparación y reforzamiento.

El reforzamiento teórico permitió reducir los índices de sobreesfuerzo frente a diferentes combinaciones de carga, se determinó que las cargas del vehículo 3s3 son aceptables para el puente reforzado, siempre y cuando, este circule como único vehículo sobre el puente y a baja velocidad para eliminar el efecto del impacto por cargas dinámicas. Asimismo, se determinó que no es viable su rehabilitación sísmica debido a que los índices de sobreesfuerzo requieren adicionar una cantidad de material significativa que disminuyen la capacidad útil del puente. De manera general, se logró aumentar la capacidad teórica del puente en un 73% y la capacidad de los elementos estructurales en un 49% lo que se tradujo en una disminución de esfuerzos de hasta un 52%.

Como resultado adicional del estudio de caso y con base en un estudio del arte se planteó una *Guía para la Evaluación e Intervención de Puentes de Acero* constituida por varios volúmenes dentro de los cuáles se desarrolla de manera preliminar el primer volumen sobre *Inspección de Puentes de Acero*.

Palabras Clave: Reforzamiento de puentes, Análisis Estructural de Puentes, Evaluación Estructural de Puentes, Repotenciación de Puentes de Acero, Evaluación de Puentes Colgantes.

ABSTRACT

Several bridges of the Colombian road network are in steel and mixed superstructure (steel-concrete), many of these are old, and based on studies and statistical evaluations of inspections of steel bridges, a diversity of affectations have been found, such as: corrosion, impacts, among others. In addition, scientific advances regarding vehicles, seismic provisions, design philosophies and methodologies have left many of these bridges designed with old standards structurally lagging, leading to limitations and insufficiencies against different types of loads.

In view of the previous problem, as result of a University-Company agreement, a case study was developed for the Evaluation and Intervention of a Suspension Bridge in a Steel Structure in Colombia built at the end of the 1950s and that due to its geographical context will be subjected to a vehicular load 3S3. As a result of the case study and from inspections, tests, structural surveys, among others, the current structural state of the bridge was evaluated, in terms of affectations and stresses, and its repair and reinforcement were proposed.

Theoretical reinforcement made it possible to reduce the overstress rates against different load combinations. It was determined that the loads of the 3S3 vehicle are acceptable for the reinforced bridge if the vehicle circulates as the only vehicle on the bridge and at a low speed to eliminate the effect of impact by dynamic loads. Likewise, it was determined that its seismic rehabilitation is not feasible because the overstress rates require the addition of a significant amount of material that reduces the useful capacity of the bridge. In general, it was possible to increase the theoretical capacity of the bridge by 73% and the capacity of the structural elements by 49%, which represents a decrease in stresses of up to 52%.

As an additional result of the case study and based on a study of the art, a Guide for the Evaluation and Intervention of Steel Bridges was proposed, consisting of several volumes. The first volume on Inspection of Steel Bridges is developed in a preliminary way.

Keywords: Bridge Retrofitting, Structural Bridge Analysis, Structural Bridge Assessment, Strengthening Steel Bridges, Assessment of Suspension Bridges.

TABLA DE CONTENIDO

GLOSARIO.....	30
INTRODUCCIÓN	34
1 GENERALIDADES.....	37
1.1 Contexto	37
1.2 Justificación	41
1.3 Objetivos	43
1.3.1 Objetivo General.....	43
1.3.2 Objetivos Específicos	43
1.4 Metodología.....	44
2 MARCO TEÓRICO	46
2.1 Antecedentes	46
2.2 Estructura del Puente.....	49
2.3 Clasificación de Puentes.....	50
2.4 Tipos de Puentes Metálicos.....	54
2.4.1 Puentes de Vigas de Acero	54
2.4.2 Puentes sobre Celosía	55
2.4.3 Puente a través de Celosía	56
2.4.4 Puente de Cordón de Acero en Arco	57
2.4.5 Puentes Peatonales en Acero	57
2.4.6 Puentes de Vigas Compuestas	58
2.4.7 Puente Atirantado.....	58
2.4.8 Puente Colgante	59
2.5 Tipos de Cargas en Puentes.....	60
2.5.1 Cargas gravitacionales	60
2.5.2 Cargas laterales.....	60
2.5.3 Cargas longitudinales.....	61

2.6	Método de Diseño	61
2.7	Análisis Estructural en Puentes	63
2.8	Sistema de Administración de Puentes.....	64
2.8.1	En el Mundo.....	64
2.8.2	En Colombia (SIPUCOL)	66
3	EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE PUENTES	71
3.1	Normas, Manuales, Guías de Puentes.....	71
3.1.1	Para el Diseño de Puentes en Acero	71
3.1.2	Para la Evaluación e Intervención de Puentes.....	77
3.2	Inspección de Puentes.....	81
3.2.1	Tipos de Inspecciones	81
3.2.2	Procedimiento de Inspección	85
3.2.3	Secuencia de Inspección	87
3.3	Ensayos	88
3.3.1	Identificación del Material.....	88
3.3.2	Ensayos No Destructivos	102
3.4	Patologías Estructurales.....	113
3.4.1	Defectos del Material	114
3.4.2	Defectos de Fabricación.....	115
3.4.3	Corrosión	119
3.4.4	Accidentes.....	121
3.4.5	Fatiga	121
3.4.6	Causas Externas.....	122
3.4.7	Defectos en Tableros.....	123
3.4.8	Defectos en Juntas	123
3.4.9	Defectos en Apoyos.....	123
3.4.10	Otros defectos	124

3.5	Trabajos de Intervención	124
3.5.1	Principios Generales	124
3.5.2	Remoción de la Corrosión y Limpieza de las Superficies Metálicas.....	126
3.5.3	Protección Anticorrosión	140
3.5.4	Reemplazo de Elementos Estructurales	145
3.5.5	Reparación de Elementos Estructurales.....	146
3.5.6	Repotenciación de Elementos.....	156
3.5.7	Limpieza de drenajes de tableros	167
3.5.8	Elementos de Control de Tráfico	167
3.5.9	Apoyos y Rodillos.....	167
3.5.10	Retiro de Escombros.....	168
4	CASO DE ESTUDIO: PUENTE COLGANTE CON ESTRUCTURA DE ACERO.....	169
4.1	Generalidades.....	170
4.1.1	Resumen de Antecedentes.....	170
4.1.2	Objetivos del Estudio de Caso.....	171
4.1.3	Alcance Del Estudio	172
4.2	Inventario del Puente.....	174
4.2.1	Descripción Preliminar Del Puente	174
4.2.2	Materiales	181
4.3	Levantamiento	212
4.3.1	Carteras de Campo.....	213
4.3.2	Geometría de Puente	218
4.3.3	Estudio Geofísico y Batimétrico de la Subestructura	239
4.4	Afectaciones del Puente	260
4.4.1	Descripción de Afectaciones	264
4.4.2	Reparación de Afectaciones Críticas.....	269
4.5	Soldadura	284

4.5.1	Proceso SMAW	284
4.5.2	Clasificación de Electrodo AWS	287
4.5.3	Soldabilidad	293
4.5.4	Temperatura de Pre calentamiento y de Entrepaso	299
4.6	Descripción del Análisis Estructural.....	310
4.6.1	Software de Análisis Estructural.....	310
4.6.2	Metodología de Diseño	310
4.6.3	Modelo Estructural	324
4.6.4	Avalúo de Cargas.....	334
4.6.5	Combinaciones de Carga.....	366
4.6.6	Análisis Estructural – Condición Sin Reparación	368
4.7	Reparación Para Recuperación De Capacidad De Carga	397
4.7.1	Especificación de la Reparación	397
4.7.2	Avalúo de Cargas de La Estructura Reparada	407
4.7.3	Análisis Estructural – Condición Reparado	409
4.7.4	Aumento de Capacidad Teórica	432
4.8	Prueba de Carga	435
4.8.1	Ensayo de Diagnóstico.....	435
4.8.2	Ensayo De Prueba.....	467
4.9	Presupuesto Resumido.....	480
4.10	Conclusiones	481
4.10.1	Levantamiento Detallado.....	481
4.10.2	Batimetría y Geofísica.....	482
4.10.3	Material.....	482
4.10.4	Soldadura.....	483
4.10.5	Análisis Estructural – Sin Reparación.....	485
4.10.6	Reparación de Perfiles	486

4.10.7	Análisis Estructural – Condición Reparado	486
4.10.8	Prueba de Carga	487
4.10.9	Fatiga	488
5	GUÍA PRELIMINAR DE REFORZAMIENTO	490
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	492
6.1	Conclusiones	492
6.2	Recomendaciones	493
6.3	Comentarios	494
7	REFERENCIAS	495

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Nombre, definición y características de algunos sistemas de administración de puentes en el mundo.....	64
Tabla 3-1. Aceros Comunes en Puentes.	94
Tabla 3-2. Aceros Estructurales permitidos por la NSR-10.	97
Tabla 3-3. Propiedades Mecánicas Mínimas del Acero Estructural por Forma, Resistencia y Espesor.....	98
Tabla 3-4. Grados de Limpieza para Diferentes Normativas.	128
Tabla 3-5. Niveles de Limpieza usando Agua.	133
Tabla 3-6. Abrasivos No Metálicos.	134
Tabla 3-7. Perfil de Anclaje para diferentes Abrasivos.	137
Tabla 3-8. Resistencia nominal para pernos y piezas roscadas, MPa.	162
Tabla 3-9. Mínima Tensión de Instalación de los Pernos, kilonewtons*	164
Tabla 4-1. Descripción general del puente.....	175
Tabla 4-2. Breve resumen normativo para acero estructural en Alemania.	183
Tabla 4-3. Hierro y acero. Descripción general de algunos estándares.	184
Tabla 4-4. Datos en las tres partes de la designación del material.....	185
Tabla 4-5. Resumen histórico de las especificaciones ASTM para Acero Estructural.	186
Tabla 4-6. Resultados de Composición Química Muestra 1.	189
Tabla 4-7. Resultados de Composición Química Muestra 2.	189
Tabla 4-8. Resultados para las Probetas de Tensión.	197
Tabla 4-9. Especificaciones de los aceros estandarizados por DIN 1611 y DIN 1612.	200
Tabla 4-10. Extracto de la norma DIN 1612, Edición 1943 para el acero St 37.12	201
Tabla 4-11. Valores garantizados de composición química para el acero DIN 17100.	202
Tabla 4-12. Propiedades mecánicas para el acero DIN 17100: 1957-10.	203
Tabla 4-13. Normas de Referencia Acero St 37-2.	204
Tabla 4-14. Comparativa de los resultados del ensayo mecánico para el perfil metálico del cordón superior con diferentes normativas.....	206

Tabla 4-15. Propiedades de Acero Asumidas para los Pendolones.	207
Tabla 4-16. Valores recopilados de rotura por cable.	209
Tabla 4-17. Especificaciones de los aceros estandarizados por DIN 1613.	210
Tabla 4-18. Resistencia nominal para pernos y piezas roscadas, MPa.	211
Tabla 4-19. Puntos sección transversal del tablero del puente.	213
Tabla 4-20. Puntos superficie del tablero del puente.	214
Tabla 4-21. Localización de Montantes.	214
Tabla 4-22. Tipo y Localización de Uniones del Cordón Superior.	216
Tabla 4-23. Tipos de Conexiones Preliminares en el Cordón Superior.	217
Tabla 4-24. Caracterización de los Pendolones respecto al trazado del Cable.	218
Tabla 4-25. Propiedades Geométricas de los Perfiles Existentes.	222
Tabla 4-26. Geometría Parábolas Puente Colgante.	232
Tabla 4-27. Coordenadas del Trazado Parabólico de los Cables.	232
Tabla 4-28. Localización de la Exploración Geofísica.	245
Tabla 4-29. Descripción de presillas afectadas por corrosión.	282
Tabla 4-30. Metales de aporte para los grupos I y II, mediante procesos SMAW y SAW.	287
Tabla 4-31. Tipos de Revestimientos para Electroodos.	288
Tabla 4-32. Recomendaciones de almacenamiento y reacondicionamiento para el electrodo E7018.	290
Tabla 4-33. Rangos típicos de amperaje para electrodos E7018.	291
Tabla 4-34. Clasificación para Valores Comunes de CE.	298
Tabla 4-35. Temperaturas de Precalentamiento para Aceros al Carbono.	300
Tabla 4-36. Mínimo precalentamiento y temperatura de entrapaso precalificadas, A36.	300
Tabla 4-37. Contenido de Carbono y Carbono Equivalente.	301
Tabla 4-38. Nivel de hidrógeno.	307
Tabla 4-39. Agrupamiento del Índice de Susceptibilidad como función del Nivel de Hidrógeno, H y el parámetro de composición, P_{cm}	307
Tabla 4-40. Resultados de índice de susceptibilidad para el procedimiento recomendado de soldadura.	308

Tabla 4-41. Temperaturas mínimas de precalentamiento y de entre paso según nivel de restricción.	308
Tabla 4-42. Breve reseña normativa estadounidense y colombiana para el diseño de puentes.	310
Tabla 4-43. Peso de la superestructura según los elementos.	334
Tabla 4-44. Peso de la superestructura según el material.	336
Tabla 4-45. Peso de las Cargas Muertas Posteriores.	337
Tabla 4-46. Reacciones en la base de la estructura SAP2000.	337
Tabla 4-47. Reseña histórica de camión y/o carga de carril en Colombia.	338
Tabla 4-48. Carriles de Tráfico según Ancho de Calzada.	338
Tabla 4-49. Reducción de intensidad de las cargas.	342
Tabla 4-50. Factores de amplificación dinámica.	344
Tabla 4-51. Factor de presencia múltiple.	345
Tabla 4-52. Coeficientes para construcción de espectro de Aceleraciones.	352
Tabla 4-53. Clasificación de los perfiles de suelo.	353
Tabla 4-54. Valores del factor de Sitio, F_{pga} , en el período de vibración cero del espectro de aceleraciones.	354
Tabla 4-55. Valores del factor de sitio, F_a , en el intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones.	354
Tabla 4-56. Valores del factor de sitio, F_v , en el intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones.	354
Tabla 4-57. Cálculo del Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica, C_{sm} según el valor del período, T.	355
Tabla 4-58. Factores para Espectro de Aceleraciones.	355
Tabla 4-59. Zonas de desempeño sísmico.	356
Tabla 4-60. Requisitos para puentes regulares.	357
Tabla 4-61. Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos.	358
Tabla 4-62. Factores de Modificación de Respuesta - Subestructuras.	359
Tabla 4-63. Cargas de Viento según AASHTO 1949.	361
Tabla 4-64. Valores de V_o y Z_o para varias condiciones de superficie aguas arriba.	363

Tabla 4-65. Valores de Presión de Viento a Barlovento y Sotavento según Geometría del Elemento.....	365
Tabla 4-66. Resultados de resistencia de los elementos estructurales del puente.....	372
Tabla 4-67. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para el Cordón Superior.	382
Tabla 4-68. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para el Cordón Inferior.....	384
Tabla 4-69. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para las Diagonales.....	385
Tabla 4-70. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Montantes.	386
Tabla 4-71. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Travesaños.....	387
Tabla 4-72. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para elementos de la Torre.....	388
Tabla 4-73. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Pendolones.....	389
Tabla 4-74. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Cables.....	390
Tabla 4-75. Comparativa de Resultados para las Diferentes Combinaciones de Carga.....	392
Tabla 4-76. Designación de los elementos modificados.....	398
Tabla 4-77. Perfiles Reparados.....	399
Tabla 4-78. Propiedades geométricas de los perfiles después de la reparación.....	401
Tabla 4-79. Intervenciones en el Cordón Superior.....	404
Tabla 4-80. Intervenciones en el Cordón Inferior.....	404
Tabla 4-81. Peso de la superestructura discriminada por elementos con reparación.....	407
Tabla 4-82. Peso de la superestructura reparada discriminada por material.....	408
Tabla 4-83. Reacciones en la base de la estructura reparada SAP2000.....	409
Tabla 4-84. Resultados de resistencia de los elementos estructurales reparados del puente....	409

Tabla 4-85. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para el Cordón Superior.	419
Tabla 4-86. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para el Cordón Inferior.	421
Tabla 4-87. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para las Diagonales.	422
Tabla 4-88. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Montantes.	423
Tabla 4-89. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Travesaños.	424
Tabla 4-90. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para elementos de la Torre.	425
Tabla 4-91. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Pendolones.	426
Tabla 4-92. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Cables.	427
Tabla 4-93. Comparativa de Resultados para las Diferentes Combinaciones de Carga.	429
Tabla 4-94. Variación de la capacidad en términos de esfuerzos admisibles del elemento.	433
Tabla 4-95. Variación de la capacidad en términos de esfuerzos admisibles del elemento.	434
Tabla 4-96. Coordenadas puntos de amarre para posteriores estudios.	445
Tabla 4-97. Coordenadas y elevaciones de puntos de análisis de deflexiones.	446
Tabla 4-98. Registro de cotas y deflexiones en primer estado de carga.	447
Tabla 4-99. Registro de cotas y deflexiones en segundo estado de carga.	448
Tabla 4-100. Registro de cotas en primer estado de carga.	448
Tabla 4-101. Descripción de equipos para adquisición de vibraciones.	450
Tabla 4-102. Registros de Vibración.	451
Tabla 4-103. Espectro de frecuencias.	453
Tabla 4-104. Diagramas de estabilización para señales.	458
Tabla 4-105. Resumen de modos identificados, día 1.	463

Tabla 4-106. Resumen de modos identificados, día 2.	463
Tabla 4-107. Primeros modos de vibración teóricos.	464
Tabla 4-108. Presupuesto Resumido de las Intervenciones.	480
Tabla 5-1. Guía de Rehabilitación de Puentes en Estructura de Acero. Inspección de Puentes.	491

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Estadísticas de la clasificación de los puentes según material en la red vial colombiana.....	39
Figura 1-2. Distribución estadística de los puentes acorde a sus materiales de construcción.	39
Figura 1-3. Estado de los puentes, en la red vial colombiana.	40
Figura 2-1. Puente sobre el río Suaza, en el Tolima, del ingeniero E.G. Barney.	48
Figura 2-2. Puente Navarro, Honda, Tolima.	48
Figura 2-3. Partes básicas de un puente.	50
Figura 2-4. Longitudes de Luz Posibles y Óptimas para Algunos Puentes Viales.....	50
Figura 2-5. Principales tipologías estructurales de puentes.....	53
Figura 2-6. Puente en Vigas de Acero.....	55
Figura 2-7. Puente sobre celosía en Belize.....	55
Figura 2-8. Puentes a través de Celosía en Colombia.....	56
Figura 2-9. Puente con celosía en arco, Blackfryers Bridge.	57
Figura 2-10. Puente Peatonal Av. Boyacá con Calle 13. Bogotá.....	57
Figura 2-11. Vigas compuestas en un puente de varias vigas en el M6Toll, Gran Bretaña.	58
Figura 2-12. Puentes Atirantados.	59
Figura 2-13. Puente Mariano Ospina Pérez. Girardot, Colombia.....	60
Figura 2-14. Comparativa entre capacidad ASD/LRDF en la curva carga-desplazamiento.	62
Figura 2-15. Módulos de SIPUCOL.....	67
Figura 2-16. Escala de Clasificación de los Componentes de los Puentes.	68
Figura 2-17. Etapas de la inspección principal.	69
Figura 3-1. “The Iron Bridge” en Coalbrookdale, Reino Unido.....	89
Figura 3-2. Influencia del C% en el comportamiento del Acero.....	91
Figura 3-3. Curvas Esfuerzo Deformación del Acero.	92
Figura 3-4. Costo Relativo de los Aceros para Puentes.	94
Figura 3-5. Microestructura del hierro. Izquierda) Fundido. Derecha) Forjado.	99
Figura 3-6. Propiedades del metal en la prueba de viruta.....	100

Figura 3-7. Resultados de pruebas de chispa a diferentes materiales.....	100
Figura 3-8. Prueba de Partículas Magnéticas con Recubrimiento Fluorescente.	105
Figura 3-9. Ensayo de Líquidos Penetrantes.....	106
Figura 3-10. Probetas de Ensayo a Tensión.....	110
Figura 3-11. Máquina de ensayo Charpy.....	111
Figura 3-12. Defecto descubierto 100 años después.....	116
Figura 3-13. Grietas de Fatiga en Puentes en Celosía Remachados.	122
Figura 3-14. Grados de Limpieza de Superficies por Chorro.....	130
Figura 3-15. Abrasivos metálicos.....	135
Figura 3-16. Requisitos y consumo de abrasivo.	136
Figura 3-17. Algunos métodos de protección a la corrosión.....	141
Figura 3-18. Procedimiento de Costura de Acero.....	147
Figura 3-19. Reemplazo del patín inferior corroído.	148
Figura 3-20. Unión Remachada Deteriorada.	149
Figura 3-21. Calentamiento de remaches, introducción en los orificios y conformado de segunda cabeza.....	149
Figura 3-22. Enderezamiento local de un miembro mediante gato hidráulico.	150
Figura 3-23. Enderezamiento de general de un elemento mediante gato hidráulico.	151
Figura 3-24. Doblado sobre el eje fuerte en secciones armadas o laminadas.	151
Figura 3-25. Daños sobre el eje débil.....	152
Figura 3-26. Daño por torsión.....	152
Figura 3-27. Daño por pandeo local del patín.	153
Figura 3-28. Calentamiento puntual aplicado a placas deformadas.....	154
Figura 3-29. Calentamiento en V y el rectangular.....	154
Figura 3-30. Secuencia de calentamiento en V. a) Por un operador. b) Por dos operadores.	155
Figura 3-31. Calentamiento en línea en el alma.	155
Figura 3-32. Calentamiento de los bordes.....	156
Figura 3-33. Reforzamiento del patín superior e inferior.	157
Figura 3-34. Reforzamiento de perfiles agregando materiales.	158

Figura 3-35. Rigidizadores adicionales en zona de apoyo.....	159
Figura 3-36. Contracción de la Soldadura.....	160
Figura 3-37. Procedimiento de Reforzamiento FRP.....	166
Figura 4-1. Placa Inaugural del Puente.....	174
Figura 4-2. Localización del puente.....	176
Figura 4-3. Principales Componentes del Puente Colgante.....	176
Figura 4-4. Galápago en Puente.....	177
Figura 4-5. Configuración de los cables de acero.....	178
Figura 4-6. Fuerzas en los cables.....	178
Figura 4-7. Anclajes Externos Lado suroriente.....	179
Figura 4-8. <i>Cercha del Puente</i>	180
Figura 4-9. Fuerzas en el Puente Colgante.....	181
Figura 4-10. Subdivisión de los aceros.....	184
Figura 4-11. Muestra 1 (izquierda). Muestra 2 (derecha).....	188
Figura 4-12. Límite de composición química para aceros no aleados.....	190
Figura 4-13. Localización del elemento. Tramo de Acceso del Puente.....	191
Figura 4-14. Izq. Cordón superior por extraer, aguas arriba. Der. Cordón superior aguas abajo.	191
Figura 4-15. Sección por extraer del cordón superior aguas arriba.....	192
Figura 4-16. Desempeño estructural del perfil, en términos de capacidad.....	192
Figura 4-17. Identificación de Muestra Por Extraer.....	193
Figura 4-18. Esquema de Corte de la muestra.....	193
Figura 4-19. Corte en Campo de la Muestra.....	194
Figura 4-20. Pulir borde sobre la sección cortada en la estructura.....	194
Figura 4-21. Instalación de perfil nuevo.....	195
Figura 4-22. Protección del perfil nuevo.....	196
Figura 4-23. Dimensiones y forma adoptada para las probetas, en el ensayo a tensión.....	196
Figura 4-24. Montaje para la prueba de tensión sobre probeta de acero.....	197
Figura 4-25. Resultados ensayos de tensión probeta 1.....	198

Figura 4-26. Resultados ensayos de tensión probeta 2.	199
Figura 4-27. Referencia del Perfil del Cordón Superior.	200
Figura 4-28. Designación abreviada de los aceros de construcción general.	203
Figura 4-29. Construcciones típicas en torones de acero.	208
Figura 4-30. Configuración de los cables de acero.	208
Figura 4-31. Diferentes uniones simples en el puente.	209
Figura 4-32. Sección Longitudinal del Puente.	219
Figura 4-33. Perfil Longitudinal del Puente.	219
Figura 4-34. Planta General, Arriostrado Horizontal y Vigas de Piso del Puente.	220
Figura 4-35. Descripción Viga de Rigidez.	221
Figura 4-36. Trazado Parabólico de los Cables de Acero.	230
Figura 4-37. Forma del Cable Principal.	231
Figura 4-38. Unión Típica Cable-Pendolón-Viga.	234
Figura 4-39. Primeras Uniones Cable-Pendolón-Viga.	234
Figura 4-40. Esquema Torre.	235
Figura 4-41. Esquema Tablero.	236
Figura 4-42. Enumeración de Detalles de Conexiones Cordón Superior.	236
Figura 4-43. Detalles de Conexiones del Cordón Superior.	237
Figura 4-44. Uniones del Cordón Superior.	238
Figura 4-45. Imagen cerca del apoyo del puente.	239
Figura 4-46. Fragmento Plancha del SGC, destacando el sector del puente.	240
Figura 4-47. Fotografías de la ubicación de las líneas sísmicas.	242
Figura 4-48. Hodógrafo de Onda Directa y Refractada.	244
Figura 4-49. Arreglo de tendido de geófonos.	244
Figura 4-50. Localización de las Líneas de Refracción Sísmica.	245
Figura 4-51. Primeros arribos, Modelo Simplificado y Tomografía Sísmica.	246
Figura 4-52. Localización de las líneas de geofísica (refracción sísmica) en el apoyo NO.	249
Figura 4-53. Afloramientos de las rocas de la Formación Honda, margen izquierda del río.	249
Figura 4-54. Localización de las Líneas de Refracción Sísmica.	250

Figura 4-55. Perfil Batimétrico Sección 5 (aguas arriba).	251
Figura 4-56. Perfil Batimétrico Sección 4 (aguas arriba).	251
Figura 4-57. Perfil Batimétrico Sección 1 en el eje del puente.....	252
Figura 4-58. Perfil Batimétrico Sección 2 al NE del puente (aguas abajo).	253
Figura 4-59. Perfil Batimétrico Sección 3 al NE del puente (aguas abajo).	253
Figura 4-60. Localización de Secciones Batimétricas en el Apoyo NO (margen izquierda del río)	254
Figura 4-61. Perfil Batimétrico 10 m al noreste de la pila noroeste.	254
Figura 4-62. Perfil Batimétrico 5 m al noreste de la pila noroeste.....	255
Figura 4-63. Perfil batimétrico en el eje de la pila noroeste.....	255
Figura 4-64. Perfil Batimétrico 5 m al sureste de la pila noroeste.	255
Figura 4-65. Perfil Batimétrico 10 m al sureste de la pila noroeste.	256
Figura 4-66. Cimiento de la pila principal del puente, en la margen izquierda del río.....	257
Figura 4-67. Sección batimétrica del río en la margen izquierda, por el eje del puente.	257
Figura 4-68. Perfil del cimiento de la margen izquierda por el eje del puente.	258
Figura 4-69. Distribución granulométrica del material que deposita en las riberas del río.	260
Figura 4-70. Localización de Afectaciones Críticas sobre el Puente.	261
Figura 4-71. Localización de Afectaciones Moderadas sobre el Puente.	262
Figura 4-72. Localización de Afectaciones Leves sobre el Puente.....	263
Figura 4-73. Fotogrametría de Zonas de Contacto Poste-Cable.....	265
Figura 4-74. Zonas de contacto 3. Clase 1.....	266
Figura 4-75. Zonas de contacto Clase 2.	266
Figura 4-76. Vegetación acumulada en la cerca.	268
Figura 4-77. Algunos equipos para reparación.....	271
Figura 4-78. Montaje pasarela de trabajo.....	272
Figura 4-79. Sección transversal del montante fracturado.	273
Figura 4-80. Mantenimiento del Montante Afectado.	273
Figura 4-81. Esquema de reparación definitiva de montante.	275
Figura 4-82. Sección transversal diagonal corroída.....	276

Figura 4-83. Mantenimiento de la diagonal afectada.....	276
Figura 4-84. Esquema de reparación definitiva de la diagonal.....	278
Figura 4-85. Sección transversal cordón inferior corroído.	279
Figura 4-86. Mantenimiento del Cordón Inferior Afectado.....	279
Figura 4-87. Esquema de reparación definitiva del cordón inferior.	281
Figura 4-88. Ubicación de presillas por adicionar o reemplazar.	283
Figura 4-89. Proceso de soldadura por arco eléctrico con electrodo revestido.....	285
Figura 4-90. Equipo de Soldadura SMAW.	285
Figura 4-91. Posiciones de soldadura según AWS.....	292
Figura 4-92. Variación de las características mecánicas de la soldadura SMAW en función del contenido de carbono.....	294
Figura 4-93. Influencia del contenido de manganeso del material base en la soldadura SMAW en función del contenido de carbono	295
Figura 4-94. Influencia del Cromo sobre las características mecánicas en función al contenido de carbono.	296
Figura 4-95. Influencia del contenido de molibdeno en la dureza de la soldadura, en función del contenido de carbono.....	297
Figura 4-96. Clasificación de Zonas de Aceros.	302
Figura 4-97. Índice de Enfriamiento Crítico para 350HV y 400HV.	303
Figura 4-98. Gráficos para determinar los índices de enfriamiento para soldaduras en filete SAW de pasada única.....	304
Figura 4-99. Relación entre el tamaño de la soldadura en filete, SMAW y la entrada de energía.	305
Figura 4-100. Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.	314
Figura 4-101. Modelo estructural del puente – Vista 3D General.....	325
Figura 4-102. Modelo estructural del puente - Estructura Metálica.....	326
Figura 4-103. Modelo Estructural del puente - Sección Longitudinal.	327
Figura 4-104. Modelo estructural del puente - Celosía.	328
Figura 4-105. Modelo estructural del puente - Cable y Pendolones.....	329

Figura 4-106. Modelo estructural del puente - Vigas Travesaño.....	330
Figura 4-107. Modelo estructural del puente – Arriostramiento.	332
Figura 4-108. Modelo estructural del puente - Torres.	333
Figura 4-109. Esquema Bordillo (en mm).....	337
Figura 4-110. Ejes de los carriles considerados durante la modelización estructural en SAP2000.	339
Figura 4-111. Camión H-20-44.	340
Figura 4-112. Camión H20-44 en SAP2000.....	340
Figura 4-113. Línea de Carga H-20-44.	341
Figura 4-114. Línea de Carga H20-44 en SAP2000.	341
Figura 4-115. Impacto y factor carril en SAP2000.	342
Figura 4-116. Camión Estándar CC-14.....	343
Figura 4-117. Asignación del Camión CC-14 en SAP2000.....	343
Figura 4-118. Asignación de Carga de Carril W14 en SAP2000.	344
Figura 4-119. Asignación del factor de amplificación dinámica y presencia múltiple en SAP2000.	345
Figura 4-120. Esquema de Tractomula 3S3.	346
Figura 4-121. Carga de Tractomula 3S3 en SAP2000.	346
Figura 4-122. Eliminación del Impacto Dinámico de Tractomula 3S3 en SAP2000.....	347
Figura 4-123. Aceleración Pico Horizontal del Terreno con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años expresada en la aceleración de la gravedad (g).	349
Figura 4-124. Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un T de 0.2s para ξ del 5% y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años expresada en g.	350
Figura 4-125. Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un T de 1s para ξ del 5% y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años expresada en g.	351
Figura 4-126. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento.	355
Figura 4-127. Espectro de aceleraciones para 5% de amortiguamiento.....	356
Figura 4-128. Definición de las Cargas Sísmicas en SAP2000.....	359
Figura 4-129. Vista en elevación de una sección de la estructura.	361

Figura 4-130. Aplicación de cargas de viento en el modelo estructural.	362
Figura 4-131. Aplicación de cargas de viento según CCP-14 en el modelo estructural.	364
Figura 4-132. Fuerzas y momentos en el elemento indicando el sentido positivo	370
Figura 4-133. Resultados para combinación con Sismo: Evento Extremo 1.	374
Figura 4-134. Resultados para combinación con Viento 1: D+3s3+0.3WS (CCP-14)	375
Figura 4-135. Resultados para combinación con Viento 2: D+3s3+0.3WS (SSHB-49)	376
Figura 4-136. Resultados para combinación con Carga Vehicular: DEAD + Camión H20-44...377	
Figura 4-137. Resultados par combinación con Carga Vehicular: DEAD + Carga de Carril H20-44.	378
Figura 4-138. Resultados para combinación con Carga Vehicular: DEAD+CC14.....	379
Figura 4-139. Resultados para combinación con Carga Viva Vehicular: DEAD+ Vehículo 30t	380
Figura 4-140. Resultados para combinación con Carga Vehicular Objetivo: DEAD+3S3.	381
Figura 4-141. Superficie superior del cordón superior.	397
Figura 4-142. Ejemplo de Notación en Planos de Reparación.	398
Figura 4-143. Descripción de la cara interna y externa en los cordones de la viga celosía.	398
Figura 4-144. Reparación Viga de Rigidez Tramo 1 (Sentido noroeste-suroriente).	403
Figura 4-145. Reparación Viga de Rigidez Tramo 2 (Sentido noroeste-suroriente).	404
Figura 4-146. Algunos equipos para reparación.....	405
Figura 4-147. Montaje pasarela de trabajo.	406
Figura 4-148. Resultados para combinación con Sismo: Evento Extremo 1.....	411
Figura 4-149. Resultados para combinación con Viento 1: D+3s3+0.3WS (CCP-14).....	412
Figura 4-150. Resultados para combinación con Viento 2: D+3s3+0.3WS (SSHB-49)	413
Figura 4-151. Resultados para combinación con Carga Vehicular: DEAD + Camión H20-44....	414
Figura 4-152. Resultados par combinación con Carga Vehicular: DEAD + Carga de Carril H20-44.	415
Figura 4-153. Resultados para combinación con Carga Vehicular: DEAD+CC14.....	416
Figura 4-154. Resultados para combinación con Carga Viva Vehicular: DEAD+ Vehículo 30t..	417
Figura 4-155. Resultados para combinación con Carga Vehicular Objetivo: DEAD+3S3.	418
Figura 4-156. Esquema de ubicación de acelerómetros en el puente.....	440

Figura 4-157. Esquema de ubicación del vehículo en el puente.	441
Figura 4-158. Esquema de ubicación del camión en el Tramo 1 del puente.....	442
Figura 4-159. Esquema de ubicación del camión en el Tramo 2 del Puente.	443
Figura 4-160. Registro de peso en báscula.	444
Figura 4-161. Puntos de análisis de deflexiones.	446
Figura 4-162. Ubicación del vehículo en el puente.....	446
Figura 4-163. Histograma de frecuencias identificadas por ERA.	459
Figura 4-164. Modo fundamental de vibración, $f_n:2.42\text{Hz}$, $\zeta=2.83\%$	460
Figura 4-165. Modo de vibración superior, $f_n:3.31\text{Hz}$, $\zeta=1.25\%$	460
Figura 4-166. Modo de vibración superior, $f_n:5.71\text{Hz}$, $\zeta=1.46\%$	461
Figura 4-167. Modo de vibración superior, $f_n:8.51\text{Hz}$, $\zeta=1.53\%$	461
Figura 4-168. Modo de vibración superior, $f_n:13.65\text{Hz}$, $\zeta=0.64\%$	462
Figura 4-169. Deflexiones del puente descargado.	466
Figura 4-170. Deflexiones del puente para el estado de carga 1.	466
Figura 4-171. Deflexiones del puente para el estado de carga 1.....	467
Figura 4-172. Camión de 29 t para desarrollo de la prueba de carga.	469
Figura 4-173. Resumen de configuraciones de los estados de carga en el puente.....	470
Figura 4-174. Zonas de evaluación por esfuerzos o deformación durante cada uno de los estados de carga.	471
Figura 4-175. Primer estado de carga.	472
Figura 4-176. Segundo estado de carga.	473
Figura 4-177. Tercer estado de carga.	474
Figura 4-178. Cuarto estado de carga.	475
Figura 4-179. Comportamiento de Carga y Descarga.	478

ANEXOS

GUÍA DE EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE PUENTES EN ACERO.

GUÍA 1. INSPECCIÓN DE PUENTES EN ACERO..... 502

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AISC	American Institute of Steel Construction
ASTM	American Society for Testing Materials
Camión de diseño	Camión de peso estándar utilizado para el diseño del puente
Carga cíclica	Carga aplicada sobre el puente en ciclos constantes
Carga de servicio	La carga especificada por el reglamento general de construcción, sin factor de carga
Carga de rueda	Mitad de la carga de eje de diseño especificada
Carga distribuida	Carga aplicada sobre toda la longitud del puente
Carga muerta	Carga permanente de la estructura, incluye el peso propio
Carga unitaria	Carga de magnitud uno
Carga viva	Carga no permanente que puede cambiar de posición
Cargas dinámicas	Carga que se aplica a una estructura, a menudo acompañada de cambios repentinos de intensidad y posición
Compatibilidad de deformaciones	Propiedad de materiales diferentes de deformarse en magnitudes iguales al ser sometidos a una misma carga
Concreto reforzado	Combinación del concreto con acero de refuerzo
Deformación inelástica	Deformación de un miembro suficientemente substancial para exceder el límite elástico del material dando por resultado un cambio en la forma geométrica
Deformación unitaria	Deformación de la longitud por unidad de longitud
Diseño	Dimensionamiento y detallado de los componentes y conexiones de un puente para satisfacer los requisitos de unas especificaciones determinadas
Ductilidad	Propiedad del material de deformarse hasta cierto punto sin romperse
Eje neutro	Línea divisoria de un elemento deformado por flexión, que separa la zona a compresión de la zona de tensión

Elástico	Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión-deformación constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original
Elemento	Sinónimo de componente
Ensayos destructivos	Ensayo que altera de forma permanente las propiedades físicas, químicas, mecánicas o de forma del elemento que se analiza
Ensayos no destructivos	Ensayo que no altera de forma permanente las propiedades físicas, químicas, mecánicas o de forma del elemento que analiza
Esfuerzo a flexión	Esfuerzo que tiende a doblar el elemento estructural, siempre que existe flexión también hay esfuerzo de tensión y de compresión
Esfuerzo de corte	Esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un elemento estructural
Extremo articulado	Condición de borde que permite libre rotación, pero no traslación en el plano de acción
Factor de distribución	Factor que indica la distribución de carga de las ruedas de camión sobre las vigas del puente
Factor de impacto	Factor que indica la fuerza aplicada a la estructura cuando un vehículo ingresa al puente
Factor de reducción	Factores que se aplican para tomar en cuenta los defectos y propiedades de los materiales
FHWA	Federal Highway Administration
Grado de libertad dinámico	Grado de libertad que asocia una masa o un efecto de masa
Huella	Área de contacto especificada entre una rueda y la superficie de la calzada
Inelástico	Cualquier comportamiento estructural, la relación tensión-deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas
Ley de Hook	Ley de física que establece que la deformación unitaria de un material es proporcional a la fuerza aplicada
Límite de fluencia	Es el punto a partir del cual un material se deforma plásticamente
Líneas de influencia	Método para determinar la variación de la magnitud de las reacciones en un punto determinado al aplicar una carga móvil

Método de análisis	Proceso matemático mediante el cual se determinan las deformaciones, fuerzas y sollicitaciones de una estructura
Método de los elementos finitos	Método de análisis en el cual el objeto de estudio se discretiza en elementos conectados por medio de nodos, se asume la forma del campo de desplazamientos de los elementos, se mantiene compatibilidad parcial o total en las interfases entre elementos y los elementos nodales se determinan usando principios energéticos variacionales o métodos de equilibrio
Modelo	Idealización matemática o física de una estructura o componente que se utiliza para realizar un análisis
Modelizar	Construir el modelo o esquema teórico de algo
Modelización	Acción y efecto de modelizar
Módulo de elasticidad	También llamado módulo de Young, es la razón entre el esfuerzo normal y su deformación correspondiente para esfuerzos de tensión-compresión bajo el límite proporcional del material
Momento de inercia	Medida de la inercia rotacional de un cuerpo, representa la distribución de masa de un cuerpo respecto a un eje de giro
Nodo	Punto donde se encuentran elementos finitos o componentes de una grilla, en el contexto del método de las diferencias finitas, punto donde se satisfacen las ecuaciones diferenciales determinantes
Nudo	Punto donde se encuentran los ejes de los elementos, generalmente en puentes de cercha, arco, atirantados y suspendidos
Punto de inflexión	Punto donde cambia el sentido del momento flector
Respuesta lineal	Comportamiento estructural en que las deformaciones son directamente proporcionales a las cargas
Respuesta no lineal	Comportamiento estructural en que las deformaciones no son directamente proporcionales a las cargas debido a la existencia de tensiones en el rango inelástico, deformaciones que modifican significativamente las sollicitaciones, o una combinación de ambas
Rigidez	Sollicitación resultante de una deformación unitaria
Sand Blasting	Método de limpieza por abrasión que utiliza chorros de arena lanzadas a presión

Sobrecarga de carril	Combinación de eje tándem más cargas uniformemente distribuidas, o combinación del camión de diseño más la carga de diseño uniformemente distribuida
Solicitud	Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, fuerza cortante, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos
Subestructura	Estructura inferior del puente que funciona como cimentación
Superestructura	Estructura superior del puente que soporta el paso del tráfico
Tándem	Dos ejes de igual peso poco separados e interconectados mecánicamente
Teoría de las pequeñas deformaciones	Base de los métodos de análisis que desprecian los efectos de la deformación sobre las solicitudes en la estructura
Torón	Grupo de alambres que tienen un alambre central encerrado firmemente por alambres exteriores colocados en forma helicoidal con una pendiente de no menos de 12 y no más de 16 veces el diámetro nominal del torón
Tren de carga	Conjunto de cargas que se desplazan por una trayectoria bien definida
Unión articulada	Conexión puntual entre elementos por medio de un pasador ideal sin fricción
Vehículo normalizado	Secuencia de ejes que se utiliza como base común para expresar la resistencia de los puentes
WPS	Siglas en inglés para Welding Procedure Specification, en español, especificación del procedimiento de soldadura

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, en los países desarrollados, con grandes activos en materia de infraestructura, existen o se vienen implementando sistemas de gestión complementados con guías y manuales que permiten evaluar los puentes existentes y dar parámetros y especificaciones para la intervención de los que presentan deficiencias estructurales, con miras a rehabilitar, reparar, reforzar, reacondicionar o reemplazar su estructura, de manera que su comportamiento cumpla o se ajuste lo más cercano posible a las normativas actuales que rigen cada país. Y debido a que gran parte de los puentes son antiguos estas directrices se convierten en una herramienta fundamental para mejorar la integridad de la infraestructura del país. Ejemplo de estos son los Estados Unidos, donde varía según el estado, pero en general, la Administración Federal de Carreteras (*Federal Highway Administration* o FHWA) y la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (*American Association of State Highway and Transportation Officials* o AASHTO) se han encomendado la misión de lanzar una serie de programas para la Inspección, Preservación, Administración, Rehabilitación y Reemplazo de Puentes, como el HBRRP (*Highway Bridge Replacement & Rehabilitation*), además, cuentan con una serie de guías y manuales que facilitan estas labores, como el Manual para Evaluación de Puentes de la AASHTO (*The Manual for Bridge Evaluation*), el Manual para Reforzamiento Sísmico de Estructuras Viales: Parte 1 - Puentes. (*Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 Bridges*), Guías para la Rehabilitación de Puentes Históricos Cubiertos (*Guidelines for Rehabilitating Historic Covered Bridges*) y el Manual de Referencia para el Inspector de Puentes (*Bridge Inspector's Reference Manual*), entre otras muchas más.

Por su parte, en países en vía de desarrollo como Colombia, se tienen algunas iniciativas para la administración de la infraestructura de puentes como el Sistema de Administración de Puentes de Colombia (SIPUCOL), pero debido a la escasez de recursos, especialmente, en investigación, no se cuentan con suficientes guías y manuales, y mucho menos, normativas que permitan realizar de manera certera y confiable las evaluaciones de los puentes existentes, así mismo, la rehabilitación y reacondicionamiento de puentes queda a criterio y sujeta a la experiencia del ingeniero, pues tampoco, en la última normativa CCP-14 se dan indicios de cómo proceder con este tipo de estructuras que quedaron en el olvido normativo del Estado; a diferencia de las edificaciones existentes, para las cuales si existen unos parámetros y procedimientos contemplados en la Norma Colombiana Sismo Resistente – NSR10 para cumplir con una determinada capacidad y comportamiento estructural.

A pesar de la gestión adelantada para inventariar los puentes del país, las actividades de mantenimiento, rehabilitación o reacondicionamiento opacan dicho panorama, puesto que, la escasa planificación en el país de mantenimientos preventivos y correctivos para los puentes incrementa los problemas sobre estas estructuras, sumado a esto, la falta de documentación y reglamentación para su análisis, reparación y/o repotenciación dificulta la labor de intervención a este tipo de estructuras; además, teniendo en cuenta que la estructura de acero es especialmente sensible a la oxidación y corrosión, los puentes en estructura de acero en el país exhiben más problemas en comparación con otros materiales, pues, dentro de las auscultaciones realizadas a sesenta y tres (63) casos de colapsos en puentes de la red vial de Colombia se encontró que el 14% de los puentes fallaron por deficiencias estructurales, y de los cuales la mayoría correspondían a puentes en acero (Muñoz et al., 2005).

De acuerdo con lo anterior, el producto de esta tesis pretende ser una iniciativa para la formalización de la actividad de la evaluación e intervención de puentes existentes en el país, que, intente reunir con base en un estudio de caso particular de un puente colgante con estructura de acero en Colombia, las mejores prácticas en cuanto a rehabilitación de puentes metálicos y que sirva de insumo para que a partir de este e investigaciones en paralelo, se pueda formular un primer avance de guía de rehabilitación de puentes metálicos.

La metodología utilizada para el desarrollo de la investigación se organizó en tres etapas: la primera consistió en una revisión bibliográfica, la segunda, en el desarrollo del programa práctico y experimental; y el tercero, el desarrollo de una guía preliminar.

En el primer capítulo se exponen las generalidades de la investigación que incluye los antecedentes en el tema de rehabilitación en el país, un panorama general de los puentes en Colombia, considerando los sistemas de administración de puentes y los objetivos de la investigación.

En el segundo capítulo se presenta el marco teórico, en donde se presenta una investigación referente a los puentes, profundizando en los puentes metálicos; para esto, se abarca unos antecedentes y generalidades de los puentes, clasificación, consideraciones para el análisis estructural, cargas, método de diseño y normas de diseño.

Por otro lado, en el tercer capítulo, se abarca el tema de la rehabilitación de puente, para esto, se profundizará en la inspección, ensayos, patologías estructurales y trabajos de intervención, específicos para puentes con estructura metálica.

En el cuarto capítulo, se presenta de manera práctica un caso de rehabilitación, el estudio de caso para un puente colgante con estructura de acero en el país, el cual contempla la inspección, evaluación, análisis estructural, diseño de la reparación y reforzamiento, conclusiones y recomendaciones finales de uso, entre otros. Este estudio permitirá y facilitará la tarea de elaborar un guía *preliminar* para rehabilitación de puentes metálicos en el país, además servirá como insumo para su futura complementación y ampliación, en el quinto capítulo se relaciona una introducción a esta guía de rehabilitación.

En el sexto capítulo se presentan las conclusiones obtenidas en la investigación y experimentación. De igual manera, se incluyen algunas recomendaciones para las investigaciones posteriores con miras a complementar y continuar la guía de rehabilitación.

1 GENERALIDADES

1.1 Contexto

Desde el inicio de la humanidad el hombre ha visto la necesidad de salvar obstáculos como ríos, hondonadas u otros accidentes topográficos en el terreno. Para ello, se concentró en el reto de construir sus primeros puentes primitivos con la ayuda de materiales como la madera, piedras, guadua, bejucos, entre otros. Es así como este tipo de estructuras es considerada una de las actividades de construcción más antiguas hechas por el hombre. Desde los puentes construidos con piedra, ladrillo y mortero en la civilización romana, siguiendo por lo puentes suspendidos de cuerdas de la civilización Inca, hasta llegar al año 1840 en que se presencia un desarrollo rápido y amplio de la construcción de puentes en el mundo por la industrialización del acero, los puentes a lo largo del tiempo han desarrollado una importancia histórica en el progreso de las diferentes civilizaciones de la humanidad tanto en su desempeño económico como en el crecimiento social. (Chinchilla et al., 2008)

En la sociedad moderna, una infraestructura que trabaje correctamente y bien diseñada es importante. Por esta razón, se hacen importantes inversiones en la construcción de vías, carreteras, y por supuesto, puentes. Los puentes desempeñan un papel clave en las redes viales, sin embargo, en la actualidad, las autoridades se enfrentan a un gran número de puentes antiguos que requieren de reparación y reforzamiento. Muchas de estas estructuras son antiguas, por tanto, vulnerables a presentar deterioros no solo por efectos de agentes externos como el clima, sino que también, el cambio de hábitos de las comunidades induce a modificaciones de las cargas a las que se ve sometida la estructura, afectando de esta manera el funcionamiento y operación, razón por la cual es importante, conocer y evaluar de manera anticipada su estado y comportamiento estructural.

En Colombia, el avance de la ingeniería en los últimos años es bastante notable, es así como la revolución en infraestructura muestra grandes retos de carreteras, túneles, puentes y viaductos. En lo que tiene que ver con los puentes, éstos forman parte primordial del desarrollo vial del país, ya que su construcción permite mejorar alineamientos, acortar distancias y salvar obstáculos generando mayor movilidad en los corredores viales del país, y es que trabajos de Fedesarrollo en Colombia, han indicado que un aumento de 1% en los kilómetros de carreteras está asociado a un incremento de 0.42% en el Producto Interno Bruto (PIB), una reducción de 1% en los costos de transporte aumentaría las exportaciones en un 0.5%. (Caicedo, 2007)

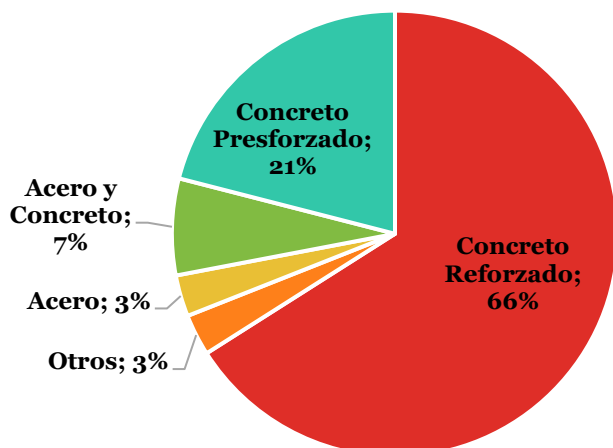
Con base en lo anterior, y con el objetivo de proteger ese patrimonio del país, es importante visibilizar e indagar sobre el estado actual de los puentes; tener conocimiento sobre su historia, materiales, cimentación, apoyos, juntas, proceso constructivo, entre otros; ya sea de información previa recopilada en etapas de diseño y construcción, o a partir de labores de inspección visual, diagnóstico o auscultación profunda. Esto con el fin de emanar información estructural valiosa sobre los mismos, como son la capacidad de carga, nivel de riesgo, afectaciones, entre otras; de manera que se puedan determinar con certeza y seguridad la necesidad de actividades intervención: mantenimiento, rehabilitación, reacondicionamiento, u otras.

Por tal motivo, el Estado Colombiano comenzó la labor de cuantificar, clasificar y evaluar los puentes desde 1983, cuando elaboró el primer proyecto relacionado con la gestión y administración de los puentes denominado *Revisión periódica de puentes*. Posteriormente, entre 1989 y 1991 el Ministerio de Obras Públicas y Tránsito (MOPT) y la Universidad del Cauca mediante un convenio interinstitucional ICFES-BID, realizó un trabajo denominado *Investigación Nacional de Puentes*, que consistió en el inventario e inspección de daños en los puentes ubicados en cada uno de los diferentes Distritos de Obras Públicas.

Para el año de 1996, se implementó el Sistema de Administración de Puentes de Colombia (SIPUCOL), a través de un convenio internacional de asistencia técnica entre el Instituto Nacional de Vías y la Dirección de Carreteras del Ministerio de Transportes de Dinamarca, esta herramienta, que se basó en las experiencias de Danbro (Sistema de Administración de Puentes de Dinamarca) y SIPUMEX (Sistema de Administración de Puentes de México) ha fortalecido la gestión relacionada con el seguimiento y conservación de los puentes. Con la puesta en marcha de la base de datos SIPUCOL, se obliga a los concesionarios viales a través de la Agencia Nacional de Infraestructura (ANI) para que presenten un reporte completo trimestral del estado de puentes a lo largo del corredor concesionado; pero lamentablemente, la actualización en muchos casos no es tan eficiente.

Dentro de una inspección realizada para el año 1996 por SIPUCOL para puentes de longitud mayor a 10 m de la red vial primaria en Colombia, y complementada posteriormente por Yamin & Ruiz, 2014 se obtuvo como resultado un valor estadístico sobre la tipología de puentes en todo el territorio nacional tal como se muestra en la Figura 1-1.

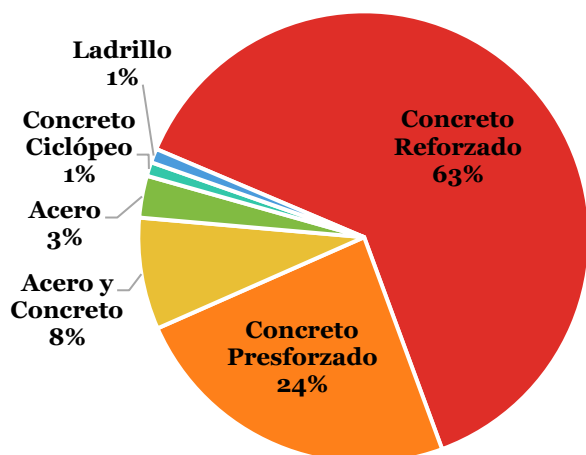
Figura 1-1. Estadísticas de la clasificación de los puentes según material en la red vial colombiana.



Nota. Tomado de Yamin, & Ruiz, 2014.

Para el año 2004 la red vial de Colombia contaba con aproximadamente 2.100 puentes, de los cuales el mayor porcentaje, 63% fueron construidos en concreto reforzado, 24% en concreto presforzado, 8% con superestructura tipo mixta (acero y concreto) y 3% con superestructura en acero, tal como se observa en la Figura 1-2. Estudios desarrollados por Muñoz, Hernández, Valbuena, Trujillo, & Santacruz (2005) determinan que para esta época, la variación de la tendencia constructiva de puentes en el territorio colombiano se ha mantenido respecto a los estudios iniciales desarrollados por SIPUCOL.

Figura 1-2. Distribución estadística de los puentes acorde a sus materiales de construcción.



Nota. Tomado de Muñoz et al., 2005.

Además de la antigüedad, hay varias razones por la que los puentes presentan deficiencias y afectaciones estructurales, como: patrones de carga variables (por ejemplo, incremento de carga por eje por modernización normal de los vehículos o por cargas excesivas, incremento en la intensidad del tráfico por tiempo), ambientes agresivos (por ejemplo, cerca al mar donde se

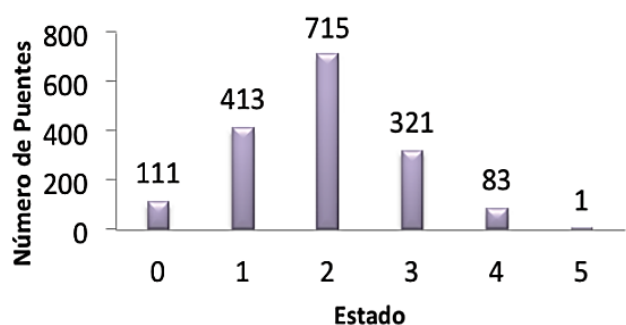
acelera su corrosión), vandalismo, accidentes vehiculares, entre otros. De igual forma, la insuficiencia de políticas de revisión continua o instrumentación y precario mantenimiento que se realiza al sistema estructural de un gran número de puentes en el territorio colombiano incrementa la probabilidad de que se generen fallas por el deterioro de su estructura o por la detección tardía de afectaciones críticas, que conduzcan posteriormente a su cierre parcial y, en casos más extremos, al colapso de su estructura. Los daños que se presentan comúnmente en las tipologías de puente más usadas en Colombia son(Laureano Gómez, s/f):

- ✓ Puentes en concreto reforzado: fisuras, aplastamiento local, asentamientos, volcamiento, vibración excesiva, hormigueros, segregación, fisuración por retracción, problemas en las juntas frías, exposición del acero de refuerzo, eflorescencias, corrosión de la armadura, contaminación del concreto, fallas por impacto y socavación.
- ✓ Puentes en estructura metálica: corrosión, deterioro de pintura, pérdida de recubrimiento en los cables, pérdida de tensión en los cables y pendolones, fisuras, pandeos, fallas por impacto, deflexiones excesivas, mal estado de conectores, aplastamiento, desgarramiento y fallas en la soldadura.

SIPUCOL maneja un parámetro de calificación para el estado en que se encuentran los puentes. Esta calificación varía entre 0 y 5, siendo 0 la que representa el menor daño y 5 el daño extremo, falla total o riesgo de falla total, considerando como buen estado las calificaciones 0, 1 y 2 respectivamente, condiciones regulares 3 y mal estado 4 y 5. La calificación final del puente se obtiene al seleccionar la mayor calificación obtenida dentro de la evaluación de sus componentes clasificados como estructurales. (Muñoz et al., 2005).

La información obtenida por SIPUCOL para la red vial colombiana en puentes de concreto y acero se muestra en la Figura 1-3.

Figura 1-3. Estado de los puentes, en la red vial colombiana.



Nota. Fuente: (Yamin et al., 2014)

Dentro de las auscultaciones realizadas a sesenta y tres (63) casos de colapsos en puentes de la red vial de Colombia se encontró que el 14% de los puentes fallaron por deficiencias estructurales, de las cuales la mayoría correspondían a puentes en acero (Muñoz et al., 2005).

Teniendo en cuenta lo anterior, y además, el vacío normativo que ha tenido Colombia en lo que respecta a la construcción puentes, dado que la primera normativa que se implementó fue la especificación estadounidense AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges desde 1931 hasta 1994 (63 años), luego en 1995, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) publicó el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95), y 18 años después, en el año 2013, la AIS, en convenio con el INVIAS (Instituto Nacional de Vías) desarrolló la que actualmente rige, la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14. Las amplias brechas de tiempo y falta de actualización continua y progresiva han generado que se construyan gran cantidad de puentes con normas antiguas (que incluso tienen una filosofía de diseño diferente) que comparadas con la que rige actualmente (CCP-14) conlleva a cambios significativos e importantes conduciendo a limitaciones e insuficiencias frente a cargas vivas y cargas debidas a efectos sísmicos.

Adicionalmente, algunos de los puentes no se pueden demoler para ser reemplazados, debido principalmente a falta de recursos, y segundo a que se encuentran en carreteras principales, y su costo e impacto en el tráfico podría ser demasiado alto. Sumado a esto, la CCP-14 presenta una serie de especificaciones para el diseño de estructuras nuevas, pero no incluye ninguna recomendación o documento guía para la evaluación e intervención de estructuras existentes, como tampoco presenta una metodología para el análisis de capacidad de carga; dificultando cualquier labor de reforzamiento, repotenciación y/o reacondicionamiento de la estructura.

Las normas “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” tampoco cuentan con este tipo de recomendaciones para el análisis de estructuras existentes, sin embargo, tienen como referencia documentos como el “Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges” y “Manual for Bridge Evaluation” (MBE), documentos que han surgido luego de varios años de investigación.

1.2 Justificación

En la actualidad, en los países desarrollados, con grandes activos en materia de infraestructura, existen o se vienen implementando sistemas de gestión perfeccionados con guías y manuales que permiten evaluar los puentes existentes y dar parámetros y especificaciones para la intervención de los que presentan deficiencias estructurales, con miras a rehabilitar, reparar,

reforzar, reacondicionar o reemplazar su estructura, de manera que su comportamiento cumpla o se ajuste lo más cercano posible a las normativas actuales que rigen cada país. Y debido a que gran parte de los puentes son antiguos estas directrices se convierten en una herramienta fundamental para mejorar la integridad de la infraestructura del país. Ejemplo de estos son los Estados Unidos, donde varía según el estado, pero en general, la Administración Federal de Carreteras (*Federal Highway Administration* o FHWA) y la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (*American Association of State Highway and Transportation Officials* o AASHTO) se han encomendado la misión de lanzar una serie de programas para la Inspección, Preservación, Administración, Rehabilitación y Reemplazo de Puentes, dentro de estos el HBRRP (*Highway Bridge Replacement & Rehabilitation*), además, cuentan con una serie de guías y manuales que facilitan estas labores, como el Manual para Evaluación de Puentes de la AASHTO (*The Manual for Bridge Evaluation*), el Manual para Reforzamiento Sísmico de Estructuras Viales: Parte 1 - Puentes. (*Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 Bridges*), Guías para la Rehabilitación de Puentes Históricos Cubiertos (*Guidelines for Rehabilitating Historic Covered Bridges*), Manual para Diseño y Evaluación de Puentes mediante Análisis Refinado (*Manual for Refined Analysis in Bridge Design and Evaluation*), entre otras muchas más.

Por su parte, en países en vía de desarrollo como Colombia, se vienen ejecutando iniciativas para la administración de la infraestructura de puentes como SIPUCOL, pero debido a la escasez de recursos, especialmente, en investigación, no se cuentan con suficientes guías y manuales, y mucho menos, normativas que permitan realizar de manera certera y confiable las evaluaciones de los puentes existentes, así mismo, la rehabilitación y reacondicionamiento de puentes queda a criterio y sujeta a la experiencia del ingeniero, pues tampoco, en la última normativa CCP-14 se dan indicios de cómo proceder con este tipo de estructuras que han quedado rezagadas normativamente; a diferencia de las edificaciones existentes, para las cuales sí existen unos parámetros y procedimientos contemplados en la Norma Colombiana Sismo Resistente – NSR-10 para cumplir con una determinada capacidad y comportamiento estructural.

A pesar de la gestión adelantada para inventariar los puentes del país, las actividades de intervención (para rehabilitación, reparación, entre otros) se quedan cortas y opacan dicho panorama. Es evidente la escasez de recursos y falta de interés y voluntad política, que se refleja en una escasa planificación en el país de mantenimientos preventivos y correctivos en estas estructuras, y ausencia de documentación y reglamentación para su evaluación e intervención. Y además, teniendo en cuenta que la estructura de acero es especialmente sensible a la oxidación y

corrosión, según Muñoz et al., (2005) los puentes en estructura de acero en el país exhiben más problemas en comparación con otros materiales. Todo esto se convierte en un ambiente propicio para la aparición de afectaciones críticas y deficiencias estructurales, que podrían conducir entre otros al colapso parcial o total de la estructura.

Algunos de los puentes no se pueden demoler para ser reemplazados, debido principalmente a falta de recursos, y segundo a que se encuentran en carreteras principales, y su costo e impacto en el tráfico podría ser demasiado alto, por lo que se hace necesario buscar métodos de reforzamiento que cumplan con los requisitos de carga de la actualidad. Con base en todo lo anterior, esta tesis pretende ser una iniciativa para la evaluación e intervención de puentes existentes, que, además, permita por medio de procedimientos recomendados evaluar y mitigar la vulnerabilidad estructural de los puentes existentes en estructura metálica.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Desarrollar y documentar un estudio de caso relacionado con la rehabilitación de puentes en estructura de acero en el país, que reúna un conjunto de actividades y prácticas basadas en la experiencia de rehabilitación en el país y que sirva de insumo para el desarrollo preliminar de la *Guía de Rehabilitación de Puentes en Estructura de Acero*.

1.3.2 Objetivos Específicos

- ✓ Realizar el diagnóstico estructural de un puente colgante con estructura de acero, en el cual se evaluará minuciosamente su estado y capacidad de carga; y se diseñará, si se requiere, su reparación, reforzamiento y repotenciación.
- ✓ Desarrollar una guía preliminar para la evaluación e intervención de puentes con estructura metálica para el caso colombiano, con base en el caso de estudio de un puente colgante en estructura de acero.
- ✓ Generar una serie de recomendaciones consignadas en una guía que contribuyan al mejoramiento de las prácticas actuales, en lo que respecta a procesos de inspección y evaluación de puentes, a partir de los resultados del caso de estudio.
- ✓ Elaborar un listado de ensayos, auscultaciones e inspecciones, imprescindibles para evaluar el estado actual de puentes en estructura de acero.

1.4 Metodología

La metodología consistió en:

- I. **Revisión Bibliográfica:** hacer una investigación bibliográfica en lo que concierne al reforzamiento de puentes en estructura metálica, incluyendo las prácticas tradicionales y adelantados por otras entidades nacionales o internacionales. Este estado del arte incluirá también las investigaciones relacionadas con la inspección de puentes.

- II. **Estudio de Caso:** se tomó un caso de estudio de un puente colgante en Colombia con estructura de acero, al cual se le realizó:
 - ✓ Elaboración modelo estructural preliminar basado en información previa recopilada.

 - ✓ Levantamiento detallado de superestructura e infraestructura, que contempla: a) el diagnóstico visual general de la estructura a partir de imágenes captadas por dron, b) fotogrametría con dron y revisión topográfica, batimetría para verificación de socavación de la cimentación, c) la exploración geofísica para determinación del comportamiento geotécnico del suelo aledaño a la cimentación del puente, d) la determinación de granulometría de material del cauce y características de flujo del río para determinación de potencial de socavación, e) el levantamiento de fisuras, grietas y evaluación de daños, fatigas o fallas en la estructura del puente, e) la revisión de deterioros en la estructura de concreto y en la estructura metálica, f) la determinación del estado de juntas, pilas (erosión), torones y apoyos, g) la topografía al detalle de superestructura, determinación de ubicación y espesores de elementos estructurales. e) la planificación de todo el levantamiento y la generación de un modelo virtual 3D a partir de la fotogrametría con dron.

 - ✓ Realización de ensayos destructivos de materiales del puente, contemplando: la selección y análisis de los elementos a extraer para la elaboración de probetas, el procedimiento recomendado de extracción y fabricación de probetas, ensayo en el laboratorio de materiales de la Escuela, determinación de la resistencia a tensión del acero y determinación de la composición química de material.

- ✓ Análisis estructural teórico del puente con base en el levantamiento topográfico y detallado de la estructura del puente e información obtenida en campo, a partir de ensayos de laboratorio y utilizando un modelo matemático de la estructura.
- ✓ Elaboración del diseño y protocolo de la prueba de carga y ejecución de la misma, para determinar la capacidad y rigidez del puente y calibrar a partir de las deflexiones los resultados del análisis estructural teórico.
- ✓ Análisis y diseño del reforzamiento de los elementos de la superestructura que lo requieran para ajustarse en la medida de lo posible a las exigencias de carga.
- ✓ Diagnóstico de la estructura y recomendaciones en general para uso (restricciones) y mantenimiento del puente.

III. **Elaboración Preliminar de Guía:** a partir de las actividades ejecutadas y las lecciones aprendidas del estudio de caso, se realizó una guía preliminar para la evaluación e intervención de puentes con estructura de acero.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

La humanidad en su afán de construir caminos para conectar ciudades y desplazarse ha tenido la necesidad de cruzar ríos, valles o cualquier otro obstáculo con tal de llegar a su destino, para hacerlo han construido puentes, tan simples como un tronco apoyado sobre cada orilla de un río o tan complejos como puentes colgantes o atirantados como los que se construyen en la actualidad.

Los puentes son estructuras que permiten sobrepasar accidentes u obstáculos geográficos (valles, acantilados, etc.), fuentes hídricas (ríos, quebradas, lagos, canales, estrechos de mar, entre otros) o caminos (intercambiadores de tránsito en autopistas, autopistas, etc.) logrando mejorar el acceso y la comunicación a un lugar determinado. El diseño del tipo de puente a utilizar depende de varios factores, como el tipo de material a utilizar, la longitud de la luz a cubrir, el tipo de tránsito que pasará sobre él, ya sea peatonal o vehículos livianos o pesados, la topografía del lugar y el costo del proyecto.

El empleo del hierro significó una transformación radical en la construcción en general, y en los puentes en particular; sus posibilidades eran mucho mayores que las de los materiales tradicionales hasta entonces, y por esto, se produjo un desarrollo acelerado de las estructuras metálicas, que pronto superaron en dimensiones a todas las construidas anteriormente. Hoy en día sigue siendo un material importante en muchas de las grandes obras, y en especial de los grandes puentes, si bien el hierro se utiliza ahora, no es el mismo que se utilizó en los orígenes, porque el material también ha evolucionado significativamente; hay diferencias considerables de características y de calidad entre los aceros actuales y el hierro fundido que se utilizó en un principio (Cuba et al., 2012).

En primer lugar, el nuevo material tenía muchas más posibilidades que los anteriores, porque su capacidad resistente era mucho más alta. En segundo lugar, se empezó a conocer con cierto rigor el comportamiento resistente de las estructuras, lo que permitió, a la hora de proyectar un puente, dimensionar sus distintos elementos cuantificando su grado de seguridad, y con ello ajustar al máximo sus dimensiones. Los materiales derivados del hierro que se han utilizado sucesivamente en la construcción han sido, la fundición, el hierro forjado y el acero. A finales del siglo XIX, cien años después de la iniciación de los puentes metálicos, se empezó a utilizar el acero para construir puentes (Cuba et al., 2012).

Conseguir que los materiales de construcción sean dúctiles y no frágiles, es uno de los logros importantes de su tecnología. El acero se conocía mucho antes de que se empezara a fabricar industrialmente a finales del siglo XIX, y de hecho se había utilizado en algún puente aislado; ejemplo de esto son las cadenas del puente colgante sobre el Canal del Danubio en Viena, de 95 m de luz, terminado en 1828.

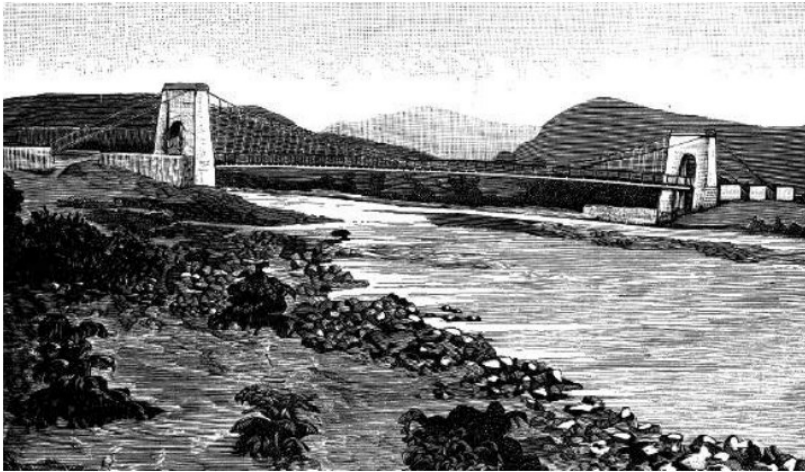
Pero era un material costoso hasta que en 1856 el inglés Henry Bessemer patentó un proceso para hacer acero de una manera económica y en cantidades industriales, mediante un convertidor donde se insuflaba aire en el hierro fundido que reducía las impurezas y el contenido de carbono. El primer gran puente cuya estructura principal es de acero es el de San Luis sobre el río Mississippi en los Estados Unidos, proyecto de James B. Eads en 1874, con tres arcos de 152+157+152 m de luz. Los dos grandes puentes de finales del siglo XIX fueron también de los primeros que se hicieron con acero: el puente de Brooklyn y el puente de Firth of Forth. Desde finales del siglo XIX el acero se impuso como material de construcción sobre el hierro, y por ello, a partir de entonces, se han construido puentes en acero en lugar de hierro (Cuba et al., 2012).

En Colombia, desde el comienzo de la colonización española y hasta el término de la primera mitad del siglo XIX, la construcción de puentes en Colombia se desarrolló en torno a dos sistemas: bóvedas de ladrillo y celosías de madera (Galindo Díaz, 2010).

La construcción de puentes metálicos en Colombia se vería seriamente retrasada por la ausencia de materias primas: aún en la segunda mitad del siglo XIX el hierro era un material escaso y caro, por lo que las armaduras debían ser compradas casi por entero a casas fabricantes de Londres, Nueva York o Bremen (Galindo Díaz, 2010).

Sin embargo, las noticias llegadas de Europa y Norteamérica acerca de los nuevos logros de la ingeniería en torno a la construcción metálica serían motivos suficientes para que empresarios nacionales invirtieran en la compra y montaje de puentes con luces antes no imaginadas: el del río Suaza, en el Tolima, a cargo del ingeniero E.G. Barney lograba los 87,78 m de luz en 1884 y bien puede considerarse pionero en este ámbito (Figura 2-1), seguido del puente que a cargo de José María Villa se levantó sobre el río Cauca en la población de Santafé de Antioquia en 1891, de casi 300 m de luz (Galindo Díaz, 2010).

Figura 2-1. Puente sobre el río Suaza, en el Tolima, del ingeniero E.G. Barney.



Nota. Tomado de *Papel Periódico Ilustrado*, Bogotá, Vol. 4. No. 84, Febrero 5 de 1885 (Galindo Díaz, 2010)

El 16 de enero de 1899 se inauguró el Puente Navarro (Figura 2-2), primera estructura metálica sobre el río Magdalena y que comunica a Honda con Puerto Bogotá en Cundinamarca. El puente tiene una estructura de hierro y acero tipo cantiléver de cornisa, con una longitud de 167.65 m, 5.20 m de ancho y una altura de 18.30 m sobre el río. La estructura fue adquirida a la compañía San Francisco Bridge Company de Nueva York, a través de gestiones hechas por Norman J. Nichols.

Figura 2-2. Puente Navarro, Honda, Tolima.



Nota. Tomado de *PUENTE NAVARRO, 100 AÑOS DE HISTORIA* - Archivo Digital de Noticias de Colombia y el Mundo desde 1.990 - eltiempo.com, s/f.

El diseño de los puentes se basa en los principios de la ingeniería estructural y resistencia de materiales que fueron descubiertos por grandes matemáticos y físicos, tales como Galileo Galilei quien estudió la resistencia de los sólidos a la rotura; Robert Hooke quien introdujo la teoría de

los arcos y los resortes (Ley de Hooke); Thomas Young quien indicó la importancia de las cargas dinámicas en los puentes e introdujo el concepto de módulo de elasticidad y trató problemas de flexión de vigas en voladizo; Charles August Coulomb y Navier quienes publicaron el primer análisis correcto de esfuerzos en una viga de sección rectangular, en donde se aplicó la ley de Hooke a las fibras de una sección de viga, se situó la superficie neutra en su posición correcta, se consideró la etapa plástica y se indicó que en la falla, bajo ciertas condiciones, la superficie neutra debería moverse a otra posición (Helamán et al., s/f).

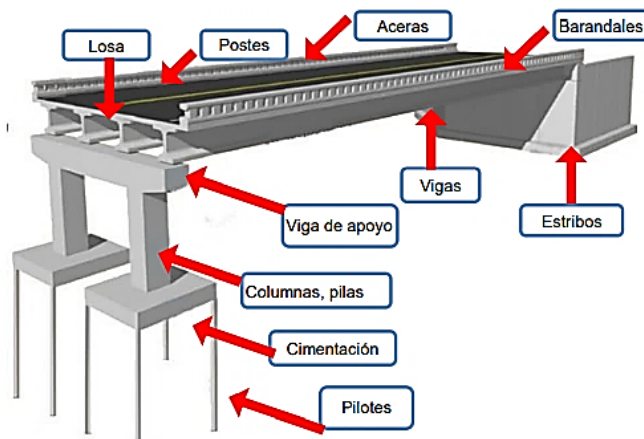
Otras contribuciones notables a la ingeniería estructural fueron hechas por Clepeyron quien presentó el “Teorema de los tres momentos” para analizar vigas continuas; Winkler quien introdujo las “Líneas de influencia”; Otto Mohr quien desarrolló el método para determinar las deflexiones en vigas conocido como el método de la “viga conjugada” e introdujo el método del “Circulo de Mohr” para la representación gráfica de los esfuerzos en un estado biaxial de esfuerzos y Heinrich Müller-Breslau quien descubrió que la línea de influencia para la reacción, o una fuerza interna de una estructura, era en alguna escala la elástica producida por una acción similar a esa reacción o fuerza interna, conocido como el “teorema de Müller-Breslau” que es la base del análisis de cargas que se mueven permanentemente cuya magnitud no es conocida con precisión, cargas vivas que representan el efecto de los vehículos en los puentes (Helamán et al., s/f).

2.2 Estructura del Puente

Los puentes, independiente de su clasificación, se dividen en dos partes fundamentales (Figura 2-3), la superestructura y la subestructura. La subestructura está formada por la viga de apoyo o viga cabezal, que trasmite las cargas de la losa a las pilas o estribos; las pilas o columnas, son los apoyos intermedios en puentes de dos o más tramos que transmiten las cargas a las cimentaciones; los estribos están situados en los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen al puente; las cimentaciones o apoyos de los estribos y pilas, que son los encargados de transmitir al terreno toda la carga, están formados por pilotes o zapatas

La superestructura es la parte superior del puente, consiste en el tablero que soporta directamente las cargas vivas peatonales y/o vehiculares y cargas muertas posteriores como carpeta de rodadura, barreras de tráfico, entre otros; las armaduras, constituidas por vigas, cables, celosías y/o arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Figura 2-3. Partes básicas de un puente.



Nota. Tomado de *CONCEPTOS BÁSICOS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL - Tendiendo Puentes*, s/f.

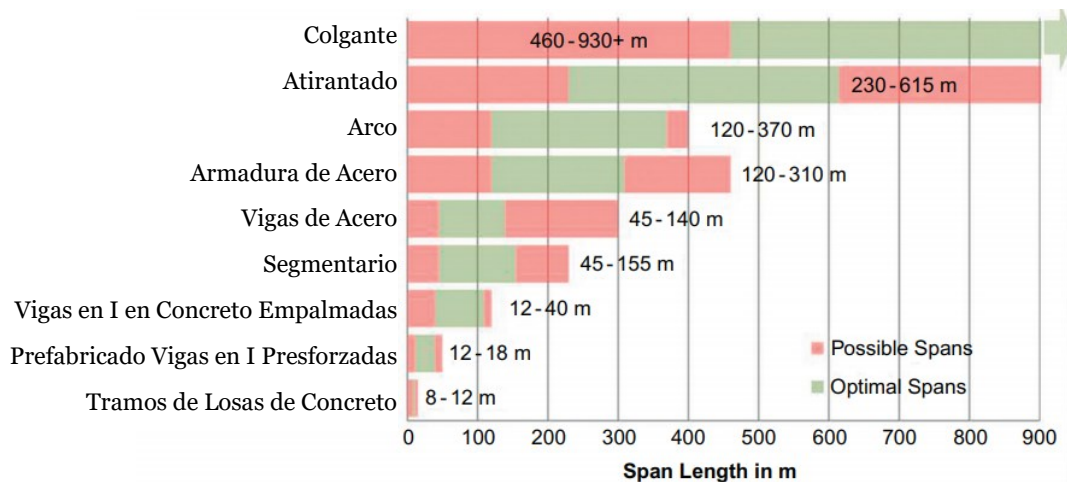
2.3 Clasificación de Puentes

Debido a la gran variedad, son muchas las formas en que se pueden clasificar los puentes según su utilidad, material, localización de la calzada, tipo de estructura, entre otros, siendo las más destacables las que se detallan a continuación:

- a) Por su longitud.

Las longitudes óptimas y posibles para cada tipo de puente según su longitud se pueden ver en la Figura 2-4.

Figura 2-4. Longitudes de Luz Posibles y Óptimas para Algunos Puentes Viales.



Nota. Adaptado de *Innovative Bridge Design Handbook: Construction, Rehabilitation and Maintenance* por B.T. Martin, 2016.

- ✓ Puentes de luces cortas (longitudes de luces hasta 15 m)
 - Box-Culverts
 - Puentes de losas
 - Puentes en Viga T
 - Puentes en Madera
 - Prefabricados de Vigas Cajón en Concreto
 - Prefabricados de Vigas I en Concreto
 - Vigas I en Acero Laminado

- ✓ Puentes de luces medias (longitudes de luces hasta 75 m)
 - Prefabricados de Vigas en Concreto Pretensado (Vigas I y Vigas Cajón)
 - Compuestos Vigas en I en Acero
 - Compuestos Vigas en Placa de Acero
 - Vigas Cajón de Concreto Reforzado In-Situ
 - Postensado, Vigas Cajón de Concreto In-Situ
 - Compuesto Vigas Cajón en Acero

- ✓ Puentes de grandes luces (longitudes de luces hasta 150 m)
 - Puentes Compuestos con Vigas en Placa de Acero
 - Postensado, Vigas Cajón de Concreto In-Situ
 - Postensado, puentes en concreto en segmentos
 - Acero y Arcos en Concreto
 - Armaduras en Acero

- ✓ Puentes de luces muy grandes (longitudes de luces de 100 m hasta 2300 m)
 - Puentes Colgantes
 - Puentes Atirantados

b) Por su objeto o servicio que presta.

- ✓ Puentes camineros
- ✓ Puentes ferroviarios

- ✓ Puentes aeroportuarios
- ✓ Puentes de acueductos (para el paso de agua únicamente)
- ✓ Puentes canal (para vías de navegación)
- ✓ Puentes para oleoductos
- ✓ Puentes grúa
- ✓ Puentes peatonales
- ✓ Puentes mixtos (combinación de casos)

c) Según el material que compone la estructura.

- ✓ Puentes de madera
- ✓ Puentes de mampostería de ladrillo
- ✓ Puentes de mampostería de piedra
- ✓ Puentes de concreto ciclópeo
- ✓ Puentes de concreto simple
- ✓ Puentes de concreto reforzado
- ✓ Puentes de concreto presforzado/postensado
- ✓ Puentes de sección mixta
- ✓ Puentes en acero (o metálicos)

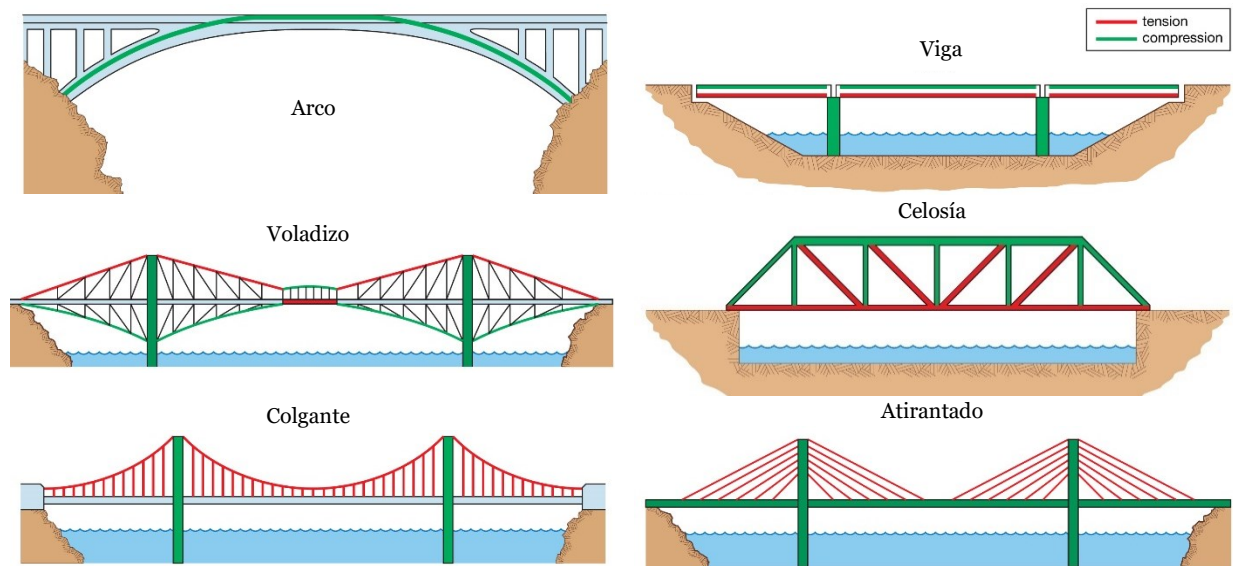
d) Según la ubicación del tablero.

- ✓ Puentes de tablero superior
- ✓ Puentes de tablero inferior
- ✓ Puentes de tablero intermedio

e) Según su tipología estructural.

Es decir, como las fuerzas de tensión, compresión, flexión, torsión y cortante son distribuidas a través de su estructura; en sus elementos de soporte o estribos y en sus elementos estructurales portantes.

Figura 2-5. Principales tipologías estructurales de puentes.



Nota. Rojo: Tensión. Verde: Compresión. Tomado de Hubert, S.-S., & N. Billington, P. (2020). "Bridges: History, Design, Types, Parts, & Facts". Recuperado el 9 de agosto de 2020, de Encyclopædia Britannica website: <https://www.britannica.com/technology/bridge-engineering>.

Dependiendo de la distribución de las fuerzas en los elementos estructurales portantes (viga, viga celosía, arco, cable o una mezcla de estos), lleva a clasificar los puentes en 6 tipos principales (Figura 2-5): en viga, en celosía, en ménsula, en arco, colgantes y atirantados; de los anteriores se pueden derivar más tipologías.

f) Según sus condiciones estáticas.

- ✓ Isostáticos: puentes simplemente apoyados
- ✓ Puentes continuos con articulaciones (Gerber)
- ✓ Hiperestáticos: puentes continuos
- ✓ Puentes en arco
- ✓ Puentes aporricados

- ✓ Puentes isotrópicos o espaciales
- ✓ Puentes en voladizos sucesivos (pasan de isostáticos a hiperestáticos)
- g) Según el ángulo que forma el eje del puente con el paso interior (o de la corriente de agua).
 - ✓ Puentes rectos (ángulo de esviaje 90°)
 - ✓ Puentes esviados
 - ✓ Puentes curvos
- h) Según su duración
 - ✓ Puentes definitivos
 - ✓ Puentes temporales

Dentro de esta gran gama de clasificaciones, vale la pena traer a colación y profundizar algunas de estas que tienen mayor relevancia en la ingeniería estructural como la tipología estructural.

2.4 Tipos de Puentes Metálicos

En este apartado se incluye diferentes tipos de puentes metálicos y su sistema estructural, cada tipo depende de su longitud de luz, tráfico y ancho.

2.4.1 Puentes de Vigas de Acero

La ventaja de este tipo de puentes es la sencillez de construcción. Es posible cubrir vanos entre 5 m y 30 m con este sistema, aunque los tramos de más de 15 m no suelen ser económicos. Otra ventaja de este tipo de puente es la gran oportunidad de seleccionar el ancho del puente y también la oportunidad de ensancharlo. Las áreas de uso más común son los puentes peatonales y los puentes de carreteras (Figura 2-6). Para tramos más largos, se requieren pilas adicionales intermedias.

Figura 2-6. Puente en Vigas de Acero.



Nota. Nombre y lugar desconocidos. Tomado de *Short Span Steel Bridge Alliance | Industry Resources, News & Education*, s/f.

2.4.2 Puentes sobre Celosía

Este tipo de puentes es muy similar a los puentes de vigas de acero, pero en este caso se utilizan celosías o cerchas (Figura 2-7) en lugar de las vigas. El uso de cerchas hace que el puente sea más ligero y profundo. La profundidad de los puentes es aproximadamente el 12% del tramo y esto debe tenerse en cuenta cuando se erige un puente de celosía sobre una carretera o vía fluvial.

Figura 2-7. Puente sobre celosía en Belize.



Nota. Nombre desconocido. Tomado de *Steel Over Truss Bridge - Standard Design & Construction by REIDsteel*, s/f.

El tramo varía entre 20 m y 100 m en este tipo y el ancho del puente se puede variar según el

ancho deseado. La construcción de puentes de celosía es más compleja y requiere más trabajo, se puede realizar in situ mediante métodos diferentes: sobre una plataforma elevada, erigiendo las vigas preconstruídas en los lugares y unir las en el lugar o bien mediante el método de lanzamiento de rodillos.

2.4.3 Puente a través de Celosía

Este tipo de puentes son sencillos de diseñar, la luz de estos puentes puede ser de hasta 120 m y la altura libre o galibo no requiere un nivel especial, el ancho del puente varía según el ancho deseado.

El peso ligero y la estructura delgada hacen que este tipo de puentes sea económico. El uso de puentes de celosía (Figura 2-8) es beneficioso en áreas donde los terremotos son un problema, pero no se recomienda en áreas con viento (*Steel Over Truss Bridge - Standard Design & Construction by REIDsteel, s/f*).

La forma más fácil de construir este tipo de puentes es sobre una plataforma elevada, otro método es ensamblar in situ y luego el puente se mueve hasta la mitad mediante grúas y finalmente se eleva al lugar mediante grúas o también mediante el método de lanzamiento de rodillos. Cuando el puente se construye in situ, el puente se mueve mediante gatos con ayuda de rodillos y técnica de voladizo.

Figura 2-8. Puentes a través de Celosía en Colombia.



Nota. Puente Navarro, Honda, Colombia. Tomado de *Colombia inicia construcción del nuevo puente sobre el río Magdalena - Revista Costos, s/f*.

2.4.4 Puente de Cordón de Acero en Arco

Este tipo de puente es similar al puente a través de celosía, pero es más alto y tiene celosías y cordones curvos (Figura 2-9). La luz puede oscilar entre 50 m y 150 m, es atractivo y se puede construir sobre suelos irregulares o cimientos menos estables. También puede ser prefabricado y transportado y finalmente elevado al lugar. Debido a la falta de grandes grúas, el puente se construye mediante el método de lanzamiento en voladizo.

Figura 2-9. Puente con celosía en arco, Blackfryers Bridge.



Nota. Tomado de De Alethe de Wikipedia en inglés - Transferido desde en.wikipedia a Commons., Dominio público, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=17175971>

2.4.5 Puentes Peatonales en Acero

Estos puentes están diseñados para peatones y también pueden ser utilizados por ciclistas (Figura 2-10). La luz puede ser de entre 10 m y 30 m y es adecuado sobre vías fluviales, carreteras o ferrocarriles. El ancho mínimo del puente debe ser de 1,2 m por mantenimiento.

Figura 2-10. Puente Peatonal Av. Boyacá con Calle 13. Bogotá.



Nota. Tomado de *Puentes Peatonales Av. Boyacá con Calle 13 Bogotá* | Estahl, s/f.

2.4.6 Puentes de Vigas Compuestas

Los puentes de vigas compuestas (Figura 2-11) incluyen un sistema de apoyo de vigas de acero y un tablero de concreto. La estructura de acero y el tablero están conectadas entre sí por medio de pasadores y actúan en conjunto como un solo elemento, lo que da como resultado una reducción de la deflexión y un aumento de la resistencia.

La conexión entre la estructura de acero y la plataforma se puede lograr mediante conectores de cortante y su adición puede ser mediante soldadura, máquina de soldado de conectores o tuercas y pernos fijados en sitio.

Figura 2-11. Vigas compuestas en un puente de varias vigas en el M6Toll, Gran Bretaña.



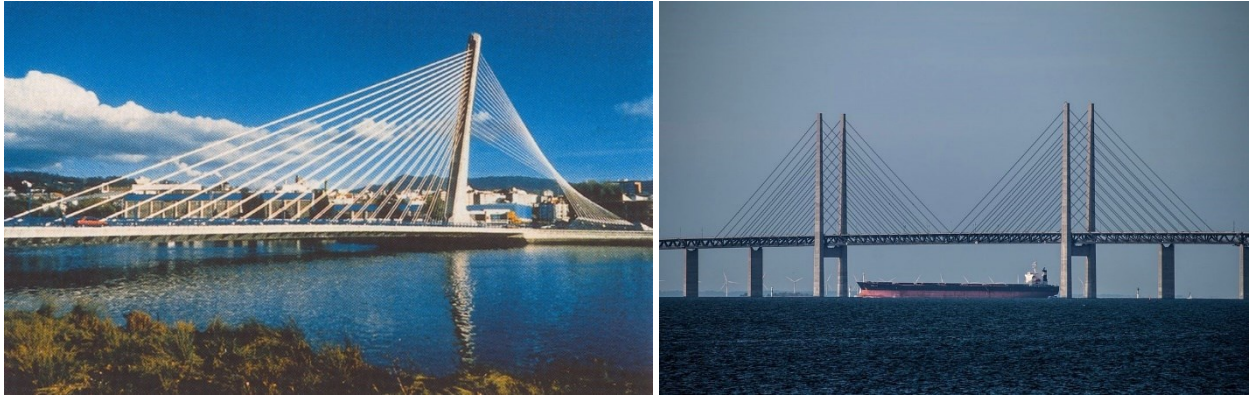
Nota. (*Design of beams in composite bridges - SteelConstruction.info, s/f*)

2.4.7 Puente Atirantado

Los puentes atirantados (Figura 2-12) son costosos de construir. Este tipo de puentes se puede realizar cuando no hay espacio para pilas y no hay oportunidad de lanzamiento en voladizo. Se pueden presentar de manera básica dos modelos diferentes de puente atirantado. El primero es un puente atirantado de una torre y el tramo principal puede ser de 50 m a 100 m. El segundo es de dos torres y la luz principal puede ser de 100 m a 200 m.

El puente atirantado de dos torres requiere un espacio de una quinta parte del tramo principal como tramo exterior. El puente atirantado es liviano y comprende miembros estructurales delgados. Estas propiedades son ventajosas en áreas con riesgo de terremoto y desfavorables en áreas con viento.

Figura 2-12. Puentes Atirantados.



Nota.

Izquierda) Puente atirantado de una torre. Puente Lérez, España. Tomado de *The Lérez externally anchored cable-stayed bridge, in Spain.* | *Download Scientific Diagram*, s/f.

Derecha) Puente Atirantado de dos Torres. Øresund Bridge, Copenhagen. Fotografía por Jorchr, 25 de septiembre de 2016. Tomado de (*File:Øresundsbron och tanker.jpg - Wikimedia Commons*, s/f).

2.4.8 Puente Colgante

Un puente colgante (Figura 2-13) es un tipo de puente en el que la plataforma (la parte que soporta la carga) se cuelga por debajo de los cables de suspensión mediante tirantes verticales. Los puentes colgantes simples tienen una larga historia, desde la antigüedad este tipo de puentes han sido utilizados para salvar obstáculos y con el paso del tiempo y la introducción y mejora de los materiales de construcción, en la actualidad son capaces de soportar el tráfico rodado o de líneas de ferrocarril (Lin & Yoda, 2017).

Este tipo de puente tiene cables suspendidos entre las pilonas o torres, más cables de suspensión vertical anclados (pendolones) que soportan el peso del tablero inferior, sobre los que cruza el tráfico. Esta disposición permite que la plataforma esté nivelada o arqueada hacia arriba para tener más gálibo adicional. Los cables de suspensión deben estar anclados en cada extremo del puente, ya que cualquier carga aplicada en el puente se transforma en tensión en esos cables principales. (Hubert & N. Billington, 2020).

El uso de puentes colgantes hace que se puedan alcanzar vanos principales más largos que con cualquier otro tipo de puentes, y son prácticos para vanos de hasta aproximadamente 2 km o incluso mayores (Lin & Yoda, 2017).

Figura 2-13. Puente Mariano Ospina Pérez. Girardot, Colombia.



Nota. Tomado de ELOLFATO.COM - Noticias de Ibagué y Tolima. *Realizarán actividades de inspección en el puente Mariano Ospina Pérez que conecta a Girardot y Flandes, s/f.*

2.5 Tipos de Cargas en Puentes

La estructura de un puente debe ser diseñada para soportar diferentes cargas a las que es expuesto. Existen cargas que actúan sobre la subestructura y cargas que actúan sobre la superestructura, siendo algunas de estas últimas las que se considerarán para el presente documento.

Las cargas que actúan sobre la superestructura se dividen en:

2.5.1 Cargas gravitacionales

Se refiere a las cargas vivas, cargas muertas y de impacto. La carga viva corresponde a la carga vehicular, de trenes, peatones, etc., es decir, toda aquella carga que su magnitud y localización no es constante. La carga muerta consiste en la carga que actúa de manera permanente sobre la superestructura del puente. La componen el peso propio de la losa, las vigas, los diafragmas, el barandal, los bordillos y la carpeta de rodadura, así como ductos de servicios públicos, postes de alumbrado público, entre otros que puedan cargar la superestructura.

2.5.2 Cargas laterales

Se refiere a las cargas de viento, sismo y fuerza centrífuga. Las cargas de viento son las fuerzas

ejercidas por la energía cinética de una masa de aire en movimiento, suponiendo que provenga de cualquier dirección horizontal. Cuando un puente está ubicado en una curva o es de planta en curva se debe considerar una fuerza radial horizontal la fuerza centrífuga que puede provocar momentos torsores importantes en la superestructura y esfuerzos cortantes a nivel de los apoyos de la infraestructura.

2.5.3 Cargas longitudinales

Corresponden a cargas por variaciones de temperatura y fuerzas debido a la carga viva.

2.6 Método de Diseño

En la especificación AASHTO, desde el principio y hasta los inicios de la década de los años 70, la única filosofía de diseño fue la conocida como “diseño por esfuerzos de trabajo”, WSD (Working Stress Design) o también conocida como “diseño por esfuerzos admisibles”, ASD (Allowable Stress Design). Esta metodología busca garantizar que en todos los puntos de la estructura los esfuerzos producidos por las cargas de trabajo sean menores o a lo sumo igual a unos esfuerzos admisibles prescritos en el reglamento vigente, y se identifica por la ecuación (2.1).

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{\Omega} \quad (2.1)$$

El diseño por esfuerzos admisibles es la primera metodología de diseño presentada en la primera Especificación de Diseño del Instituto Americano de la Construcción en Acero, AISC (por sus siglas en inglés, American Institute of Steel Construction) publicada en 1923. El principio básico de diseño de estructuras metálicas de acuerdo con la filosofía ASD es que la capacidad de la sección está basada en esfuerzos y los esfuerzos generados por las cargas de servicio no deberían exceder los límites elásticos. Los esfuerzos admisibles son hallados usando un factor de seguridad “ Ω ” el cual divide el valor de la resistencia nominal “ R_n ”.

Iniciando los años 70, la metodología WSD inició un proceso de evaluación para reflejar la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales y, en forma similar, la variabilidad de ciertos tipos de carga, tales como las cargas vehiculares, las fuerzas sísmicas y de viento. Esto se logró ajustando unos factores de diseño como se evidencia en la ecuación (2.2), dando lugar a una filosofía de diseño denominada de “factores de carga”, LFD (Load Factor

Design) que se introdujo en la normativa a mediados de 1971. A partir de ese año, la filosofía LFD, quedó también contenida en las ediciones posteriores de la “Standard Specifications for Highway Bridges”.

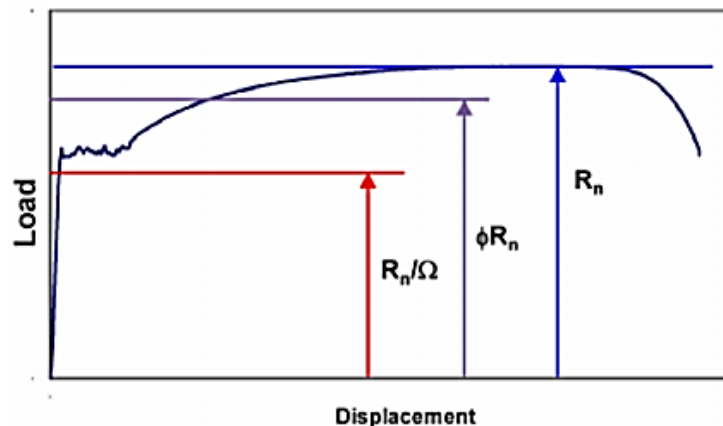
$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.2)$$

A finales de la década de 1980 y principios de la de 1990, a través de un gran esfuerzo, AASHTO desarrolló y adoptó LRFD, referida con la ecuación (2.3), para el diseño de puentes con su primera publicación en 1994, fecha desde la cual, hasta la edición final de las especificaciones estándar en 2002, LRFD se promovió como la metodología de reemplazo prevista. La adopción de LRFD en las especificaciones de los puentes requirió un esfuerzo significativo para actualizar las disposiciones para la carga viva y se basó en el uso extensivo de métodos estadísticos definiendo procedimientos fácilmente utilizables por los diseñadores de puentes.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.3)$$

La relación entre carga y desplazamiento de acuerdo con las metodologías más conocidas y difundidas en la historia del diseño de estructuras de acero, ASD y LRFD son presentadas en la Figura 2-14.

Figura 2-14. Comparativa entre capacidad ASD/LRDF en la curva carga-desplazamiento.



R_n =Capacidad nominal.

R_n/Ω =Capacidad según ASD.

ϕR_n =Capacidad según LRFD.

Nota. Tomado de Assessment of Stability Analysis Methods presented in AISC Design Codes for Braced Frames, 2014 por Yilmaz Erdinc Saçilik.

2.7 Análisis Estructural en Puentes

Todas las especificaciones de diseño que se utilizan en el mundo actual para puentes de carreteras permiten el uso de cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y compatibilidad y utilice relaciones tensión-deformación para los materiales propuestos. Estos métodos incluyen, entre otros, los siguientes (Martin, 2016):

- ✓ Métodos clásicos de fuerza y desplazamiento
- ✓ Método de elementos finitos
- ✓ Método de diferencias finitas
- ✓ Método de banda finita
- ✓ Método de placa plegada
- ✓ Método de analogía de cuadrícula
- ✓ Series u otros métodos armónicos
- ✓ Métodos basados en la formación de rótulas plásticas
- ✓ Método de línea de fluencia

Ahora bien, para la superestructura, es común, para poder identificar la manera en que una carga móvil afecta a una viga mientras se mueve a lo largo de ella, utilizar líneas de influencia, pudiendo definir la variación de momentos máximos y mínimos y esfuerzos de corte máximos y mínimos según la posición del camión de carga.

Los diagramas que se desprenden del método ayudan a conocer la posición donde una carga genera el máximo esfuerzo de corte y momento o deflexión en un punto específico. Además, la magnitud de la reacción, fuerza cortante, momento y deflexión asociada a ese punto puede calcularse a partir de las ordenadas del diagrama de la línea de influencia, datos que son de gran importancia en el diseño de puentes.

Otro dato importante es conocer la posición del tren de carga sobre la viga de manera que este provoque la fuerza cortante y el momento máximos absolutos. Por medio del método de líneas de influencia para varias cargas puntuales se puede calcular una envolvente de valores máximos. Esto se logra calculando la fuerza cortante y momentos máximos en la superestructura para cada punto, estos valores generan una envolvente de máximos cuando se grafican. De esta gráfica pueden encontrarse los valores máximos absolutos para la fuerza cortante y el momento, así como su localización.

2.8 Sistema de Administración de Puentes

2.8.1 En el Mundo

Los sistemas de administración de puentes en el mundo surgieron como una necesidad urgente de consolidar y organizar toda la información acerca de los puentes, como una forma de lograr mejor organización, control y eficiencia en los procesos que involucraban las intervenciones y los registros de los puentes en cada país, así como los relacionados con las inspecciones visuales y en algunos casos el análisis de socavación (Muñoz et al., 2005).

Los sistemas de administración de puentes, han sido retroalimentados con información valiosa acerca de las características y propiedades como son geometría, tipología, estado, datos de tráfico, capacidad de carga, instrumentación, año de construcción, presupuestos, priorización, entre otros datos; esta información se vuelve relevante a la hora de revisar registros históricos o antecedentes que permitan orientar la inspección visual orientada a la rehabilitación de puentes con estructura de acero.

A continuación, en la Tabla 2-1 se presentan los principales sistemas de administración de puente en el mundo juntos con sus características principales.

Tabla 2-1. Nombre, definición y características de algunos sistemas de administración de puentes en el mundo.

Nombre – País	Definición y Características Básicas
PONTIS® BRIDE MANAGEMENT SYSTEM (Estados Unidos)	Es un sistema de administración de puentes que asiste a las agencias de transporte en la toma de decisiones sobre el mantenimiento, rehabilitación y reemplazo de estructuras. PONTIS® almacena el inventario completo y datos de inspecciones visuales, incluyendo detalles de las condiciones de los elementos; formula políticas de mejoramiento puntuales para puentes pertenecientes a redes económicas. Hace también recomendaciones en cuanto a la optimización del beneficio en escenarios de pocos fondos para reparación. Adicionalmente, PONTIS reporta periódicamente los niveles proyectados y pronosticados del ciclo de vida y su velocidad de deterioro. Contiene módulos de plantación de proyectos de preservación, programación e inspección subjetiva. Posee un mecanismo de intercambio y actualización de datos con sistemas de verificación en campo del puente. Sistema bajo la supervisión de la AASHTO que es compatible con las bases de datos estatales.
ADVITAM® BRIGE MANAGEMENT SYSTEM (Francia)	Dirigido directamente a empresas y que ha desarrollado un sistema que cuenta con la experiencia combinada de los principios de la administración de estructuras, computación aplicada y experiencia en construcción. Es capaz de adaptarse a cualquier tipo de método de evaluación particular para la recopilación de datos e información. El sistema se puede montar fácilmente para que trabaje en sistemas de redes de información particulares. Tiene manejo de datos, manejo de inventario, documentos e información de los

Nombre – País	Definición y Características Básicas
	<p>puentes y restringe su acceso mediante claves de seguridad. Hace la evaluación de la estructura y localiza y puntualiza posibles futuras intervenciones. Desarrolla análisis de costos basado en análisis del ciclo de vida, administrando tanto recursos como tiempos en cronogramas. Datos de entrada por monitoreo de deterioro. Permite la entrada de datos de modelos de elementos finitos. Calcula la vida del puente con modelos de deterioro y con la matriz de acciones sobre el puente. Localiza el puente con las coordenadas obtenidas de sistemas de posicionamiento geográfico GIS.</p>
<p>DANBROweb® BRIDGE MANAGEMENT SYSTEM (Dinamarca)</p>	<p>El sistema de administración de puentes DANBROweb permite que todas las personas relacionadas con las operaciones de mantenimiento y trabajo de puentes trabajen con la misma base de datos. Este sistema maneja el registro de información relacionada con estructuras específicas y el control de las actividades de inspección y de mantenimiento. El sistema se usa directamente por el responsable de la estructura. Este es un sistema que no necesita una plataforma específica para operar en los computadores de los interesados, sino que como está basado en la tecnología de redes, cualquier persona puede acceder a la base de datos sin tener que almacenar cantidad de información, sólo se necesita acceso a Internet. La base de datos mantiene las últimas actualizaciones de información, garantizando que todos los usuarios manejen la misma versión de datos.</p>
<p>Sipumex® SISTEMA DE ADMINISTRACIÓN DE PUENTES (México)</p>	<p>El Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) es un sistema que permite contar con un inventario de la totalidad de los puentes de la Red Federal de Carreteras, en el que se incluyen las características, ubicación y estado físico. Ello permite efectuar una priorización de las necesidades de mantenimiento y rehabilitación, con lo que se logra una optimización de los recursos aplicables, atendiendo al mismo tiempo a la seguridad de los usuarios. La primera fase de SIPUMEX, que se firmó en el año de 1992, está constituida por las siguientes actividades: Inventario, Inspecciones principales, Inspecciones rutinarias, mantenimiento menor y limpieza y evaluación de la capacidad de carga. La primera etapa de SIPUMEX, si fue cumplida, dando como resultado un inventario de los puentes de la Red federal de Carreteras, que sumaron 6,150 en total, con datos básicos como: Entidad federativa donde se ubica la estructura, la carretera, el kilometraje, tramo, año de construcción, tipo de superestructura y subestructura, el Transito Diario Promedio Anual (TDPA), etc. También, resultados de esta primera etapa, fueron, una relación de puentes que requieren reparación urgente según Sipumex, con un total de 280 puentes en toda la República Mexicana.</p>
<p>Manual de Inspección de Puentes (Desarrollado MOPT y JICA – Costa Rica – 2007)</p>	<p>Sistema desarrollado por el Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Costa Rica con la asesoría del Gobierno de Japón. Es una herramienta de soporte de decisión para la administración de la inspección, análisis y mantenimiento de numerosos componentes que componen un puente. El inventario de puentes y los análisis están organizados en el SAP y el método de evaluación de la deficiencia del puente. Tiene las siguientes características: 1) Mantiene un inventario de puentes incluyendo planos y fotos. 2) Mantiene datos de inspección del puente. 3) Evalúa la deficiencia del puente. 4) Genera un estado de las prioridades de reparación. 5) Estima de costos de reparación. 6) Mantiene una profunda base de datos de inspección de puentes. 7) Mantiene historial de reparación y refuerzo de puentes.</p>
<p>Sistema de Administración del Reino Unido</p>	<p>Fue creado en 1980 y administra más de 2.500 puentes. La metodología para calificar los puentes dentro de este sistema es la siguiente: a) Cada elemento se le califica con un valor de uno a cinco, según el estado en que se encuentre.</p>

Nombre – País	Definición y Características Básicas
	<p>b) Se le asigna un factor a cada elemento dentro del puente. c) Se asigna un factor según la importancia estructural del elemento. d) Los factores son multiplicados entre si (prioridad del elemento). e) Se pondera el puente teniendo en cuenta la importancia de la carretera. f) Se suman todos los factores para establecer la condición del puente.</p> <p>Otras variables analizadas por el sistema son: Condición del puente, rutas primarias, volumen de tráfico, costo/beneficio (incluidos los gastos de retenciones de tráfico y de inspección y los costos de mantenimiento), disponibilidad de rutas alternativas, requisitos legales, e impacto ambiental</p>

Nota. Tomado de Ingeniería de puentes: Tomo I: Reseña histórica, tipología, diagnóstico y ... - Edgar E. Muñoz D. (Muñoz Díaz, 2011).

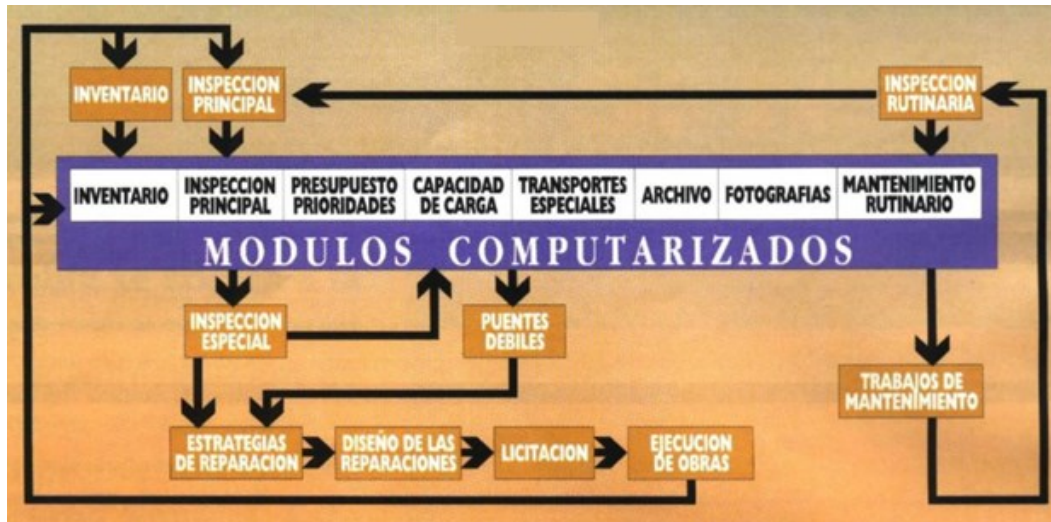
2.8.2 En Colombia (SIPUCOL)

Según Muñoz Díaz (2011) a partir del colapso de algunos puentes de acero en 1996 (Pescadero y Purnio) el Estado implementó el Sistema de Administración de Puentes de Colombia (SIPUCOL). Este sistema compuesto por diferentes módulos de gestión y una base de datos especializada logró solucionar parte de la crisis vial. Se desarrolló con la asesoría de la Dirección de Carreteras del Ministerio de Transportes de Dinamarca, basados en la filosofía y experiencia adquirida por parte de esta Institución en el sistema Danbro y en el Sipumex que se había implementado dos años antes en México. A través de este sistema, el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) fortaleció la gestión de puentes, el cual se define como una aproximación racional y sistemática para organizar y llevar a cabo todas las actividades relacionadas con el manejo y la administración de los puentes con los siguientes alcances:

- ✓ Predicción de las necesidades de mantenimiento y de los fondos requeridos.
- ✓ Elaboración de listados de puentes por prioridades de rehabilitación.
- ✓ Identificación de puentes con restricciones o limitaciones de servicio.
- ✓ Búsqueda de la mejor alternativa para rehabilitación de cada puente desde el punto de vista técnico y de beneficio-costo.
- ✓ Cuantificación de los costos de inversión por puente.
- ✓ Identificación de las obras de mantenimiento menor.
- ✓ Determinación de la capacidad de carga de los puentes y sus restricciones

En la Figura 2-15 se presenta un organigrama de SIPUCOL, con sus módulos computarizados y el procedimiento de priorización, sirven para la toma de decisiones en la evaluación e intervención de los puentes.

Figura 2-15. Módulos de SIPUCOL.



Nota. Tomado de Instituto Nacional de Vías y Directorado de Carreteras de Dinamarca, 1996.

Tiene el objetivo de identificar los puentes en estado crítico y prioriza su intervención de acuerdo con los resultados de la inspección principal, inspección especial, inspección rutinaria, el tránsito promedio diario y la capacidad de carga. Dependiente del daño o la vulnerabilidad detectada, se ejecutan obras de emergencia para evitar su colapso. Posteriormente se realizan estudios especializados y por último el diseño de obras de reparación definitivas (Instituto Nacional de Vías y Directorado de Carreteras de Dinamarca, 1996).

A continuación, se hace una breve descripción de los módulos principales que conforman este sistema:

2.8.2.1 Inventario

Contiene información seleccionada sobre localización, administración, geometría tipologías de la infraestructura y superestructura, capacidad de carga, entre otros, para cada uno de los puentes que integran la Red Nacional de Carreteras

Siguiendo la clasificación del SIPUCOL se presenta la clasificación por tipo de sección longitudinal así:

- ✓ Puentes en Mampostería
- ✓ Puentes en piedras
- ✓ Puentes de losa y Vigas
- ✓ Puentes vigas cajón

- ✓ Puentes de Placa
- ✓ Puentes en arco Concreto y Metálico
- ✓ Puentes de Armadura
- ✓ Puentes en viga metálica
- ✓ Puentes Colgantes
- ✓ Puentes Atirantados

2.8.2.2 Inspección Principal

Tiene por objeto realizar para cada puente, una inspección visual de cada uno de los componentes principales que hacen parte de la estructura y dar una calificación basada en una escala cualitativa previamente definida (Figura 2-16). Mediante este módulo se identifican los puentes que requieren de inspecciones especiales, estudios especializados y reparaciones. El estado general se basa en la calificación del componente, el cual se obtiene de la mayor calificación de los componentes clasificados como estructurales.

Figura 2-16. Escala de Clasificación de los Componentes de los Puentes.

Calificación	Descripción
0	Sin daño o con daño insignificante
1	Daño pequeño, pero no se requiere reparación
2	Existe daño, el componente funciona como se diseño
3	Daño significativo, se requiere pronta reparación
4	Daño grave, se necesita inmediata reparación
5	Daño extremo, falla total o riesgo de falla total del componente
¿	Desconocida

Nota. Tomado de Parra Palacio & Sedano Agudelo, 2011. Instituto Nacional de Vías y Directorado de Carreteras de Dinamarca, 1996.

2.8.2.3 Inspección especial

Son auscultaciones profundas de la estructura que incluyen ensayos destructivos y no destructivos especializados en campo y en laboratorio.

2.8.2.4 Capacidad de carga

Este módulo pretende identificar los puentes débiles y servir de herramienta en la administración de permisos para cargas especiales.

2.8.2.5 Inspección rutinaria

La inspección rutinaria incluye una revisión superficial frecuente de la estructura con el propósito de garantizar la seguridad del tránsito a diario y registrar las necesidades de mantenimiento rutinario y limpieza en los puentes.

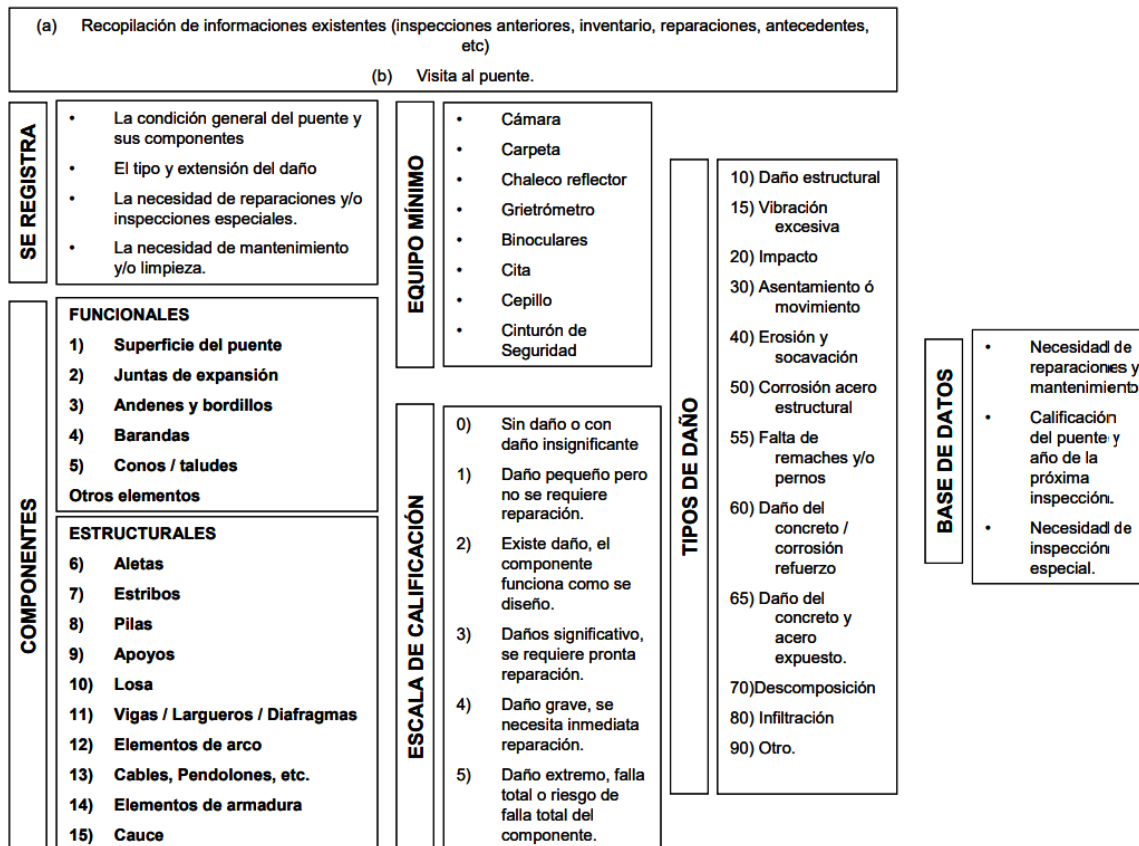
2.8.2.6 Diseño de reparación y refuerzo

Cubre la evaluación de daños, estrategias de reparación y diseño de reparación. Suministra recomendaciones sobre la toma de decisiones para las reparaciones y rehabilitaciones de los puentes, basados en las inspecciones principales, especiales y capacidad de carga.

2.8.2.7 Priorización de obras de reparación y refuerzo

Este módulo permite la asignación óptima de recursos para las obras de reparación.

Figura 2-17. Etapas de la inspección principal.



Nota. Tomado de Instituto Nacional de Vías y Directorado de Carreteras de Dinamarca, 1996. (Parra Palacio & Sedano Agudelo, 2011)

Uno de los módulos fundamentales de este sistema es el de inspección principal, cuyas partes se presentan en la Figura 2-17 se describen los componentes, la escala de calificación, los tipos de daño y el equipo mínimo necesario que incluye: cámara, carpeta, chaleco reflector, fisurómetro, binoculares, cinta métrica, cepillo, cinturón de seguridad, entre otros.

3 EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE PUENTES

3.1 Normas, Manuales, Guías de Puentes

A continuación, se describirán algunos documentos de interés relacionados con la evaluación e intervención de puentes en estructura de acero, teniendo en cuenta que en varios casos estas intervenciones también deben cumplir especificaciones de diseño como si tratara de un elemento nuevo también se hace referencia a normas de diseño.

3.1.1 Para el Diseño de Puentes en Acero

En Estados Unidos la primera norma nacional ampliamente reconocida para el diseño y la construcción de puentes fue publicada en 1931 por la American Association of State Highway Officials (AASHO), organismo antecesor de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Esta primera publicación llevaba por título Standard Specifications for Highway Bridges and Incidental Structures. Rápidamente se convirtió de hecho en una norma nacional y, como tal, fue adoptada y utilizada no sólo por los estados y sus autoridades viales sino también por otras autoridades en otros países. Este documento ha sido reeditado en ediciones consecutivas a intervalos de aproximadamente cuatro años bajo el título Standard Specifications for Highway Bridges.

En Colombia, para el diseño de puentes se toma como guía la Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP 14, la cual ha sido elaborada por el Ministerio de Transporte (MINTRANSPORTE), la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) y el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) en base a la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 6ª edición (2012) y “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 7ª edición (2014), con el fin de estandarizar las prácticas y procedimientos de diseño en todo el país.

Mediante el estudio general de las normas que gobiernan el diseño de puentes se pueden conocer los criterios que apoyaran el planteamiento de la rehabilitación, de manera que sea segura y confiable, aunque se deja claro, que en algunas ocasiones no es viable relacionar la estructura del puente con una normativa actual determinada, debido que en algunos casos se pueden presentar puentes muy antiguos, cuya normativa en algunos casos no tiene consideraciones que se contemplan actualmente (ejemplo: fuerzas sísmicas, fatiga, entre otras) . Sin embargo, en esos casos las normas servirán como guía, por lo menos, para que las

intervenciones que se planteen se adapten a los mejores criterios de la actualidad. A continuación, se indica en forma resumida las respectivas especificaciones y códigos que se pueden considerar relevantes en el desarrollo de rehabilitaciones a estructuras de puentes metálicos en el país.

3.1.1.1 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges Design, Edition 17^a, 2002

Estas especificaciones rigen el diseño de la mayor parte de los puentes de los Estados Unidos. Por lo general, los departamentos estatales de carreteras adoptan estas especificaciones de puentes de la AASHTO como sus normas mínimas para el diseño de puentes de carretera.

Las especificaciones estándar para el diseño de puentes de carretera del AASHTO están constituidas en tres partes. La primera parte establece los requisitos para diseño, la segunda proporciona los requerimientos para el diseño sísmico, y la tercera hace referencia a los requisitos de la construcción.

La parte que corresponde al diseño se encuentra dividida en 17 secciones, mientras que la de diseño sísmico y construcción se encuentran divididas en 7 y 30 secciones respectivamente. Las secciones correspondientes a la división de diseño tratan temas referentes a: las disposiciones generales, características generales de diseño, cargas, cimientos, paredes de retención, alcantarillas, subestructuras, concreto reforzado, concreto presforzado, acero estructural, diseño de aluminio, estructuras de madera, soportes, etc. La segunda parte correspondiente al diseño sísmico da a conocer los temas relacionados a la introducción, símbolos y definiciones, requerimientos generales, requerimientos para análisis, requerimientos de diseño para puentes en comportamiento sísmico categoría A, B, C y D. Finalmente en la división correspondiente a la construcción realiza la descripción de los siguientes enunciados: excavación, remoción de estructuras existentes, trabajos temporales, pilotes, pilotes perforados y pozos, anclaje, sistemas de contención de tierra, estructuras de concreto, acero reforzado, presforzado, estructuras de acero, pintura, bloques de concreto y ladrillo, estructuras de madera, tratamientos preservantes para la madera, apoyos, plataforma, barandas, protecciones, metales, alcantarillas de metal, alcantarillas de concreto, superficie de rodadura, etc.

Para el desarrollo de este proyecto de tesis, no se considerarán los requisitos para los puentes de concreto, madera u otros materiales contenidas en estas especificaciones ni tampoco las

secciones relacionadas con el diseño de la subestructura ya que esto no está dentro del alcance de este proyecto, únicamente se hará uso de los requerimientos necesarios para el diseño de puentes con estructura de acero, como son las secciones correspondiente a las cargas de diseño, diseño sísmico, acero estructural y estructuras de acero.

Estas especificaciones del AASHTO, concretamente la sección 3 correspondiente a las cargas ubicada en la división I Diseño, nos permitirá obtener los requisitos necesarios para la consideración de las cargas para el diseño de puentes, además trata la forma como realizar la combinación y distribución de estas. La sección 10 correspondiente al acero estructural indica las propiedades mínimas que deben cumplir los aceros estructurales para aplicaciones de puentes, además hace referencia a los parámetros límites para las deflexiones. En esta sección también se da a conocer las consideraciones tanto para el diseño para cargas de servicio o esfuerzos admisibles (ASD) como para el diseño por resistencia o coeficientes de carga (LFD).

3.1.1.2 AASHTO LRFD Bridge Design Specification 9ª Edición 2020

Estas especificaciones contienen los requisitos para el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles, pero no se incluyen requisitos para puentes ferroviarios ni para puentes usados exclusivamente para el tendido de servicios públicos. Además, los aspectos mecánicos, eléctricos y otros especiales relacionados con la seguridad de los vehículos y peatones no están cubiertos con estas especificaciones.

No es la intención de estas especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

La edición 2020 incluye métodos de análisis adicionales, diferentes a los incluidos en especificaciones anteriores, junto con las técnicas de modelado inherentes a las mismas.

Las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD está constituida de 15 secciones que se indican a continuación:

1. Introducción
2. Características generales y de ubicación
3. Cargas y factores de carga
4. Análisis y evaluación estructural
5. Estructuras de concreto
6. Estructuras de acero
7. Estructuras de aluminio
8. Estructuras de madera
9. Tableros y sistemas de tablero
10. Fundaciones
11. Estribos, pilas y muros
12. Estructuras enterradas y revestimientos para túneles
13. Barandas
14. Juntas y apoyos
15. Diseño de barreras acústicas

3.1.1.3 Código de Soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2020 (Bridge Welding Code)

Este código contiene los requisitos de la AASHTO para la fabricación de puentes de carretera por soldadura con aceros al carbono y de baja aleación. Además, cubre lo referente a inspección, calificación, detalles estructurales, soldadura con pernos, detalles de las juntas soldadas y otros.

El código de soldadura de puentes debe ser usado en conjunto con las especificaciones estándar para el diseño de puentes de carreteras o con las especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD, ambas del AASHTO.

Este código no se aplica para:

1. Aceros con esfuerzos de fluencia mínimos mayores que 690 MPa.
2. Recipientes y tuberías a presión.
3. Otros metales base diferentes a los aceros al carbono y de baja aleación.
4. Reparaciones de estructuras de tubería estructural.

Además, las instrucciones de este código no son aplicables a la soldadura de metales base de espesores menores a 3 mm. La edición 2020 del Bridge Welding Code consta de 11 secciones,

además de sus respectivos anexos y recomendaciones. Esta edición contiene dimensiones en unidades del sistema internacional y sistema inglés. A continuación, se indican las respectivas secciones que contiene este código:

1. Requisitos generales
2. Referencias normativas
3. Términos y definiciones
4. Diseño de conexiones soldadas
5. Precalificación de las WPSs
6. Calificación
7. Fabricación
8. Inspección
9. Soldadura de pernos
10. Estructuras tubulares
11. Reforzamiento y reparación de estructuras existentes

3.1.1.4 AISI S100-16 (2020) w/S2-20, North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2016 Edition (Reaffirmed 2020) With Supplement 2, 2020 Edition

La especificación de América del Norte armoniza la tecnología de diseño de acero conformado en frío en los Estados Unidos, Canadá y México, lo que permite una introducción más rápida de nuevas tecnologías y abre el mercado para una variedad de productos derivados, como ayudas de diseño y materiales educativos. La edición de 2016 de la Especificación se ha reorganizado: incluye el método de resistencia directa (Direct Strength Method) en el cuerpo principal del documento en paralelo al método tradicional de ancho efectivo (Effective Width Method); tiene un formato similar a la especificación AISC 360 para edificios de acero estructural; y minimiza las diferencias en las disposiciones de diseño entre los EE. UU., Canadá y México. La Especificación contiene un documento principal que va de los Capítulos A - M y Apéndices 1 y 2. Además, hay dos apéndices específicos de cada país: el Apéndice A es para uso en los Estados Unidos y México, y el Apéndice B es para uso en Canadá. La Especificación también proporciona un tratamiento integrado de diseño de resistencia admisible (ASD), diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) y diseño de estados límite (LSD).

Las especificaciones para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío están

constituidas de las secciones que se indican a continuación:

- A. Alcance, Aplicabilidad y Definiciones
- B. Requerimientos de Diseño
- C. Diseño para Estabilidad
- D. Elementos a Tensión
- E. Elementos a Compresión
- F. Elementos a Flexión
- G. Elementos a Corte y Pandeo Local del Alma
- H. Elementos sometidos a Fuerzas Combinadas
- I. Ensamblaje y Sistemas
- J. Conexiones y Uniones
- K. Resistencia para Casos Especiales
- L. Diseño para Servicio
- M. Diseño para Fatiga

3.1.1.5 Código de Práctica Normalizada para Edificios y Puentes de Acero (AISC)

El American Institute of Steel Construction ha realizado un control continuo de la industria del acero estructural para determinar las prácticas estándares, y a partir de 1924 ha publicado su código de práctica normalizada. A partir de esa fecha, el código ha sido actualizado periódicamente para reflejar las nuevas tecnologías y prácticas de la industria.

Las prácticas definidas en este código han sido adoptadas por el AISC como las normas comúnmente aceptadas por la industria del acero estructural. En ausencia de otras instrucciones en la documentación técnica, las prácticas definidas en este código de práctica normalizada gobiernan la fabricación y construcción de estructuras de acero estructural.

La intención del AISC a través del código de práctica normalizada es proporcionarles a los propietarios, arquitectos, ingenieros, contratistas y demás personas asociadas con la construcción un marco útil para lograr un entendimiento común de las normas aceptables al contratar una construcción de acero estructural.

El código de práctica normalizada para edificios y puentes de acero está constituido de diez secciones que se indican a continuación:

1. Requisitos generales
2. Clasificación de los materiales
3. Planos y especificaciones técnicas
4. Planos de taller y planos de armado
5. Materiales
6. Fabricación y entrega
7. Armado
8. Control de la calidad
9. Contratos
10. Acero estructural expuesto arquitectónicamente

3.1.1.6 Código Colombiano de Diseño de Puentes (CCP-2014)

Las especificaciones generales para la construcción de puentes en Colombia han sido desarrolladas por el ministerio de transporte (MINTRANSPORTE), la asociación colombiana de ingeniería sísmica (AIS) y el instituto nacional de vías (INVIAS) con el fin de proveer a diseñadores, contratistas, ingenieros, arquitectos y demás personas vinculadas con el campo de la construcción, una guía con los requerimientos mínimos para el diseño y construcción puentes.

Estas especificaciones se encuentran divididas en 15 secciones que son las mismas contempladas en AASHTO LRFD, sin embargo, la especificación colombiana de diseño de puentes CCP 14 está basada en la especificación “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 6th Ed. 2012.

3.1.2 Para la Evaluación e Intervención de Puentes

3.1.2.1 The Manual for Bridge Evaluation, 3rd Edition, 2018 (MBE-3)

El manual para evaluación de puentes (MBE, por sus siglas en inglés), fue adoptado por primera vez por el subcomité de carreteras de puentes y estructuras de AASHTO en 2005. El MBE combinó el *Manual para la evaluación de la condición de los puentes (Manual for Condition Evaluation of Bridges)* con la *Guía para la evaluación de la condición de puentes de carreteras y la determinación del índice por medio de factores de carga y resistencia – LRFR (Guide Manual for Condition Evaluation and Load Resistance Factor Rating – LRFR)* para proporcionar un solo documento para evaluar y determinar capacidad de carga en puentes.

El MBE ofrece orientación en todas las fases de la inspección y evaluación de puentes. El manual se compone de las secciones 1 a 8 y un apéndice A que incluye nueve ejemplos ilustrativos.

- ✓ Introducción
- ✓ Archivos de Puentes y Documentación
- ✓ Sistemas de Administración de Puentes
- ✓ Inspección
- ✓ Ensayos de Materiales
- ✓ Capacidad de Carga
- ✓ Evaluación de la Fatiga en Puentes de Acero
- ✓ Pruebas de Carga No Destructivas
- ✓ Apéndice de Ejemplos Ilustrativos

3.1.2.2 Manual for Repair and Retrofit of Fatigue Cracks in Steel Bridges, 2013

Este manual es una síntesis de la literatura publicada, así como la experiencia colectiva recopilada de los exponentes, eminencias en el tema y participantes de un taller celebrado en la Universidad de Lehigh del 14 al 15 de agosto de 2002. Presenta cuáles son las mejores prácticas consensuadas para la reparación y actualización de grietas por fatiga en puentes de acero. El manual también es una guía para que los propietarios e ingenieros consultores la utilicen en el diseño y detalle de las reparaciones y modificaciones de las grietas por fatiga. Debe utilizarse junto con las especificaciones, los códigos y el criterio de ingeniería existentes.

El manual se divide en los siguientes seis capítulos:

- ✓ Introducción
- ✓ Evaluación de la Fatiga
- ✓ Métodos de Reparación y Reforzamiento
- ✓ Fatiga debida a Esfuerzos Secundarios
- ✓ Reparación de Grietas por Fatiga inducida por Carga
- ✓ Ejemplos de Diseño

3.1.2.3 Guide For Heat-Straightening Of Damaged Steel Bridge Members, 2008

El propósito de este manual es proporcionar pautas completas sobre técnicas de reparación por enderezamiento térmico para miembros de puentes de acero dañados. El manual está dividido en tres partes. La Parte I proporciona un trasfondo y una descripción general del proceso de enderezado por calor. El capítulo introductorio define los tipos fundamentales de daños susceptibles de reparación mediante termo fijado. El Capítulo 2 describe los conceptos básicos del alisado por calor, incluyendo: Por qué funciona el alisado por calor, tipos de calor, daños básicos y patrones de calentamiento, equipo y su uso y consideraciones prácticas. El Capítulo 3 describe los métodos para evaluar, planificar y realizar reparaciones exitosas junto con los errores comunes que se deben evitar. La Parte II es una guía técnica para el enderezado térmico dirigida principalmente a los ingenieros. Los capítulos 4-6 proporcionan detalles sobre los efectos del calentamiento en las propiedades del material del acero, el comportamiento de las placas planas y la respuesta de los perfiles laminados sometidos a enderezado por calor. El Capítulo 7 proporciona información técnica sobre vigas mixtas dañadas y los métodos adecuados para repararlas. El Capítulo 8 trata sobre los miembros cargados axialmente y el Capítulo 9 trata sobre los daños locales. En todos los casos se utilizan los patrones de calentamiento adecuados y se mide la respuesta. Los resultados se ilustran gráficamente y se proporcionan métodos para predecir el comportamiento. La Parte III contiene guías, especificaciones y material de referencia. En el Capítulo 10 se ofrece una revisión exhaustiva de la literatura. En el Capítulo 11 se proporciona una guía de ingeniería concisa para el enderezado por calor. En el Capítulo 12 se da un conjunto de especificaciones recomendadas para seleccionar un contratista de enderezado por calor, así como especificaciones técnicas que pueden incorporarse en un contrato. Finalmente, una bibliografía, glosario y nomenclatura en los Capítulos 13-15. A continuación, se relacionan los capítulos:

- ✓ Introducción
- ✓ Generalidades del Enderezamiento Térmico
- ✓ Evaluación, Planificación y Puesta en Marcha de Reparaciones Exitosas
- ✓ Efectos del Enderezamiento Térmico en las Propiedades del Acero
- ✓ Enderezamiento Térmico de Planchas Planas
- ✓ Enderezamiento Térmico de Perfiles Laminados
- ✓ Reparación por Enderezamiento Térmico de Vigas Compuestas en Puentes

- ✓ Enderezamiento Térmico de Armaduras y otros Elementos Cargados Axialmente
- ✓ Reparación por Enderezamiento Térmico de Daños Localizados
- ✓ Enderezamiento Térmico del Acero: hecho o fábula.
- ✓ Guía de Ingeniería
- ✓ Especificaciones para la selección de contratistas y el procedimiento de reparación
- ✓ Glosario
- ✓ Nomenclatura
- ✓ Bibliografía

3.1.2.4 Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges, 2006

La primera parte de este conjunto de dos volúmenes proporciona procedimientos para la inspección, evaluación y reacondicionamiento de puentes de carreteras con consideraciones sísmicas. El manual introduce una filosofía de reforzamiento basada en el desempeño similar a la utilizada para el diseño basado en el desempeño de nuevos edificios y puentes. La Parte 1 de este manual se centra en los puentes de carreteras y sustituye a la publicación *Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges* de la Federal Highway Administration (FHWA), que se publicó en 1995 como informe FHWA-RD-94-052. Amplía la orientación proporcionada en los manuales anteriores de la Administración Federal de Carreteras (FHWA) (publicados originalmente en 1983 y actualizados en 1995), basados en experiencias recientes en California, Japón y otros países, así como los resultados de programas de investigación integrales que han patrocinado FHWA, MCEER, Caltrans y otras agencias de Estados Unidos. Los siguientes son los capítulos que componen el manual:

- ✓ Reforzamiento Sísmico de Puentes de Carreteras
- ✓ Amenaza debida a Movimientos Sísmicos del Terreno
- ✓ Amenazas Geotécnicas
- ✓ Métodos de Calificación Sísmica para Priorización
- ✓ Métodos de Evaluación para Puentes Existentes
- ✓ Modelación Geotécnica y Evaluación de la Capacidad
- ✓ Modelación Estructural y Evaluación de la Capacidad
- ✓ Lineamientos para el Reforzamiento de Superestructura, Estribos y Apoyos
- ✓ Lineamientos para el Reforzamiento de Componentes de la Subestructura

- ✓ Lineamientos para el Reforzamiento de la Cimentación, Pilas y Bases.
- ✓ Lineamiento para el Reforzamiento de Puentes en Zonas de Amenaza

3.2 Inspección de Puentes

La única forma de conocer la condición exacta y evaluar cada uno de los elementos de un puente, es mediante un programa de inspecciones. La inspección es una actividad compleja, que debe realizarse en forma organizada y sistemática, ya que de ella dependen las recomendaciones para corregir los defectos, señalar restricciones de carga y velocidad, y para minimizar la posibilidad de pasar por alto algunas deficiencias que pueden convertirse en daños severos si no son reparados a tiempo.

Las inspecciones son las únicas fuentes que suministran los datos sobre la detección de los daños y la evaluación del estado de los puentes. Un buen programa de inspecciones debe proporcionar los datos necesarios para la toma de decisiones sobre mantenimiento, reparación, refuerzo o sustitución de las estructuras.

El tipo de inspección no depende solamente del tipo de estructura que está siendo inspeccionada, sino también, del método de acceso usado o de los procedimientos de inspección seguidos. Una tarea de inspección, especialmente para estructuras complejas o deficientes, muchas veces requiere que se les haga varios tipos de inspecciones, usando varias metodologías.

La American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO (2020) en el MBE-3 define la inspección de un puente en 7 tipos según el nivel de detalle necesario de la evaluación.

3.2.1 Tipos de Inspecciones

3.2.1.1 Inspecciones Iniciales

La inspección inicial es la primera inspección que se hace a una estructura nueva o a una estructura reconstruida y se convierte en parte del inventario del puente. Adicionalmente, las estructuras reconstruidas podrían también requerir una inspección inicial para documentar las modificaciones al tipo de estructura, tamaño o localización. La inspección inicial es para incluir una determinación analítica de la capacidad de carga del puente. Esta inspección provee una

base para todas las futuras inspecciones o modificaciones del puente.

3.2.1.1.1 Propósito

Las inspecciones iniciales son para verificar la seguridad del puente, de acuerdo con los estándares, de ponerlo en funcionamiento. Estas también sirven para suministrar la información necesaria para el inventario nacional de puentes y para documentar sus condiciones estructurales y funcionales de la siguiente forma:

- ✓ Determinando las condiciones básicas de la estructura (incluyendo el ancho del río sobre el que se encuentra).
- ✓ Identificando y anotando los problemas existentes.
- ✓ Determinando la necesidad de establecer o revisar las restricciones de peso sobre el puente.
- ✓ Identificando y anotando inquietudes sobre las futuras condiciones.
- ✓ Identificando las necesidades de mantenimiento, incluyendo las actividades de mantenimiento preventivo.
- ✓ Anotando la existencia de miembros o elementos que requieren una atención especial como elementos con fracturas críticas, los elementos propensos a fatiga y los miembros que se encuentran bajo el agua.

Los documentos deben incluir toda la información posible que se pueda recopilar sobre los puentes tales como diagramas, análisis de desgaste, año de instalación, entre otros. También se deben incluir registros de mantenimiento de los puentes existentes.

3.2.1.2 Inspecciones de Rutina

Las inspecciones de rutina son también conocidas como inspecciones regulares. Estas inspecciones documentan las condiciones físicas y funcionales de la estructura. Todos los cambios hechos a los ítems del inventario desde la inspección previa, deben ser documentados. El reporte debe incluir fotografías y recomendaciones para mayores mejoras, necesidades de mantenimiento (preservación, mantenimiento preventivo o reparaciones urgentes) e inspecciones de seguimiento. Los análisis de capacidad de carga son reevaluados solo si han ocurrido cambios en las condiciones de la estructura o en las condiciones del sitio desde la última inspección.

3.2.1.2.1 Propósito

Una inspección de rutina es para satisfacer los requerimientos de los estándares que deben cumplir los puentes. Estas sirven para documentar las mediciones y observaciones de campo y las valoraciones de carga, que sirve para:

- ✓ Determinar las condiciones físicas y funcionales de la estructura.
- ✓ Determinar los cambios ocurridos a partir de las condiciones previas registradas.
- ✓ Determinar la necesidad de establecer o revisar una restricción de peso para el puente.
- ✓ Determinar las necesidades de mantenimiento y mejoras.
- ✓ Asegurar que la estructura continúa satisfaciendo los requerimientos de servicio y seguridad presentes.

3.2.1.3 Inspecciones Detalladas o Exhaustivas

Una inspección detallada es una inspección minuciosa de uno o más elementos que se encuentran por encima o por debajo del nivel del agua, para determinar cualquier deficiencia que no puede ser detectada por las inspecciones de rutina. Una inspección detallada podría estar limitada a ciertos elementos o unidades estructurales de la estructura y no sería necesario inspeccionar toda la estructura. Recíprocamente, las inspecciones detalladas podrían incluir todos los elementos de la estructura. Las inspecciones detalladas pueden ser hechas de manera independiente o como parte de algún otro tipo de inspecciones.

3.2.1.3.1 Propósito

Las inspecciones detalladas sirven para recolectar y documentar los datos con un detalle suficiente, necesario para determinar la condición física del puente. Estos datos son más difíciles de recolectar que los obtenidos durante las inspecciones de rutina.

3.2.1.4 Inspecciones de Elementos de Fractura Crítica

Un miembro de fractura crítica (FCM), es un elemento en tracción o con algún elemento en tracción, que, si falla, podría causar que el puente, o una parte de este, colapsen. Los elementos a tracción de un miembro del puente consisten en aquellas porciones de miembros flexibles que están sujetos a esfuerzos de tracción y compresión. La fatiga es la causa primaria de falla en los

elementos críticos susceptibles a fractura. Por lo tanto, la inspección por fatiga y fractura son especialmente críticas en puentes que contienen dichos miembros.

3.2.1.4.1 Propósito.

Documentar los componentes de los puentes de acero que se consideran FCM, identificando claramente los componentes que requieren una inspección de FCM en el archivo de inspección. Así como realizar una inspección práctica (inspección dentro de la distancia del brazo del componente utilizando técnicas visuales o no destructivas) de todos los FCM.

3.2.1.5 Inspección Submarina

Una inspección submarina es una inspección de la parte submarina de la subestructura de un puente y el canal circundante que no se puede inspeccionar visualmente en aguas bajas vadeando o sondeando, lo que generalmente requiere buceo u otras técnicas apropiadas.

3.2.1.5.1 Propósito

Documentar cualquier condición que requiera una inspección bajo el agua (como por la profundidad del agua, la turbidez, entre otros), así como los requisitos para la limpieza de los elementos del puente sumergidos (por ejemplo, escombros, bio-incrustaciones).

3.2.1.6 Inspecciones Especiales

Estas se dan en elementos que, de acuerdo con inspecciones previas, deben tener un seguimiento especial. Las inspecciones especiales son programadas para examinar los puentes o porciones de los puentes que poseen deficiencias conocidas o si se sospechan de estas, tienden a enfocarse en áreas específicas del puente donde los problemas han sido previamente reportados o para investigar áreas donde se sospecha que hay problemas. Las inspecciones especiales generalmente no incluyen lo suficiente como para completar los requerimientos de las inspecciones de rutina, pueden ser estructuradas para completar la necesidad de inspecciones provisionales entre las inspecciones que se deben realizar cada 24 meses. Estas inspecciones son realizadas hasta que las acciones correctivas puedan remover las deficiencias críticas.

3.2.1.6.1 Propósito de las Inspecciones Especiales

Las inspecciones especiales son usadas para monitorear las deficiencias críticas particulares ya conocidas o de las que se sospecha su existencia, completar las necesidades de cumplir inspecciones provisionales, y para investigar las condiciones del puente después de una emergencia natural o causada por el hombre.

3.2.1.7 Inspecciones por Daño

Las inspecciones por daño son llevadas a cabo cuando han ocurrido eventos climáticos extremos, terremotos, vandalismo o choques que afecten la estructura del puente. Estas deben ser llevadas a cabo por el ingeniero a cargo del puente. En muchos casos, una inspección por daño es considerada una inspección especial que es llevada a cabo debido a un evento extremo. Cuando ha ocurrido un daño mayor, los inspectores deberán evaluar los miembros fracturados o los que ya han fallado, determinar la cantidad de secciones perdidas, realizar mediciones en elementos desalineados y verificar cualquier pérdida o daño en los cimientos.

3.2.1.7.1 Propósito

Las inspecciones por daño sirven para determinar la naturaleza, severidad y extracción de los daños estructurales debido a eventos relacionados con el clima, o a colisiones tanto automovilísticas como marinas, y para realizar su posterior reparación. Este tipo de inspección es para determinar la necesidad inmediata de colocar restricciones de emergencia en el puente (como restricciones de peso o su cierre temporal) para el tráfico vehicular. Si un puente es cerrado para el tráfico vehicular, también se debe verificar su cierre para el tráfico peatonal.

Los resultados de la inspección podrían ser usados para redefinir los costos de inspección y las necesidades de reparación o reconstrucción de las piezas.

3.2.2 Procedimiento de Inspección

El desarrollo de una secuencia para la inspección de un puente es importante, pues esta perfila el plan para la inspección. Una secuencia bien construida y definida proveerá una excelente guía al inspector y asegurará una inspección sistemática y completa. Como referencia, de acuerdo con el Manual para la Inspección Visual de Puentes y Pontones (INVIAS, 2006) se recomienda el

siguiente procedimiento de inspección:

- ✓ Elaborar un esquema general en planta de la localización de la estructura, especificando el sentido del abscisado, el nombre del río u obstáculo que salva, el sentido de la corriente, el tipo de puente y demás características generales.
- ✓ Tomar mínimo dos fotografías panorámicas de la estructura, superficie y perfil, en las cuales se muestre la fecha y hora del registro.
- ✓ Verificar mediante inspección visual cada uno de los elementos de la estructura. Primero inspeccionar los equipamientos, luego la superestructura, después los elementos de la subestructura, finalmente la cimentación y el cauce.
- ✓ Levantamiento y cuantificación de los daños existentes en cada uno de los elementos de la estructura, registrándolos en los formatos de captura de información.
- ✓ Registro fotográfico de cada uno de los daños identificados, en el cual se muestre la fecha y hora de toma. Toda fotografía debe tener un elemento de referencia y/o escala.
- ✓ Registro fotográfico de cada uno de los daños identificados, en el cual se muestre la fecha y hora de toma. Toda fotografía debe tener un elemento de referencio y/o escala.
- ✓ Registro de observaciones, mediciones y posibles fallas de relevancia que deban ser reportados en el informe.
- ✓ Después de realizada la inspección se debe preparar un informe general del estado de la estructura, donde se presente en forma clara y ordenada la descripción de la estructura y los diferentes daños visibles en los elementos, su localización, y si es el caso, la necesidad de realizar una inspección detallada y de tomar ensayos específicos. Al informe de inspección se le deben anexar los formatos de captura de información diligenciados y el registro fotográfico, en el cual se especifique la numeración y detalle de cada fotografía.

3.2.2.1 Factores

Algunos de los factores que influyen el procedimiento o la secuencia de la inspección del puente son:

- ✓ Tamaño del puente
- ✓ Complejidad del puente
- ✓ Existencia de miembros de fractura crítica
- ✓ Disponibilidad de equipo especial
- ✓ Disponibilidad de especialistas

3.2.2.2 Minuciosidad de la Inspección

La minuciosidad de la inspección es tan importante como la secuencia que se sigue. Se debe dar particular importancia a las siguientes consideraciones:

- ✓ Elementos estructurales importantes
- ✓ Elementos con mayor susceptibilidad a deteriorarse

3.2.2.3 Inspecciones Visuales

La suciedad y los escombros deben ser removidos para permitir la observación y la medición precisa de los elementos. Una inspección visual rigurosa debe complementarse con equipos e instrumentos especiales, junto con técnicas adecuadas.

3.2.3 Secuencia de Inspección

La secuencia de inspección que debe seguirse se presenta a continuación:

3.2.3.1 Puentes de Longitud Media

Es conveniente seguir la siguiente secuencia de inspección:

- ✓ Subestructuras
 - Pilas
 - Espolones
 - Protección contra la Socavación
 - Pilotes
 - Estribos
 - Vigas de Apoyo de Pilas y Estribos
 - Anclajes
 - Cimientos

- ✓ Superestructura
 - Miembros de soporte principales

- Apoyos
 - Elementos secundarios y reforzamientos
 - Servicios canalizados
 - Tablero (capa de rodadura y juntas)
 - Diques extremos
 - Aceras
-
- ✓ Servicio
 - Accesos
 - Iluminación
 - Señalización
 - Electricidad
 - Barreras y elementos del control del tráfico

3.2.3.2 Puentes Largos

La secuencia de inspección que se debe seguir es la misma que para puentes pequeños, las excepciones se van a tener en los siguientes casos:

- ✓ Riesgos
- ✓ Condiciones Climáticas
- ✓ Tráfico
- ✓ Tamaño de la parte a inspeccionar

3.3 Ensayos

3.3.1 Identificación del Material

3.3.1.1 Material

El hierro fundido, hierro forjado y el acero son los materiales comúnmente usados en estructuras de puentes metálicos. El aluminio también ha sido implementado en estructuras de

puentes, pero no es tan común su implementación en puentes.

3.3.1.1.1 Hierro Fundido

El hierro fundido comenzó a usarse a mediados de 1700 y el primer puente en hierro fue construido en 1800, que lleva el nombre de “The Iron Bridge in Coalbrookdale” en Reino Unido (Figura 3-1). Hay diferentes tipos de hierros que pueden ser desarrollados.

Figura 3-1. “The Iron Bridge” en Coalbrookdale, Reino Unido.



Nota. Tomado de Von Nilfanion - Wikimedia UK, CC BY-SA 4.0, (File:Öresundsbron och tanker.jpg - Wikimedia Commons, s/f) <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=47691882>.

Fundición blanca: presenta carbono y silicio en su composición. Estas fundiciones son conocidas como no soldables. Esto se debe a que en su estructura el carbono se cristaliza en combinación con el hierro formando la cementita. Esta fase es bastante dura y frágil, con alta tendencia a la fisuración. Las fundiciones blancas son bastante utilizadas por su alta dureza. Aunque se han conocido casos exitosos de reparaciones sobre ellas, no se recomienda este tipo de procedimiento (Tilly et al., 2008).

Fundición gris: en la fundición gris el carbono está en forma de laminillas, lo que hace que esta fundición sea soldable. Tiene buena resistencia a la compresión. Sus propiedades mecánicas son adecuadas para un gran número de actividades. Es un material satisfactorio para maquinarias. Aunque sus propiedades son superadas por la fundición nodular, la fundición gris sigue siendo ampliamente utilizada. Las aplicaciones típicas del hierro gris incluyen: pedestales para máquinas, herramientas, herramientas de arado, bloques de motores de automóvil, piezas que

necesiten un maquinado final, entre otros (Cadei et al., 2004).

Fundición nodular: a diferencia de la gris y la blanca, la fundición nodular contiene magnesio en su estructura. Este elemento hace que el carbono se cristalice en forma de nódulos. Ha sido bastante aceptada debido a sus buenas propiedades mecánicas, similares a las de un acero al carbono. Se conoce como fundición nodular o dúctil y es bastante fácil de producir (Tilly et al., 2008).

La presencia de defectos de fundición y una alta concentración de esfuerzos residuales hacen que el hierro sea sensible a la fatiga (Cadei et al., 2004). Por otro lado, el hierro fundido tiene buena resistencia a la corrosión (Tilly et al., 2008).

3.3.1.1.2 Hierro Forjado

El proceso para convertir el arrabio en hierro forjado se denomina proceso de pudelaje (pudelación). En este proceso, el hierro recalentado se agita en un horno para eliminar el carbón y demás material contaminante. Después del enfriamiento del hierro, este se vuelve a trabajar recalentando, martillando y rolando en una barra. El proceso repetido o reelaborado proporciona una escoria mejorada, lo que significa que se mantienen mejores propiedades de resistencia y ductilidad del hierro forjado (Cadei et al., 2004).

El desempeño del hierro forjado es superior al del hierro fundido, mejor resistencia a la tracción y ductilidad. El hierro forjado es más sensible a la corrosión que el hierro fundido. Debido a que en el proceso de fabricación, la barra de hierro forjado se coloca en el plano de una placa o el eje de una varilla. Esto le da al material propiedades anisotrópicas. En comparación, la fuerza paralela al elemento es un tercio más que la fuerza perpendicular. Las propiedades del hierro forjado son similares en tensión y compresión (Tilly et al., 2008).

La evaluación del comportamiento a fatiga del hierro forjado es difícil porque depende del trabajo en frío en las etapas finales de producción. Normalmente, la propagación de las grietas comienza a partir de agujeros de remachado o de grandes concentraciones de tensión (Cadei et al., 2004).

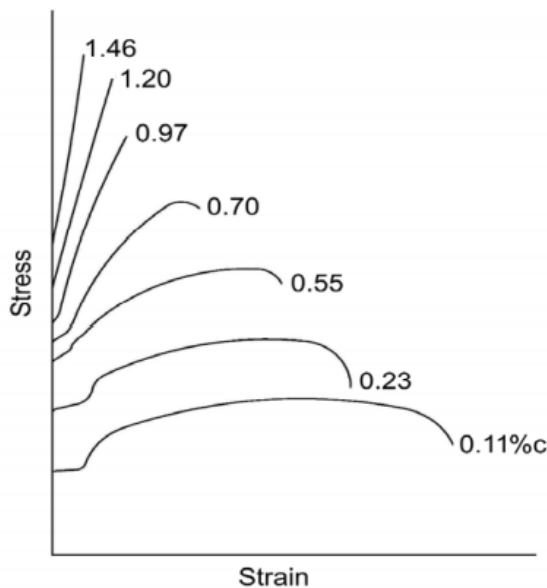
3.3.1.1.3 Acero

El hombre comenzó a usar el hierro hace alrededor de 5000 años, se descubrió en forma prácticamente accidental, cuando se agregó una pequeña porción de carbón al mineral de

hierro; no obstante, fue sólo hasta mediados del siglo XIX cuando se desarrollaron procesos industrializados de producción de acero, mientras que los aceros estructurales utilizados hoy en día comenzaron a producirse hace apenas unos pocos años, como resultado de los avances de la metalurgia logrados a mediados del siglo XX; el empleo del acero inicialmente se suscribió a la construcción de puentes y grandes edificios, dado que no era comercial ni aparecía relacionado en los códigos (Valencia, 2018).

Las propiedades mecánicas del acero están supeditadas al tratamiento térmico y el proceso de producción. La cantidad de carbono en el acero puede ser de hasta un 2,5 por ciento y cuando se excede este contenido de carbono, el material se clasifica como hierro fundido. Agregar el carbono al hierro aumenta su resistencia, pero reduce su ductilidad tal como se refleja en la Figura 3-2. El acero estructural se produce con 0,1 a 0,25 por ciento de carbono para obtener una combinación mejorada de resistencia y ductilidad (Tilly et al., 2008).

Figura 3-2. Influencia del C% en el comportamiento del Acero.

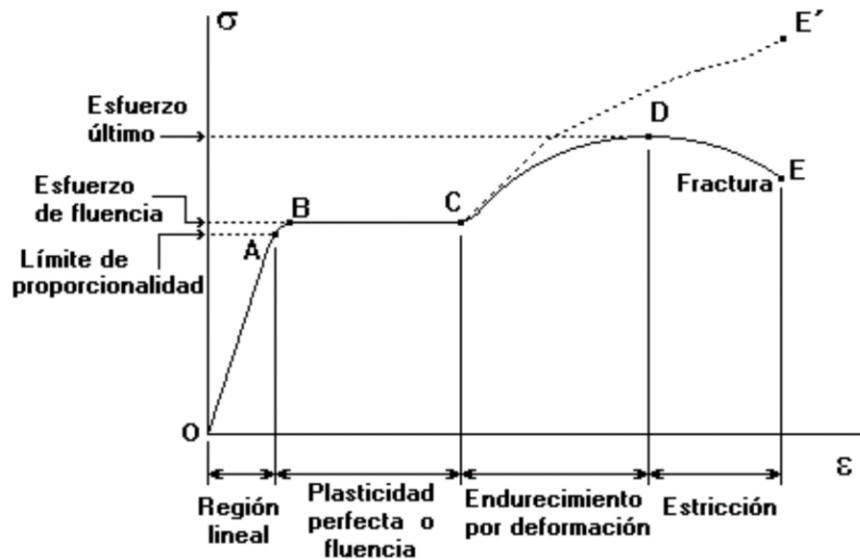


Nota. Tomado de Perrusquia, 2020.

La calidad del acero hasta 1950 era más pobre que la que se produce hoy y las laminaciones, deformidades e inclusiones eran defectos comunes para los primeros aceros. Debido a la baja tenacidad a la fractura y las altas temperaturas de transición, los primeros puentes de acero eran frágiles. En marzo de 1938, un puente en Hasselt en Bélgica se derrumbó 14 meses después de la construcción. La fractura se inició en una soldadura a -20°C . Durante la década de 1940, todos los buques de clase Liberty soldados sufrieron fracturas por fragilidad y en la década de 1950 se iniciaron trabajos de investigación para mejorar la fabricación de acero y el proceso de

soldadura (Tilly et al., 2008). El menor contenido de carbono en el acero moderno hace que el material tenga una relación lineal-elástica entre esfuerzo y deformación.

Figura 3-3. Curvas Esfuerzo Deformación del Acero.



Nota. Tomado de Apuntes de Clase Análisis Estructural por Jairo Uribe Escamilla.

La curva esfuerzo-deformación de un acero estructural al carbono (Figura 3-3) se caracteriza por la existencia de una zona inicial en la que los esfuerzos están linealmente relacionados con las deformaciones, seguida por la llamada región plástica, donde tienen lugar deformaciones grandes sin variación apreciable de los esfuerzos, y termina en una región conocida como zona de endurecimiento por deformación, en la que se observan nuevamente incrementos de esfuerzo en la medida en que crece la deformación.

La deformación unitaria que precede a la zona de endurecimiento por deformación es de diez a veinte veces mayor que la correspondiente a la iniciación del flujo plástico, lo cual significa que si una barra es solicitada por la carga que induce un esfuerzo igual al de fluencia, sufrirá grandes deformaciones, sin incremento de carga, hasta cuando se alcance la zona de endurecimiento. La fluencia inicial no es necesariamente una falla, por el contrario, la capacidad de fluir localmente es una característica valiosa de los elementos estructurales, pero en muchos casos constituye un estado límite estructural (Valencia, 2018).

La curva esfuerzo-deformación es particularmente útil en la definición de varias propiedades importantes del material, algunas de las cuales se enuncian a continuación:

- a) **Esfuerzo de fluencia, F_y .** Esfuerzo para el cual las deformaciones presentan grandes

incrementos, sin que haya un aumento correspondiente del esfuerzo.

- b) **Resistencia a la tensión, F_u .** Se define como el cociente entre la carga axial máxima que puede resistir la barra y el área de la sección transversal original.
- c) **Módulo de elasticidad, E .** Relación entre el esfuerzo y la deformación en la región elástica de la curva. Este valor, que se determina por medio de la pendiente de dicha porción elástica del diagrama, es prácticamente igual para todos los aceros. El valor generalmente adoptado por los códigos para el acero es 200GPa.
- d) **Módulo de endurecimiento por deformación, E_{ed} .** Es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en la iniciación del rango de endurecimiento por deformación, donde la tangente de la curva de este rango tiene su valor máximo. Su magnitud es diferente según el acero.
- e) **Relación de Poisson, μ .** Es la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada. Este valor varía para el acero entre 0.25 y 0.33, siendo 0.30 el valor comúnmente aceptado.
- f) **Módulo de Rigidez, G .** Es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico; es función de la relación de Poisson, pero usualmente se trabaja con el valor correspondiente a $\mu=0.30$, para el cual $G=77000$ MPa.

Con el tiempo, los diferentes aceros se incorporaron en las especificaciones, y los ingenieros comenzaron a usarlos en forma masiva. En Estados Unidos, por ejemplo, las características de los aceros están codificadas por la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM, por sus siglas en inglés); en Colombia, la entidad encargada de tal codificación es el Instituto Colombiano de Normas Técnicas (Icontec), el cual, para codificar las normas que oficializa, utiliza la sigla NTC (Norma Técnica Colombiana), y la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) es la que avala los aceros que se pueden usar para la infraestructura del país.

3.3.1.1.3.1 Normas AASHTO y ASTM

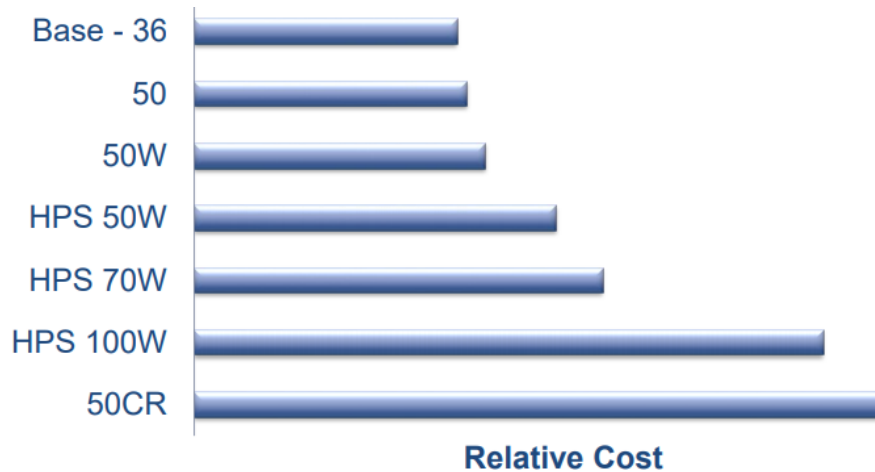
A continuación, en la Tabla 3-1 se indican los tipos de acero AASHTO/ ASTM que pueden utilizarse en estructuras de puentes en la actualidad con su costo relativo en la Figura 3-4:

Tabla 3-1. Aceros Comunes en Puentes.

AASHTO M270 A 709 GRADE	ASTM Specification	Categoría de Productos	
		Planchas	Perfiles
36	A36	✗	✗
50	A572	✗	✗
50S	A992	✗	✗
50W	A588	✗	✗
50CR	A709	✗	
HPS 50W	A709	✗	
HPS 70W	A709	✗	
HPS 100W	A709	✗	

Nota. Adaptado de Short Span Steel Bridge Alliance Seminar. Steel Bridges from Concept to Delivery por Dr. Michael Barker. Universidad de Wyoming.

Figura 3-4. Costo Relativo de los Aceros para Puentes.



Nota. Tomado de Short Span Steel Bridge Alliance Seminar. Steel Bridges from Concept to Delivery por Dr. Michael Barker. Universidad de Wyoming.

ASTM A36: Especificaciones Estándar para Aceros Estructurales al Carbono.

Esta especificación cubre a los perfiles de acero al carbono, placas, y barras de calidad estructural para el uso en remachado, empernado o construcción soldada de puentes y edificios,

y para los propósitos estructurales generales. En las tablas contenidas en esta especificación se indican los materiales de los accesorios tales como remaches, pernos, pernos de alta resistencia, tuercas, acero fundido, entre otros. Además, en estas tablas encontramos los requerimientos químicos y de tensión que deben cumplir los aceros estructurales al carbono.

Esta norma es aplicable a una gran variedad de perfiles estructurales laminados en caliente y a placas de la misma calidad. Tiene un esfuerzo de fluencia de 250 MPa y un esfuerzo mínimo de ruptura en tensión de 400 a 550 MPa, y su soldabilidad es adecuada. Se desarrolló desde hace muchos años en Estados Unidos para la fabricación de estructuras remachadas, atornilladas y soldadas, mejorando el contenido de carbono de los aceros disponibles en aquella época, como el ASTM A7. Con la innovación de este tipo de acero, las conexiones soldadas empezaron a desplazar a las remachadas que pronto desaparecieron (Altos Hornos de México - AHMSA, 2013).

ASTM A572: Especificaciones Estándar para Aceros Estructurales de Alta Resistencia y Baja Aleación de Columbio-Vanadio.

Esta especificación cubre 4 grados de aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación para perfiles, placas, y barras. Se establece en esta especificación que los aceros de los grados 42 y 50 son adecuados para remachado, empernado o construcción soldada de puentes, edificios y otras estructuras, además se indica que los aceros de los grados 60 y 65 son recomendados para construcciones remachadas o empernadas en puentes, o para el remachado, empernado o construcción soldada en otras aplicaciones. En las tablas contenidas en esta especificación encontramos los espesores máximos del producto, las aleaciones contenidas y los requerimientos químicos y de tensión de este grupo de aceros.

El grado 50, con esfuerzo de fluencia de 345 MPa resistencia de 450 MPa está disponible en todos los tamaños y espesores de placa hasta 100 mm. Este es el grado de acero estructural más utilizado actualmente en el mercado estadounidense, aunque está siendo sustituido rápidamente por el acero A992 en perfiles tipo W (Altos Hornos de México - AHMSA, 2013).

ASTM A992: Especificaciones Estándar para Perfiles Estructural de Acero.

El A992 es la adición más reciente (1998) de la lista de aceros estructurales en Estados Unidos. Se produjo para usarse en construcción de edificios, y está disponible solamente en perfiles tipo W. Para propósitos prácticos se trata de un acero A572 grado 50 con requisitos adicionales.

Específicamente, además de un esfuerzo de fluencia mínimo especificado de 345 MPa, el A992 también proporciona un límite superior de F_u de 450 MPa. La relación F_y / F_u no es mayor de 0.85 y el carbono equivalente no excede de 0.50. Ofrece características excelentes de soldabilidad y ductilidad.

ASTM A588: Especificaciones Estándar para Aceros Estructurales de Alta

Resistencia y Baja Aleación con un Límite de Fluencia Mínimo de 350 MPa hasta

Espesores de 100 mm.

Esta especificación cubre a los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación para perfiles, placas y barras para construcción soldada, remachada o empernada pero principalmente destinados para el uso en puentes soldados y edificios donde los ahorros en peso y la durabilidad son importantes. Los aceros cubiertos por esta especificación presentan en la mayoría de los ambientes una mejor resistencia a la corrosión atmosférica, con respecto de los aceros estructurales al carbono. Es importante dar a conocer también que esta especificación se limita a materiales de espesores de hasta 200 mm En las tablas presentes en esa especificación únicamente se indican los requerimientos químicos y de tensión de este tipo de aceros.

ASTM 709: Especificaciones Estándar para Aceros Estructurales para Puentes.

Esta especificación cubre a los aceros de baja aleación de alta resistencia para perfiles, placas y barras estructurales y a los aceros aleados templados y revenidos para perfiles estructurales destinados para el uso en puentes. En este grupo están los aceros de grado 36, 50, 50w, 100,100w, que son equivalentes al A36, A572, A588 y A 514 respectivamente. Todos estos aceros son soldables, además los denominados como grado 50W y 100W presentan gran resistencia a la corrosión atmosférica. En resumen, esta especificación indica los requerimientos generales para la entrega, los procesos de manufactura recomendados para la obtención de los aceros, el tratamiento térmico, los requerimientos químicos, los requerimientos de tensión, los requerimientos de dureza Brinell para aceros de grado 100 y 100w únicamente, las muestras para ensayos y el número de ensayos de tensión, los reensayos, la resistencia a la corrosión atmosférica y la marca.

3.3.1.1.3.2 NSR-10

En la NSR-10, (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010),

artículo F.2.1.5, se incluyen varios tipos de aceros para uso estructural. Como se observa en la Tabla 3-2, el esfuerzo de fluencia para un mismo material no es constante, sino que varía de acuerdo con el espesor. En la medida que el espesor de los perfiles y las planchas aumenta, el esfuerzo de fluencia disminuye. Hasta épocas reciente, el acero NTC 1920 (ASTM A-36) fue el más utilizado, por dos razones; en muchas aplicaciones, las cargas y los esfuerzos son moderados, y aun cuando las sollicitaciones favorecerían el uso de aceros de alta resistencia, los perfiles resultantes del diseño pueden presentar rigideces insuficientes desde el punto de vista de deflexiones y vibraciones. No obstante, en años reciente se están utilizando aceros de mayor resistencia, tales como el ASTM A572 Gr 50 y el A992 Gr 50.

Tabla 3-2. Aceros Estructurales permitidos por la NSR-10.

Tipo de Acero	Designación NTC	Designación ASTM	Fy (MPa)	Espesor (mm)
Al carbón	NTC 1920	A-36	250	≤200
			220	>200
+manganeso	NTC 4007	A-529	290	≤13
			350	≤38
Alta resistencia baja aleación	NTC 1985 G 42	A-572 Gr 42	290	≤150
			350	≤100
			415	≤32
			450	≤32
+Resistente a la corrosión	NTC 1950	A-242	290	38-125
			320	19-38
			350	<19
+Resistente a la corrosión	NTC 2012	A-588	290	125-200
			320	100-125
			350	≤100
Aleaciones templadas y revenidas	NTC 4014	A-514	625	64-150
			695	≤64

Nota. Tomado de Diseño Básico de Estructuras de Acero de Acuerdo con NSR-10. Valencia, 2018.

3.3.1.1.3.3 CCP-14

Los acero estructurales especificados por la CCP-2014 (Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014, 2014) deben satisfacer el artículo 6.4.1 de ese documento y el diseño se realiza con base en las propiedades mínimas indicadas en la Tabla 3-3.

El módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica se supondrán iguales a 200000 MPa y $11,7 \times 10^{-6}$ mm/mm/°C respectivamente para todos los aceros estructurales. Pueden utilizarse aceros AASHTO M 270M/M 270, Grado 36 (ASTM A 709 / A 709M,

Grado 36) en espesores por encima de los 100 mm para aplicaciones no estructurales o componentes de los apoyos.

Se permite utilizar perfiles estructurales de acero aleado templado y revenido y tubos sin costura con una resistencia especificada a la tensión no mayor que 965 MPa en el caso de los perfiles estructurales ni mayor que 1000 MPa en el caso de los tubos sin costura, siempre y cuando:

- ✓ El material satisfaga todos los demás requisitos mecánicos y químicos del acero AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A 709M), Grado HPS 100W, y
- ✓ El diseño esté basado en las propiedades mínimas especificadas para el acero AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A 709/A709M), Grado HPS 100W.

Los tubos estructurales deberán ser tubos conformados en frío y soldados o tubos sin costura de acuerdo con la norma ASTM A 500, Grado B o Grado C, o con la norma ASTM A847, o tubos soldados conformados en caliente o tubos sin costura de acuerdo con la normas ASTM A 501 o ASTM 618.

Las limitaciones del espesor relativas a los perfiles y grupos laminados deberán satisfacer lo establecido en la norma AASHTO M 160M/M 160 (ASTM A6/A6M).

Tabla 3-3. Propiedades Mecánicas Mínimas del Acero Estructural por Forma, Resistencia y Espesor.

Designación AASHTO	M 270M/ M270	M270M/ M 270	M270M/ M270	M270M/ M270	M 270M/ M270	M270M/ M270	M 270M/ M 270	
	Grado 36	Grado 50	Grado 50S	Grado 50W	Grado HPS 50W	Grado HPS 70W	Grado HPS 100W	
Designación Equivalente ASTM	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	
	Grado 36	Grado 50	Grado 50S	Grado 50W	Grado HPS 50W	Grado HPS 70W	Grado HPS 100W	
Espesor de placas	hasta 102 mm	hasta 102 mm	No aplica	hasta 102 mm	hasta 102 mm	hasta 102 mm	hasta 64 mm	Mayor que 64 mm a 102 mm
Perfiles	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Resistencia mínima a la tracción, F_u , MPa	400	450	450	485	485	585	760	690
Punto de fluencia mínimo especificado o Resistencia mínima especificada a la fluencia, F_y , MPa	250	345	345	345	345	485	690	620

Nota. Tomado de Tabla 6.4.1-1 de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Ministerio de Transporte, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica e Instituto Nacional de Vías. 2014)

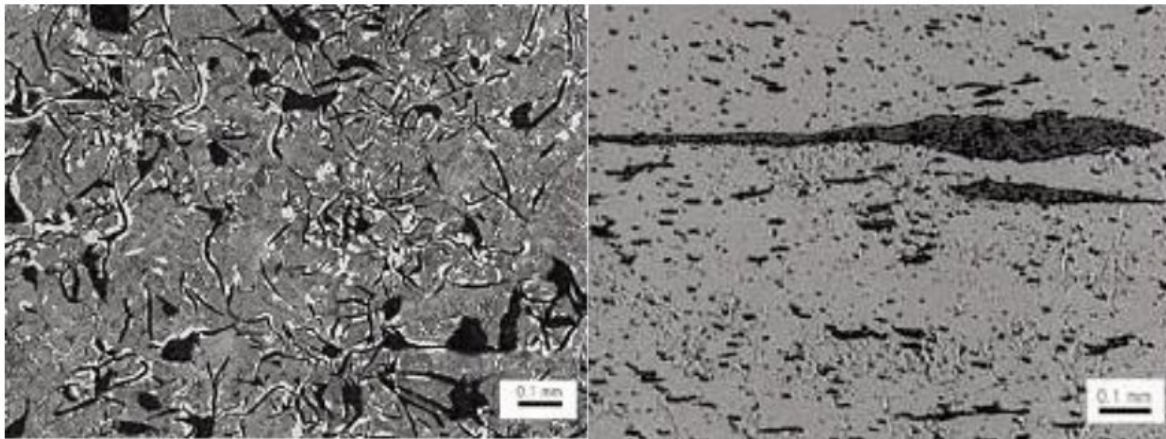
3.3.1.2 Ensayos de Identificación

Hay varios ensayos que permiten identificar los materiales metálicos. En este capítulo se escogen y explican algunos de estos métodos de ensayo. Cuando un puente no tiene suficiente capacidad de carga, tiene afectaciones o requiere de reforzamiento, es importante identificar y conocer el material y sus características.

3.3.1.2.1 Grabado Superficial/Metalografía

Este método es muy sencillo. En primer lugar, la superficie se rectifica y luego se pule y, finalmente, se graba una parte de la sección. El examen del material o miembro grabado se realiza con el uso de un microscopio por una persona experimentada (Tilly et al., 2008). Los diferentes materiales tienen una microestructura diferente y esta propiedad ayuda a identificar los materiales. El acero tiene una estructura granular, principalmente de hierro puro con pequeños volúmenes o perlita.

Figura 3-5. Microestructura del hierro. Izquierda) Fundido. Derecha) Forjado.



Nota. Tomado de Tilly et al., 2008.

3.3.1.2.2 Prueba de Virutas.

Se quita un pequeño trozo de metal con la ayuda de un cincel afilado. El color de la superficie de la fractura y la forma de los bordes de la viruta extraída revelan e identifican el tipo de material (Figura 3-6). Las rebabas lisas continuas son comunes en materiales blandos como el aluminio y el cobre, mientras que las quebradizas y lisas apuntan al acero, al bronce o al latón. Las rebabas pequeñas rotas son comunes de materiales muy quebradizos como el hierro fundido (Identificación de metales - EcuRed, s/f).

Figura 3-6. Propiedades del metal en la prueba de viruta.

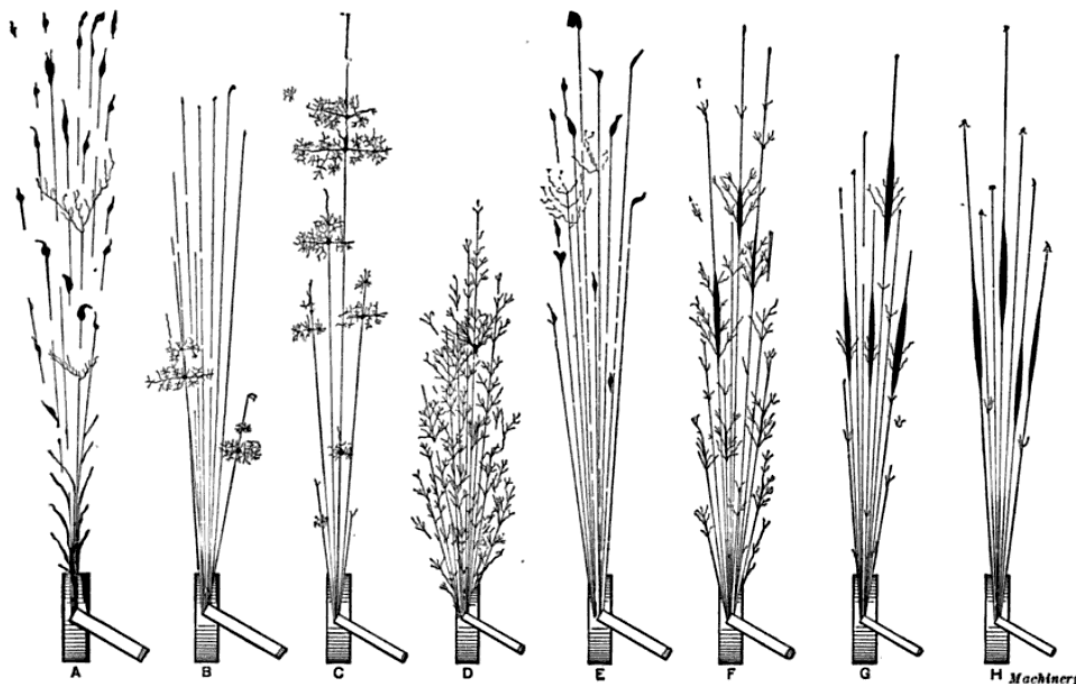
Metal	Color de la Fractura	Apariencia de la Fractura	Características de la Viruta
Hierro Fundido	Gris Oscuro	Cristalina	Pequeña, Frágil, Rugosa
Hierro Forjado	Gris Brillante	Fibrosa, No Cristalina	Larga, Suave
Acero	Gris Claro	Finamente Cristalina	Larga, Suave

Nota. (Tilly et al., 2008)

3.3.1.2.3 Prueba de Chispa

La prueba de chispa es un método sencillo para determinar a nivel mundial los principales componentes de una muestra de hierro fundido, acero al carbono o acero aleado. El método también puede proporcionar información sobre el tratamiento térmico al que fue sometida la muestra (tales como el recocido o endurecimiento). El desprendimiento de virutas se efectúa por el roce de la piedra esmeril o disco de pulir con el acero o muestra a analizar, y da como resultado un calentamiento de las partículas, que son arrojadas a gran velocidad por el aire, con lo cual se produce una combustión de los elementos constituyentes del acero con el oxígeno del entorno, ofreciendo características y detalles de la composición química del mismo.

Figura 3-7. Resultados de pruebas de chispa a diferentes materiales.



Nota. (A) Hierro forjado (B) Acero dulce (C) Acero con 0,5 a 0,85% de carbono (D) Acero para herramientas con alto contenido de carbono (E) Acero de alta velocidad (F) Acero al manganeso (G) Acero Mushet (H) Imán especial acero. Tomado de (*Spark testing 2 - Spark testing - Wikipedia, s/f*).

Hay dos desventajas involucradas en la prueba de chispa. La primera es que la prueba requiere

un alto nivel de experiencia para garantizar que el patrón de chispa se pueda identificar correctamente y la segunda es la dependencia de las herramientas. La velocidad y la limpieza de la rueda y, finalmente, la presión sobre el material de prueba, influyen en el resultado de la prueba (Tilly et al., 2008).

3.3.1.2.4 Análisis Químico

Conocer la composición química de un metal es absolutamente necesario para determinar cuál es la capacidad de resistencia a la corrosión del metal. Así como sus características mecánicas y el comportamiento que puede desarrollar ante diferentes medios y combinado con tratamientos térmicos.

Este ensayo es adecuado para identificar el material y sus propiedades de soldabilidad, por ejemplo, si se ha soldado o se va a soldar. La espectrometría de emisión óptica (OES, por sus siglas en inglés) es el método más común. Para hacer este método, se debe quitar o tomar una pieza de material del componente estructural y enviarla a un laboratorio. Esta muestra se puede tomar del componente estructural mediante perforaciones, virutas o astillas de material. La muestra debe pesar 15 g, alternativamente, una muestra plana de un área mínima de 12 mm x 12 mm y 2 mm de espesor. Se recomienda tomar una muestra en más de un lugar y elegir diferentes lugares según el espesor (Tilly et al., 2008).

Existen instrumentos in situ para realizar este análisis. Los instrumentos basados en fluorescencia de rayos X son más baratos en comparación con el método OES, pero no darán resultado para el carbono y el azufre que son de interés. El método OES se puede utilizar in situ, pero el resultado no será exacto como en el laboratorio, además puede ser costoso el ensayo en campo (Tilly et al., 2008).

Algunos de los tipos de ensayos de análisis químico en laboratorio son:

- a) Análisis de espectrometría de emisión óptica: permite averiguar la cantidad de un elemento dentro de la composición mediante la intensidad de una luz.
- b) Análisis de combustión en corriente de oxígeno: se estudia el proceso de combustión para conocer la composición.
- c) Análisis de fotolorimetría: se mide la cantidad de luz que consigue absorber una sustancia coloreada. Sigue un procedimiento similar a la espectrometría al funcionar con longitudes de onda.

- d) Análisis de absorción atómica: se realiza la atomización de un elemento para poder medir la cantidad en la que se encuentra presente en el metal.
- e) Análisis de termoconductividad: mediante la conducción del calor de un elemento, se consigue averiguar su composición química.

Asimismo, algunos análisis químico in situ son:

- a) Verificación de aleación por fluorescencia de RX: gracias a la fluorescencia de RX se puede realizar una verificación de la aleación en la composición.
- b) Espectrometría de emisión: se realiza un estudio de la longitud de onda y de la emisión de luz.
- c) Análisis químico de espectrometría de emisión: este tipo de análisis que se puede realizar tanto in situ como dentro del laboratorio metalúrgico.

3.3.2 Ensayos No Destructivos

Los exámenes no destructivos (END) son definidos como el acto de determinar la adecuación de algún componente o material para su propósito previsto, empleando técnicas que no afectan su utilidad. Estos exámenes también son conocidos con otros nombres, tales como pruebas o ensayos no destructivos o inspección y evaluación no destructiva (Baldeón, 2007).

Los END, como su nombre lo indica, no inutilizan los elementos que se ensayan ni afectan de manera permanente sus propiedades. A fin de asegurar la correcta aplicación de los END, es necesario tomar en cuenta ciertos factores que tienen influencia sobre su efectividad. Algunos de estos factores se mencionan a continuación:

- ✓ Los diferentes métodos de END no son de aplicación general, sino más bien específica, no existe un método que pueda cubrir los todas las situaciones o casos que puedan presentarse. Por lo general, cada método se complementa con otro u otros e incluso con ensayos destructivos.
- ✓ Cada método tiene un ámbito específico de aplicación determinado por el tipo de información que se desea obtener de la pieza a examinar, sus condiciones superficiales, el tipo de material
- ✓ Cada método no destructivo tiene sus ventajas y limitaciones, y su empleo debe estar asociado con los requisitos de las normas, las cuales contienen los criterios de aceptación correspondiente.

✓ Algunos de los ensayos no destructivos que se pueden utilizar en la actualidad son los siguientes:

- Inspección Visual (VT)
- Correlaciones
- Líquidos Penetrantes (PT)
- Radiografía (RT)
- Partículas Magnéticas (MT)
- Ultrasonido (UT)
- Electromagnetismo (Corrientes de Eddy) (ET)
- Detección de Fugas (LT)
- Radiografía Neutrónica (NRT)
- Emisión Acústica (AET)
- Análisis de Vibraciones (VA)
- Pruebas Térmicas e Infrarrojas (TIR)
- Ensayo de Verificación (Proof Testing) (PRT)
- Métodos de Prueba con Láser

Los primeros seis métodos de examen de la lista anterior son los más ampliamente empleados, estando en primer lugar la inspección visual.

3.3.2.1 Inspección Visual

La inspección o examen visual es el método no destructivo más ampliamente usado en la industria, aproximadamente un 80% de las discontinuidades, defectos y deficiencias identificadas por medio de exámenes no destructivos se detectan con esta técnica (Baldeón, 2007).

El examen o inspección visual se define como el método de prueba no destructiva que emplea la radiación electromagnética en las frecuencias visibles. Los cambios en las propiedades de la luz después de su contacto con el objeto inspeccionado pueden ser detectados por la visión humana o por medios mecanizados.

En términos sencillos, la inspección visual consiste en la observación cuidadosa de las partes sujetas a examen durante las diferentes etapas de sus procesos de producción, desde la recepción de las materias primas hasta el producto terminado. La mayor parte de las veces, esta inspección se hace a simple vista, pero puede ser reforzada o hacerse posible mediante el uso de

espejos, lupas, endoscopios y otros accesorios.

Para que el examen visual resulte efectivo, es necesario que el personal encargado en su ejecución posea ciertos conocimientos, habilidades y atributos, entre estos, estar familiarizado con los materiales y procesos de fabricación involucrados, con las características, discontinuidades o deficiencias posibles o típicas del producto bajo inspección y los criterios de aceptación aplicables; también debe tener conocimientos sobre las características y propiedades de la luz, la iluminación y la visión y los factores que afecta esta última durante la inspección.

3.3.2.2 Dureza y Ensayo de Resistencia

La dureza de los materiales se puede medir mediante pruebas de Vickers, Rockwell y Brinell. En el caso del acero, existe una relación entre la dureza y la resistencia a la tracción de los materiales, por lo que, a partir de la prueba de dureza, se puede estimar la resistencia a la tracción. Esta relación no es similar en el caso de hierro fundido y forjado. En la prueba de Vickers, se presiona un indentador piramidal en el material de prueba bajo una carga de 10 kgf y se mide la penetración en el material. Estos datos se expresan en HV/10. El resultado se puede aproximar para estimar la resistencia a la tracción del material (Tilly et al., 2008):

$$F_u = 3,15 \times HV / 10 \quad (3.1)$$

Entonces, se conoce la resistencia a la tracción última, el límite elástico se puede aproximar mediante la siguiente relación:

$$F_y = 0,55 \times F_u \quad (3.2)$$

En el ensayo de dureza Brinell el procedimiento es similar a la prueba de dureza de Vickers, pero la diferencia es que se utiliza un penetrador de bola de acero endurecido en lugar de un penetrador piramidal de diamante (Tilly et al., 2008).

3.3.2.3 Inspección por Partículas Magnéticas

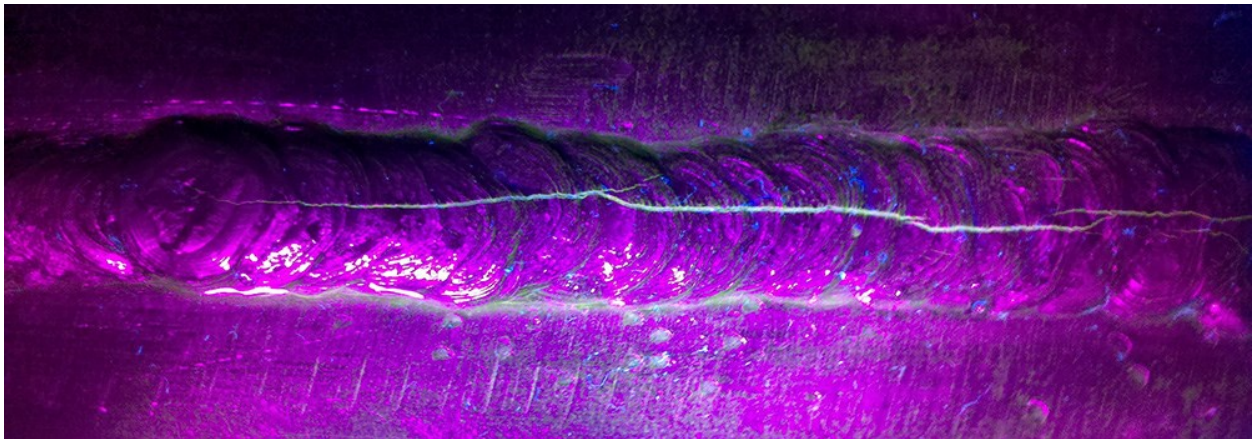
La inspección por partículas magnéticas es una prueba que se utiliza para detectar un defecto en la superficie o un defecto en el material cerca de la superficie. Esta prueba es muy común y se usa para detectar grietas en soldaduras. El elemento para inspeccionar debe estar hecho de un material ferromagnético debido a que la prueba comprende la magnetización del material

localmente. El defecto o discontinuidad se puede observar por la fuga del flujo. Significa que, si hay un defecto en la superficie o cerca de la superficie que no es paralelo al flujo, el flujo se escapará de la imperfección (Tilly et al., 2008).

Primeramente, las partículas magnéticas se dejan fluir sobre la superficie. Luego, las partículas se magnetizan en la superficie del material y estas partículas ocuparán un lugar en la fuga de flujo. Finalmente, la grieta se puede detectar visualmente (Tilly et al., 2008).

Por lo general, estas partículas se suspenden en un hidrocarburo líquido para aumentar su fluidez y también pueden estar coloreadas para proporcionar un alto contraste. En caso de que se requiera la resolución más alta, las partículas con recubrimiento fluorescente se utilizan con una fuente de luz ultravioleta. Hay varios factores que influyen en el éxito de esta técnica de prueba. El flujo magnético debe ser suficiente en la superficie probada, condiciones de luz y la experiencia del operario. El estado de la superficie del material probado también influye en el éxito de la prueba (Cadei et al., 2004).

Figura 3-8. Prueba de Partículas Magnéticas con Recubrimiento Fluorescente.



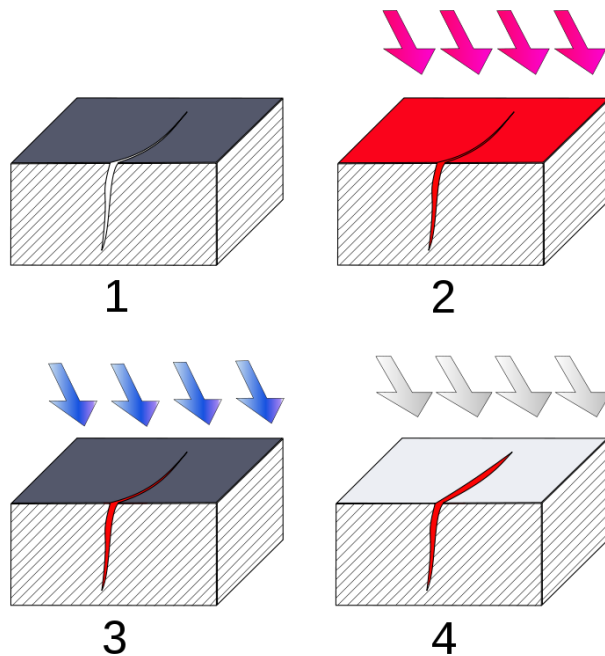
Nota. Tomado de (*Magnetic particle testing - UTM Shipping Service OÜ, s/f*).

3.3.2.4 Líquidos Penetrantes

La prueba de tintes penetrantes es una prueba no destructiva que se utiliza para detectar defectos de fisuras de superficies. En primer lugar, se limpia la superficie del material (que se inspeccionará). Luego, se coloca un tinte penetrante en la superficie del material y el penetrante se introduce en la discontinuidad o imperfección por acción capilar. La superficie se limpia nuevamente y se deja secar. Finalmente, se aplica un revelador absorbente sobre la superficie para hacer una mancha en la superficie y se examina el defecto. Esta prueba no se puede utilizar

con material poroso (Tilly et al., 2008). Para tener éxito en la prueba, el operador debe seguir cada paso del procedimiento cuidadosamente y la condición de la luz también es un factor importante. Los diferentes pasos de la prueba se pueden ver en la Figura 3-9.

Figura 3-9. Ensayo de Líquidos Penetrantes.



Nota.

1) Corte de un material que presenta una grieta. 2) La superficie del material se cubre con penetrante. 3) Se elimina el exceso de penetrante. 4) Se aplica el revelador, volviéndose visible el defecto.

Tomado de (*Ressuage principe 2 - Inspección por líquidos penetrantes - Wikipedia, la enciclopedia libre, s/f*) CC BY 2.5, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=1006155>.

Según Materials Consultancy and Testing (s/f) los líquidos penetrantes pueden ser usados para identificar:

- ✓ Grietas por rectificado
- ✓ Grietas en la Zona Afectada por el Calor
- ✓ Poca penetración de la soldadura
- ✓ Grietas por soldadura
- ✓ Grietas por tratamiento térmico
- ✓ Grietas por fatiga
- ✓ Grietas por hidrógeno
- ✓ Inclusiones
- ✓ Laminaciones

- ✓ Microcontracción
- ✓ Porosidad del gas
- ✓ Desgarros calientes
- ✓ Juntas frías
- ✓ Grietas por corrosión bajo tensión
- ✓ Corrosión intergranular

3.3.2.5 Prueba de Corrientes de Eddy

Las corrientes de Eddy se definen como producto de la inducción electromagnética. Es una prueba no destructiva utilizada para detectar anomalías y defectos a nivel superficial y subsuperficial en materiales conductores. También se les conoce como corrientes inducidas (ET). Se trata de un método basado en los principios de inducción electromagnética.

En esta prueba no destructiva, un campo magnético alternante induce corriente sobre la pieza a inspeccionar, siempre y cuando ésta sea de un material conductor. Una de las características principales de este método es que no se requiere contacto eléctrico directo con la pieza.

Se aplica una sonda en la superficie del material que se inspeccionará. La sonda tiene una bobina eléctrica que crea un campo magnético. Este campo magnético trae una corriente eléctrica localizada en el componente y luego crea su propio campo magnético. Si hay una falla en el componente, se perturbará la corriente. El éxito de la prueba de corrientes parásitas depende de cómo el operador lee y estima las variaciones de la señal (Tilly et al., 2008). Según *AEISA* (s/f) la prueba de corrientes de Eddy también se puede utilizar para:

- ✓ Detección de grietas
- ✓ Espesor del material
- ✓ Espesor del revestimiento
- ✓ Conductividad

Las corrientes de Eddy determinan de la misma forma irregularidades en la estructura del material. Además, tienen como ventajas:

- ✓ Exactitud en mediciones
- ✓ Es una prueba rápida de llevar a cabo
- ✓ Su aplicación es posible en todos los tipos de metales, electroconductores y aleaciones

- ✓ Es capaz de detectar discontinuidades en áreas muy pequeñas
- ✓ La gran mayoría de los dispositivos que trabajan mediante corrientes de Eddy son portátiles y funcionan con baterías
- ✓ No hay manera de que dañen la pieza a inspeccionar, puesto que el único contacto que existe es el campo magnético

3.3.2.6 Ultrasonido

Las pruebas ultrasónicas se utilizan para detectar discontinuidades. El espesor del material también se puede medir mediante esta prueba. Por medio de un emisor/receptor, se aplican pulsos cortos de energía sonora de muy alta frecuencia (1 MHz a 100 MHz) y se propagan en el componente. Si hay una discontinuidad (por ejemplo, una grieta), las señales se reflejarán desde la superficie de discontinuidad y luego la señal reflejada se convierte en una señal eléctrica mediante un transductor y se muestra en una pantalla. El tamaño y el lugar de las grietas se pueden estimar a partir del tiempo de viaje de la señal relacionado con la distancia (Tilly et al., 2008).

Desventajas de la prueba ultrasónica:

- ✓ El hierro fundido tiene baja transmisión de sonido y alto ruido de señal (debido a las escamas de grafito) y, por lo tanto, la prueba ultrasónica no es útil.
- ✓ Se requiere una alta capacitación y habilidad del operador
- ✓ Se necesita una superficie accesible. para transferir ultrasonido
- ✓ La prueba no es útil para materiales rugosos, irregulares, muy pequeños, muy delgados o no homogéneos
- ✓ Es posible que no se identifique el defecto paralelo al haz de sonido
- ✓ Generalmente se requiere un medio de acoplamiento
- ✓ Requisito de estándares de referencia para la calibración del equipo y la caracterización de fisuras

3.3.2.7 Radiografías

Este método se emplea para detectar discontinuidades internas y superficiales en juntas soldadas y piezas forjadas o fundidas, se emplea radiación para penetrar los objetos a examinar y producir una imagen de su interior, misma que se fija en algún medio de registro (película

fotográfica o papel sensitivo) o puede ser desplegada en una pantalla fluorescente o en detectores electrónicos de radiación.

La mayoría de los procesos radiográficos convencionales que se usan en la actualidad involucran el empleo de radiación electromagnética y el registro de la imagen en película radiográfica. Los rayos X se generan por medio de dispositivos electrónicos de alto voltaje y los rayos gamma por fuentes radioactivas naturales o por isótopos radioactivos artificiales producidos para los fines específicos de radiografía industrial.

La inspección básica por medio de radiografía requiere de los siguientes elementos esenciales:

- ✓ El objeto para radiografiar
- ✓ El medio de registro o el dispositivo para desplegar las imágenes. La mayor parte de las veces se usa película radiográfica empaquetada en un soporte a prueba de luz.
- ✓ El personal calificado capaz de hacer la toma radiográfica de manera satisfactoria y segura
- ✓ Los recursos para procesar la película expuesta o de operar otros medios de registro
- ✓ El personal capacitado para realizar de manera adecuada la interpretación de las imágenes radiográficas

En relación con la fuente de radiación, es conveniente señalar que hay ciertas limitaciones para el empleo de rayos X o gamma y también para el isótopo radioactivo más adecuado a emplear. Estas limitaciones, están afectadas por el espesor y tipo de material a inspeccionar. Así, para los aceros, se tiene que hasta espesores de 12.7 mm se debe emplear rayos X. Para espesores de 12.7 mm a 64 mm lo recomendable es usar rayos gamma generados por iridio 192, mientras que el cobalto 60 es útil para radiografiar espesores de 51 a 229 mm.

Las imágenes radiográficas deben proveer información útil del interior de las partes examinadas a fin de determinar si éstas contienen defectos, y la utilidad de la información está determinada por el contraste y definición radiográficos, los cuales son afectados, respectivamente, por dos categorías de variables, las de exposición y las geométricas, mismas que deben ser controladas rigurosamente, ya que si no lo son, los resultados de la inspección no son confiables, por lo que antes de poder evaluar de manera efectiva las discontinuidades reveladas en las imágenes, primero debe determinarse que la calidad de estas últimas es satisfactoria.

Una limitante de consideración del método es que las discontinuidades aplanadas (desgarre laminar, en cierta medida grietas y fusión incompletas) pueden no ser detectadas, o detectadas

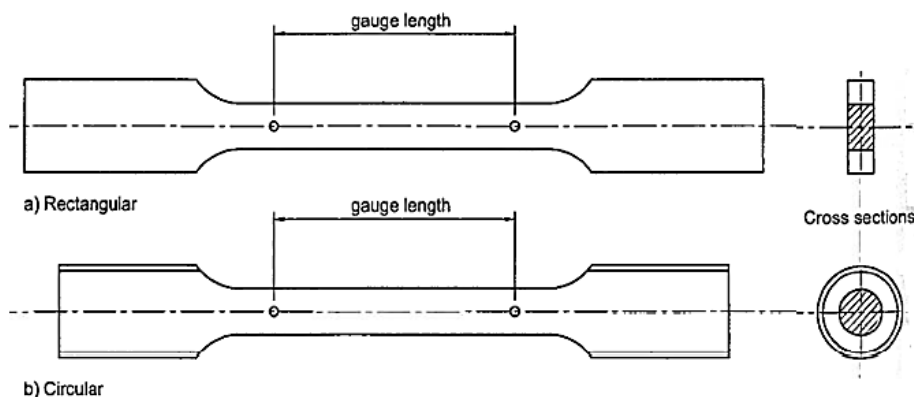
con confiabilidad marginal si no están alineadas con el haz de radiación; no es un método que deba aplicarse para detectar laminaciones o traslapes (Baldeón, 2007).

3.3.2.8 Ensayos Destructivos

3.3.2.8.1 Resistencia a la Tracción

La prueba de tracción describe el comportamiento del material bajo cargas y, a veces, es necesaria cuando los resultados de la prueba de dureza no son precisos. La prueba de tracción es una prueba destructiva y requiere que se retire una muestra de la estructura. La muestra extraída debe estar en la dirección de la tensión principal. La precisión del resultado de la prueba depende del grosor de las muestras debido a que las propiedades del material varían en cuanto al grosor del material. El tamaño de las muestras de prueba varía según los diferentes códigos y recomendaciones, pero el procedimiento es casi el mismo para todos.

Figura 3-10. Probetas de Ensayo a Tensión.



Nota. Tomado de NTC 3353.

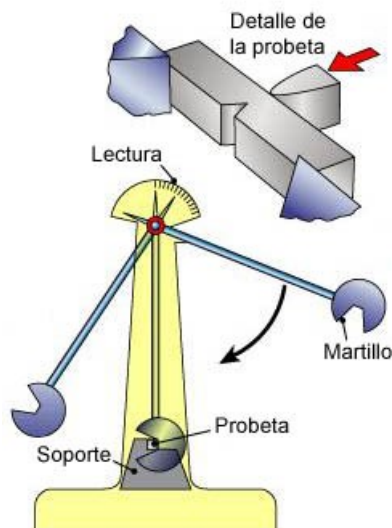
La sección media de las muestras tiene una sección transversal más pequeña. La sección transversal central está mecanizada para crear una longitud de calibración. La idea principal detrás de la longitud de calibración es fallar la muestra en tensión pura sin ningún otro efecto, como el efecto de agarre. En los estándares colombianos (NTC 3353), la longitud mínima de calibración se da como 200 mm para la geometría estándar (tipo placa). Las mordazas y el extensómetro son factores clave para determinar la geometría de las probetas.

Los límites de fluencia, elongación, reducción de área, resistencia a la tracción y módulo elástico se pueden determinar mediante la curva esfuerzo-deformación que resulta del ensayo.

3.3.2.8.2 *Ensayo de Impacto Charpy*

La tenacidad del material se puede estimar mediante la prueba de Charpy. La tenacidad es una característica del material definida como la cantidad de energía necesaria para hacer que el material se fracture. Hay dos pruebas de este tipo: Charpy-V y Charpy-U, donde la más común es la primera. La muestra que se toma del componente estructural tiene la dimensión estándar de 10 mm x 10 mm x 55 mm con una muesca en forma de V de 2 mm de profundidad en el medio de la dimensión más larga (en Charpy-U la muesca tiene forma de U). La muestra se coloca en una máquina de prueba Charpy. La dirección de la muestra es paralela a la tensión de tracción principal en la muestra. El péndulo con filo de cuchillo de una masa conocida y alta se suelta y golpea la muestra y luego se mide la altura del péndulo después de la muestra rota (Tilly et al., 2008).

Figura 3-11. Máquina de ensayo Charpy.



Nota. Tomado de (*Ensayo Charpy* | makinando, s/f).

La altura del péndulo es importante porque el péndulo más alto provoca una menor absorción de energía y da una menor medición de la tenacidad. La temperatura también es un factor vital que influye en la prueba. Para obtener la temperatura de transición óptima (temperatura de transición dúctil frágil), se requieren más muestras y pruebas.

3.3.2.8.3 *Ensayo de Tenacidad a la Fractura*

Esta no es una prueba muy común y se requerirá debido a la presencia del riesgo de falla por fractura. Esta situación puede surgir cuando hay una grieta por fatiga en la región de tensión en

el miembro estructural. Esta situación puede ser causada por defectos de fabricación o en caso de que sea necesaria una reparación con soldadura. Esta prueba se puede utilizar para proporcionar datos mejores o más seguros cuando la prueba de Charpy no es suficiente.

3.3.2.8.4 Tasa de Crecimiento de Grietas por Fatiga

Según Andrade et al. (2015) en el proceso de crecimiento de grieta por fatiga se presentan tres etapas hasta la rotura de la pieza, estas etapas para materiales dúctiles son:

- a) Periodo de nucleación e inicio de la grieta en la zona donde la concentración de esfuerzos provoca deformaciones plásticas cíclicas. Esta etapa no siempre se presenta, ya que el material puede contener imperfecciones tipo grieta.
- b) Crecimiento de la grieta en la zona plástica donde se originó.
- c) Propagación de la grieta en la pieza, fuera del campo de concentración de esfuerzos donde se originó, hasta producir el fallo final.

En la estructura, cuando se detecta una fisura por fatiga por medio de un ensayo no destructivo (cuando la fisura por fatiga se inicia y no se propaga), se requiere realizar la prueba de crecimiento de la fisura por fatiga. La tasa de crecimiento de grietas se puede determinar para facilitar los trabajos de mantenimiento futuros.

3.3.2.8.5 Prueba de Reducción de Área Transversal Corta (STRA)

Esta prueba puede ser necesaria cuando se va a soldar un nuevo componente soldado en forma de junta cruciforme o en T sobre aceros antiguos o existentes. El componente existente generalmente contiene contaminaciones como sulfuros y da como resultado un aumento del desgarro laminar en la ubicación o cerca de la zona afectada por el calor. La muestra de prueba que se toma del componente existente se carga en tensión hasta la fractura. El resultado se examina en porcentaje debido a la relación entre el área de la sección transversal original y el área de la sección transversal reducida (Hughes, 2009).

Ésta es una prueba de tracción para material que verifica la ductilidad en la dirección del espesor (transversal corta). Cuanto mayor sea la ductilidad, menor será la posibilidad de que se produzca un desgarro laminar. Una medida de la ductilidad son las propiedades, porcentaje de alargamiento o porcentaje de reducción del área del material base (Hughes, 2009).

3.3.2.8.6 Medida del Esfuerzo Residual

Existen diferentes técnicas para evaluar esfuerzos en el elemento estructural existente. El esfuerzo se compone de solicitaciones aplicadas (carga muerta y carga viva) y esfuerzo residual de la producción, por ejemplo, contracción de la soldadura, diferentes velocidades de enfriamiento, etc. (Schröder, 2011).

La técnica de aire abrasivo con orificio central es la técnica menos destructiva entre otras técnicas. En comparación con otras técnicas, este método es muy preciso y confiable. La prueba es estandarizada y de aplicación práctica. El orificio que se perfora en la muestra es muy pequeño y aceptable (no afecta la trayectoria de carga en el material). La prueba de perforación consta de tres etapas, a saber (Schajer, 2009):

- a) Se perfora un pequeño orificio en la muestra de prueba, donde sea de interés.
- b) Medición de las deformaciones alrededor del orificio, las cuales se supone debidas a la respuesta de un nuevo estado de esfuerzos.
- c) Finalmente, se calculan los esfuerzos residuales.

Otro método es la medición de esfuerzos actuales (ACSM, por sus siglas en inglés), esta prueba se aplica a la muestra extraída en laboratorio. Se calibra una sonda especial y se utiliza para extraer la muestra para medir las tensiones superficiales bajo una carga aplicada conocida. Una de las desventajas de este método es la medición de la diferencia entre la carga muerta aplicada y las tensiones residuales. El método ACSM es más costoso y requiere personal más especializado en comparación con el método de aire abrasivo de orificio central (Schajer, 2009).

3.4 Patologías Estructurales

El estudio de la patología estructural involucra el reconocimiento y análisis detallado del problema, describiendo sus causas, formas manifiestas, mecanismos de ocurrencia, mantenimiento estructural y rehabilitación. Con una correcta evaluación del caso, es posible que el profesional involucrado pueda definir una de las cuatro medidas de intervención para un caso de condición patológica.

Según Sartori & Mascia (2010) el ingeniero es responsable por el estudio de las correcciones y soluciones al problema. Existe un consenso que, para alcanzar una alternativa correcta de rehabilitación, se debe realizar un estudio detallado indicando el diagnóstico real del origen

patológico. Son muchos los problemas que se presentan durante la vida útil de un puente, a continuación, se tratarán de sintetizar los más comunes de esos problemas.

3.4.1 Defectos del Material

3.4.1.1 Defectos de Fundición

Los defectos, que suelen aparecer con no poca frecuencia en las piezas fundidas, tienen en general su origen en que alguna parte del proceso no ha sido debidamente controlada. La fusión, colada y solidificación comprenden muchas operaciones complicadas, siendo un control perfecto imposible. No es sorprendente que en el proceso de fundición se encuentren mayor variedad y número de defectos, que en cualquier otro proceso de fabricación.

Los defectos de fundición son numerosos, y puesto que cada uno puede ser provocado por muchas causas, se comprende lo difícil que puede ser establecer una clasificación satisfactoria. Se distinguen, ante todo, entre los defectos advertibles desde el exterior de la pieza y los defectos sólo advertibles por el examen del interior de esta.

Diferentes defectos pueden ser causados por el proceso de fundición que surge en el hierro fundido tempranamente, principalmente (Cadei et al., 2004):

- ✓ Una ventilación insuficiente del molde puede causar orificios de soplado.
- ✓ Esfuerzos residuales (debido a varias velocidades de enfriamiento)
- ✓ Juntas frías (causadas por interrupción en la fundición)
- ✓ El material en el centro de la sección es más débil y grueso
- ✓ Contaminación por arena del molde
- ✓ El espesor de la sección varía en lugar de un espesor constante
- ✓ Deformación y defectos superficiales
- ✓ Puntos fríos

3.4.1.2 Inclusiones

El riesgo de inclusión de escoria es un problema cuando se fabrica hierro forjado. Estas inclusiones dan como resultado hebras fibrosas y en capas en todo el metal. Este tipo de estructura le da al material diferentes propiedades en diferentes direcciones, por tanto,

comportamiento anisotrópicos. La inclusión fibrosa es propensa a la corrosión y tiene un aspecto de hojaldré.

En el proceso de fundición, pueden producirse impurezas (por ejemplo, burbujas de gas, salpicaduras de hierro solidificado) y estas impurezas pueden aumentar los esfuerzos locales, lo que puede resultar en la iniciación de grietas y pequeños defectos que pueden desencadenar un colapso total de los puentes. Un ejemplo de esto es el puente Inverythan Rail Bridge en Reino Unido. Un agujero de drenaje en un componente de las vigas principales no era visible en una conexión atornillada. El agujero no pudo ser detectado y fue la razón detrás del colapso del puente ferroviario Inverythan, 25 años después de su construcción (Day, 2000).

3.4.2 Defectos de Fabricación

3.4.2.1 Piezas de Fundición Reparadas Incorrectamente.

El defecto más común en el proceso de fundición del hierro son los orificios de soplado, generalmente, son en forma de huecos internos, que pueden ser agujeros redondos, lisos u ovals con una superficie brillante. Son depresiones superficiales resultantes de materiales gaseosos excesivos que están atrapados en el molde (African Pegmatite, 2021)

Este defecto puede repararse en la fábrica, rellenando los orificios de soplado con material no estructural. Sin embargo, este defecto no es fácil de detectar in situ debido al revestimiento y la pintura. En la siguiente Figura 3-12 se muestra un ejemplo de una viga con una antigüedad mayor a 100 años y en la que se detectó el defecto hasta 2006, debido al recubrimiento de pintura, que dificultó su detección.

Figura 3-12. Defecto descubierto 100 años después.



Nota. Se evidencia la corrosión contenida en el metal. Tomado de Cadei et al., 2004.

3.4.2.2 Defectos Superficiales

Un defecto podría ser incluso el nombre del fabricante que se graba en el componente. Esto actúa como generador de esfuerzos y puede ser un punto de inicio para la fatiga.

3.4.2.3 Laminado

La cascarilla de laminación o calamina puede ocurrir durante el proceso de laminado de hierro forjado y acero, su ubicación es más común en la superficie que va empotrada y uno de los resultados es la discontinuidad del material y, a su vez, una menor resistencia a la corrosión.

Cuando se realiza un proceso de laminación en frío por debajo de la temperatura de ablandamiento, puede producirse un endurecimiento por deformación y una reducción de la ductilidad que no son fácilmente detectables en las estructuras existentes. Esta puede ser una de las causas de otros defectos como grietas (Cadei et al., 2004).

3.4.2.4 Curvado

En las vigas de acero, la deflexión causada por el peso propio y las cargas muertas se puede reparar mediante curvado (mediante flexión en frío). El curvado no se clasifica como defecto, pero puede reducir la ductilidad y causar endurecimiento por deformación.

3.4.2.5 Desalineación de los Orificios de los Remaches

Este problema no tiene consecuencias estructurales, pero cuando se trata de un reforzamiento, es difícil quitar el remache lo que causa dificultad en las actividades y puede conducir indirectamente a otros defectos.

3.4.2.6 Soldadura

La soldadura provoca esfuerzos residuales en la estructura, estos afectan el comportamiento frente al pandeo y la vida útil en términos de fatiga de los elementos. En el proceso de soldadura, el calentamiento y enfriamiento en la estructura de acero puede causar una reducción de la ductilidad y defectos. Un ejemplo de defectos son las muescas afiladas en la punta o la raíz de la soldadura. Otros defectos que pueden ocurrir son:

3.4.2.6.1 Porosidad

Son bolsas de gas o huecos en el metal de soldadura, es el resultado de la formación de gases por reacciones químicas que ocurren durante la soldadura. Si se emplea una corriente elevada o un arco largo, los desoxidantes que un electrodo requiere se pierden fácilmente durante la deposición; la cantidad que queda no basta para desoxidar el metal derretido de una forma correcta; se pueden generar poros si existe humedad en el ambiente o en el electrodo.

3.4.2.6.2 Inclusiones de Escoria

Se refiere a los óxidos y sólidos no metálicos que a veces quedan en el metal de soldadura entre franjas adyacentes o entre el metal de soldadura y el metal base. La agitación del arco puede hacer que la escoria que se forme a partir de la cobertura de los electros de arco de metal protegido se meta debajo de la superficie del metal derretido; si el soldador es descuidado, la escoria puede fluir hacia adelante del arco. Cuando se suelda sobre una grieta entre dos franjas paralelas convexas, entre una franja convexa y una pared lateral o cuando se suelda pendiente abajo, el material derretido puede fluir por encima de la escoria, atrapándola debajo de la franja. Los factores que proporcionan esto son una escoria muy viscosa o que se solidifica con rapidez o una corriente de soldadura insuficiente.

3.4.2.6.3 *Fusión Incompleta*

Es la incapacidad para fusionar franjas adyacentes de metal de soldadura, o el metal de soldadura con el metal base. Se puede tratar de una condición localizada o generalizada y puede ocurrir en cualquier lugar del surco de soldadura, incluso en la raíz misma de la unión. Esto puede deberse a que el metal base o la franja de metal depositado no se elevó al punto de fusión, la carencia de fundente, no se disolvieron los óxidos o demás materiales extraño que podrían estar presentes.

3.4.2.6.4 *Falta de Penetración*

El metal de soldadura no ingresa en las ranuras a causa de insuficiente separación o un talón muy alto en lo que se refiere a la geometría, o una corriente insuficiente que ocasiona temperaturas bajas de fusión.

3.4.2.6.5 *Socavamiento*

Se tiene cuando se derriten las paredes laterales del surco de la soldadura, cuando ocurre en pases interiores se suele asociar con la inclusión de escoria en las oquedades producidas por el socavamiento. Un socavamiento excesivo puede ocasionar concentraciones de esfuerzos y sitios donde se puede producir corrosión con mayor facilidad, esto disminuye la resistencia del elemento, por tanto, su aceptación está dada por la norma y los códigos. Se puede detectar con inspección visual, y se puede corregir con abrasión y con el depósito de cordones de relleno.

3.4.2.6.6 *Grietas o Fisuras*

Se producen por agrietamiento en frío o en caliente, pueden estar en el metal base, el metal de soldadura o la zona afectada por el calor. Si se observan fisuras durante la soldadura, se debe eliminarlas antes de seguir soldando, pues al depositar metal de soldadura sobre una grieta esta puede continuar hacia la franja recién depositada. El agrietamiento en caliente es función de la composición química y su causa principal es la presencia de constituyentes en el metal base con bajo punto de fusión que se sitúan en los límites de grano durante la solidificación.

3.4.2.7 *Sobresfuerzos*

Son síntomas de daño debido a sobresfuerzos las elongaciones inelásticas o decremento del área

de acero de la sección transversal en elemento en tracción y el pandeo en miembros en compresión. Los sobreesfuerzos en un componente pueden ser el resultado de muchos factores tales como pérdidas de sección compuesta, pérdidas de arriostre y falla o asentamiento de apoyos.

3.4.3 Corrosión

La corrosión es un problema común para las estructuras de acero y hierro. El producto de la corrosión tiene un volumen mayor que el material original y provoca tensiones de empuje en el material. La corrosión provoca una reducción de la sección transversal del elemento estructural y, a su vez, conduce a una reducción de la rigidez de la estructura. La disminución del área de la sección transversal también significa un aumento de los esfuerzos en el elemento.

En las estructuras de acero, se pueden identificar cinco tipos diferentes de corrosión, a saber:

3.4.3.1 Corrosión superficial

La corrosión superficial, ocurre en la superficie del componente y causa daño y reducción de la sección transversal en el elemento estructural. Es la forma más benigna o menos peligrosa pues el material se va gastando gradualmente extendiéndose en forma homogénea sobre toda la superficie metálica y su penetración media es igual en todos los puntos.

3.4.3.2 Corrosión por picadura

La corrosión por picadura tiene lugar en una superficie muy pequeña y es muy difícil de ver en muchos casos. Las picaduras van avanzando hacia el interior del acero y dan como resultado una concentración de esfuerzos locales. La humedad tiene un efecto como acelerador de la corrosión por picaduras. Durante el picado, el ataque se localiza en puntos aislados de superficies metálicas pasivas y se propaga hacia el interior del metal formando en ocasiones túneles microscópicos. Las picaduras pueden contribuir de manera importante a una falla general, en componentes sujetos a esfuerzos muy altos, dando como consecuencia la falla por corrosión bajo tracción.

3.4.3.3 Corrosión por hendiduras

La corrosión por hendiduras se produce cuando dos aceros o metales del mismo tipo están en contacto entre sí, por ejemplo, en placas de refuerzo pernadas, placas de empalme, placas de refuerzo, etc. El producto de corrosión tiene un efecto de hinchamiento en el material y genera fuerzas de desgarro que provocan daños en el material. Para que se presente la corrosión por hendidura, esta debe ser muy cerrada, con dimensiones menores a un milímetro. Aunque no se han definido los límites de la brecha, es conocido que este tipo de corrosión no se presenta en espacios más grandes. Para que se presente este tipo de corrosión no es necesario que las dos superficies de aproximación sean metálicas, también se ha reportado en caso de materiales no metálicos (polímeros, asfaltos, vidrio, neopreno) en contacto con superficies metálicas. El hecho de que esto pueda ocurrir es de una importancia especial para la aplicación y selección de materiales de juntas de dilatación, apoyos, entre otros.

3.4.3.4 Corrosión galvánica

La corrosión galvánica ocurre cuando dos tipos diferentes de aceros o metales se unen o conectan entre sí, por ejemplo, en uniones soldadas, atornilladas, pernadas o remachadas. El metal más activo padece una corrosión más acelerada, mientras que la corrosión en los miembros menos activos se retarda o elimina. Esta corrosión provoca daños locales. Algunos elementos deben estar presentes para que se produzca la corrosión galvánica son:

- ✓ Un electrolito (por ejemplo, el agua es el más común)
- ✓ Conexión eléctrica (entre los dos elementos)
- ✓ Una corriente galvánica significativa (puede activarse mediante una diferencia de potencial entre los metales, se requieren al menos 50 mV)
- ✓ Reacción catódica

Hay algunos factores que tienen un efecto acelerador en el proceso de corrosión galvánica. Entre ellos se encuentran la temperatura ambiente, la conductividad del electrolito y la relación de área del ánodo y el cátodo. Para evitar la corrosión galvánica, se puede colocar aislamiento entre los metales. Esto se puede proporcionar revistiendo un metal o ambos metales (por ejemplo: con pintura).

3.4.3.5 Corrosión por esfuerzo

La corrosión por esfuerzo es más común y afecta a puentes atirantados y cables en puentes colgantes. Es una falla corrosiva en la que se forman las grietas de un componente bajo la acción combinada de esfuerzos mecánicos y un medio ambiente agresivo. Los esfuerzos y el medio ambiente agresivo se unen para ocasionar una falla súbita. A continuación, se dan algunas partes propensas a la corrosión por esfuerzo:

- ✓ Cojinetes y juntas de expansión
- ✓ Pasadores de cojinete
- ✓ Conexiones remachadas
- ✓ Conexiones por fundición o empotradas
- ✓ Tirantes

3.4.4 Accidentes

Los daños por accidentes causados por vehículos pueden provocar distorsiones, roturas, grietas o pérdidas de sección en los componentes del puente. En ocasiones, los daños en los componentes del puente no necesitan ser reparados, dependiendo de cómo este daño influya en el sistema de capacidad de carga. El examen del daño debe realizarse con mucha precisión y de ser necesario iniciar inmediatamente las reparaciones.

3.4.5 Fatiga

La fatiga es un daño progresivo y localizado en el elemento estructural. Este daño, fatiga, puede ocurrir cuando el elemento estructural se somete a cargas cíclicas. La falla del elemento estructural puede ocurrir para cargas menores que la carga última e incluso debajo del límite elástico del material. La grieta por fatiga tiene dos etapas, a saber (Cadei et al., 2004):

- ✓ Inicio de la grieta
- ✓ Propagación de la grieta

Para estructuras pintadas, una rotura en la pintura acompañada por manchas de oxidación indica la posible existencia de una grieta de fatiga. Si se sospecha de su existencia, el área será limpiada y se dispondrá una inspección visual de primer plano. Adicionalmente, se pueden prever más pruebas, tales como tintas penetrantes, para identificar la grieta y determinar su

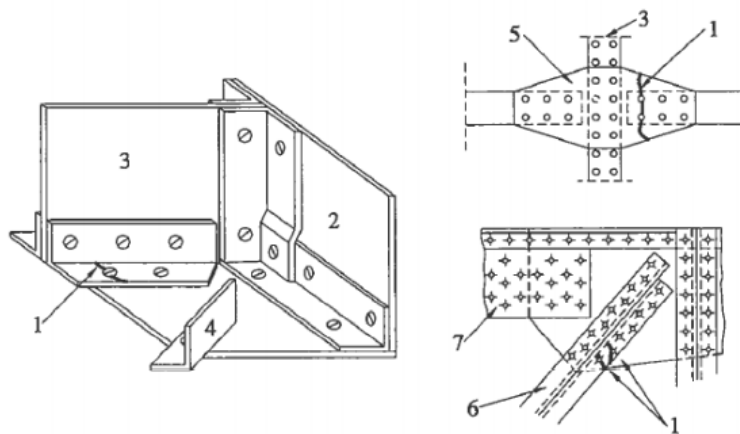
extracción. Si existieran o se descubren grietas de fatiga, se deberá efectuar inspecciones más detalladas.

Las estructuras más antiguas requieren una consideración especial con respecto a la fatiga, ya que a menudo no se tuvo en cuenta en el diseño. Se puede evitar o reducir el efecto de la fatiga, por ejemplo, reduciendo la cantidad de carga y ciclos de carga, aumentando el área de la sección transversal del miembro, reduciendo la carga sobre el miembro por redistribución de cargas al agregar elementos adicionales. Algunos detalles propensos a la fatiga incluyen:

- ✓ Orificios para remaches y pernos, soldaduras
- ✓ Pendolones cortos, en pasarelas colgantes y puentes de carretera
- ✓ Arriostramientos ligeros bajo cargas de vibración, cargas de viento o cargas de tráfico
- ✓ Cubreplacas en algunas zonas de los cordones del puente

En los puentes de celosía en acero remachados, la posible ubicación de las grietas por fatiga se muestra en la Figura 3-13.

Figura 3-13. Grietas de Fatiga en Puentes en Celosía Remachados.



Nota.

Posible ubicación de grietas de fatiga en puente en celosía, remachados. 1-grietas de fatiga, 2-viga principal, 3-viga travesaño, 4 – arriostramientos, 5 – cubreplaca, 6 – diagonal, 7 – cordón superior.

3.4.6 Causas Externas

El medio ambiente, árboles, la vida silvestre, los incendios y el vandalismo son ejemplos típicos de causas de daños externos. El entorno agresivo aumenta el riesgo de corrosión del hierro y el acero. Puentes próximos al mar, con altas temperaturas y vientos fuertes, favorecen un ambiente altamente agresivo, además, si se presenta una deficiente calidad de los materiales y alta

porosidad del concreto puede producir la alta carbonatación, acelerando la oxidación del refuerzo del concreto en muchas zonas.

El ácido acético de elementos en madera, en árboles u otros, daña los revestimientos de protección y, por lo tanto, aumenta el riesgo de corrosión. En el caso de vida silvestre, (por ejemplo: las palomas), la corrosión comienza en el patín inferior de las vigas de acero debido a la excreta depositada en el patín. El fuego puede ser causado por vandalismo o incidentes de vehículo y da como resultado el debilitamiento del material. Se debe analizar y examinar el grado de deterioro y se deben aplicar medidas de reparación si es necesario.

3.4.7 Defectos en Tableros

Los defectos comunes en tableros de concreto son desgaste, delaminación, descascaramiento, grietas de flexión longitudinal, grietas de flexión transversal en las regiones de momento negativo, corrosión de la armadura de refuerzo, grietas debido a agregados reactivos y daños debido a contaminación química.

3.4.8 Defectos en Juntas

Los daños en las juntas son causados por impacto vehicular, temperaturas extremas y acumulación de tierra y escombros. Los daños por escombros y tránsito de vehículos pueden causar que la junta sea rasgada, que los anclajes sean arrancados, o sean removidos totalmente.

Las temperaturas extremas pueden romper la adherencia entre la junta y el tablero y, consecuentemente, resultar en la remoción total de la junta. La función primaria de la junta es acomodar la expansión y contracción de la superestructura del puente.

3.4.9 Defectos en Apoyos

Los apoyos pueden ser categorizados en dos grupos: metálicos y elastoméricos. Los apoyos metálicos pueden volverse inoperativos debido a corrosión, acumulación de escombros, u otras interferencias. Otros tipos de daños son pérdidas de seguros, rotura de soldadura, corrosión en la superficie deslizante o desalineamientos.

Los daños en placas de apoyo elastoméricos son: excesivo abultamiento, rompimiento o desgarramiento, corte y falla por corrimiento.

3.4.10 Otros defectos

El mantenimiento de los desagües del tablero es importante. La presencia de agua por una inadecuada evacuación da lugar a problemas muy diversos que pueden afectar tanto a los estribos como a las pilas, cabezales, arcos, bóvedas, tableros, vigas, apoyos, terraplenes de acceso, entre otros. Ya sea por la propia acción directa del agua: erosiones, socavaciones, humedad; o por su acción como vehículo de otros agentes agresivos: corrosión por sales, ataque por sulfatos, disolución de ligantes en mortero, entre otros.

En las estructuras metálicas resulta evidente la importancia de evitar la presencia permanente de zonas de humedad en determinadas zonas y que pueden acabar siendo origen de fuertes problemas de corrosión. Como las afectaciones originadas en las zonas de apoyo y uniones por la humedad que permanentemente se puede concentrar allí.

3.5 Trabajos de Intervención

3.5.1 Principios Generales

3.5.1.1 Estrategias de Reparación o Repotenciación

Los trabajos de intervención se pueden dividir en tres categorías:

- ✓ Reducción de los efectos de la carga
- ✓ Aumento de la resistencia
- ✓ Reemplazo del componente o estructura

Las actividades de reparación y repotenciación pueden ser una mezcla de estas categorías. Las actividades de reparación se enfocan en el reemplazo de elementos, su arreglo o compensación mediante adición de material que permita recuperar sus propiedades originales. Las actividades de repotenciación generalmente involucran el aumento de resistencia mediante la adicción de material para mejorar las propiedades de algunos elementos.

3.5.1.1.1 Reducción de los efectos de la carga.

En este caso, la carga aplicada se reduce o redistribuye agregando rigidez a diferentes elementos

y disminuyendo esfuerzos en los elementos críticos. La redistribución de cargas debe basarse en análisis estructurales y/o pruebas de carga. El objetivo de las pruebas y análisis es identificar la trayectoria de cargas para determinar trayectorias de máximos esfuerzos en un elemento cargado no uniformemente en respuesta a una carga aplicada. El análisis de trayectoria de carga se puede utilizar para optimizar el material requerido en el elemento cargado para admitir la carga de diseño.

La limitación de peso de los vehículos también es otra alternativa para reducir los efectos de la carga. Si el aumento de rigidez en las secciones críticas da como resultado costos inaceptables, el peso de los vehículos podría limitarse en su lugar.

3.5.1.1.2 Reemplazo del componente o estructura.

Cuando el grado de deterioro en un miembro estructural es tal que su reparación no es económica y técnica, se considera el reemplazo del miembro o estructura. La revisión técnica e investigación de tiempo y costo debe realizarse con precisión, para ofrecer la mejor alternativa.

3.5.1.2 Problemas Patrimoniales

Hay algunas consideraciones en el trabajo de rehabilitación de estructuras patrimoniales:

- ✓ Uso en cantidades mínimas del material nuevo
- ✓ Cambio mínimo de la apariencia de la estructura
- ✓ Se deben elegir materiales y apliques compatibles y adecuados
- ✓ El mantenimiento debe realizarse de forma continua y no causar daños inaceptables en la estructura
- ✓ Cualquier modificación no debe cambiar las características históricas de la estructura
- ✓ La alternativa de modificación elegida debe ser reversible
- ✓ Aspecto arqueológico (puede ser necesaria una investigación arqueológica previa)
- ✓ Estudio de valoración

3.5.1.3 Factores en la Ejecución de Trabajos de Intervención

- ✓ Medidas de seguridad
- ✓ Accesibilidad
- ✓ Disponibilidad y entrega del material

- ✓ Tamaño y peso del material
- ✓ Cronograma de trabajo
- ✓ Ambientales

3.5.1.4 Relaciones Públicas

3.5.1.4.1 Consideraciones generales:

Se debe planificar y realizar una reunión continua entre el contratista y los residentes para compartir información sobre el trabajo y el cronograma. Por ejemplo, el trabajo ruidoso o actividades que impliquen cierre deben informarse antes. La forma práctica de informar a los residentes son los comunicados oficiales directo a un representante de los residentes o en obras más importantes comunicados públicos en prensa, radio, entre otros.

Consideraciones sobre el ruido: El ruido de la construcción debe considerarse antes de comenzar el trabajo de reparación. Por ejemplo, se pueden instalar barreras para proporcionar protección acústica y se pueden elegir herramientas más silenciosas(Tilly et al., 2008).

Tráfico: gestionar los permisos respectivos (Plan de Manejo de Tránsito) con anticipación, ante las autoridades pertinentes del municipio, ciudad, entre otros. El cierre del tráfico se puede operar bajo la noche para reducir las molestias a las empresas y residentes locales o generar un horario intermitente de cierres (siempre y cuando sea posible) que da más flexibilidad a los residentes.

3.5.2 Remoción de la Corrosión y Limpieza de las Superficies Metálicas

3.5.2.1 Objetivo de la Preparación de la Superficie

Eliminar toda impureza que pueda ocasionar fallas prematuras en el sistema de protección con pinturas, proporcionar una superficie que puede impregnarse fácilmente la cual provee una buena adherencia del recubrimiento aplicado.

Se debe tener en cuenta que, con el tiempo, todos los sistemas de recubrimiento llegan a fallar. Sin embargo, la mayoría de las fallas de recubrimiento se pueden atribuir a una inadecuada preparación de superficie y, a su vez, la falla de adherencia del recubrimiento.

Algunos contaminantes típicos (humedad, aceite, grasa, cloruros, sulfatos, óxidos, productos de corrosión, suciedad, entre otros) se deben eliminar durante la preparación, la calamina o capa de laminación (capa de óxido inicial) es aleatoria en su efecto sobre el desempeño de los recubrimientos. Aquella que esté intacta o adherida firmemente, no se tiene que eliminar para el caso de una exposición atmosférica suave; sin embargo, si la superficie de acero se va a recubrir con capas de recubrimiento cuya propiedad sea la de baja impregnación o si se va a exponer a ambientes severos, tales como exposiciones químicas y/o inmersión en agua dulce o salada, entonces es necesario eliminar totalmente la capa de laminación mediante limpieza con chorro abrasivo (SIKA S.A.S., 2020).

3.5.2.2 Condiciones de una Superficie a Pintar

La efectividad del revestimiento o pintura depende principalmente de la preparación de la superficie. En este proceso se debe remover todo el material extraño para permitir la adhesión adecuada del revestimiento y/o pintura.

Aunque hay un número casi infinito de condiciones iniciales, en términos generales se pueden dividir en tres categorías:

- ✓ Construcción nueva: acero no pintado anteriormente
- ✓ Mantenimiento: acero pintado anteriormente
- ✓ Imperfecciones de la superficie: común a construcción nueva y a mantenimiento

Los comités más importantes que rigen las condiciones son:

- ✓ Steel Structures Painting Council (SSPC)
- ✓ National Association of Corrosion Engineers (NACE)
- ✓ Swedish Standard (SIS)
- ✓ British Standard (BIS) BIS 4232

3.5.2.3 Grados de Limpieza de una Superficie

Los principales grados de limpieza de superficies metálicas definidos por algunos de estos comités son (Tabla 3-4):

Tabla 3-4. Grados de Limpieza para Diferentes Normativas.

Tipo de Limpieza	SSPC	NACE	SIS
Solvente	SP1	-	-
Manual	SP2	-	-
Mecánica	SP3	-	-
Flama	SP4	-	-
Abrasivo metal blanco	SP5	NACE 1	Sa 3
Abrasivo nivel comercial	SP6	NACE 3	Sa 2
Química	SP7	NACE 4	Sa 1
Abrasivo ligero	SP8	-	-
Abrasivo metal casi blanco	SP10	NACE 2	Sa 2 ½
Agua a altas presiones	SP12	NACE 5	-

Nota. Tomado de SIKA S.A.S., 2020.

El trabajo de preparación de las superficies de los materiales se puede dividir en varias categorías, dependiendo de los códigos nacionales e internacionales. Los grados de preparación de la superficie que se indican a continuación se utilizan en algunos países incluido Colombia.

3.5.2.3.1 Limpieza con Solventes (SSPC-SP1)

Es llamada limpieza con solvente. sin embargo, está basado en la utilización de productos tales como: vapor de agua, soluciones alcalinas, emulsiones jabonosas, detergentes y solventes orgánicos. Mediante este método son removidos la mayoría de los contaminantes como: grasa, aceite, polvo y sales solubles en el agente limpiador. La solución limpiadora es aplicada suavemente o mediante equipo de presión, seguido de un lavado con agua natural y secado con equipo de vacío o simplemente utilizando aire seco.

3.5.2.3.2 Limpieza Manual (SSPC-SP2)

Este método utiliza herramientas manuales, no eléctricas, para eliminar impurezas, tales como residuos de soldaduras, oxidación, pintura envejecida y otras incrustantes que puedan ser removidos con el solo esfuerzo humano.

A través de este método, generalmente no es posible desprender completamente todas las incrustaciones. Los bordes de pintura envejecida deben ser desvanecidos para mejorar la apariencia del repintado que se haga posterior a la limpieza.

3.5.2.3.3 Limpieza mecánica (SSPC-SP3)

La limpieza mecánica, es un método que utiliza herramienta eléctrica o neumática, para eliminar impurezas tales como: cascarilla de laminación (calamina), residuos de soldadura, oxidación, pintura envejecida y otros incrustantes que pueden ser removidos con estas herramientas. A través de este método, generalmente no es posible desprender completamente todas las incrustaciones. Los bordes de pintura envejecida deben ser desvanecidos, para mejorar la apariencia del repintado que se haga posterior a la limpieza.

3.5.2.3.4 Limpieza con flama (SSPC-SP4)

Este método consiste en pasar sobre las superficies metálicas, una fuente de calor a una temperatura elevada y a alta velocidad. Generalmente se usa flama de acetileno. Una vez aplicada la flama a la superficie, ésta debe limpiarse con cepillo de alambre para eliminar la escama floja y el óxido. La pintura primaria deberá aplicarse antes de que la superficie esté completamente fría.

3.5.2.3.5 Limpieza con chorro de Abrasivo Grado Metal Blanco (SSPC-SP5/NACE1)

Se interpreta como toda superficie metálica que presenta un color metálico uniforme (Figura 3-14), sin sombras y con una ligera rugosidad para formar un patrón de anclaje para los recubrimientos. Esta superficie deberá quedar libre de aceite, grasa, tierra, costras de laminado, óxido, productos de corrosión, herrumbre, pinturas y otras materias extrañas. La pintura primer debe ser aplicada antes de que el medio ambiente ataque a la superficie preparada.

Este método de limpieza se debe emplear cuando en la especificación del sistema de pintura no se permite la presencia de óxido ni de pintura anterior. Es el mejor método de preparación de superficies metálicas.

3.5.2.3.6 Limpieza con chorro de Abrasivo Grado Comercial (SSPC-SP6/NACE3)

Procedimiento para preparar superficies metálicas, mediante abrasivos a presión, a través del cual es eliminado todo el óxido, cascarilla de laminación, pintura y materiales extraños. Es

permitido que pintura en buen estado e incrustaciones permanezcan adheridas aún después de la preparación de la superficie; por lo menos 2/3 partes de cada metro cuadrado de superficie estará libre de residuos visibles y el resto estará limitado por ligeras decoloraciones, ligeras sombras o residuos mencionados antes (Figura 3-14).

3.5.2.3.7 Limpieza con chorro arenado ligero (SSPC-SP7 NACE4)

Este tipo de limpieza también conocida como “Brush-Off” o “Ráfaga” (Figura 3-14) utiliza algún abrasivo a presión para preparar superficies metálicas que tengan una cantidad mínima de escoria, pintura, oxidación y otros contaminantes. Consiste en una limpieza muy superficial que permite que algunas incrustantes y pintura no sean eliminados del sustrato.

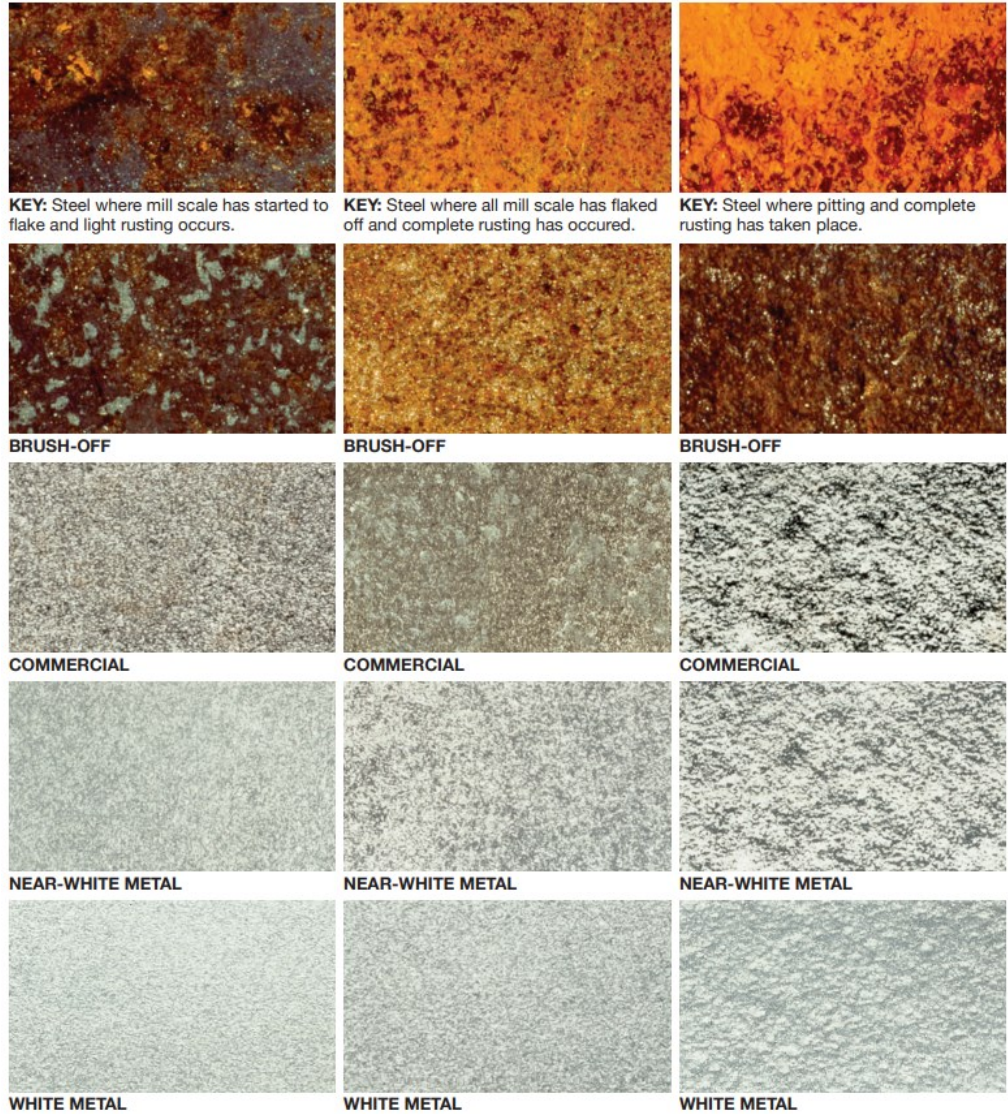
Según SIKA S.A.S. (2020) este método de limpieza se utiliza en especial para eliminar la oxidación prematura (flash-rust) que se ha formado en los momentos anteriores a la preparación de superficie.

Figura 3-14. Grados de Limpieza de Superficies por Chorro.

Grado A

Grado B

Grado C



Nota. Tomado de Clemco Industries, 2016.

3.5.2.3.8 Limpieza Química (SSPC-SP8)

Método para limpieza de metales, mediante reacción química, electrólisis o por medio de ambos. A través de una reacción química con algún producto específico, superficies metálicas son liberadas de escamas, óxido, pintura y materiales extraños, posteriormente la reacción es neutralizada con alguna otra solución y secada con aire o vacío.

Este método de limpieza se utiliza dónde por razones de alcance físico no se permite realizar otro método de limpieza (ejemplo: manual, mecánico, abrasivo). Se debe tener gran cuidado en el manejo de estos elementos químicos: son materiales agresivos para el ser humano, atacan la

piel, los ojos y el órgano olfativo, por tanto, se deben usar elementos de protección personal adecuados (gafas, guantes).

3.5.2.3.9 Limpieza por agentes atmosféricos (SSPC-SP9)

Consiste en la remoción de pintura, cascarilla de laminación u óxido, por medio de la acción de agentes atmosféricos, seguido de alguno de los métodos de limpieza mencionados anteriormente. La alteración debida a agentes atmosféricos usualmente no constituye un método efectivo en la preparación de superficies, por lo que debe ir siempre acompañado de alguno de los métodos sugeridos en este documento, ya sea con herramientas mecánicas o mediante la aplicación de chorro de abrasivo.

3.5.2.3.10 Limpieza con chorro Abrasivo Grado Metal casi Blanco (SSPC-SP-10/NACE2)

Método para preparar superficies metálicas, mediante abrasivos a presión, a través del cual es removido todo el óxido, escama de laminación, pintura y materiales extraños. La superficie debe tener un color gris claro y deben eliminarse sombras de oxidación visibles en un 95% (Figura 3-14). De hecho, la diferencia entre una limpieza con chorro de arena grado metal blanco y metal cercano al blanco, radica en el tiempo empleado para pintar, ya que el metal es atacado por el medio ambiente y pasa a ser grado cercana al blanco en poco tiempo.

El perfil de rugosidad de la superficie será de un mínimo de 25 micrómetros (1.0 mil), según lo medido de acuerdo con el Método C de ASTM D 4417 o de otros métodos mutuamente acordados. Los picos y valles sobre la superficie formarán un patrón continuo sin que se presente una suave superficie lisa y/o manchas entre ellos. Antes de aplicar la pintura, la superficie deberá cumplir con el grado de limpieza especificado.

3.5.2.3.11 Herramientas de poder para limpieza a metal desnudo (SSPC-SP11)

Una superficie de acero limpia con el uso de herramientas de metal desnudo, cuando se observa sin amplificación o aumento, estará libre de toda presencia visible de aceite, grasa, suciedad, polvo, óxido, pintura, óxidos, cascarilla, productos de corrosión y otras materias extrañas; excepto pequeñas cantidades de revestimiento y productos de corrosión en la parte inferior de las cavidades en sustratos con picaduras. Tiene como objetivo dejar el metal desnudo y generar

perfil de rugosidad de acuerdo con los requerimientos de especificación de un recubrimiento de protección para asegurar su durabilidad.

Consiste en una limpieza en la cual se elimina: la totalidad de calamina, herrumbre, pintura y cualquier materia extraña de la superficie por medios mecánicos o herramientas de poder. La altura del perfil de rugosidad será como mínimo de 25 μm (1 mils=1 milésima de pulgada) pero finalmente se definirá por los requerimientos de la especificación técnica del recubrimiento a usar y consecuente con el espesor de película seca del mismo (SIKA S.A.S., 2020).

3.5.2.3.12 Limpieza con chorro de agua (SSPC-SP12/NACE5)

De acuerdo con la especificación el chorro de agua no produce perfil de anclaje, lo que se obtiene es la reutilización del perfil de anclaje que actualmente está presente en la superficie metálica. Esta norma define cuatro tópicos de limpieza usando agua, basados en la presión de salida del agua (Tabla 3-5):

Tabla 3-5. Niveles de Limpieza usando Agua.

Limpieza	Designación	Presión
Limpieza con agua a baja presión	LP WC	< 34 MPa
Limpieza con agua a alta presión	HP WC	34 MPa – 70 MPa
Chorro de agua a alta presión	HP WJ	70 MPa – 170 MPa
Chorro de agua de ultra alta presión	UHP WJ	>170 MPa

Nota. Elaboración propia. Adaptado de (SIKA S.A.S., 2020).

3.5.2.3.13 Limpieza Industrial con Chorro (SSPC-SP14/NACE8)

El objetivo de esta norma es la limpieza industrial con chorro y cubre el uso de limpieza con chorro abrasivo para lograr un determinado grado de limpieza de las superficies de acero antes de la aplicación de un revestimiento protector.

La limpieza industrial con chorro proporciona un mayor grado de limpieza que el arenado ligero con abrasivo, pero menos que la limpieza comercial. La limpieza industrial se utiliza cuando el objetivo es eliminar la mayor parte de los recubrimientos, cascarilla, óxido; pero cuando el esfuerzo adicional necesario para eliminar cualquier rastro de estos se determina que es injustificado (SIKA S.A.S., 2020).

La diferencia entre un chorro industrial y un arenado con abrasivo es que el objetivo de un arenado ligero es permitir que la mayor cantidad de un recubrimiento existente continúe en el

sistema presente, mientras que el objetivo del chorro industrial es la de eliminar la mayoría de los recubrimientos.

Una limpieza tipo comercial está libre de cascarilla, herrumbre y revestimientos, y sólo permite al azar manchas en menos del 33% de la superficie. La limpieza con chorro industrial permite que la calamina, recubrimiento y herrumbre, pueden permanecer en menos del 10% de la superficie y permite que queden manchas en toda la superficie.

3.5.2.4 Abrasivos

Los ejemplos típicos de abrasivos son la arena, granalla, hierro o acero fundidos y cortes de alambre. Estos materiales abrasivos se pueden encontrar en muchos grados y tamaños diferentes, según las aplicaciones.

3.5.2.4.1 Abrasivos No Metálicos

Los métodos de limpieza con chorro de arena más habituales son:

- ✓ Limpieza con chorro de arena en seco
- ✓ Limpieza con chorro de aire con abrasivo húmedo
- ✓ Limpieza con chorro de agua con o sin abrasivo

Tabla 3-6. Abrasivos No Metálicos.

	Dureza (Escala de Mohs)	Forma	Color	Grado de Em- polvoramiento	Reutilización
ARENAS					
Abrasivos de ocurrencia natural					
Sílice	5	Redondeado	Blanco	Alto	Pobre
Mineral	5 a 7	Redondeado	Variable	Medio	Buena
Cuarzo		Angular	Lig. Gris	Medio	Buena
Granate		Angular	Rosado	Medio	Buena
Zirconio		Cúbico	Blanco	Bajo	Buena
Novaculita		Angular	Blanco	Bajo	Buena
ESCORIAS					
Abrasivos de subproductos					
De caldera		Angular	Negro	Alto	Pobre
De cobre		Angular	Negro	Bajo	Buena
De níquel		Angular	Verde	Alto	Pobre
Cáscaras de nueces		Cúbicas	Pardo	Bajo	Pobre
Conchas de durazno		Cúbicas	Pardo	Bajo	Pobre
Mazorcas		Angulares	Curtido	Bajo	Buena
Abrasivos de manufacturados					
Carburo de silicio		Angular	Negro	Bajo	Buena
Oxido de aluminio		En bloque	Pardo	Bajo	Buena
Cuentas de vidrio		Esféricas	Claro	Bajo	Buena

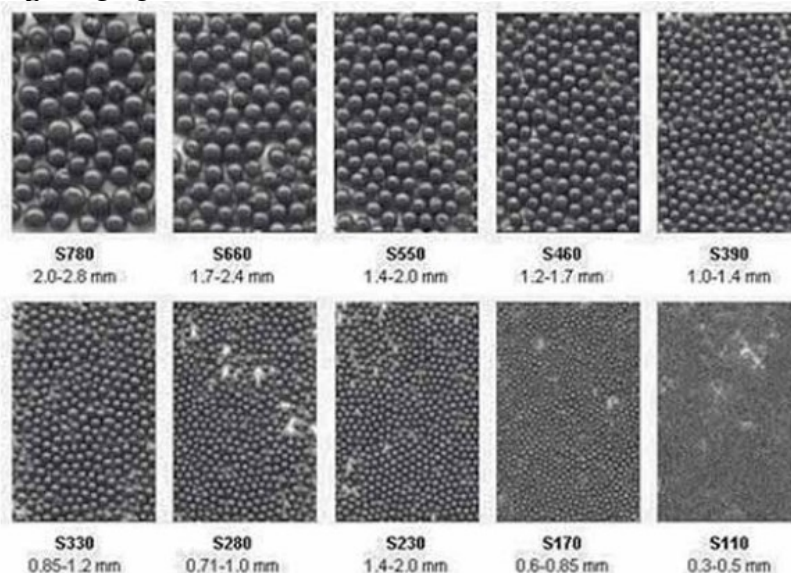
Nota. Tomado de SIKA S.A.S., 2020.

El proceso de limpieza de la superficie con chorro de arena contiene material peligroso debido a los óxidos de plomo de los sistemas de pintura antiguos. Por lo tanto, se requiere un sistema de vacío y cerramiento y las partículas de abrasión deben evitarse en superficies limpias (Cadei et al., 2004). En la Tabla 3-6 se pueden evidenciar los abrasivos no metálicos más usados.

3.5.2.4.2 *Abrasivos Metálicos*

En general, hoy en día se utilizan dos tipos de abrasivos metálicos: granallas y perdigones que son elementos metálicos utilizados como abrasivos en la preparación de superficies. El perdigón tiene una forma esférica mientras que la granalla tiene una forma con aristas los cuales producen un corte mayor para la consecución del perfil de rugosidad.

Figura 3-15. Abrasivos metálicos.



Nota. Tomado de SIKA S.A.S., 2020.

La distribución del tamaño del abrasivo (Figura 3-15) está influenciada por varios factores, tales como:

- ✓ Tipo y calidad del abrasivo
- ✓ Tamaño y forma original del abrasivo
- ✓ Velocidad del abrasivo
- ✓ Dureza y densidad
- ✓ Ángulo de impacto
- ✓ Dureza del elemento a pintar

Los abrasivos metálicos han sido ampliamente utilizados como alternativa para limpieza de superficies metálicas donde se requiere no contaminar el ambiente o atender contra la salud de los aplicadores. Los abrasivos metálicos se encuentran especificados de acuerdo con normas SAE (SIKA S.A.S., 2020).

SAE Shot Number: para perdigones que pasan malla NBC de la número 4 a la número 200.

SAE Grit Number: para granallas que pasan malla NBS de la número 4 a la número 325.

El máximo tamaño permisible del abrasivo dependerá de la rugosidad de la superficie o altura máxima del perfil de rugosidad, el cual a la vez es función del espesor de la pintura que se va a aplicar.

3.5.2.4.3 Requisitos de aire comprimido y consumo de abrasivo

Para tener una idea de la velocidad y el tiempo de la limpieza por chorro, se da un ejemplo a continuación: la máquina de chorro de arena con propiedades de un diámetro de boquilla de 8 mm y descarga de arena a 13,6 kg/min puede limpiar una superficie de 7-13 m² por hora si el grado de la superficie es metal blanco y de 25-37 m² por hora si el grado es metal casi blanco. Asimismo, los requisitos y consumo de abrasivo se enuncian en la Figura 3-16.

Figura 3-16. Requisitos y consumo de abrasivo.

Diámetro de la boquilla ó tobera	Presión en boquilla (psi)							Requisitos de: Aire y potencia del compresor
	50	60	70	80	90	100	125	
No. 2 1/8"	11	13	15	17	18.5	20	25	Aire (cfm)
	67	77	88	101	112	123	152	Abrasivo (lb/hr)
	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	Compresor (hp)
No. 3 3/16"	26	30	33	38	41	45	55	Aire (cfm)
	150	171	196	216	238	264	319	Abrasivo (lb/hr)
	6	7	8	9	10	10	12	Compresor (hp)
No. 4 1/4"	47	54	61	68	74	81	98	Aire (cfm)
	268	312	354	408	448	494	608	Abrasivo (lb/hr)
	11	12	14	16	17	18	22	Compresor (hp)
No. 5 5/16"	77	89	101	113	126	137	168	Aire (cfm)
	468	534	604	672	740	812	982	Abrasivo (lb/hr)
	18	20	23	26	28	31	37	Compresor (hp)
No. 6 3/8"	108	126	143	161	173	196	237	Aire (cfm)
	668	764	864	960	1052	1152	1393	Abrasivo (lb/hr)
	24	28	32	36	39	44	52	Compresor (hp)
No. 7 7/16"	147	170	194	217	240	254	314	Aire (cfm)
	896	1032	1176	1312	1448	1584	1931	Abrasivo (lb/hr)
	33	38	44	49	54	57	69	Compresor (hp)
No. 8 1/2"	195	224	252	280	309	338	409	Aire (cfm)
	1160	1336	1512	1680	1856	2024	2459	Abrasivo (lb/hr)
	44	50	56	63	69	75	90	Compresor (hp)

Nota. Tomado de SIKA S.A.S., 2020.

Los datos suministrados de consumo son referidos a aquellos abrasivos que tienen una densidad de 1600 kg/m³ (100 Lb/ft³).

3.5.2.5 Perfil de Anclaje

La altura máxima del perfil de anclaje (Tabla 3-7) producido en la superficie se mide desde el fondo de las picaduras más profundas (valles) hasta la parte más alta (picos). La máxima altura de perfil producido por un número diferente de abrasivos en operación de limpieza con chorro abrasivo ha sido medida como se indica en la tabla de abrasivo contra altura de perfil.

Tabla 3-7. Perfil de Anclaje para diferentes Abrasivos.

Abrasivo	Máx. Tamaño Partícula	Máx. Altura de perfil (mils)
Arena muy fina	A través de malla 80*	1.5
Arena fina	A través de malla 40	2.8
Arena media	A través de malla 18	3.4
Arena gruesa	A través de malla 12	3.8
Steel grit No. G-80**	A través de malla 40	1.8
Iron grit No. G-50***	A través de malla 30	2.2
Iron grit No. G-40	A través de malla 20	3.4
Iron grit No. G-25	A través de malla 16	4.6
Iron grit No. G-16	A través de malla 12	6.5
Steel shot No. S-170**	A través de malla 20	2.8
Iron shot No. S-230	A través de malla 18	3.0
Iron shot No. S-330	A través de malla 16	3.5
Iron shot No. S-390	A través de malla 14	3.8

Nota. El perfil máximo puede variar con: el ángulo del chorro, la velocidad de la partícula, tamaño de abrasivo, la dureza de la superficie y la calidad de la limpieza por chorro. Tomado de SIKA S.A.S., 2020.

El espesor de la película seca de pintura sobre los picos del perfil deberá ser igual al espesor conocido que se necesita sobre una superficie uniforme para la protección deseada. Si no es posible usar un abrasivo de partículas pequeñas suficiente para producir la altura deseable de perfil, el espesor de película seca de pintura deberá aumentarse para permitir un espesor adecuado en los picos.

3.5.2.6 Recomendaciones Generales

El proceso de limpieza manual se realiza cepillando, martillando, raspando y triturando. Es poco eficiente y aplicable a las pequeñas superficies. Se pueden aplicar otros métodos (por ejemplo, granallado) a superficies más grandes y es más eficiente.

Los métodos de limpieza química y con llama (desgarro con llama) se utilizan menos en comparación con los métodos de limpieza manual y con chorro de arena. El disolvente orgánico se aplica a la pintura o revestimiento más antiguo y luego el revestimiento más antiguo se puede quitar a mano (por ejemplo, con un cuchillo). Otro ejemplo para eliminar la pintura más antigua es el uso de productos de emulsión especiales. Para el óxido ligero, se pueden utilizar numerosos ácidos inorgánicos (por ejemplo: ácido fosfórico). Para el óxido fuertemente fijado, se puede utilizar el ataque químico (fresado químico) por medio de ácidos.

Los sopletes de oxiacetileno se utilizan en operaciones de limpieza con llama. Este proceso incluye el calentamiento de la parte corroída y la eliminación de la parte corroída ablandada. La temperatura de calentamiento está entre 300 y 500 ° C. La velocidad del soplete es de 1-3 m/min y el ángulo de la llama a la superficie es de entre 30° y 40°. Con la limpieza con llama, una superficie de un área de 6 a 18 m² se puede limpiar por hora.

La limpieza con llama puede provocar daños en el elemento estructural a limpiar. Por lo tanto, no se recomienda utilizar este proceso para placas delgadas. En estructuras de acero, los elementos principales suelen ser superiores a 8 mm, en consecuencia, este método de limpieza se considera válido para eliminar la capa de pintura de estas. Por último, cabe destacar que la eliminación de la corrosión y la limpieza de superficies influyen en el comportamiento de la protección anticorrosión. Por lo tanto, los requisitos técnicos deben seguirse y cumplirse estricta y cuidadosamente.

La operación de limpieza por chorro debe hacerse de tal manera que no se produzcan daños en áreas adyacentes al trabajo. El “chorreado” seco no debe darse en superficies que pueden humedecerse después de la limpieza y antes de pintarse o cuando las condiciones ambientales son tales que aparece una visible oxidación antes de pintar. Si se forma herrumbre del chorreado, la superficie debe ser limpiada nuevamente antes de pintar.

En la limpieza con chorro seco la superficie debe ser cepillada (con cepillos de pelo, cerda o fibra), ó soplada con aire comprimido (seco y sin aceite), o limpiadas al vacío, con el propósito de remover las trazas de productos de la superficie, así como remover el abrasivo de cavidades y esquinas.

En la limpieza con chorro húmedo la superficie debe ser limpiada con agua fresca a la cual se le ha agregado una cantidad suficiente de inhibidor para prevenir la herrumbre, o con agua fresca

seguida de un tratamiento de inhibidores. Esta limpieza debe ser complementada con un cepillado, para remover residuos, si es necesario.

El aire comprimido usado en la limpieza con chorro debe estar libre de agua condensada y aceite, debe proveerse un separador y aceite, debe proveerse un separador adecuado o una trampa.

Donde puedan ocurrir contaminaciones químicas de la superficie, el acero debe ser pintado tan pronto como sea posible después de limpieza con chorro.

La humedad se condensa en cualquier superficie que esté más fría que el punto de rocío del aire ambiental. Por consiguiente, no se recomienda usar el chorro seco, cuando la temperatura de la superficie del acero sea menor o igual a 3°C respecto el punto de rocío.

La superficie limpiada con chorro debe ser tratada o imprimada antes de que se oxide, de otra manera, los beneficios de la limpieza por chorro se perderían. El metal desnudo expuesto se oxidará rápidamente bajo condiciones de alta humedad, punto de rocío o atmósfera corrosiva. Bajo condiciones atmosféricas normales y suaves, la mejor práctica es imprimir o tratar químicamente dentro de las 6 horas después de la limpieza. En ninguna circunstancia debe permitirse que el acero se oxide antes de pintarlo, para ello se debe tener cuidado con el tiempo que transcurre entre la limpieza y la aplicación del imprimante.

La superficie una vez limpiada hasta el grado o el punto requerido, no deberá contaminarse con suciedad, polvo, partículas metálicas, aceite, agua o cualquier otro material extraño. Los perfiles no deberán revestirse por lo menos dentro de las 3 horas siguientes de haberse limpiado, ni cuando la temperatura superficial esté por debajo del punto de rocío. El intervalo de tiempo permisible entre la limpieza por chorro y la aplicación del imprimante puede variar mucho (de minutos a horas) dependiendo del tipo de ambiente en tal forma que se garantice que la superficie permanezca libre de corrosión, aceite, etc.

Los chorros aplicados deben efectuarse con suficiente impulso como para lograr el efecto deseado. En todos los casos cualquier irregularidad de las estructuras tales como astillas, salientes, costras, laminaciones, salpicaduras de soldadura, entre otros, en la superficie deberán removerse con esmeril, sin destruir la forma del perfil que constituye el puente.

Para superficies galvanizadas, aluminio, zinc, cobre, etc., se recomienda una limpieza mínima con solvente, según SSPC-SP1, seguida de lijado suave sin deteriorar el material. Es

recomendable la exposición de este tipo de superficies al medio ambiente por unos seis meses antes de pintarlas.

3.5.3 Protección Anticorrosión

La protección anticorrosión es un tema muy amplio y depende de normas, recomendaciones o códigos nacionales e internacionales. En general, hay dos casos diferentes independientemente de las condiciones locales:

- ✓ Renovación periódica de la protección anticorrosiva sin reparación
- ✓ Renovación anticorrosiva con una reparación importante

La evaluación del deterioro se describe en las instrucciones. El acabado generalmente se limpia fácilmente sin dañar el revestimiento y luego se compara la vista del revestimiento con las fotografías de las normas. Se deben examinar diferentes partes del revestimiento en diferentes lugares de la estructura. En algunos países, hay tres grados diferentes de deterioro, a saber:

- ✓ Grado I: en el revestimiento de acabado, se puede detectar pérdida de brillo, tiza y cambios de color.
- ✓ Grado II: igual que el grado I y más intensivo. Se pueden detectar ampollas, descamación y grietas en el revestimiento. Pueden ocurrir puntos únicos de corrosión o centros de corrosión.
- ✓ Grado III — igual que el grado II y más intensivo.

Los sistemas de protección anticorrosión se clasifican en; imprimaciones inhibidoras, imprimaciones de sacrificio o galvánicas e imprimaciones de barrera (Cadei et al., 2004).

Los imprimantes inhibidores previenen la corrosión química y mecánica y crean una protección en el acero contra el efecto de la humedad y el oxígeno. Las imprimaciones se aplican directamente a la superficie limpia.

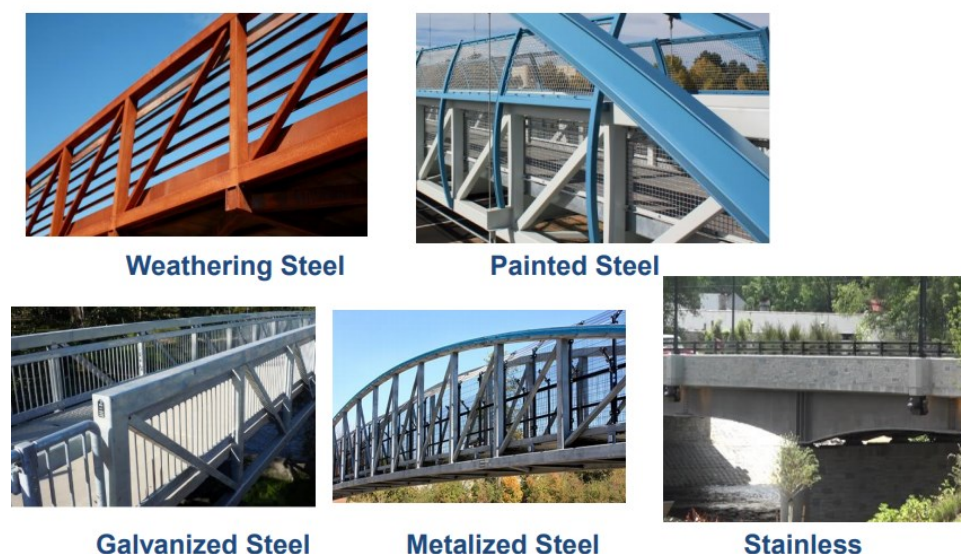
Las imprimaciones de sacrificio o galvánicas protegen el acero electroquímicamente haciendo la superficie electroquímicamente negativa, es decir, anodizada. En este caso, el acero se vuelve catódico y se elimina el riesgo de deterioro. El zinc es el material comúnmente utilizado para crear esta imprimación.

Los imprimantes de barrera mantienen la superficie del acero alejada de la acción del agua, el oxígeno y los materiales iónicos. El sistema contiene algunas capas de los mismos materiales, como los siguientes:

- ✓ Esmaltes de alquitrán de hulla
- ✓ Lacas de vinilo de bajo espesor
- ✓ Uretanos epoxi y alifáticos
- ✓ Epoxis de alquitrán de hulla

Basado en el material, la protección anticorrosión se puede clasificar en dos grupos principales, recubrimientos no metálicos (recubrimientos orgánicos) y recubrimientos metálicos (recubrimientos inorgánicos).

Figura 3-17. Algunos métodos de protección a la corrosión.



Nota. Acero Patinado, Acero Pintado, Acero Galvanizado, Acero Metalizado y Acero Inoxidable. Tomado de Short Span Steel Bridge Alliance Seminar. Steel Bridges from Concept to Delivery por Dr. Michael Barker. Universidad de Wyoming.

3.5.3.1 Pinturas

Algunos materiales que se utilizan como revestimientos no metálicos son pinturas, lacas, asfalto o alquitrán y también resinas epoxi o poliuretánicas. Las lacas y pinturas son el material utilizado más comúnmente e incluyen catalizadores, pigmentos y solventes volátiles. Los epóxidos o vinilos son ejemplos de catalizadores y dan la propiedad de cohesión de la imprimación. El color del recubrimiento proviene del pigmento. El pigmento también es responsable en menor medida de las propiedades de la cobertura. Las propiedades de los

recubrimientos son, por ejemplo: consistencia, durabilidad y resistencia, influenciadas por el pigmento. El disolvente influye en la unión del revestimiento al acero. Algunas pinturas como las conocidas pinturas al óleo no requieren solvente. La protección anticorrosión por epoxi o poliuretano resiste fuertemente a los efectos químicos y mecánicos. En algunos casos, se puede agregar hematita al sistema anticorrosión para brindar una mejor resistencia a la corrosión (Cadei et al., 2004).

La aplicación de la corrosión no metálica debe ser realizada por personal experimentado. Independientemente del material utilizado, la temperatura ambiente debe estar en el intervalo de 5°C y 40°C y la humedad relativa inferior al 90%. La temperatura ambiente óptima está entre 15°C y 25°C. Las condiciones climáticas son un factor importante que influye en el proceso de pintura. No se permite pintar en climas lluviosos y ventosos. La primera capa que se aplica a la superficie de acero es la capa de imprimante y tiene un espesor máximo de 50 µm. La aplicación de la capa de esta capa base debe realizarse no más de 6 horas después de la limpieza de la superficie. El número y el grosor de las capas se pueden encontrar en las normas o recomendaciones nacionales o internacionales (Cadei et al., 2004).

La aplicación del anticorrosivo no metálico se puede realizar mediante tres métodos diferentes, pintura a mano con brocha, pintura en aerosol y pintura en aerosol sin aire. La pintura a mano es un método antiguo y tradicional. Este método es muy simple y no requiere energía. La adherencia de la pintura a las superficies de acero es aproximadamente del 95% y es muy alta en comparación con otros métodos. La desventaja de este método es que no es muy eficiente. Se pueden pintar unos 10 m² de superficie por hora. El espesor de una sola capa de pintura en este método está entre 20 y 40 µm.

La pintura en aerosol comprende un equipo especial; pistola de pintura, compresor y accesorios, por ejemplo, boquillas, mangueras, etc. La distancia entre la superficie de acero y la boca de la pistola, la presión de aire debe determinarse experimentalmente antes de que comience la operación de pintura y se debe permitir cualquier cambio durante la operación de pintura. Por ejemplo, la presión del aire está entre 2 y 5 MPa y la distancia entre 18 y 25 cm. La unión de la pintura a la superficie es menor que la de la pintura a mano, por ejemplo, es de aproximadamente un 65% para grandes áreas de acero y un 20% para los componentes de la armadura. En comparación con la pintura a mano, este método es más eficiente, se pueden pintar de 60 a 70 m² por hora. El espesor de una sola capa de pintura está comprendido entre 10 y 15 µm.

La pintura en aerosol sin aire es más avanzada en comparación con los otros métodos. No se utiliza aire. Una pistola de pintura con boquilla (de pequeño diámetro) bombea la pintura con pigmento fino a la superficie con una presión de 20 MPa. El área pintada es de 200 a 300 m² por hora para grandes superficies de acero. La penetración de las partículas de pintura es muy buena y da una buena calidad casi igual que la pintura a mano. Esta técnica es más económica y proporciona una mejor calidad que la pintura en aerosol.

La pintura deberá ser de un material recomendado por el fabricante del esmalte o revestimiento, para el uso particular que se vaya a utilizar. Deberá aplicarse fría sobre una superficie perfectamente limpia, e inmediatamente después de la operación de limpieza, con una máquina fija o móvil acorde para este trabajo, a menos que en opinión del profesional responsable y, debido a la pequeña cantidad de trabajo de protección, no sea práctico el uso de la máquina.

La pintura deberá aplicarse tal como se recibe del fabricante, a menos que en opinión del profesional responsable deba usarse un adelgazador para acelerar el tiempo de secado, bajo condiciones de construcción de emergencia o bajas temperaturas. Las recomendaciones del fabricante de la pintura, con respecto a los métodos de mezcla y en lo referente a cantidades, deberá cumplirse a cabalidad.

Los filtros de la máquina de pintura deberán cambiarse antes de que muestren un desgaste avanzado, con el fin de evitar fallas en la aplicación de la pintura imprimadora, se debe tomar en cuenta que el equipo utilizado de la pintura debe estar en perfectas condiciones para de esta manera asegurar un recubrimiento apropiado y evitar el chorreo o goteo de la pintura.

El envase de la pintura deberá conservarse cerrado para evitar su contaminación con polvo, agua, evaporación de solvente, entre otros. El imprimador deberá mezclarse bien antes de usarse. Si se encuentra muy espeso deberá desecharse. La operación de pintado no deberá realizarse bajo lluvia o sobre superficie húmeda.

3.5.3.2 Metalizado

Cuando una corriente eléctrica fluye entre ánodos y cátodos en la superficie del metal de corrosión, cuanto más alta sea la corriente más rápido se corroerán las áreas del ánodo. Mediante el uso de recubrimientos, se puede imponer una corriente adicional sobre el metal y así cambiar y controlar su velocidad de corrosión. Se puede aplicar una corriente opuesta para anular la corrosión (protección catódica) ó, en algunos casos se puede ajustar el potencial del

metal de tal manera que el metal se siga corroyendo, pero más lentamente porque es pasivo (protección anódica). Por lo tanto, la protección contra la corrosión hecha de recubrimientos metálicos se puede realizar mediante estos dos métodos diferentes:

- ✓ Recubrimientos catódicos (significa que el metal usado para recubrir tiene un potencial electroquímico más alto que el acero), por ejemplo, cobre (Cu), níquel (Ni), plomo (Pb) y cromo (Cr). Esta protección consiste en la polarización de la pieza metálica hasta un potencial fijo más positivo que el de equilibrio de tal disolución. En estas condiciones, la velocidad de corrosión debería incrementarse notablemente, pero, en ciertos casos (es decir, para ciertos materiales), se observa que esta velocidad es prácticamente cero. La explicación se encuentra en el hecho de que al aumentar el potencial aplicado a la pieza, se forma una capa superficial de óxidos metálicos que pasivan al metal masivo.
- ✓ Recubrimientos anódicos o de sacrificio (significa que el metal usado para recubrir tiene un potencial electroquímico menor que el acero), por ejemplo, zinc (Zn), cadmio (Cd), aluminio (Al). Este mecanismo de protección se basa en el mismo sistema que el empleado en la galvanización, en el que se pone en contacto con el acero un metal con mayor tendencia a la oxidación, de forma que el acero se comporte siempre como cátodo, derivando la oxidación al otro metal que se comportará como ánodo; de ahí que reciba el nombre de «ánodo de sacrificio».

En los puentes de acero se utilizan más revestimientos anódicos que catódicos. Existen diferentes métodos de aplicación de los recubrimientos metálicos, a saber:

- ✓ Electroquímico
- ✓ Químico
- ✓ Difusión
- ✓ Deposición física de vapor
- ✓ Inmersión
- ✓ Metalización

Los métodos mencionados anteriormente se suelen aplicar a los nuevos elementos estructurales que se producen, directamente en la fábrica. En las fases de rehabilitación los nuevos elementos fabricados sustituirán a los antiguos. El proceso de metalización es el método más común y útil para superficies grandes y los otros métodos son para superficies pequeñas.

El proceso de metalización requiere un equipo especial como pintura en aerosol. El equipo contiene una pistola pulverizadora de metal y un compresor. La clasificación de las pistolas se basa en el tipo de fuentes de calor para fundir metales:

- ✓ Pistolas de pulverización de llama (pistolas de gas)
- ✓ Pistolas de arco eléctrico
- ✓ Pistolas de arco de plasma

Las pistolas de pulverización de llama y las pistolas de arco eléctrico son comúnmente utilizadas en la ingeniería de puentes. El espesor o la profundidad del recubrimiento está entre 120 y 250 μm dependiendo de las condiciones ambientales y la durabilidad (por ejemplo, 10, 20 o 50 años) (Cadei et al., 2004).

En general, la metalización puede ser dividida en tres etapas sin tener en cuenta el material utilizado. En la primera etapa se limpia la superficie de acero. El método más utilizado es la limpieza con chorro de arena. Una vez finalizada la limpieza de la superficie, se puede iniciar el proceso de metalización. La última etapa es el enfriamiento del revestimiento. Todos los métodos antes mencionados deben realizarse de acuerdo con las recomendaciones y bajo el control de personal experimentado.

3.5.4 Remplazo de Elementos Estructurales

Un elemento estructural, sus apoyos e incluso el puente completo puede reemplazarse debido a daños cuyo proceso de reparación es demasiado costoso o no es técnicamente factible. La sustitución completa del puente no es objeto de estudio en el presente documento.

La idea principal detrás del proceso de reparación es que un nuevo miembro estructural se elabore en la fábrica y luego se instale o ensamble en el puente existente. En este proceso, puede producirse corrosión galvánica entre el miembro estructural nuevo y antiguo y, por lo tanto, este problema debe considerarse y evitarse. Otro problema es la unión, por ejemplo, si se elige la soldadura, se debe investigar la soldabilidad del miembro estructural existente. Las soldaduras y los pernos de agarre de fricción de alta resistencia se utilizan principalmente para unir el miembro estructural nuevo y antiguo.

El corte del elemento dañado del puente existente provoca la redistribución de las cargas internas, en consecuencia, algunos elementos podrían verse sobreesforzados, asimismo, la

geometría (principalmente, la longitud) de los elementos del puente podría cambiar, por lo que esto debe investigarse y analizarse. En tales casos, si es necesario, se pueden utilizar gatos hidráulicos, cabrestantes, elementos en acero adicionales, entre otros, para soportar temporalmente el puente existente.

El reemplazo de un miembro deteriorado en muchos casos podría resultar más beneficioso que su reparación, ya que el reemplazo requiere menos mano de obra. Además, el tiempo también podría ser un factor decisivo en el caso de puentes con mucho tráfico, y una reparación puede tomar más tiempo que el simple reemplazo del elemento, con la consideración adicional que el elemento prefabricado tiene un mayor control de calidad.

3.5.5 Reparación de Elementos Estructurales

3.5.5.1 Reparación por Costura

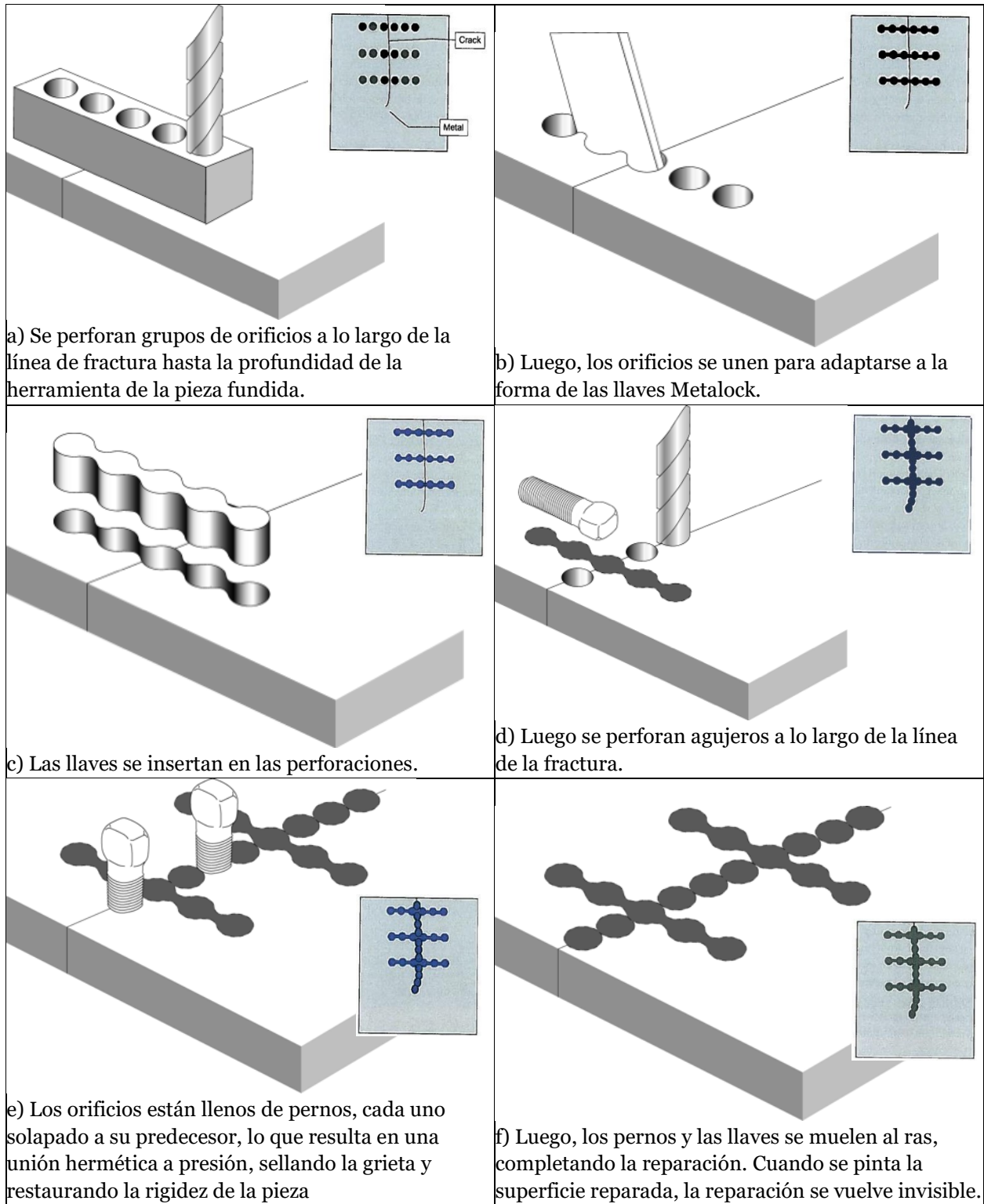
Los metales agrietados o fracturados se pueden reparar mediante el método de costura. El cosido es aplicable a elementos de hierro fundido, aluminio y acero agrietados y rotos (Tilly et al., 2008).

El proceso de costura (Figura 3-18) requiere la perforación de algunos agujeros en el material. Estos agujeros están alineados a lo largo de la grieta y también perpendiculares a la grieta. Al taladrar con plantilla, se abren agujeros en el material. Luego se introducen en los orificios llaves de acero con alto contenido de níquel. Las llaves tienen el mismo coeficiente de expansión que el material anfitrión (generalmente hierro fundido).

La razón para elegir acero con alto contenido de níquel es la capacidad de corte y las propiedades de ductilidad. Cuando se realiza la costura a través de la grieta, se inicia el proceso de enhebrado de los tornillos de espárrago. Estos tornillos de espárrago se superponen entre sí y llenan la grieta. Se debe prestar atención a la estanqueidad de los orificios.

El uso del método de costura para reparar grietas tiene algunos beneficios. Por ejemplo, no se producen tensiones térmicas ni distorsiones en este proceso de reparación.

Figura 3-18. Procedimiento de Costura de Acero.



a) Se perforan grupos de orificios a lo largo de la línea de fractura hasta la profundidad de la herramienta de la pieza fundida.

b) Luego, los orificios se unen para adaptarse a la forma de las llaves Metalock.

c) Las llaves se insertan en las perforaciones.

d) Luego se perforan agujeros a lo largo de la línea de la fractura.

e) Los orificios están llenos de pernos, cada uno solapado a su predecesor, lo que resulta en una unión hermética a presión, sellando la grieta y restaurando la rigidez de la pieza

f) Luego, los pernos y las llaves se muelen al ras, completando la reparación. Cuando se pinta la superficie reparada, la reparación se vuelve invisible.

Nota. Tomado de Scott, 2015. By members of metalock international association - metlock international association, CC BY-SA 4.0, https://www.metalockinternational.org/wp-content/uploads/2020/07/the_metalock_process_-_marine.pdf

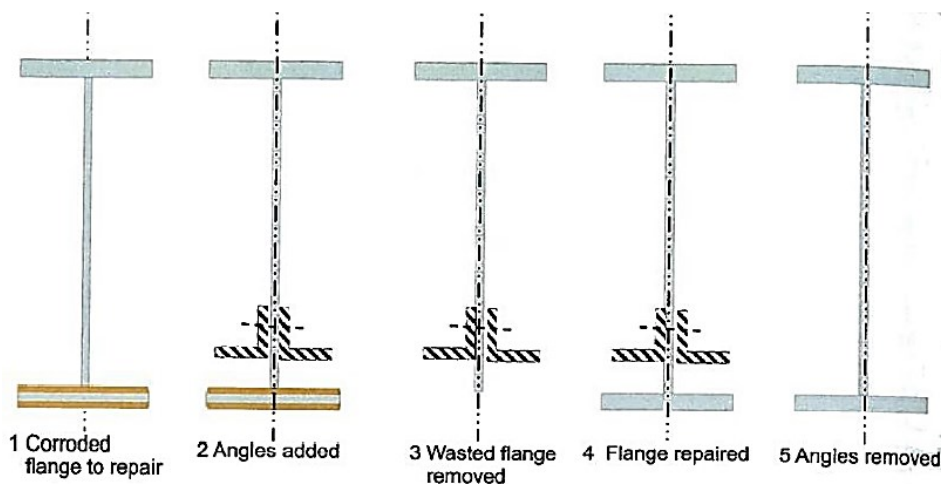
3.5.5.2 Reparación de Elementos Corroídos

Cuando ocurre una corrosión localizada, es posible reparar este material corroído quitando la corrosión y manteniendo el material original y sano o reemplazando el material corroído.

Cuando se opta por un método de reemplazo, se debe prestar atención a las redistribuciones de carga en la estructura en operación. El miembro eliminado puede causar tensión adicional a los elementos vecinos y esto debe tenerse en cuenta en los análisis.

Durante el proceso de reparación, es posible que sea necesario reforzar algunas secciones, por ejemplo, cuando se reemplaza el cordón inferior (Figura 3-19).

Figura 3-19. Reemplazo del patín inferior corroído.



Nota. Tomado de Tilly et al., 2008.

3.5.5.3 Renovación de Uniones Remachadas

Un ejemplo de una conexión remachada deteriorada se puede ver en la Figura 3-20. En este caso, la exposición al agua provocó la formación de corrosión entre las caras de la placa y los ángulos más rígidos.

En consecuencia, el revestimiento o tratamiento protector se rompió y se produjo corrosión en la junta. El producto de corrosión tiene mayor volumen que el metal original y esto provocó una abertura entre las placas. La Figura 3-20 muestra la fractura de los remaches. En este ejemplo, los remaches fueron reemplazados por pernos después de que se eliminaron las corrosiones y otras contaminaciones.

Figura 3-20. Unión Remachada Deteriorada.



Nota. Izquierda) Placas deformadas por esfuerzos inducidos por productos de la corrosión. B) Remache fracturado por la presión de rotura. Tomado de (Tilly et al., 2008)

Cuando se cambian los remaches existentes, se calienta el remache de una sola cabeza y luego el vástago se coloca en el orificio de la estructura desde un lado. La Figura 3-21 muestran cómo se forma la segunda cabeza del remache del otro lado presionando y martillando. Las placas conectadas se juntan por efecto de enfriamiento de los remaches.

Figura 3-21. Calentamiento de remaches, introducción en los orificios y conformado de segunda cabeza.



Nota. Tomado de Euthenics & Vermes, 2007.

Antes de reemplazar los remaches en las conexiones, el ingeniero debe comprender la trayectoria de carga a través y en la conexión. Hoy en día, los remaches viejos no se reemplazan por remaches nuevos debido a la complejidad de la aplicación. Por lo general, los pernos se utilizan para reemplazar los remaches (Tilly et al., 2008). El ruido del martilleo debe considerarse antes de la operación.

El corte con llama y la perforación del remache son otros métodos para quitar las cabezas de los remaches. Los cortes con llama pueden dañar el material original y, por lo tanto, este método debe realizarse bajo el control total de personal experimentado. El método de perforación se considera un método que requiere mucho tiempo.

3.5.5.4 Reparación de Elementos Deformados

Los elementos estructurales en los puentes pueden resultar alterados en su forma desde las fábricas o en el sitio por accidentes que involucran vehículos, entre otras razones. Dependiendo de las limitaciones y los códigos, el miembro estructural deformado puede repararse mediante métodos mecánicos y térmicos (Cadei et al., 2004).

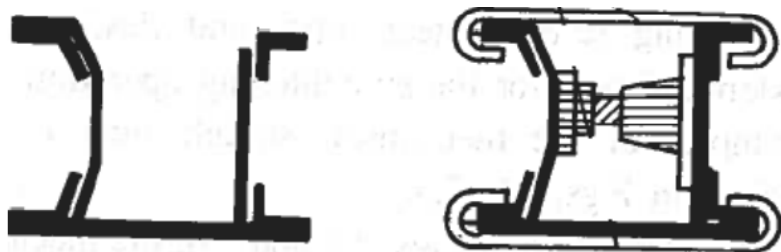
La reparación mecánica es el método de reparación más común y el proceso se lleva a cabo mediante la aplicación de cargas externas al miembro deformado. El miembro deformado se carga en dirección opuesta a la deformación. El uso de este método provoca una reducción del límite elástico en el miembro. Existen requisitos adicionales a los códigos y recomendaciones nacionales e internacionales para el método mecánico:

- ✓ No se permite el enderezamiento mecánico bajo temperatura de -20°C .
- ✓ Las fuerzas externas máximas deben ser continuas alrededor de 15 minutos en el último paso de la operación.
- ✓ No son aceptables las grietas y defectos causados por la reparación mecánica.
- ✓ Primero deben eliminarse las deformaciones por flexión, luego las deformaciones por torsión.

La ubicación, el tamaño de la deformación y el espesor de la placa son decisivos para determinar las herramientas y equipos que se utilizarán en la operación de reparación. Por ejemplo, en caso de pequeñas deformaciones y placas delgadas, es suficiente usar herramientas manuales. Para grandes deformaciones y miembros, se pueden utilizar gatos hidráulicos, cabrestantes, bloques de cadena, sistemas de poleas, tornillos de aparejo, entre otros, para crear una fuerza externa.

La Figura 3-22 muestra como un miembro estructural de un cordón de celosía se endereza mediante un gato hidráulico.

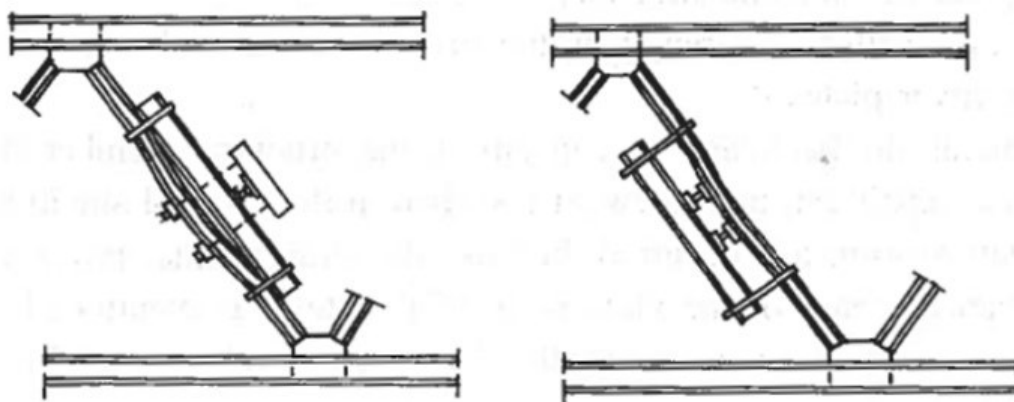
Figura 3-22. Enderezamiento local de un miembro mediante gato hidráulico.



Nota. Tomado de Cadei et al., 2004.

Otro ejemplo de aplicación de gatos hidráulicos para enderezamiento se muestra en la Figura 3-23. En este caso, se endereza un elemento diagonal cóncavo y uno convexo de una celosía de un puente.

Figura 3-23. Enderezamiento de general de un elemento mediante gato hidráulico.

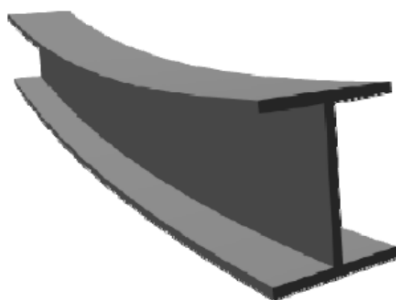


Nota. Izquierda) Diagonal lado cóncavo. Derecha) Diagonal lado convexo. Tomado de (Tilly et al., 2008).

Con el proceso de enderezamiento térmico (calor), se pueden reparar daños como la distorsión y el pandeo en elementos de hierro forjado y acero. Este método se basa en aplicar calor (bajo control) al componente deformado plásticamente. Se repiten el calentamiento y el enfriamiento y la deformación se endereza gradualmente. Existen diferentes clases de daños que tienen diferentes comportamientos y propiedades (U.S. Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2008).

Categoría S: doblado sobre un eje fuerte en secciones armadas o laminadas.

Figura 3-24. Doblado sobre el eje fuerte en secciones armadas o laminadas.



Nota. Tomado de U.S. Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2008.

Categoría W: flexión sobre el eje débil (Figura 3-25).

Figura 3-25. Daños sobre el eje débil.



Nota. Tomado de U.S. Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2008.

Categoría T: los daños por torsión alrededor del eje longitudinal del miembro se incluyen en esta categoría. Se muestran dos ejemplos en la Figura 3-26.

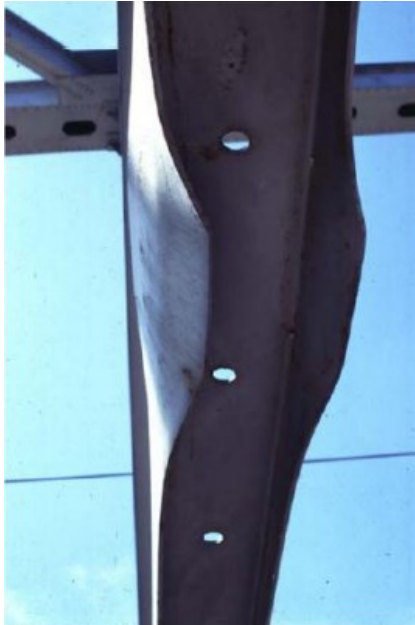
Figura 3-26. Daño por torsión.



Nota. Izquierda) experimento de torsión inducida por un gato hidráulico. Derecha) daño de una viga compuesta impactada por un vehículo que excedía el galibo del puente. Tomado de U.S. Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2008.

Categoría L: esta categoría incluye daños tales como pandeo local del alma y del patín (Figura 3-27), arrugamiento del alma, flexión de placas, etc.

Figura 3-27. Daño por pandeo local del patín.



Nota. Daño por flexión local en el patín sobre arriostramiento en puente sobre Río Misisipi. Tomado de U.S. Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2008.

Para calentar el material deformado se utilizan sopletes de oxiacetileno. Existen diferentes métodos de calentamiento, que incluyen:

- ✓ Calefacción puntual
- ✓ Calefacción en V
- ✓ Calefacción rectangular
- ✓ Calefacción de línea
- ✓ Calefacción de borde

La calefacción puntual es aplicable a áreas pequeñas y redondas del componente estructural. La limitación del diámetro del área se puede encontrar en los códigos nacionales e internacionales. Por ejemplo, en algunos países D es:

$$D = 8g + 10 \text{ mm}$$

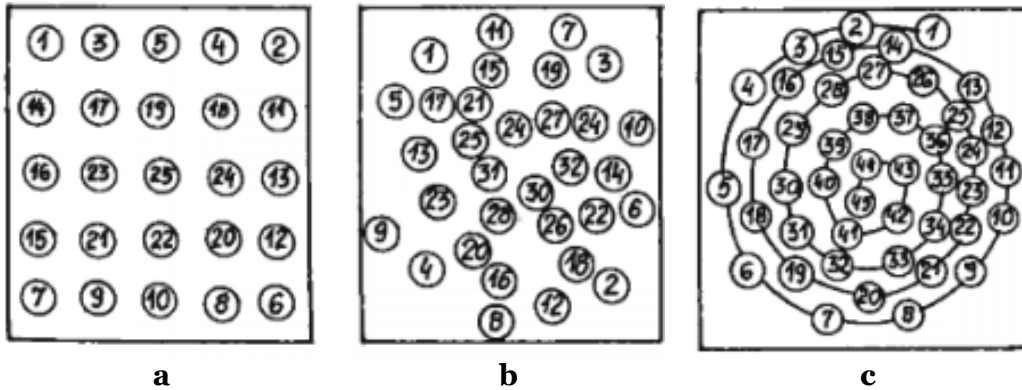
$$D \leq 25 \text{ mm}$$

$$D \leq 4g$$

Donde g es el espesor de la placa deformada y g está en milímetros. La temperatura aplicada en las placas de acero debe estar entre 650 y 723°C. La temperatura no debe superar los 723°C debido a que la austenita comienza a generarse a esta temperatura.

El calentamiento puntual se utiliza principalmente para eliminar deformaciones onduladas y se puede lograr mediante calentamiento en hileras, calentamiento radial o calentamiento en espiral, como se muestra en la

Figura 3-28. Calentamiento puntual aplicado a placas deformadas.

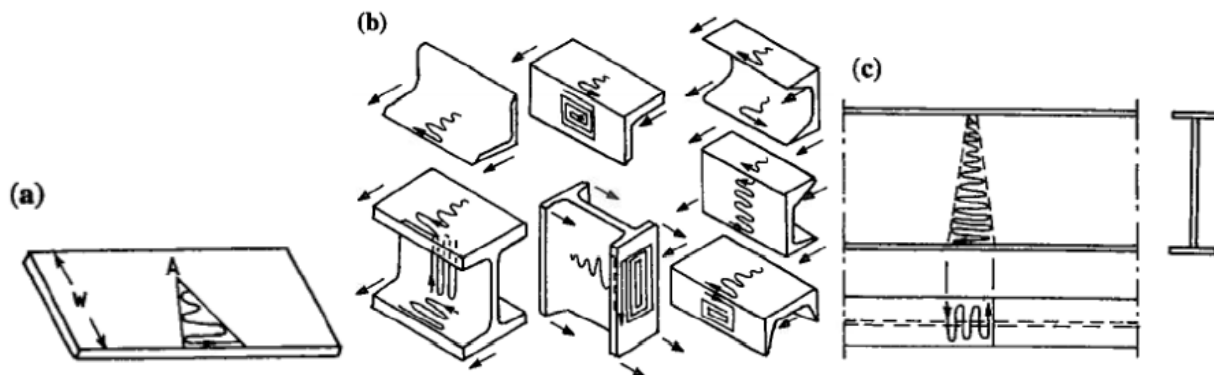


Nota. Los números en los círculos indican la secuencia de la operación de calentamiento. a) Calentamiento en fila. b) Calentamiento radial. c) Calentamiento en espiral. Tomado de Cadei et al., 2004.

Independientemente del método de calentamiento puntual utilizado, existen algunas limitaciones generales. El punto de inicio del calentamiento debe ser a 100 mm desde el borde de la placa, el calentamiento debe iniciarse desde el punto central y ningún lugar debe calentarse dos veces.

El calentamiento en V se utiliza principalmente para enderezar abultamientos o dobleces en los elementos de acero hechos de secciones soldadas o laminadas (categoría de daños S). En la Figura 3-29, se muestran el calentamiento en V y el rectangular.

Figura 3-29. Calentamiento en V y el rectangular.



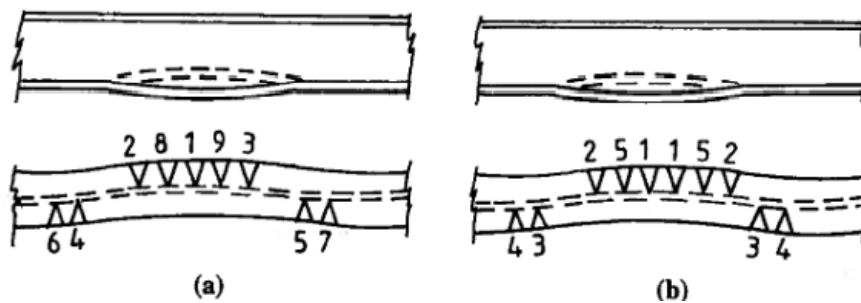
Nota. Tomado de Cadei et al., 2004.

Algunas limitaciones de este método son:

- ✓ El punto de inicio del calentamiento en V es la punta de la V.
- ✓ La dirección y el proceso del calentamiento en V, como se muestra en la Figura 3-29.
- ✓ No hay puntos de inicio ni de parada, lo que significa que la operación debe realizarse continuamente

En la Figura 3-30, el calentamiento en V del ala inferior de una viga de placa se muestra en secuencia.

Figura 3-30. Secuencia de calentamiento en V. a) Por un operador. b) Por dos operadores.



Nota. Tomado de Cadei et al., 2004.

El calentamiento rectangular se usa principalmente para completar el calentamiento en V, el lineal se usa para reparar una placa doblada alrededor del eje débil y también el arrugamiento del alma. Un abultamiento en el alma se puede reparar aplicando el calentamiento en línea recta en el lado convexo de la deformación (U.S. Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2008). La Figura 3-31 muestra el proceso de calentamiento de la línea.

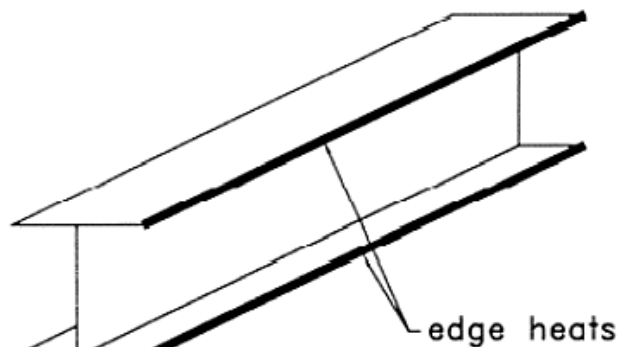
Figura 3-31. Calentamiento en línea en el alma.



Nota. Tomado de U.S. Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2008.

El calentamiento de bordes se aplica principalmente a miembros delgados y de paredes muy delgadas. En este proceso, la longitud total de la viga puede calentarse por los bordes.

Figura 3-32. Calentamiento de los bordes.



Nota. Tomado de U.S. Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2008.

En el enderezamiento térmico no se requieren soportes temporales y no se necesitan cierres completos de carreteras. Sin embargo, debido a las dificultades de este método, se requiere personal con competencia y experiencia.

3.5.6 Repotenciación de Elementos

Cuando se necesita circular un vehículo con carga adicional al valor de diseño original, se debe fortalecer la estructura de un puente. Algunas razones para el fortalecimiento son (Haghani, 2010):

- ✓ Diseño insuficiente,
- ✓ Construcción defectuosa,
- ✓ Nuevos códigos de diseño,
- ✓ Deterioros, por ejemplo, corrosión o fatiga
- ✓ Aumento de la carga y la intensidad de los vehículos,
- ✓ Carriles de tráfico adicionales

3.5.6.1 Reforzamiento por Modificación de Trayectorias de Carga

La idea principal detrás de este método es desviar la carga de una región crítica a otras regiones. Esto podría lograrse mediante la modificación de la rigidez de la estructura, por ejemplo, agregando placas, arriostramientos o elementos adicionales a la estructura.

3.5.6.2 Reforzamiento por Adición de Material

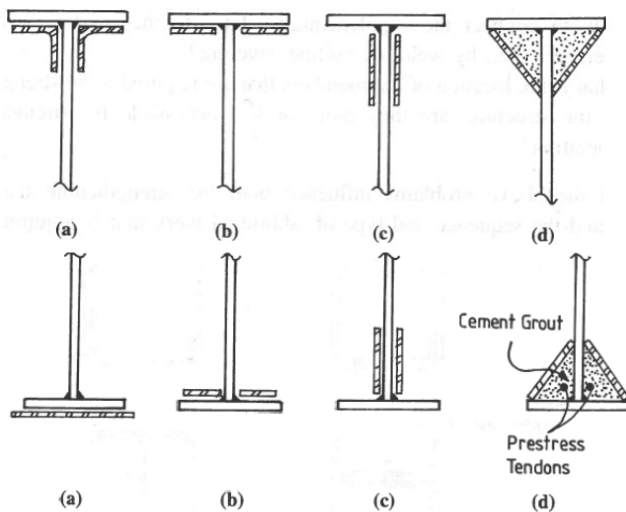
3.5.6.2.1 Generalidades

Este método se basa en agregar placas adicionales al puente existente mediante soldado, pernado o remachado. Agregar placas es común y se puede aplicar a una variedad de miembros de puentes. Durante la fase de análisis, existen algunas cuestiones que deben ser consideradas ya que pueden influir en el proceso de refuerzo:

- ✓ La carga para la cual se desea desarrollar el reforzamiento de la estructura o elemento (por ejemplo: carga muerta y carga viva)
- ✓ Tipo de sollicitación que gobierna en los componentes críticos (compresión, tensión, flexión o torsión).
- ✓ Efecto del refuerzo en la estructura (por ejemplo: el efecto de las cargas internas redistribuidas en la estructura).
- ✓ Tipos de uniones a implementar (soldadura, pernos, remaches).
- ✓ La accesibilidad del componente.

El refuerzo típico del ala inferior de una viga se muestra en la Figura 3-33 (inferior). En (a) y (b) se evidencian unas placas horizontales adosadas al patín inferior, en (c) dos placas verticales adosadas al alma y en (d) dos placas triangulares tipo rigidizador que se agregan al componente para aumentar la capacidad. Un ejemplo de refuerzo del ala superior se ilustra en la Figura 3-33 (superior).

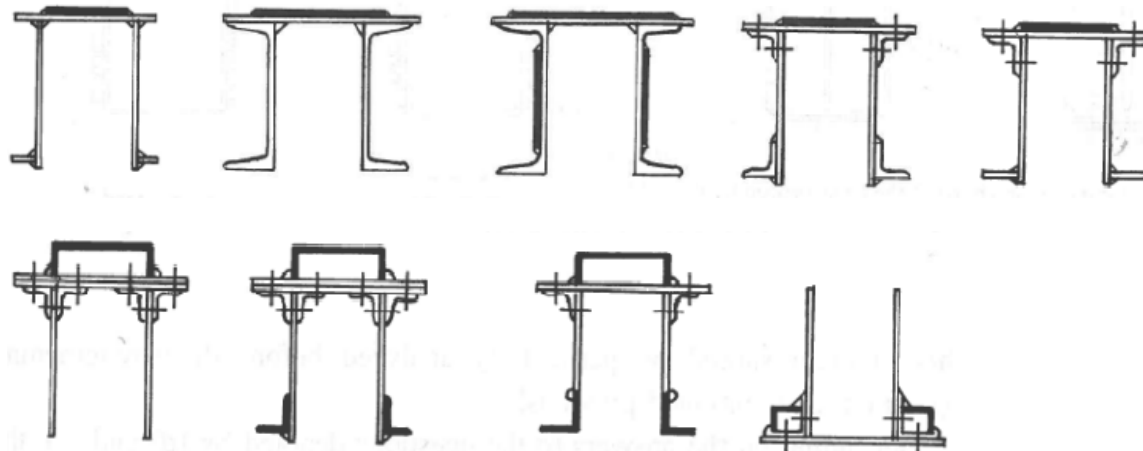
Figura 3-33. Reforzamiento del patín superior e inferior.



Nota. Tomado de Cadei et al., 2004.

La Figura 3-34 muestra cómo se aumenta la sección transversal de un cordón de una cercha soldando material adicional.

Figura 3-34. Reforzamiento de perfiles agregando materiales.



Nota. Tomado de Cadei et al., 2004.

La redistribución de la fuerza interna debe analizarse cuidadosamente. La aplicación de este método puede resultar en la necesidad de agregar miembros adicionales o el reforzamiento de otros miembros. Dos razones que justifican el agregar placas y secciones adicionales a los miembros existentes son: aumentar la resistencia estática y la resistencia a la fatiga (Tilly et al., 2008).

3.5.6.2.2 Mejoramiento de la resistencia estática

Cuando un componente de la estructura es robusto y no hay riesgo de pandeo, el material adicional se puede agregar al miembro para aumentar su resistencia estática. Se debe realizar un análisis con precisión del componente y verificar la incidencia sobre otros elementos.

3.5.6.2.3 Mejoramiento de la resistencia a la fatiga.

Un componente sensible que se carga repetidamente reduce la vida útil de la estructura debido a la de fatiga. La adición del material adicional reduce el rango de tensión en el componente sensible y, por lo tanto, aumenta la vida útil a la fatiga.

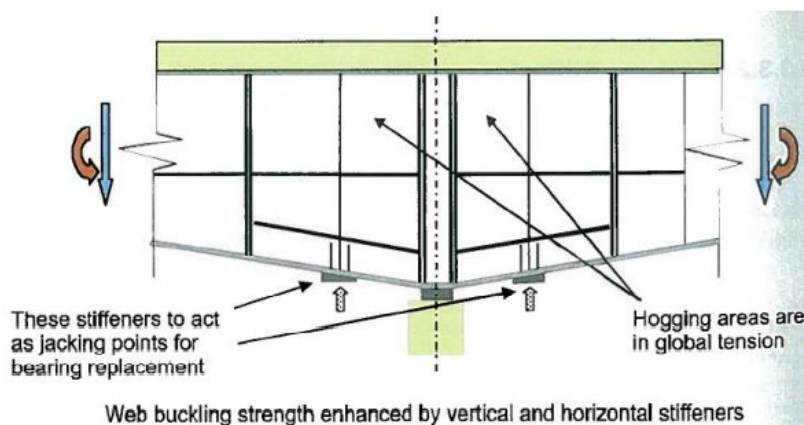
3.5.6.2.4 Rigidización

El pandeo es un problema común para los elementos estructurales de paredes delgadas que están sujetos a compresión. En esta situación, la capacidad de pandeo es decisiva, en comparación con la capacidad a la fluencia. Este problema puede resolverse mediante la adición de refuerzos en las regiones donde la capacidad de pandeo es menor que la capacidad de fluencia. Algunos ejemplos son:

- ✓ Adición de atiesadores a los paneles de alma en vigas de placa o cajón
- ✓ Adición de rigidizadores longitudinales a los paneles de alma entre los atiesadores.
- ✓ Aumentando el espesor del alma o los patines
- ✓ Reducción de la longitud de pandeo efectiva agregando nuevas restricciones o apoyos.

La Figura 3-35 muestra más rigidizadores en la ubicación de la zona de apoyo.

Figura 3-35. Rigidizadores adicionales en zona de apoyo.



Nota. Resistencia al pandeo local del alma mejorado mediante atiesadores y rigidizadores horizontales. Tomado de Tilly et al., 2008.

3.5.6.2.5 Uniones

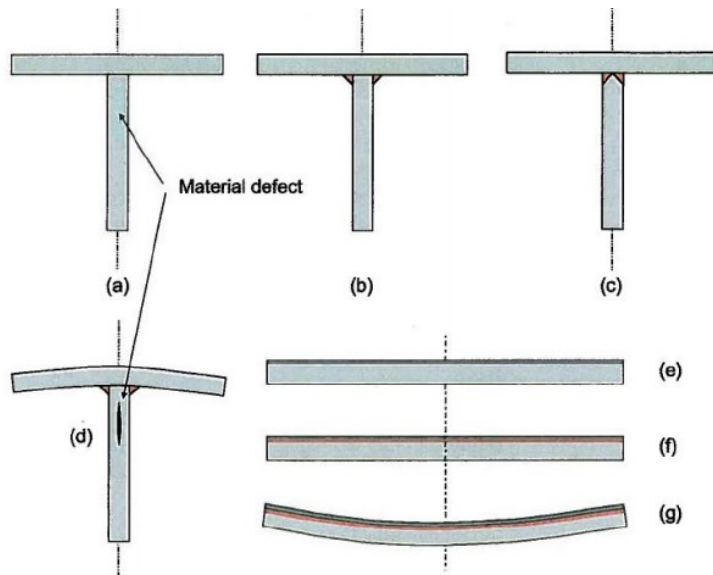
3.5.6.2.5.1 Soldadura.

La soldadura es el método de unión más común y práctico para agregar material adicional a un miembro existente. Para este propósito, en primer lugar, se debe verificar la soldabilidad del componente existente y se debe realizar un cuidadoso diseño de la soldadura, además, se debe prestar atención a los siguientes consideraciones cuando se utiliza (Tilly et al., 2008):

- ✓ Efecto del calentamiento debido al proceso de soldadura en el elemento existente
- ✓ Riesgo de pandeo o distorsión en componentes delgados cerca del lugar del reforzamiento
- ✓ Detalles que pueden generar predisposición a la fatiga
- ✓ Seguridad en el área de trabajo
- ✓ Accesibilidad
- ✓ Protección de la soldadura contra la intemperie
- ✓ Posición de la soldadura: hacia abajo (preferiblemente), vertical (permitido, pero más lento), por encima de la cabeza (debe evitarse si es posible)

Una consideración relevante, en el proceso de soldado, es la contracción de la soldadura, ya que se pueden presentar grietas, distorsión de los elementos vecinos y/o distorsión de toda la estructura (Figura 3-36).

Figura 3-36. Contracción de la Soldadura.



Nota. Tomado de Tilly et al., 2008.

Además de los daños mencionados anteriormente, existe el riesgo de laminación en el material base al que se suelda el material complementario. Ese daño se puede inspeccionar mediante pruebas no destructivas, por ejemplo, pruebas ultrasónicas (Tilly et al., 2008).

3.5.6.2.5.2 Empernadas

Los pernos son piezas compuestas por un vástago roscado en parte de su longitud, para recibir una tuerca, y una cabeza normalmente de forma hexagonal. Los pernos requieren más espacio

en comparación con las soldaduras, pero el trabajo de preparación es más fácil. Las uniones empernadas son en general las más económicas, particularmente si se las compara con las uniones soldadas en campo. Las conexiones empernadas pueden ser de dos tipos, de acuerdo con la manera en la cual se transmite la carga entre las barras: uniones por aplastamiento y uniones por deslizamiento crítico.

De acuerdo con ASTM, los pernos utilizados en juntas estructurales están incluidos en una de las siguientes tres calidades: A307, A325 y A490. En Colombia, estas calidades no son de uso frecuente, se emplean unos pernos clasificados de acuerdo con la norma SAE como Grado 2, Grado 5 y Grado 8, respectivamente; los cuales, si bien tienen una resistencia al corte similar a los ASTM, no poseen las mismas dimensiones de cabeza y tuerca, y por tanto no deben usarse en reemplazo de los ASTM, salvo que la única sollicitación en ellos sea una fuerza cortante, pero no en juntas por deslizamiento crítico, ni cuando haya cargas de pretensionamiento en los pernos, o éstos deban transmitir fuerzas de tensión.

A los pernos SAE Gr 2, los más usados, a veces se les llama pernos comunes, no se aprietan con un torque específico, simplemente se aprieta la tuerca hasta que se sienta una resistencia al giro alta cuando se usa una llave de apriete corriente. Mientras que tanto los SAE Gr 5 y Gr 8, como los A325 y A490, se denominan de alta resistencia, en cierto tipo de uniones se aprietan, induciendo en éstos una carga de tensión alta, que es en general igual al 70% de la carga de falla.

3.5.6.2.5.3 Uniones por Aplastamiento

Las uniones por aplastamiento, conocidas también como uniones a cortante, son aquellas en las que los pernos no se aprietan con torque especificado; por lo tanto, aunque se puede presentar cierta fricción entre los elementos unidos, ésta se desprecia, suponiendo que las superficies en contacto de los miembros pueden deslizarse una con respecto a la otra. Al producirse ese desplazamiento, las caras de los pernos y las de las perforaciones entran en contacto, generándose entre ellas un fenómeno de aplastamiento, y a su vez, unas fuerzas cortantes en la sección transversal de los pernos.

Al diseñar uniones empernadas por aplastamiento, se deben revisar los siguientes estados límites:

- ✓ Tensión en el elemento conectado
- ✓ Cortante en los pernos

- ✓ Aplastamiento
- ✓ Desgarramiento
- ✓ Tensión y cortante
- ✓ Bloque de cortante

La NSR-10 F.2.1.5.3 permite el uso de pernos utilizados en juntas estructurales de las siguientes tres calidades: A307, A325, A490. Los pernos A307, no se consideran de alta resistencia y son normalmente utilizados en conexiones poco solicitadas. Por otro lado, los más comúnmente utilizados en construcción son A325; mientras que los pernos A490 se utilizan en conexiones con solicitaciones más altas, con una resistencia a tensión de 1040 a 1210 MPa.

Tabla 3-8. Resistencia nominal para pernos y piezas roscadas, MPa.

Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(a)
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b) (c)}
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$

Nota. (a) Para conexiones de extremo que tengan un patrón de perforaciones con una longitud mayor que 965 mm, F_{nv} se reducirá a un 93.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de perforaciones es la máxima distancia paralela a la línea de la fuerza medida sobre la línea de centros de los pernos.

(b) Para pernos A307, los valores tabulados se reducirán en un 1 por ciento por cada 1.6 mm por encima de los 5 diámetros de longitud en el agarre.

(c) Se aceptan roscas en los planos de corte.

Tomado de "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10", de Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010, p. F-119, Bogotá, Colombia: Ministerio de Vivienda, Ambiente y Desarrollo Territorial.

Por su parte, el CCP-14 en su numeral 6.4.3 indica que los pernos usados como sujetadores estructurales deben cumplir con las siguientes especificaciones:

- Especificación Estándar para Pernos y Espigos de Acero al Carbono, con Resistencia a la Tensión de 420 MPa, ASTM A307 Grado A o B. La norma para pernos ASTM A307 cubre tres grados de sujetadores, A, B, y C. Bajo esta especificación se pueden utilizar pernos Grado A y Grado B, según sea adecuado. Los pernos ASTM A307 Grado A son pernos de anclaje sin cabeza a usarse en anclajes estructurales.
- Especificación Estándar para Pernos Estructurales de Acero, Tratados Térmicamente,

con 830/725 MPa de Resistencia Mínima a la Tensión, con una resistencia mínima requerida a la tensión de 830 MPa para diámetros de 12.7 mm a 25.4 mm y de 725 MPa para diámetros de 28.6 mm a 38.1 mm, AASHTO M 164 (ASTM A325).

- Especificación Estándar para Pernos Estructurales de Acero Tratados Térmicamente, con 1035 MPa de Resistencia Mínima a la tracción, AASHTO M 253 (ASTM A490). Los pernos AASHTO M 253 (ASTM A490) no deben ser galvanizados.

Las especificaciones A325 y A490 tienen dos requisitos químicos diferentes para los pernos:

Tipo 1: son de acero al carbono-manganeso con adiciones de silicio y eventualmente boro. Por tanto, son adecuados para su uso con revestimientos pintados y galvanizados, y deben utilizarse con aceros distintos de los aceros intemperizables. Los pernos Tipo 1 conformes con la norma AASHTO M 164 (ASTM A325) pueden ser galvanizados por inmersión en caliente de acuerdo con la norma AASHTO M 232M /M 232 (ASTM A153/A153M), Clase C, o galvanizados mecánicamente de acuerdo con AASHTO M 298 (ASTM B695), Clase 50, cuando así lo apruebe el Ingeniero. Los pernos galvanizados deberán ser sometidos a ensayos adicionales después del galvanizado, según lo requerido por AASHTO M 164 (ASTM A325).

Tipo 3: Tienen requisitos adicionales para que el cobre, el níquel y el cromo sean compatibles con la química de los grados de acero resistente a la intemperie. Por tanto, son adecuados en aplicaciones sin pintar donde tanto los pernos como el metal base desarrollan una pátina protectora compatible con el óxido en servicio, es decir, con los aceros intemperizables. Pueden usarse pernos tipo 3 conformes con la norma AASHTO M 164 (ASTM A325) o con la norma AASHTO M 253 (ASTM A490).

Las arandelas, tuercas y pernos de cualquier conjunto deberán ser galvanizados por el mismo proceso. Las tuercas deben tener una rosca profunda, lo mínimo necesario para permitir el ensamble, y se deberán lubricar con un lubricante que contenga un colorante visible. El propósito del colorante es permitir una comprobación visual del uso del lubricante en la instalación en campo.

Los pernos de anclaje se ajustarán a una de las siguientes normas:

- ASTM A307 Grado C
- ASTM F1554 (no existe una norma AASHTO correspondiente a la ASTM F1554).

3.5.6.2.5.4 Uniones por Deslizamiento Crítico

Al contrario de las uniones por aplastamiento, cuando se utilizan pernos de alta resistencia apretados con el torque especificado, se genera una fuerza normal al plano de los elementos conectados, la que permite que se desarrolle fricción entre las superficies de esos elementos. Esta fricción facilita la transmisión de las cargas entre los elementos (Valencia, 2018).

Cuando el diseño de este tipo de uniones se hace considerando que las cargas de servicio serán transmitidas por la fricción sin que haya deslizamiento, para cargas mayores se acepta que se presente deslizamiento, por lo cual los pernos entran a trabajar a aplastamiento y a cortante. Para establecer la carga que puede transmitir una unión de este tipo se multiplica la carga de pretensionamiento que se aplica al perno, la que debe ser igual al 70% de su carga de falla, por el coeficiente de rozamiento, que es función de la rugosidad del material. En el documento *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, del Research Council on Structural Connections, se especifican valores de este coeficiente para diferentes casos. Para el caso más frecuente, superficie clase A, el coeficiente es 0.33 (Valencia, 2018).

Tabla 3-9. Mínima Tensión de Instalación de los Pernos, kilonewtons*.

Tamaño del perno mm (pulgadas)	AASHTO M164 (ASTM A325)	AASHTO M253 (ASTM 490)
15.9 (5/8")	84	107
19.1 (3/4")	125	156
22.2 (7/8")	173	218
25.4 (1")	227	285
28.6 (1 1/8")	249	356
31.8 (1 1/4")	316	454
34.9 (1 3/8")	378	538
38.1 (1 1/2")	458	658

Nota. *Igual a 0.70 veces la resistencia mínima a tensión de los pernos, redondeada al kN más cercano, como se establece en las especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con roscas UNC. Tomado de la Tabla 6.13.2.8-1. Del "Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14", por Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014, p. 6-236, Bogotá, Colombia: Instituto Nacional de Vías.

La tensión en los pernos se induce mediante el apriete de las tuercas y para garantizar esta tensión hay varios métodos aceptados. La precarga de los pernos de deslizamiento crítico crea una acción de sujeción en la junta y mejora el comportamiento de la conexión bajo cargas fluctuantes, por ejemplo, vibraciones. Los pernos generalmente se instalan en los orificios con un diámetro mayor que el perno. Esto significa que existe riesgo de deslizamiento entre las placas de la conexión. El efecto de sujeción de los pernos de fricción evita el deslizamiento. Por tanto, para trabajos de refuerzo se consideran los pernos precargados y las uniones por deslizamiento crítico.

3.5.6.3 Reforzamiento y Reparación usando Polímeros Reforzados con Fibra

El refuerzo de la estructura o componente se puede realizar con polímeros reforzados con fibra, FRP. Los compuestos de FRP constan de tres componentes principales:

- ✓ Fibras de alta resistencia (carbono, aramida o vidrio)
- ✓ Matriz polimérica
- ✓ Aditivos

La unión de FRP podría usarse para aumentar:

- ✓ Capacidad de tracción axial
- ✓ Capacidad de flexión
- ✓ Capacidad de cizallamiento
- ✓ Vida de fatiga
- ✓ Rigidez

Las técnicas convencionales de refuerzo y reparación generalmente implican agregar placas adicionales a las partes y secciones débiles de la estructura por medio de empernado, soldadura o remachado. Estos métodos suelen ser laboriosos y costosos. La ampliación de la sección transversal da como resultado una carga muerta adicional en la estructura y afecta la capacidad de servicio de la estructura. Durante la operación de refuerzo, generalmente se requiere control de tráfico o cierre. Las placas suplementarias deben elevarse mediante un cabrestante o una grúa. Las conexiones atornilladas o remachadas requieren taladrar los componentes existentes y los orificios dan como resultado una reducción de la sección transversal y un aumento de las tensiones.

Algunas de las ventajas del compuesto FRP son su alta relación resistencia/peso, alto módulo elástico, resistencia a la corrosión, resistencia a la fatiga y buena durabilidad. El compuesto de FRP es más atractivo cuando el acceso a la sección crítica es difícil. El tiempo de aplicación del compuesto FRP es menor que el de las técnicas de reparación convencionales. Sin embargo, existen algunas limitaciones con respecto a la aplicación de este método, que incluyen:

- ✓ Códigos de diseño insuficientes para juntas adhesivas
- ✓ Dependencia de las habilidades de mano de obra
- ✓ Falta de conocimiento sobre el desempeño a largo plazo

Las fibras de carbono están disponibles en tres tipos, de alta resistencia (HS), de alto módulo (HM) y de módulo ultra alto (UHM). Las fibras de carbono tienen baja expansión térmica pero alta conductividad eléctrica.

Las fibras de aramida, también conocidas tienen una gran deformación en el momento de la falla y una alta resistencia. Las fibras de vidrio tienen la menor resistencia, pero son considerablemente más baratas que otras fibras.

Figura 3-37. Procedimiento de Reforzamiento FRP.



Nota.

Se recomienda preparar y limpiar la superficie previamente con chorro de arena.

- a) Aplicación del imprimante, para mejorar el enlace químico entre el adhesivo y la superficie metálica.
- b) Preparación de láminas, algunas láminas traen un recubrimiento que se debe retirar, otras deben limpiarse con un solvente adecuado (ejemplo: acetona).
- c) Preparar el adhesivo y aplicarlo en la superficie de la lámina, después de que se haya curado la capa de imprimante.
- d) Aplicar adhesivo epóxico en la superficie metálica.
- e) Ubicar la lámina de FRP cuidadosamente en la estructura.
- f) Lámina de FRP instalada.

Tomado de Haghani, 2010.

Algunas ventajas de la técnica adhesiva para el FRP en comparación con los otros métodos de unión (pernos, soldadura y remachado) son:

- ✓ Buena resistencia a la fatiga
- ✓ Alta rigidez
- ✓ Fácil aplicación
- ✓ Menos tiempo y costos
- ✓ Aplicación en materiales diferentes

3.5.7 Limpieza de drenajes de tableros

Los desagües deben estar abiertos y libres para asegurar que el tablero evacue el agua apropiadamente y esta no se estanque. El estancamiento de agua en el tablero aumenta la carga muerta en el puente y presenta un riesgo a los conductores debido a la falta de adherencia, generando hidropneumático. El drenaje apropiado también ayuda a impedir que el agua gotee a través del tablero o las juntas del tablero, causando el deterioro de otros componentes de la superestructura.

3.5.8 Elementos de Control de Tráfico

Es importante que los elementos de control de tráfico (altura de seguridad, cargas máximas, señales de tránsito, líneas de señalización, entre otras) sean mantenidos en intervalos regulares para controlar el tráfico a través del puente. Esta es una cuestión de seguridad más que estructural (aunque también disminuye el riesgo de accidentes o sobrecargas), sin embargo, constituye un componente importante para tener un programa completo de rehabilitación.

3.5.9 Apoyos y Rodillos

Todos los pasadores, pedestales de oscilación y rodillos tienen que estar libres de suciedad y corrosión, ser lubricados cuando sea necesario y mantenidos en buenas condiciones.

Dependiendo del tipo de apoyo (fijo o de expansión) estos deben permitir a la superestructura sufrir los movimientos necesarios sin desarrollar sobreesfuerzos dañinos. Un apoyo bloqueado que es incapaz de dar movimiento permite a los esfuerzos generados volverse excesivos y puede incluso causar un fallo mayor en algún elemento afectado.

3.5.10 Retiro de Escombros

3.5.10.1 Superestructura

Cualquier escombros dejado sobre la superestructura debido al tráfico debe ser removido por razones de seguridad y para prevenir el deterioro en áreas en donde los escombros puedan atrapar humedad sobre la superestructura.

3.5.10.2 Subestructura

La subestructura es susceptible a escombros que producen desviación de sus componentes. Esto puede causar el daño prematuro de esos componentes y colocar cargas laterales excesivas sobre toda la estructura. Por ello se debe retirar con maquinaria.

3.5.10.3 Sistemas de Juntas de los Puentes

Las juntas son diseñadas para permitir los movimientos transversales, rotacionales y traslacionales de la superestructura debido a las cargas vivas y a las expansiones térmicas. Este sistema también debe prevenir el goteo de agua sobre los componentes inferiores del tablero del puente. Los dos tipos comunes de juntas son abiertas y cerradas.

- a) Juntas abiertas. Las juntas abiertas permiten los movimientos longitudinales de la superestructura. La junta no es impermeable y debe permitir cruzar al tráfico fácilmente.
- b) Juntas dentadas. Estas unen las puntas metálicas añadidas a las placas de acero permitiendo los movimientos longitudinales del tablero, pero restringiendo los movimientos transversales.

4 CASO DE ESTUDIO: PUENTE COLGANTE CON ESTRUCTURA DE ACERO

Se desarrolla el estudio de caso de un puente colgante construido entre 1955 y 1958, que presenta visiblemente algunos deterioros acumulados a falta de mantenimiento de la superestructura metálica, como fisuras, oxidación, corrosión, entre otros; con el objetivo de realizar un análisis y diagnóstico estructural, que permita conocer el estado y capacidad de carga actual del puente y así verificar la viabilidad del puente para soportar la circulación de un vehículo tipo 3S3, y en el caso de no satisfacer este requerimiento, diseñar una reparación pertinente, viable y económica que permita recuperar o aumentar la capacidad de carga lo suficiente para circular el vehículo en mención, todo esto, enmarcado en una serie de sugerencias, recomendaciones y limitaciones para su correcto desempeño estructural.

Se evidencia que el puente ya se vio sometido a una serie de intervenciones con el fin de permitir el tránsito de vehículos tipo tractomula, se desconoce la fecha de esta modificación estructural, sin embargo, esto se demuestra por varios rastros de intervenciones con soldadura (por ejemplo, en vigas travesaño y cordón superior) que no corresponden con el método originalmente implementado para efectuar uniones en el puente, que fue pernos y remaches.

El presente documento contempla los temas que se relacionan a continuación:

Levantamiento estructural e inspección visual, que incluye la determinación de afectaciones importantes en la estructura como: elementos con un estado avanzado de corrosión, elementos fisurados, objetos causando interferencias con la estructura, entre otros.

Estudio geofísico, levantamiento batimétrico y evaluación del sitio de paso del río con miras a detectar de manera somera, afectaciones en la subestructura, principalmente, socavación.

Estudio de materiales de la estructura, que incluye: composición química y ensayo de resistencia a la tensión; para este último, se detalla la ubicación, dimensiones y geometría de la muestra a extraer para la elaboración de las probetas; junto con un análisis de las sollicitaciones a las que está sometido el elemento y un procedimiento esquemático para su extracción y reemplazo por un perfil nuevo de similares características.

Análisis preliminar del comportamiento estructural, donde se presenta el avalúo de cargas, y se desarrolla y presenta el modelo matemático tridimensional del puente sujeto a cargas móviles del vehículo H 20-44 y 3S3, y se da una noción inicial de los elementos estructurales que deben considerarse en la reparación al estar sometidos a sollicitaciones altas o excesivas.

Análisis dinámico estructural, cuyo propósito es presentar los resultados del análisis espectral multimodal siguiendo la norma actual CCP-14, revisar el desempeño del puente frente a estas sollicitaciones, determinar el cumplimiento de la anterior normativa y evaluar la viabilidad de una reparación, con el fin de obtener el desempeño sísmico requerido.

Diseño de la reparación estructural, que incluye, las reparaciones urgentes e inmediatas de elementos estructurales, así como, la reparación para recuperación o aumento de capacidad de carga; en estas se comprenden las especificaciones, cronograma, presupuesto, cantidades de obra y procedimientos recomendados.

Diseño de la prueba de carga, que contempla el protocolo para la ejecución de la prueba, considerando varias hipótesis o estados de carga, con el objetivo de corroborar deflexiones en puntos considerados importantes de la estructura del puente.

Registro de deflexiones, en el cual se detalla los puntos de control y procedimiento de toma de deflexiones.

4.1 Generalidades

El caso de estudio es un puente colgante, que se caracteriza por soportar la estructura mediante cables de acero en forma de arco, el mecanismo de fijación entre los cables y la estructura se da por medio de tirantes o pendolones.

4.1.1 Resumen de Antecedentes

El puente fue construido entre 1955 y 1958 por el Ministerio de Obras Públicas durante el gobierno Militar del General Gustavo Rojas Pinilla e inaugurado el 25 de mayo de 1959, por el primer gobierno del Frente Nacional.

Debido a que el puente presentó visiblemente algunos deterioros en la superestructura metálica, como oxidación, corrosión, entre otros; el objetivo es realizar un análisis y diagnóstico estructural, que permita conocer el estado y capacidad de carga actual del puente; para así verificar la viabilidad del puente para soportar la circulación de un vehículo tipo 3S3, y en el caso de no satisfacer este requerimiento, diseñar una reparación pertinente, viable y económica que permita recuperar o aumentar la capacidad de carga lo suficiente para circular el vehículo en

mención, todo esto, enmarcado en una serie de sugerencias, recomendaciones y limitaciones para su correcto desempeño estructural.

En la actualidad, debido al estado que presenta el puente se vienen realizando controles con el fin de restringir el paso de vehículos que superen las 30 toneladas y limitar la velocidad de flujo a 20 km/h para el resto de los vehículos que usen el puente. Además, de algunas inspecciones visuales preliminares se han detectado algunas afectaciones que podrían desencadenar una falla masiva de la estructura colgante, que de ocurrir provocaría graves impactos a la comunidad aledaña, e incluso dejaría inhabilitada la vía que comunica la población.

Por tanto, esta investigación y los resultados descritos en el documento favorecerán a toda la población de la zona. Además, por esta vía se movilizan también productos e insumos de la industria ganadera, pesquera, agrícola y petrolera; lo que hace de esta vía un eje vial importante.

4.1.2 *Objetivos del Estudio de Caso*

4.1.2.1 *Objetivo General*

Desarrollar un diagnóstico estructural soportado por estudios en campo y en laboratorio, donde se suministre la información necesaria para elaborar un modelo estructural que facilite la evaluación de alternativas de intervención encaminadas a recuperar en gran medida el estado inicial del puente, e incluso aumentar su capacidad de carga.

4.1.2.2 *Objetivos Específicos*

- ✓ Establecer la geometría de la superestructura del puente con base en la información recopilada en campo de topografía detallada y fotogrametría digital.
- ✓ Detectar afectaciones críticas sobre la estructura del puente con base en la revisión detallada realizada en campo y presentar el procedimiento para reparaciones urgentes, presentando información y esquemas acerca de las características de los perfiles nuevos a instalar, su procedimiento de extracción e instalación y soldadura recomendada a implementar.

- ✓ Determinar las propiedades mecánicas y características de soldabilidad a partir de los resultados de ensayos de resistencia a la tensión y composición química.
- ✓ Realizar una modelización matemática estructural para el puente, con base en la información recopilada de ensayos y mediciones en campo, con el fin de determinar el comportamiento estructural.
- ✓ Determinar con base en un modelo matemático estructural, el comportamiento dinámico estructural del puente.
- ✓ Examinar y analizar los elementos que, al estar sometidos a solicitaciones altas o excesivas, pueden considerarse sobreesforzados en la superestructura del puente colgante.
- ✓ Verificar por medio de simulaciones y análisis estructural el comportamiento del puente con la restricción actual de 30 toneladas para carga vehicular.
- ✓ Diseñar la reparación estructural del puente con el objetivo de recuperar la capacidad de carga que permita la circulación del vehículo 3S3.
- ✓ Diseñar la prueba de carga y su protocolo, de tal manera, que esta represente máximo 75% de la resistencia de los perfiles.

4.1.3 Alcance Del Estudio

El análisis estructural preliminar del puente colgante se realiza con base en la información recopilada en campo; y consistió en: levantamiento topográfico detallado, registro fotográfico de la estructura, fotogrametría digital de la superestructura y del sitio por medio de dron, y medición en campo de perfiles típicos de la estructura metálica; además de evaluar el desempeño estructural frente a las cargas móviles con los vehículos H 20-44 y 3S3.

Se identifican y localizan algunas afectaciones del puente que se detectaron durante la inspección detallada de la estructura y se destacan dentro de estas, las más críticas, indispensables para poder llevar a cabo la prueba de carga, por tanto, de urgente reparación. Resaltando que, debido a el extenso período sucedido desde el levantamiento detallado, la totalidad de los elementos en estado crítico se deben actualizar y corroborar.

El procedimiento para la reparación de los perfiles afectados, detectados en la visita de levantamiento, y la extracción de la probeta de la viga celosía del puente, concibe: la localización de los elementos a ser retirados, el procedimiento de sujeción de la cercha por medio de un dispositivo que sirva de tirante para suplir la ausencia de estos, especificaciones de corte de los perfiles seleccionados e indicaciones para la instalación de los elementos nuevos por medio de soldado; para tal fin se presenta la especificación del procedimiento de soldadura, WPS, así como las dimensiones y especificaciones de los elementos nuevos a ser instalados.

Para la evaluación estructural es importante aclarar que: primero, debido a la antigüedad de la estructura (alrededor de 60 años) y a que no se cuenta con su memoria de cálculo y diseño estructural, no es posible aseverar su normativa de diseño, se asume a partir de la información recopilada en campo (Figura 4-1), que el puente se diseñó con la carga vehicular H20-44 de la normativa estadounidense AASHTO (Standard Specifications for Highway Bridges) y el tablero tiene el ancho suficiente para considerar dos carriles de carga. Segundo, el objetivo del presente estudio no es llevar el puente a cumplir normatividad actual, ya que los parámetros normativos, como la carga vehicular, presentan diferencias significativas. Sin embargo, se evaluará el desempeño del puente según la norma actual CCP-14 (Norma Colombiana de Diseño de Puentes).

Con base en el anterior argumento, el objetivo de la reparación no es cumplir con la normativa CCP-14, el diseño de la reparación está condicionado por la antigüedad de la estructura, por lo cual, se plantea una reparación que sea viable dentro del aspecto técnico y económico, satisfaciendo la necesidad de aumentar la capacidad de carga dentro de límites razonables y que permitan, de manera holgada, la circulación de una carga vehicular establecida.

El diseño de la prueba de carga considera la revisión estructural del puente en algunos puntos considerados importantes para el control de deflexiones, permite contrastar el comportamiento estructural real con el del modelo matemático estructural, con miras a calibrar (de ser necesario) el modelo. Por tal motivo, la prueba no debe comprometer la seguridad estructural, asegurando el comportamiento elástico de la estructura, para tal efecto, las cargas vivas consideradas en el diseño de la prueba no deben exceder el 75% de la resistencia en todo elemento estructural.

La toma de deflexiones contempla el procedimiento detallado propuesto para el control topográfico y registro de deflexiones durante la prueba de carga. No es objeto del presente estudio la interpretación y procesamiento de resultados de deflexiones de la prueba de carga

final, debido a que la fecha de presentación del presente informe no se ha programado el desarrollo de la prueba de carga.

Los resultados del presente informe se obtienen con base en las propiedades mecánicas del acero que resultaron de ensayar probetas extraídas de una zona puntual localizada en el cordón superior de la viga celosía del puente, hacia el lado de suroriente. Por tanto, se asume el mismo material para el acero de los perfiles de cerchas, torres y arriostramientos.

4.2 Inventario del Puente

4.2.1 Descripción Preliminar Del Puente

El puente colgante se construyó entre 1955 y 1958 por el Ministerio de Obras Públicas durante el gobierno Militar del General Gustavo Rojas Pinilla y se inauguró el 25 de mayo de 1959 por el primer gobierno del Frente Nacional.

Figura 4-1. Placa Inaugural del Puente.



Nota. Autoría propia.

Se trata de un puente que según su configuración estructural se puede clasificar como colgante con vigas en celosía, según su material de construcción en estructura metálica, según su número de luces como un puente de tres luces, según su uso como principalmente vehicular con dos carriles de 3.05 m cada uno y dos bordillos para tránsito peatonal de 0.45 m cada uno, según su continuidad como de tipo continuo en la primera torre (lado noroeste) y discontinuo (o articulado) en la segunda, según su disposición de los pendolones como de tirantes verticales,

según su condición de soporte como de anclaje externo, y según el comportamiento de sus torres principales como de tipo flexible.

Los puentes colgantes o suspendidos son una buena solución estructural para salvar grandes distancias, y en el caso de estudio, tiene dos luces principales de 104.1 m para el primer tramo colgante (lado noroeste), 207.9 m para el tramo colgante central y una luz adicional 18 m para el tramo de acceso (lado suroriente), para una longitud total de 330 m. Por lo que no se trata de una estructura simétrica al presentar una catenaria completa en su tramo central y una semi-catenaria del lado noroeste.

Tabla 4-1. Descripción general del puente.

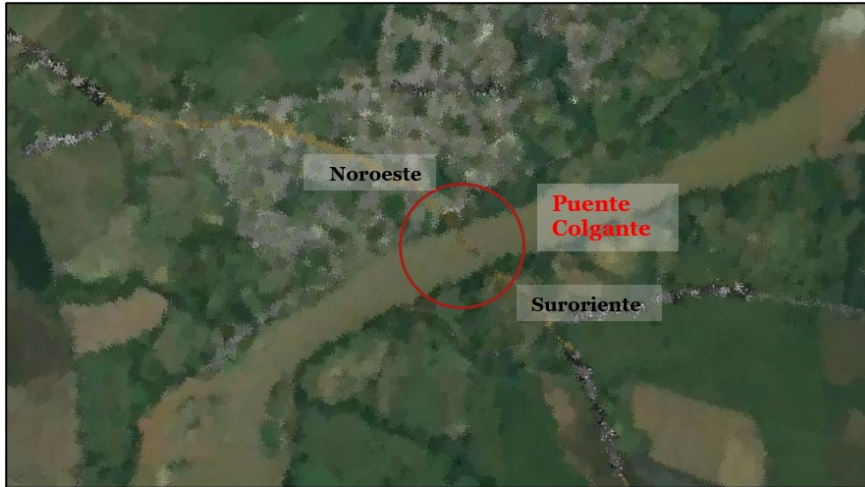
Nombre del Puente:	Puente Colgante Estudio
Localización:	Colombia
Uso Principal:	Puente Vehicular
Tipo de Puente:	Puente Colgante
Tipo de Vigas:	Vigas en Celosía
Paso:	Superior
Numero Luces:	3
Luz Ejes:	Tramo Colgante 1: 104.1 m Tramo Colgante 2: 207.9 m Aproche: 18.0 m
Luz total:	330 m
Altura Torre:	36.7 m
Galibo:	12.05 m
Vigas Principales:	2
Separación Vigas:	7.38 m
Separación Travesaños:	3.3 m
Ancho Tablero:	7 m
Ancho Calzada:	6.1 m
Carriles:	2
Anclaje:	Dos Anclajes Externos
Bordillos:	2 de 0.45 m c/u
Barrera Tráfico:	No
Tipo Tablero:	Concreto Reforzado
Superestructura:	Acero Estructural
Infraestructura:	Concreto Reforzado
Cimentación:	Sin información
Concreto Tablero:	21 MPa (asumido)
Acero Cercha:	St 37.11/St 37.12 (Ver Perfiles
Acero Torres:	Estructurales y Placas)
Sobrecarga:	H20-44

Nota. Autoría propia.

4.2.1.1 Localización

El puente pertenece a la Red Nacional de Carreteras, y se encuentra ubicado en Colombia; atravesando un río.

Figura 4-2. Localización del puente.

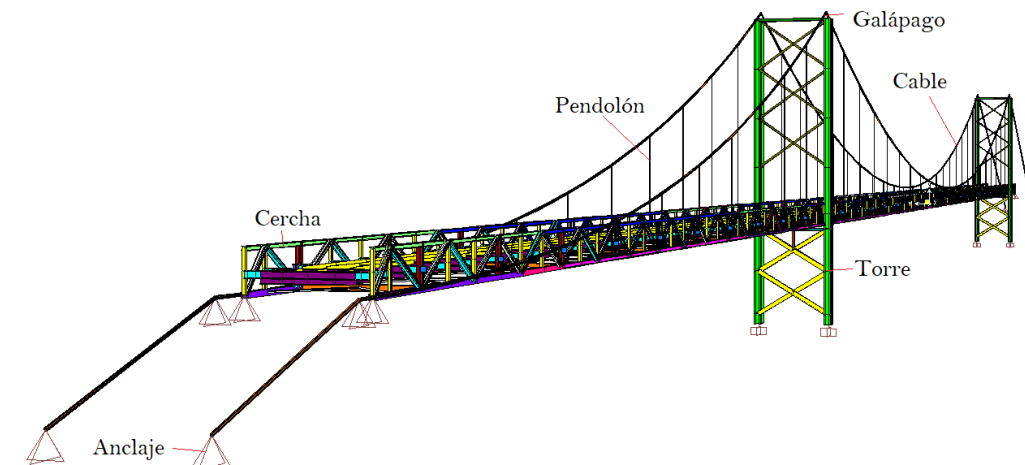


Nota. Imagen distorsionada a propósito. Tomado de Google Maps.

4.2.1.2 Componentes Principales

El puente se compone dos (2) torres de 36.7 m de altura, dos (2) galápagos o silletas, cincuenta y seis (56) pendolones, dos (2) vigas en celosía o cerchas de 330 m cada una, dos (2) cables de 409 m cada uno, dos (2) sistemas de anclaje y el tablero de concreto de 330 m de largo con 7 m de ancho.

Figura 4-3. Principales Componentes del Puente Colgante.



Nota. Autoría propia.

4.2.1.2.1 Torres

El puente tiene dos torres de 36.70 m de altura, éstas son estructuras verticales intermedias que reciben, a través de los galápagos, los cables, y que reciben la mayor parte del peso de la estructura y lo transfieren a la cimentación del puente. Por tanto, para la estabilidad general de las torres se requieren estructuras de cimentación y suelo adecuados. Se puede decir que la torre, su cimentación y el anclaje son el corazón de estos puentes y constituyen los ítems más costosos dentro de todo el sistema. Las torres se diseñan para resistir fuerzas laterales de flexión que transmiten los galápagos fijos en su parte superior.

4.2.1.2.2 Galápagos o Silletas

Son dispositivos (Figura 4-4) que se ubican en la parte superior de las torres y sobre los cuales se montan los cables, el objetivo es permitir leves deslizamientos horizontales del cable para no restringir totalmente su movimiento, simulando un apoyo tipo rodillo o de primer orden.

Figura 4-4. Galápago en Puente.



Nota. Torre Lado surorientado. Autoría propia.

4.2.1.2.3 Cables

Se encuentran tendidos en paralelo y unidos por los anclajes de los pendolones en un grupo de 7 cables hacia cada costado del puente (Figura 4-5); cada cable con un diámetro de 67 mm ($2\frac{5}{8}$ "") y aproximadamente 407 m de longitud. Estos son el principal sostén del puente, se despliegan a lo largo del puente sobre las torres (en los galápagos o silletas que permiten leves deslizamientos) formando una catenaria para finalmente anclarlos a macizos de concreto.

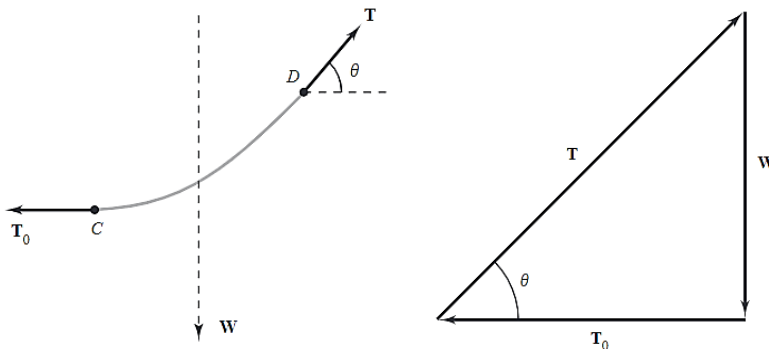
Figura 4-5. Configuración de los cables de acero.



Nota. Tomado de Google Maps.

En cuanto a la aplicación de los cables, esta se clasifica como estática, debido a que los cables permanecen cargados constantemente, fijos en ambos extremos y no pasan por dispositivos como poleas o tambores. Los cables de aplicaciones estáticas se ven sometidos principalmente a esfuerzos de tracción, pero también están sometidos a esfuerzos de flexión y esfuerzos de contacto, fenómeno que ha dificultado hasta la fecha calcular la vida útil del cable, y los cuales inducen desgaste y deformaciones en la superficie de los alambres

Figura 4-6. Fuerzas en los cables.



Nota. Tomado de "Diseño de una Fatigadora de Cables de Acero a Flexión sobre Poleas", de Prado, P., 2016, p.3, Santiago de Chile, Chile. Universidad de Chile.

Las fuerzas que actúan en el cable principal se muestran en la Figura 4-6, en el centro del cable, punto C, la fuerza de tensión, T_0 , es horizontal. Mientras que T es la tensión en el punto D cuya dirección esta dada por una línea tangente a ese mismo punto. La carga uniformemente distribuida soportada por la sección CD del cable se representa por W .

4.2.1.2.4 Pendolones

Los cincuenta y seis (56) pendolones de longitud variable y diámetro de 63 mm tienen la función principal de transferir las cargas de la estructura vial hacia el cable principal, se sujetan de los extremos de las vigas travesaño las cuales a su vez se conectan y rigidizan por medio de cerchas

para poder soportar principalmente el peso del tablero y la carga viva que circula sobre este, y transferir las fuerzas generadas hacia los cables.

4.2.1.2.5 Anclajes

Para compensar las fuerzas horizontales generadas por el cable en las torres y evitar grandes esfuerzos de flexión, se disponen anclajes externos que consisten en un bloque de concreto macizo, que ancla los cables en cada extremo del puente como se muestra en la Figura 4-7.

Figura 4-7. Anclajes Externos Lado surorientado.



Nota. Autoría propia.

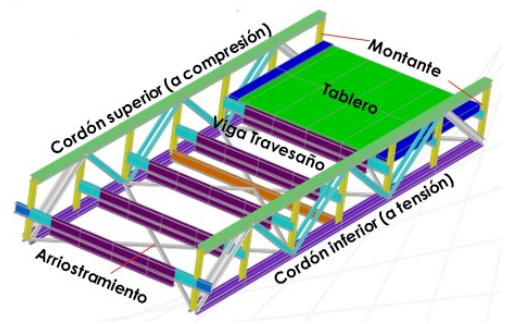
4.2.1.2.6 Viga de Rigidez

Para disminuir las fuerzas de torsión que puedan presentarse a la altura del tablero, se rigidiza el puente colgante utilizando las vigas de rigidez (también llamadas vigas en celosía o cerchas) con un arriostrado horizontal. Su función es igualar las deflexiones debidas a las cargas vivas, cargas de viento o cargas sísmicas, transferirlas a sus componentes estructurales en forma de tensión y compresión, para finalmente distribuirlas a más pendolones.

Las vigas de rigidez están compuestas por elementos rectos y esbeltos: montantes, diagonales y cordones, unidos entre sí en sus extremos por medio de conexiones tipo articulación; en conjunto con un sistema de refuerzo transversal: las vigas travesaño, sirven de plataforma para el tablero de concreto.

El ensamblaje es tal que en el interior de la cercha se pueden identificar figuras estructuralmente estables como los triángulos, las cerchas están unidas por un sistema de arriostrado en su cordón inferior que permite una mayor rigidez del sistema estructural y una reducción de los efectos torsionales debidos a la carga de viento.

Figura 4-8. Cercha del Puente.



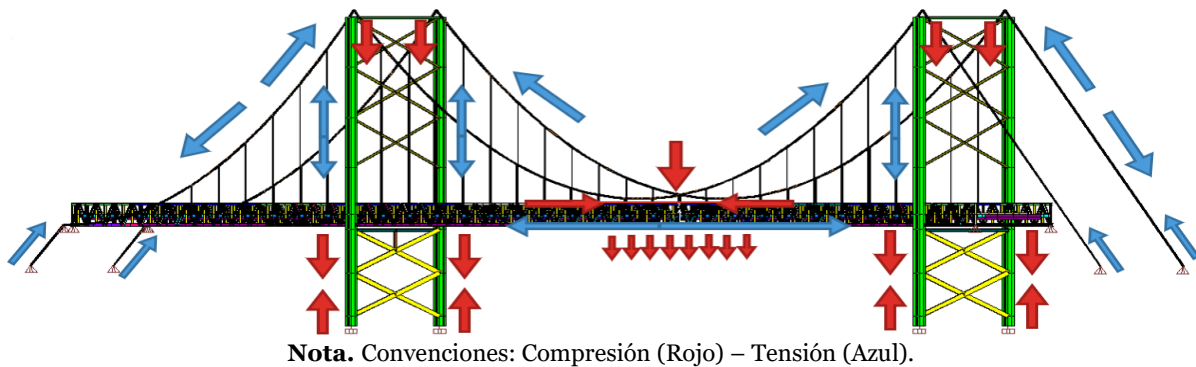
Nota. Autoría propia.

La falla más común en vigas en cercha se presenta por las conexiones en los nudos. Si las conexiones trabajan adecuadamente, entonces la falla se puede presentar por rotura de los elementos a tracción y pandeo en los elementos a compresión.

4.2.1.3 Comportamiento Teórico Estructural del Puente Colgante

La carga muerta y la viva debida al tráfico de vehículos y peatones, generan fuerzas puntuales y distribuidas sobre el tablero de concreto, el cual las transfiere inicialmente a las vigas travesaño, repartidas a lo largo del puente, en forma de momentos y cortantes. Éstas a su vez transfieren las solicitaciones a las vigas en celosía, que contrarrestan la deflexión del tablero transformando el momento interno generado por la flexión, en un par de fuerzas principalmente de compresión en el cordón superior y tensión en el inferior (a mayor distancia entre los dos cordones, menores serán los esfuerzos axiales en ellos); distribuyendo el cortante en diagonales y montantes, que debido al tipo de unión en sus extremos, sólo trabajan con fuerzas axiales de tensión y compresión, dependiendo de su inclinación.

Figura 4-9. Fuerzas en el Puente Colgante.



Todo este ensamble de elementos, se apoyan simplemente sobre las torres y se suspenden de los pendolones, elementos que trabajan a tensión y transfieren las cargas hacia los cables; éstas cargas, a su vez, producen tensión en el cable, es decir, la fuerza que intenta estirarlos o alargarlos. Donde el cable se encuentra con las torres, se dispone un galápago, que le permite un leve desplazamiento horizontal y transferir fuerzas a la torre. En términos simples, las dos fuerzas de tensión del cable principal tiran horizontalmente una contra otra, mientras que al mismo tiempo empujan hacia abajo la torre generando fuerzas axiales de compresión, es decir, fuerzas que tienden a acortar o comprimir la torre y que se transmiten a la cimentación; así mismo, los galápagos generan cierta restricción por la fricción con el cable, por lo que la tensión del cable genera momentos, fuerzas que tienden a doblar o flexionar la torre y que se contrarrestan en gran parte anclando los cables por sus extremos a una estructura de concreto (muerto de anclaje) lo suficientemente rígida y resistente para soportar las cargas de tensión ejercidas por los cables, de manera que se restrinja el movimiento horizontal.

4.2.2 Materiales

A continuación, se relacionan los resultados de los estudios de algunos materiales empleados para realizar la modelización y análisis estructural del puente colgante, precisando, que algunas propiedades de varios elementos estructurales se asumirán, dada la dificultad y riesgo de ensayar ciertos elementos como pendolones y cables; y debido a que algunos no son objeto del estudio o no influyen representativamente en el comportamiento estructural, como es el caso del concreto de la cimentación y el tablero.

4.2.2.1 Acero

Teniendo en cuenta que la estructura data de hace más de 60 años, es preciso clasificar el acero estructural, como antiguo. Estos aceros se fabricaron bajo técnicas que a la fecha se han actualizado o descartado y avalados por normas antiguas, consideradas hoy en día obsoletas, pues a medida que pasa el tiempo los estándares de calidad son más estrictos para obtener menor dispersión en las propiedades y más certeza del comportamiento de las estructuras.

La mayoría del acero estructural, desde la antigüedad, se clasifica según sus propiedades mecánicas; siendo las resistencias a la fluencia y a la tensión los criterios más importantes, que fueron y siguen siendo la base de los requisitos en las normas de diseño de estructuras en acero. Por tal razón, debido a que para el proyecto no se tienen memorias de cálculo, se recurre a dos aproximaciones para conocer las propiedades mecánicas. Primero, a partir de una revisión bibliográfica de los estándares del acero durante la época de construcción. Y segundo, la realización de algunos ensayos permitirá corroborar algunas propiedades (resistencia y composición química), reafirmando la clasificación normativa del acero. Sin embargo, se resalta, que no hay garantía de que algunos elementos de acero producidos hayan cumplido los requisitos mínimos, especialmente si estamos tratando con aceros que se remontan a los inicios del proceso de estandarización, cuando las normativas todavía eran muy incipientes.

Para el presente estudio, se analizarán principalmente dos normativas, las del Instituto Alemán de Normalización (DIN) y las de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM), teniendo en cuenta, respectivamente, que se infiere que el acero es de procedencia alemana y que Colombia se rige por la normativa ASTM internacional o AASTHO para la clasificación del acero. Por tal motivo, para efectos de análisis y revisión estructural, se relacionará el acero ASTM más afín al especificado por la normativa DIN.

DIN (Instituto Alemán de Normalización). Las normas DIN más antiguas sobre el acero aparecieron durante los años 20, las numerosas clases de acero que se empleaban se ordenaron en dos grupos principales: acero para herramientas y acero para construcciones. En la Tabla 4-2, se presenta un breve resumen de publicaciones DIN relacionadas con especificaciones técnicas del acero estructural de la época con sus respectivas normas predecesoras, resaltando con sombreado amarillo las más afines al proyecto.

Tabla 4-2. Breve sumario normativo para acero estructural en Alemania.

Norma	Estado	Título de la Norma	Normas Anteriores
DIN 1621: 1924-09	Retirada	Acero dulce laminado, láminas de hierro. Normas de calidad.	
DIN 1622: 1933-12	Retirada	Acero dulce, chapa de acero de 3 a 4.75 mm (chapa intermedia). Condiciones de entrega. Materiales.	
DIN 1661: 1929-06	Retirada	(1929-06) Acero dulce, forjado o laminado, sin alear. Uso y templado de acero, materiales.	DIN 1924-09
DIN 1662: 1930-06	Retirada	Acero al cromo-níquel y níquel para piezas mecánicas con altas solicitaciones.	DIN 1662: 1928-07
DIN 1663: 1939-12	Retirada	Acero al cromo, acero al cromo-molibdeno.	DIN 1663: 1936-05
DIN 1606: 1935-01	Retirada	Acero dulce forjado o laminado. Explicaciones a DIN 1611 y 1661.	
DIN 1611: 1935-12	Retirada	Acero dulce - forjado o laminado, sin alear. Acero para construcción mecánica e ingeniería.	DIN 1611: 1924-09 DIN 1611: 1928-01 DIN 1611: 1929-04 DIN 1611: 1930-08
DIN 1612: 1943x-03	Retirada	Acero dulce, acero laminado, acero en barra, acero plano ancho.	DIN 1612: 1924-09 DIN 1612: 1932-01
DIN 1613-1: 1943x-09	Retirada	Acero dulce laminado – Tornillos de hierro – Remache de hierro.	DIN 1613: 1924-09 DIN 1613: 1929-08
DIN 1667: 1943-11	Retirada	Aceros templados y revenidos.	
DIN 1681: 1985-06	Retirada	Acero fundido para fines generales; Condiciones de entrega técnica	DIN 1681: 1967-06 DIN 1681: 1942-03
DIN 17006: 1949-10	Retirada	Hierro y acero. Términos sistemáticos.	
DIN 17100: 1980-01	Retirada	Aceros para fines estructurales generales, especificaciones de calidad.	DIN 17100: 1966-09 DIN 17100: 1957-10 DIN 1606: 1935-01 DIN 1611: 1935-12 DIN 1612: 1943-03 DIN 1620: 1924-09 DIN 1621: 1924-09 DIN 1622: 1933-12
DIN EN 10025: 1994- 03	Retirada	Productos laminados en caliente de aceros estructurales no aleados; condiciones técnicas de entrega.	DIN EN 10025: 1991-01 DIN EN 17100: 1980-01
DIN EN 10025-1: 2005-02	Válida	Aceros para productos laminados en caliente – Parte 1: Condiciones técnicas generales de entrega.	DIN EN 10025: 1994-03 DIN EN 10025: 1991-01 DIN EN 10113-1: 1993-04 DIN EN 10137-1: 1995-11 DIN 17100:1980-01
DIN EN 10025-2: 2019-10	Válida	Aceros para productos laminados en caliente – Parte 2: Condiciones técnicas de entrega de aceros estructurales no aleados.	DIN EN 10025-2: 2005-04 DIN EN 10025: 1994-03 DIN 17100 DIN 1622 DIN 1621 DIN 1620 DIN 1612 DIN 1611

Nota. Adaptado de “Calendario del Concreto”, de Bergmeister K., 2015, Berlín, Alemania: Editorial Ernst & Sohn.

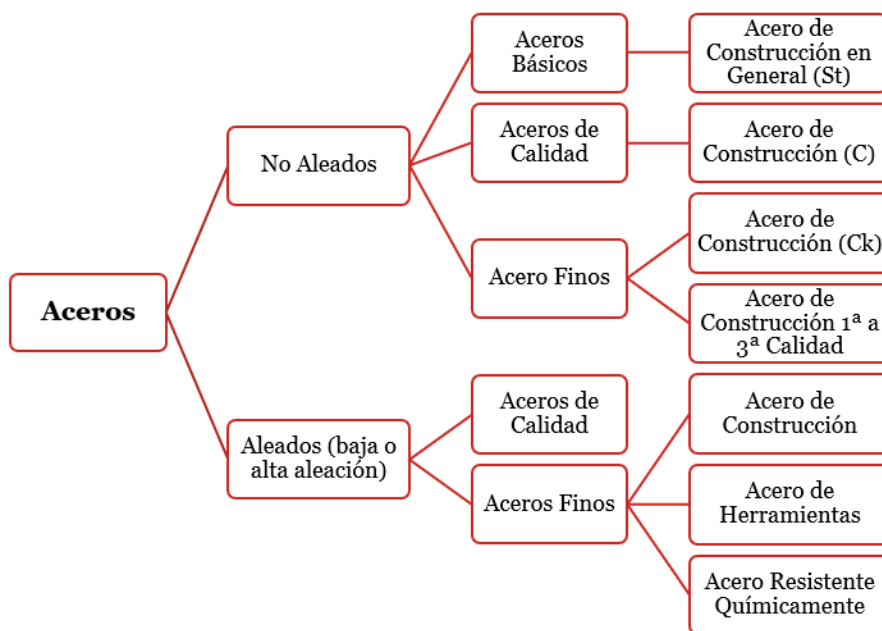
Las primeras normativas DIN (Tabla 4-3) designaban en un primer plano la resistencia a la tensión garantizada por el fabricante, como es el caso del acero St 37.11, asignando St para acero de construcción, 37 para la resistencia mínima a la tensión en kg/mm² y 11 para el estándar asociado, DIN 1611: “Acero dulce, forjado o laminado, sin alear, acero de ingeniería”. En caso de especificar la misma resistencia, pero moldeado en forma de barra o acero plano (para entonces regulados en DIN 1612) se designaba como St 37.12. De manera similar, aplicaba esta secuencia de designación para el acero con otros fines regulados por otras las normativas de la época.

Tabla 4-3. Hierro y acero. Descripción general de algunos estándares.

DIN	Designación (Uso)	Nombre especificación
1611	Acero de ingeniería	St 00.11, St 34.11, St 37.11, St 42.11, St 50.11, St 60.11, St 70.11
1612	Forma de acero: barra de acero, acero plano ancho	St 00.12, St 34.12, St 37.12, St 42.12, St 44.12
1613	Tornillo de hierro, Remache de hierro	St 34.13, St 38.13

Nota. Adaptado y traducido de “Metallkunde: Eigenschaften, Grundzüge der Form- und Zustandsgebung”, de Borchers, H., 1952, p.48, Berlín, Alemania: Editorial Walter de Gruyter GmbH & Co.

Figura 4-10. Subdivisión de los aceros.



Nota. Basado en “Tecnología de los metales para profesiones técnico-mecánicas”, de Appold, H., Reinhard, A., Schmidt, P., 1984, p.68, Barcelona, España: Editorial Reverté.

Con la normativa, DIN 17006, “Hierro y acero - Términos sistemáticos” a partir de 1949, se trazó la distinción entre aceros no aleados y aceros aleados (de baja aleación y de alta aleación) de acuerdo con la Figura 4-10. Los aceros no aleados con un contenido de 0.06 a 1.5% de carbono,

así como pequeñas mezclas de manganeso, silicio, fósforo y azufre. Los aceros de baja aleación con una cantidad parecida de carbono y hasta un 5% de metales de aleación tales como cromo, níquel, tungsteno, cobalto, manganeso, molibdeno, vanadio y aluminio. En los aceros de alta aleación el contenido de carbono varía entre 0.03 y 2.2% y los metales aleados pueden variar entre el 5 y el 45%. Al aumentar el contenido en carbono, aumentan también la resistencia a la tracción, la dureza, la templeabilidad y la resistencia al desgaste (por ende, la calidad). Al mismo tiempo disminuyen el alargamiento a la rotura, la resiliencia, la conformación en frío, las propiedades de soldabilidad y la forjabilidad.

Esta normativa también permitía expresar la fabricación, la composición y el estado de tratamiento, y para esto, se empleaban letras y cifras. Su significado depende del lugar que ocupan y del orden de sucesión en que aparecen en la designación del material.

Tabla 4-4. Datos en las tres partes de la designación del material.

Parte Referente a la Fabricación	Parte referente a la composición	Parte referente al tratamiento
Clase de fusión, propiedades especiales, signos de materiales colados.	Composición, resistencia a tracción, grupo de calidad.	Tratamiento térmico, clase de deformación, alcance de la garantía.
Contiene solamente letras, no hay cifras.	Empieza con C o St o con cifras y termina con cifras.	Empieza con letras o con un punto.
Ejemplo:		
TR	St 42-2	
GS	17 CrMoV5 11	N
	Ck 45	V 75
	18 CrNi 8	

Nota. Adaptado de “Tecnología de los oficios metalúrgicos”, de Leyensetter, A., 2006, p.76, Barcelona, España: Editorial Reverté.

ASTM (Sociedad Americana de Pruebas y Materiales). Con el objetivo de examinar la correspondencia normativa más afín al acero del puente, según las regulaciones actuales del país, se examinará la normativa de la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM). A continuación, en la Tabla 4-5 se presenta un resumen histórico de especificaciones ASTM más importantes registradas desde el inicio de la estandarización del acero hasta la época de interés.

Tabla 4-5. Resumen histórico de las especificaciones ASTM para Acero Estructural.

Fecha	Especificación	Material	Punto de Fluencia, ksi	Resistencia Tensión, ksi
1900	A7 para Puentes	Remaches de Acero	30	50/60
		Acero Dulce	32	52/62
		Acero Medio	35	60/70
	A9 para Edificios	Remaches de Acero	30	50/60
		Acero Medio	35	60/70
1901-1904	A7 para Puentes	Remaches de Acero	0.5 Fu	50/60
		Acero Dulce		52/62
	Acero Medio	60/70		
	A9 para Edificios	Remaches de Acero		50/60
		Acero Medio		60/70
1905-1908	A7 para Puentes	Acero Estructural	Valor registrado	60 deseado
		Remaches de Acero	Valor registrado	50 deseado
		Fundiciones de Acero	0.5 Fu	65
	A9 para Edificios	Remaches de Acero	0.5 Fu	50/60
		Acero Medio	0.5 Fu	60/70
1909-1913	A7 para Puentes	Acero Estructural	Valor registrado	60 deseado
		Remaches de Acero	Valor registrado	50 deseado
		Fundiciones de Acero*	0.5 Fu	65
		*Eliminado 1913		
	A9 para Edificios	Acero Estructural	0.5 Fu	55/65
		Remaches de Acero	0.5 Fu	48/58
1914-1923	A7 para Puentes/ A9 para Edificios	Acero Estructural	0.5 Fu	55/65
		Remaches de Acero		46/56
1924-1931	A7 para Puentes/ A9 para Edificios	Acero Estructural	0.5 Fu ≥ 30	55/65
		Remaches de Acero	0.5 Fu ≥ 25	46/56
1932	A140-32T* *Como revisión tentativa para A7 y A9.	Placas, Perfiles y Barras	0.5 Fu / 33 mín.	60/72
		Barras de ojo Planas, sin alear	0.5 Fu / 36 mín.	67/82
	A141-32T* *Como revisión tentativa de A7 y A9	Remaches de acero	0.5 Fu / 28 mín.	52/62
	A140-32T descontinuada	Acero Estructural	0.5 Fu ≥ 30	55/65
1933	A7-33T (Puentes) *Revisión tentativa, Oct. 30, 1933.	Placas, perfiles y Barras de Ojo	0.5 Fu ≥ 33	60/72
		Barras de Ojo Planas, sin alear	0.5 Fu ≥ 36	67/82
	A9-33T (Edificios)* *Revisión tentativa, Oct. 30, 1933.	Acero Estructural	0.5 Fu ≥ 33	60/72
	A141-32T adoptada	Remaches de Acero	0.5 Fu ≥ 28	52/62
1934-1938	A7-34 para Puentes	Placas, perfiles y Barras de Ojo	0.5 Fu ≥ 33	60/72
		Barras de Ojo Planas, sin alear	0.5 Fu ≥ 36	67/82
	A9-34 para Edificios	Acero estructural	0.5 Fu ≥ 33	60/72
	A141-33	Remaches de acero	0.5 Fu ≥ 28	52/62

Fecha	Especificación	Material	Punto de Fluencia, ksi	Resistencia Tensión, ksi
	A7-39* *Consolidación de A7-34 y A9-34 en una especificación para puentes y edificios.	Acero estructural	0.5 Fu ≥ 33	60/72
1939-1948	A141-36* *Publicada como normativa tentativa, 1932-1933. Reemplazó los remaches de acero anteriormente en A7 y A9.	Remaches de acero	0.5 Fu ≥ 28	52/62
	A141-39	Remaches de acero	0.5 Fu ≥ 28	52/62
1949	A6-49T* * Estándar tentativo para requisitos de entrega para Acero A7.			
	A7-49T	Acero estructural	0.5 Fu ≥ 33	60/72
	A141-49T	Remaches de acero	28	52/62
1958	A 373-58T	Acero estructural	32	58-75
1961	A7-61T	Acero estructural Todos los perfiles Placas/barras hasta 1 ½ in Placas/barras sobre 1 ½ in	33 33 33	60/75 60/72 60/75
1962	A36-62	Acero estructural Todos los perfiles Placas hasta 8 in. Barras hasta 4 in.	36 36 36	58/80 58/80 58/80
1965		A373-58T descontinuada A141-39 descontinuada		
1967		A7-66 descontinuada		

Nota. Fu=resistencia a la tensión. Las propiedades son especificadas por el valor mínimo que pueden adoptar, excepto en mínimo/máximo donde se especifican dos valores límite. Valor registrado, indica que el valor no es especificado. Deseado indica un valor de interés pero que no es el valor especificado. Adaptado de “Steel Design Guide Series 15 - AISC Rehabilitation and Retrofit Guide: A Reference for Historic Shapes and Specifications”, de Brockenbrough, R., 2002, p.4, Estados Unidos: Editorial American Institute of Steel Construction.

Esta institución, en 1900, desarrolló los primeros estándares para materiales estructurales en acero: ASTM A7 para puentes y ASTM A9 para edificios. Estas especificaciones definían los requerimientos mínimos para materiales en acero usados con estas aplicaciones, desarrollando uniformidad para la variada oferta de estándares publicados de manera individual por productores de la época. Las especificaciones ASTM A7 y A9 fueron consolidadas en 1939 en la especificación A7 para puentes y edificios. Este permaneció como las primeras especificaciones de acero estructural hasta 1962 cuando ASTM A36 desplazó el anterior y se convirtió en la especificación predominante para acero estructural usado en la construcción.

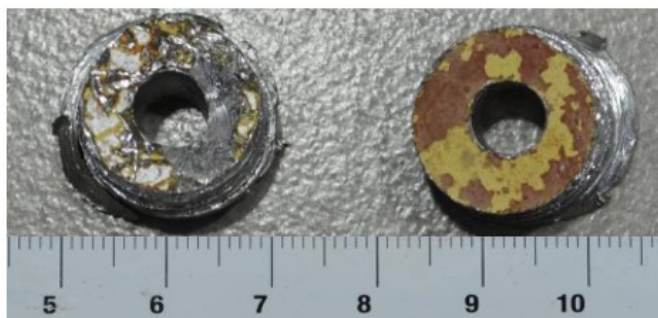
4.2.2.1.1 *Perfiles Estructurales y Placas*

El equipo de ingeniería determinó la realización de ensayos de composición química y resistencia a la tensión para placas y perfiles de acero estructural, que permitirán relacionar el acero del puente, con alguna designación normativa de las relacionadas. Convenientemente, sujetos a la importancia, antigüedad y estado actual del puente, se decidió tomar una cantidad específica de piezas que afectaran al mínimo la estructura, lo que significa, muestras de elementos estructurales poco o nada solicitados mecánicamente, y a su vez, localizadas en zonas del puente que sean lo más representativas. Sin embargo, se resalta que, los resultados de cualquier prueba son sólo específicos de esa pieza en particular e incluso pueden variar en cuanto a dónde se tomó la muestra de la pieza.

✓ **Ensayo de Composición Química**

Es un procedimiento para medir la concentración o cualquier otra propiedad química de una sustancia o material. Este análisis se lleva a cabo por medio del espectrómetro, su funcionalidad está basada en la descomposición de la luz en las diferentes longitudes de onda que la componen a partir del fenómeno de refracción que sucede en un prisma o a partir del fenómeno de difracción de la luz. Además, este instrumento mide los ángulos en los cuales se presentan los máximos del patrón de difracción. Estos ángulos son diferentes y característica de la naturaleza de la fuente que emite la luz.

Figura 4-11. Muestra 1 (izquierda). Muestra 2 (derecha).



Nota. Tratamientos Ferrotérmicos S.A.S.

Se extrajeron dos muestras de acero (Figura 4-11) del puente, específicamente del alma del perfil UNP240 que forma parte del cordón superior, para ensayo de composición química.

Tabla 4-6. Resultados de Composición Química Muestra 1.

COMPOSICIÓN QUÍMICA MUESTRA 1						
ACERO	Espectrómetro óptico de Emisión Thermo Scientific ARL-Easy Spark 040					
	Elemento		Resultado	Elemento		Resultado
	Fe	(%)	99.0674	V	(%)	0.0000
	C	(%)	0.0910	Ti	(%)	0.0000
	Mn	(%)	0.4186	Al	(%)	0.0037
	P	(%)	0.0597	Sn	(%)	0.0748
	S	(%)	0.0413	Pb	(%)	0.0008
	Si	(%)	0.0619	Co	(%)	0.0131
	Ni	(%)	0.0512	W	(%)	0.0144
	Cr	(%)	0.0383	Nb	(%)	0.0059
Cu	(%)	0.0389	B	(%)	0.0035	
Mo	(%)	0.0054				

Nota. Temperatura registrada en el momento del ensayo: 21.0°C a 23.1°C. Humedad registrada en el momento del ensayo: 47% RH a 48% RH. Tomado de Tratamientos Ferrotérmicos S.A.S, Informe de análisis IDST18 – 201.

Tabla 4-7. Resultados de Composición Química Muestra 2.

COMPOSICIÓN QUÍMICA MUESTRA 2						
ACERO	Espectrómetro óptico de Emisión Thermo Scientific ARL-Easy Spark 040					
	Elemento		Resultado	Elemento		Resultado
	Fe	(%)	98.7439	V	(%)	0.0035
	C	(%)	0.1269	Ti	(%)	0.0041
	Mn	(%)	0.3921	Al	(%)	0.0037
	P	(%)	0.0743	Sn	(%)	0.0855
	S	(%)	0.0413	Pb	(%)	0.0003
	Si	(%)	0.0619	Co	(%)	0.0121
	Ni	(%)	0.0512	W	(%)	0.0037
	Cr	(%)	0.0384	Nb	(%)	0.0002
Cu	(%)	0.0352	B	(%)	0.0065	
Mo	(%)	0.0048				

Nota. Temperatura registrada en el momento del ensayo: 21.0°C a 23.1°C. Humedad registrada en el momento del ensayo: 47% RH a 48% RH. Tomado de Tratamientos Ferrotérmicos S.A.S, Informe de análisis IDST18 – 201.

Teniendo en cuenta que para los años 50 no se contaba con una clasificación muy detallada referente a la composición química de los aceros aleados y no aleados (más que los límites de carbono). Se asocia la Tabla 4-12 adaptada del Departamento de Comercio de Estados Unidos (U.S. Department of Commerce, 1990) y de la UNE EN 10020:2001 donde se presenta unos valores límites, que permiten una diferenciación más objetiva del acero.

Figura 4-12. Límite de composición química para aceros no aleados.

Elemento	Departamento de Comercio de Estados	Resultados Composición Química	
		Muestra 1	Muestra 2
	%	%	%
Aluminio (Al)	0.3	0.0037	0.0037
Boro (B)	0.0008	0.0035	0.0065
Cobalto (Co)	0.3	0.0131	0.0121
Cobre (Cu)	0.4	0.0389	0.0352
Plomo (Pb)	0.4	0.0008	0.0003
Manganeso (Mn)	1.65	0.4186	0.3921
Molibdeno (Mo)	0.08	0.0054	0.0048
Níquel (Ni)	0.3	0.0512	0.0512
Niobio (Nb)	0.06	0.0059	0.0002
Silicio (Si)	0.6	0.0619	0.0619
Titanio (Ti)	0.05	0.0000	0.0041
Tungsteno (W)	0.3	0.0144	0.0037
Vanadio (V)	0.1	0.0000	0.0035
Cromo (Cr)	0.30	0.0383	0.0384
Otros (excepto S, P, C, N)	0.1	Cr = 0.0383 Sn = 0.0748	Cr = 0.0384 Sn = 0.0855

Nota. Adaptado de “Statistical Classification of Domestic and Foreign Commodities Exported From the United States”, de U.S. Foreign Trade, 1990, p. 72-1, Estados Unidos.

A pesar de que las muestras sobrepasan la cantidad límite de Boro (0.0008%), los demás elementos se mantienen con amplio margen debajo de los límites, dentro de estos, el contenido de carbono, el cual es menor al 0.25%, lo que permite inferir que se trata en ambos casos de un “acero sin aleación” y bajo contenido de carbono, (%C<0.25%), al que se puede denominar también como acero de bajo carbono, acero dulce, acero suave o acero de carbono liso (hierro que contiene un pequeño porcentaje de carbono, fuerte y resistente pero no fácilmente templado).

Estos aceros son dúctiles (capacidad de moldearse en alambre e hilos sin romperse) y muy trabajables (fácilmente deformables, cortables y soldables). Es la forma más común de acero porque su precio es relativamente bajo, mientras que proporciona propiedades que son aceptables para muchas aplicaciones. Aceros como AISI 1018 o AISI 1020, ASTM A-36, son grados comunes de aceros de bajo carbono utilizados en la industria automotriz, tuberías, elementos estructurales de edificios y puentes, varillas de refuerzo, entre otros.

✓ **Ensayo de Resistencia a la Tensión**

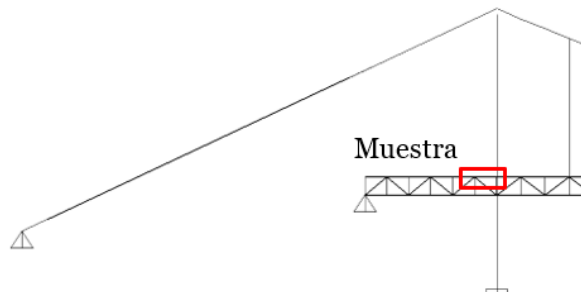
Otro factor primordial para la distinción del acero y el desarrollo del proceso de evaluación del puente es conocer algunas propiedades mecánicas del acero de perfiles y placas, como la resistencia a la tensión y a la fluencia, esto es indispensable para el desarrollo del análisis y

revisión estructural. Para determinarlas se realizó el ensayo de tensión según NTC3353 (ASTM A 370 - *Definiciones y métodos para los ensayos mecánicos de productos de acero*) sobre una muestra extraída del cordón superior del puente. Los resultados se asumirán como representativos de toda la estructura, lo que significa que se establecerán las mismas propiedades mecánicas para todos los perfiles y placas del puente, principalmente, cerchas y torres.

i. Descripción de la muestra. El elemento estructural por extraer y sustituir se buscó que fuese uno cuya importancia estructural fuera mínima, de tal manera, que su extracción no implicara ningún tipo de afectación estructural.

Localización. Se identificaron zonas del puente en donde los elementos tienen las menores solicitaciones o donde prácticamente no tienen función estructural; y como conclusión de este análisis, se identificó una zona del puente, en la Figura 4-13 ubicada junto a la torre 2 hacia el lado suroriente, y corresponde a una sección de cercha, que une el enfoque con el tramo colgante, el elemento específico se ubica aguas arriba del puente y pertenece a una sección del cordón superior, designada para efectos del estudio como CS2.

Figura 4-13. Localización del elemento. Tramo de Acceso del Puente.



Nota. Autoría propia.

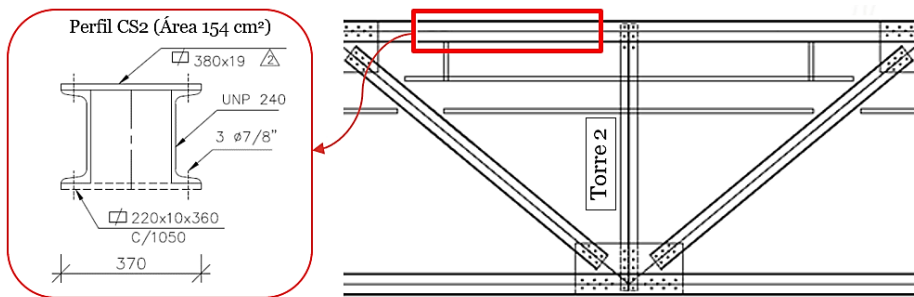
Figura 4-14. Izq. Cordón superior por extraer, aguas arriba. Der. Cordón superior aguas abajo.



Nota. Autoría propia.

Geometría. El perfil tiene aproximadamente 3 m de largo a partir de la torre 2 hacia el suroriente, extremo el cual se encuentra desconectado estructuralmente del cordón superior del siguiente módulo. El perfil CS2 consta de dos perfiles tipo UNP240 unidos en su parte superior por medio de remaches con una plancha y en su parte inferior por presillas cada 1.05 m, en la *Figura 4-15* se observa la sección transversal del perfil. La muestra se extrajo del costado aguas arriba, ya que el perfil costado aguas abajo tiene una lámina soldada adicional, como se evidencia en la *Figura 4-14*, que no cumple función estructural y solo sirve de barrera de protección, pero que podría afectar sus propiedades al inducir esfuerzos residuales sobre perfil.

Figura 4-15. Sección por extraer del cordón superior aguas arriba.

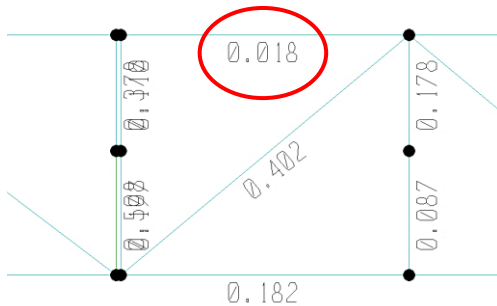


Nota. Autoría propia.

Solicitaciones. Realizando el análisis por esfuerzos admisibles se observa, de la *Figura 4-16*, que el elemento está sometido a un 0.018 de su capacidad en términos de interacción de esfuerzos de flexión, axial y cortante, lo que indica que el elemento se puede extraer del puente sin que esto signifique algún tipo de riesgo sobre la estructura general del puente.

En términos prácticos el elemento no está trabajando estructuralmente, pues esta desconectado de un extremo, lo que impide la transmisión de solicitaciones a lo largo del cordón superior, por tanto, su función se limita a servir de dispositivo de seguridad, como barrera de protección.

Figura 4-16. Desempeño estructural del perfil, en términos de capacidad.

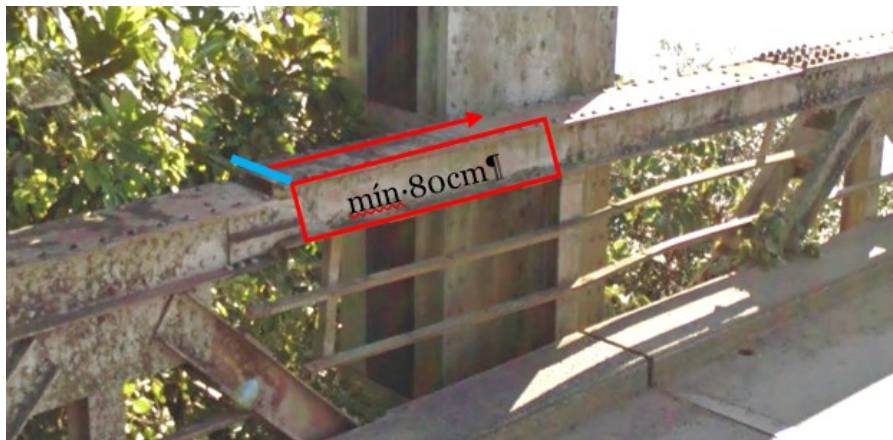


Nota. Menor significa menos solicitaciones (interacción de flexión, axial, corte y torsión).

ii. Extracción y Reemplazo de la Muestra. A continuación, se presenta un procedimiento básico y esquemático que se recomendó para la extracción y reemplazo de la sección del cordón superior, extrayendo una sección de este elemento y reemplazándola por otro nuevo de similares o superiores características.

Identificación del elemento a extraer. Para la muestra se recomendó una longitud de mínimo 80cm, considerando los cortes que se deben hacer en campo, la elaboración y maquinación de las probetas de tensión y la longitud mínima admisible (60cm) en la máquina universal de ensayos. Esta longitud recomendada se tomó a partir de la junta en el cordón superior (demarcada en azul en la Figura 4-17) en dirección hacia la torre 2.

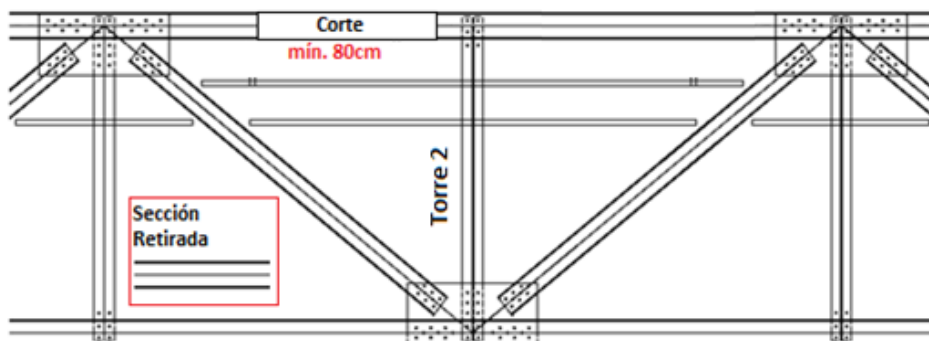
Figura 4-17. Identificación de Muestra Por Extraer.



Nota. Autoría propia.

Corte del cordón superior. Para el corte de la sección identificada del cordón superior se recomendó el uso de oxicorte o pulidora, y posteriormente, disponer adecuadamente la muestra extraída en una bolsa plástica y libre de humedad.

Figura 4-18. Esquema de Corte de la muestra.



Nota. Autoría propia.

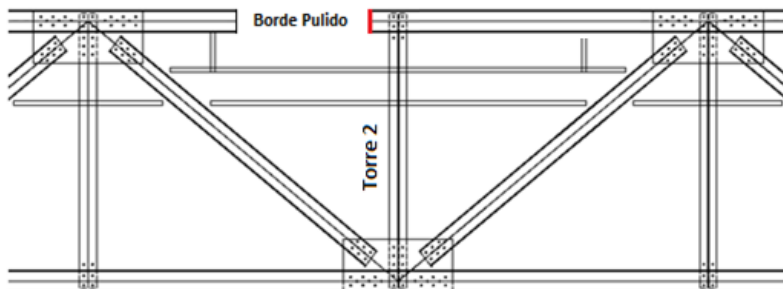
Figura 4-19. Corte en Campo de la Muestra.



Nota. Corte de perfil CS2 con pulidora (superior izquierda) y oxicorte (superior derecha). Corte sobre la estructura del puente (inferior izquierda). Sección extraída (inferior derecha). Autoría propia.

Pulir bordes y alistar perfil nuevo de reemplazo. Pulir el borde sobre el cual se realizó el corte en la estructura del puente, y a su vez, el perfil de reemplazo, que deberá tener la geometría indicada en la Figura 4-15, con la misma longitud de la sección extraída y con sus bordes biselados.

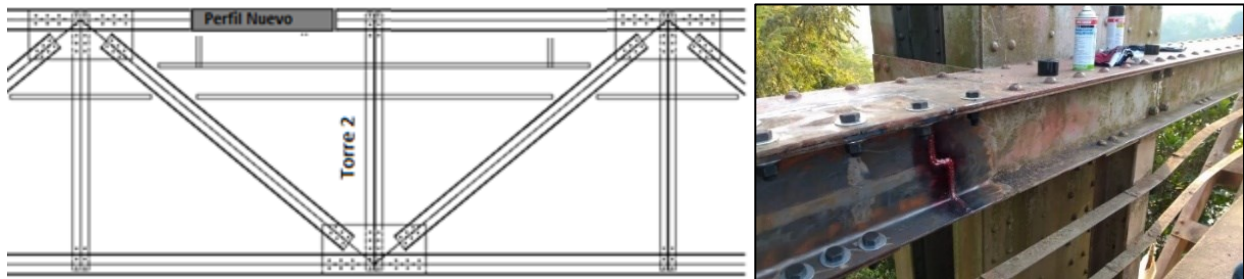
Figura 4-20. Pulir borde sobre la sección cortada en la estructura.



Nota. Autoría propia.

Instalación de perfil de reemplazo. Poner el perfil nuevo con sus bordes biselados y aplicar la soldadura (se emplean las técnicas normales de soldadura teniendo en cuenta los mínimos definidos por la norma o una junta a tope de penetración completa) asegurando la buena fijación de la pieza y la restitución de la capacidad portante del elemento.

Figura 4-21. Instalación de perfil nuevo.



Nota. A la derecha se evidencia una geometría de corte escalonada, la cual se recomienda para generar trabe entre los elementos, aumentar la resistencia de esa unión al aumentar la longitud de la soldadura y generar diferentes direcciones de unión para contrarrestar los diferentes esfuerzos actuantes internos en el elemento. Autoría propia.

Un precalentamiento no es necesario, aunque en climas fríos la plancha debe ponerse a temperatura de 25-30°C; en cambio, las planchas gruesas de un espesor mayor de 25 mm o juntas muy rígidas si requieren precalentamiento. Se recomienda no soldar planchas gruesas, cuando la temperatura sea menor de 0°C, a no ser que estas sean calentadas a más o menos 75°C. Así mismo, en lo posible, en el diseño del espesor de los cordones de soldadura de refuerzo, seleccionar una alternativa que no requiera de muchos pases de soldadura, como mínimo, el electrodo recomendado en la sección Soldadura y procurar que el puente se encuentre en completo reposo, durante los procedimientos de aplicación de soldadura de remate.

Protección del elemento. Evidentemente, por más resistente que sea el acero, se oxida con el paso del tiempo, esto ocurre porque el hierro comienza a convertirse en óxido de hierro cuando se expone al oxígeno.

En caso de requerir, aplicar productos de protección contra la corrosión, es importante, seguir las instrucciones del respectivo fabricante. Sin embargo, en forma general antes de aplicar pintura es necesario que la superficie se encuentre libre de impurezas como grasa, humedad, polvo, resto de pintura, entre otras. Y una vez que se pinte la superficie será necesario esperar los tiempos de secado correcto y no manipularla antes de aplicar una segunda mano.

Es recomendable aplicar dos capas de pintura para elementos que se encuentran en exteriores, además, cuando el ambiente pueda causar niveles altos de corrosión, lo mejor es usar un primer de cromato de zinc (Figura 4-22). Este producto es un fondo anticorrosivo con resina alquídica modificada, por su parte el cromato de zinc funciona como un inhibidor de corrosión, lo que proporciona una alta resistencia a la corrosión.

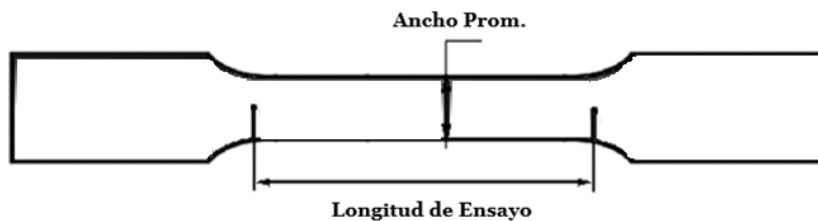
Figura 4-22. Protección del perfil nuevo.



Nota. Autoría propia.

iii. Elaboración de las Probetas. Los especímenes utilizados para realizar el ensayo de tensión consistieron en dos (2) probetas tipo placa maquinadas según NTC 3353 (ASTM A370), las probetas se fabricaron a partir de un perfil UPN240 del cordón superior del puente. En la Figura 4-23 se presenta la configuración general de las probetas, así como sus dimensiones.

Figura 4-23. Dimensiones y forma adoptada para las probetas, en el ensayo a tensión.



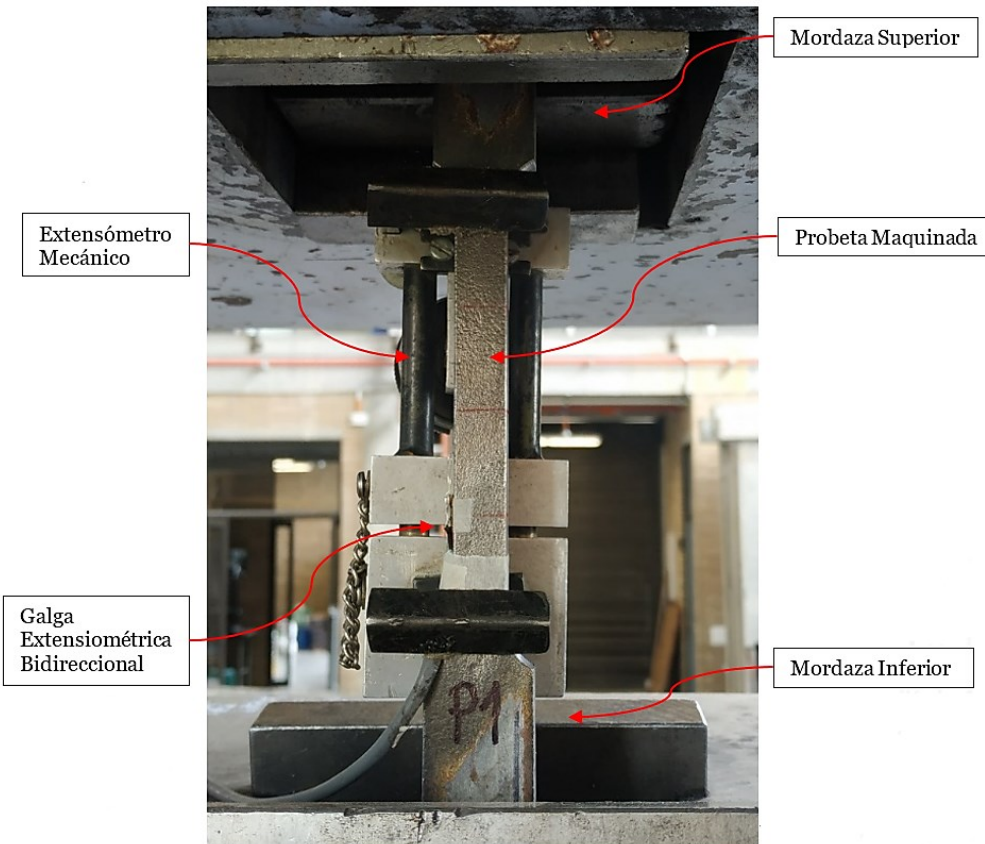
Probeta	Longitud de Ensayo	Ancho Promedio	Espesor Promedio
1	150 mm	25.30 mm	9.45 mm
2	150 mm	25.30 mm	9.45 mm

Nota. Autoría propia.

iv. Descripción del Ensayo. Cada uno de los elementos se maquinaron según NTC 3353 para asegurar la uniformidad en la aplicación de la carga en la zona de ensayo. Se adhirieron a cada una de las probetas dos (2) galgas extensiométricas unidireccionales y un (1) extensómetro mecánico, con el fin de medir deformaciones en dirección longitudinal (estiramiento).

Para el ensayo, se ubicó cada una de las probetas entre las mordazas de la máquina universal Shimadzu, según Figura 4-24, cerciorándose que la probeta estuviera correctamente sujeta y alineada. Se aplicó fuerza de tensión sobre la probeta a una velocidad lenta y constante (70 MPa/min) registrando los valores de deformación de las galgas extensiométricas, con el puente de Wheatstone y del extensómetro mecánico, de manera visual; y se llevaron las deformaciones en las probetas hasta alcanzar la falla.

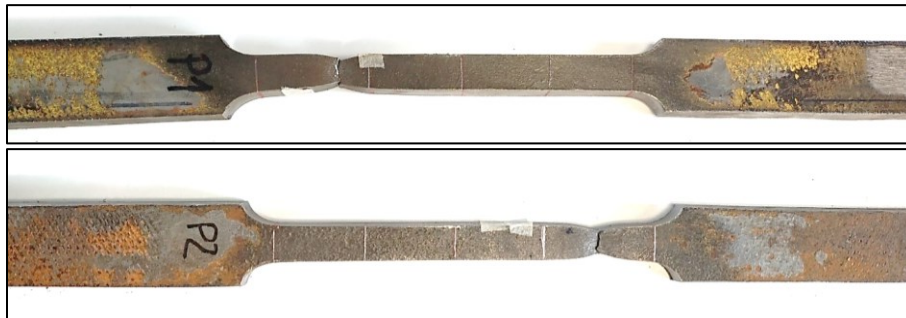
Figura 4-24. Montaje para la prueba de tensión sobre probeta de acero.



Nota. Autoría propia.

v. Resultados. A continuación, se presenta en la Tabla 4-8 las fotografías de las fallas y algunas propiedades mecánicas resultado del ensayo de tensión, y posteriormente, en la Figura 4-25 y Figura 4-26 se presentan las curvas de carga contra deformación para el ensayo de tensión.

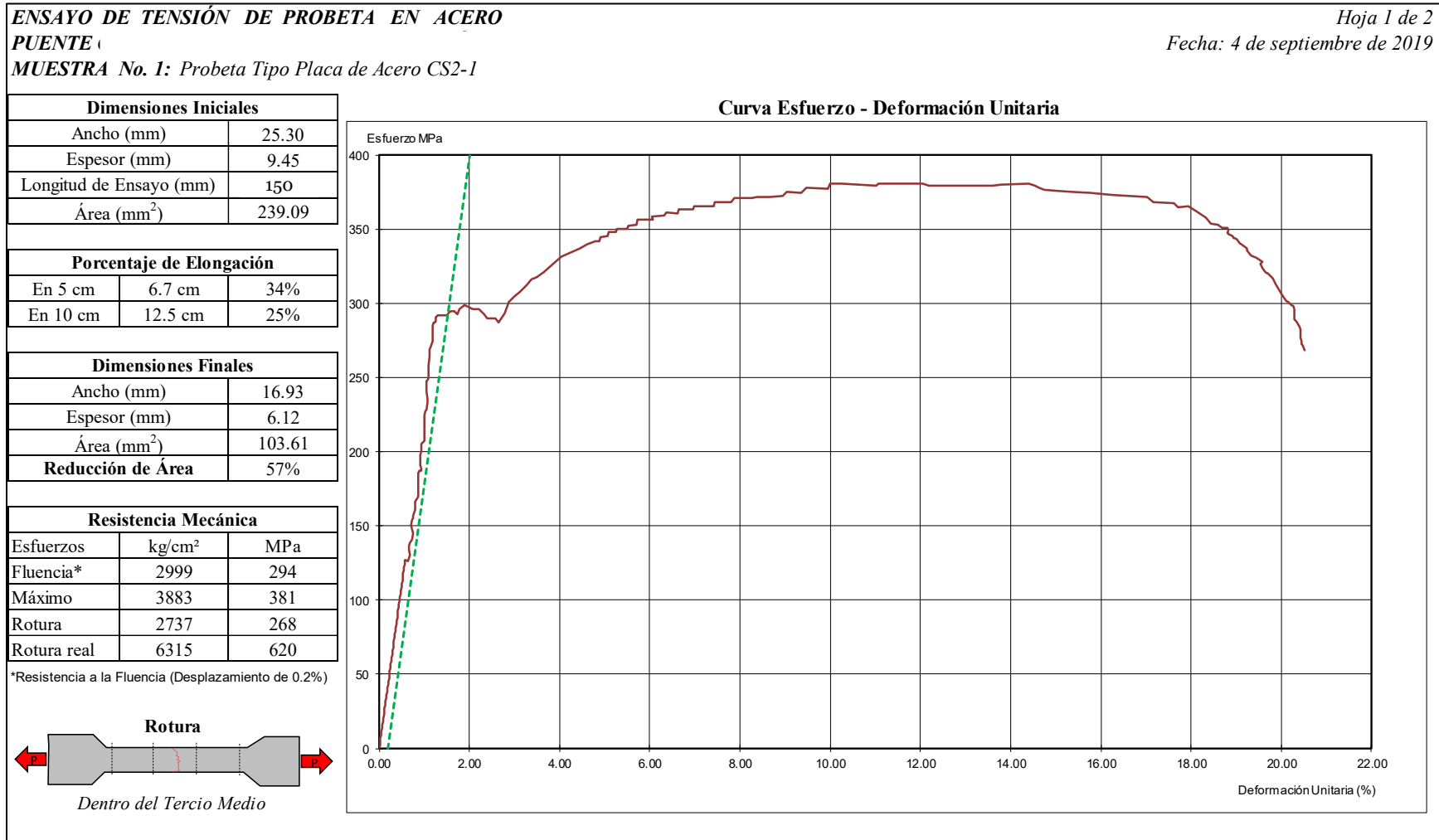
Tabla 4-8. Resultados para las Probetas de Tensión.



Muestra	Esfuerzo de Fluencia (MPa)	Esfuerzo Máximo (MPa)	Elongación en 5cm (%)	Reducción de área (%)
1	294	383	34	57
2	286	380	37	57

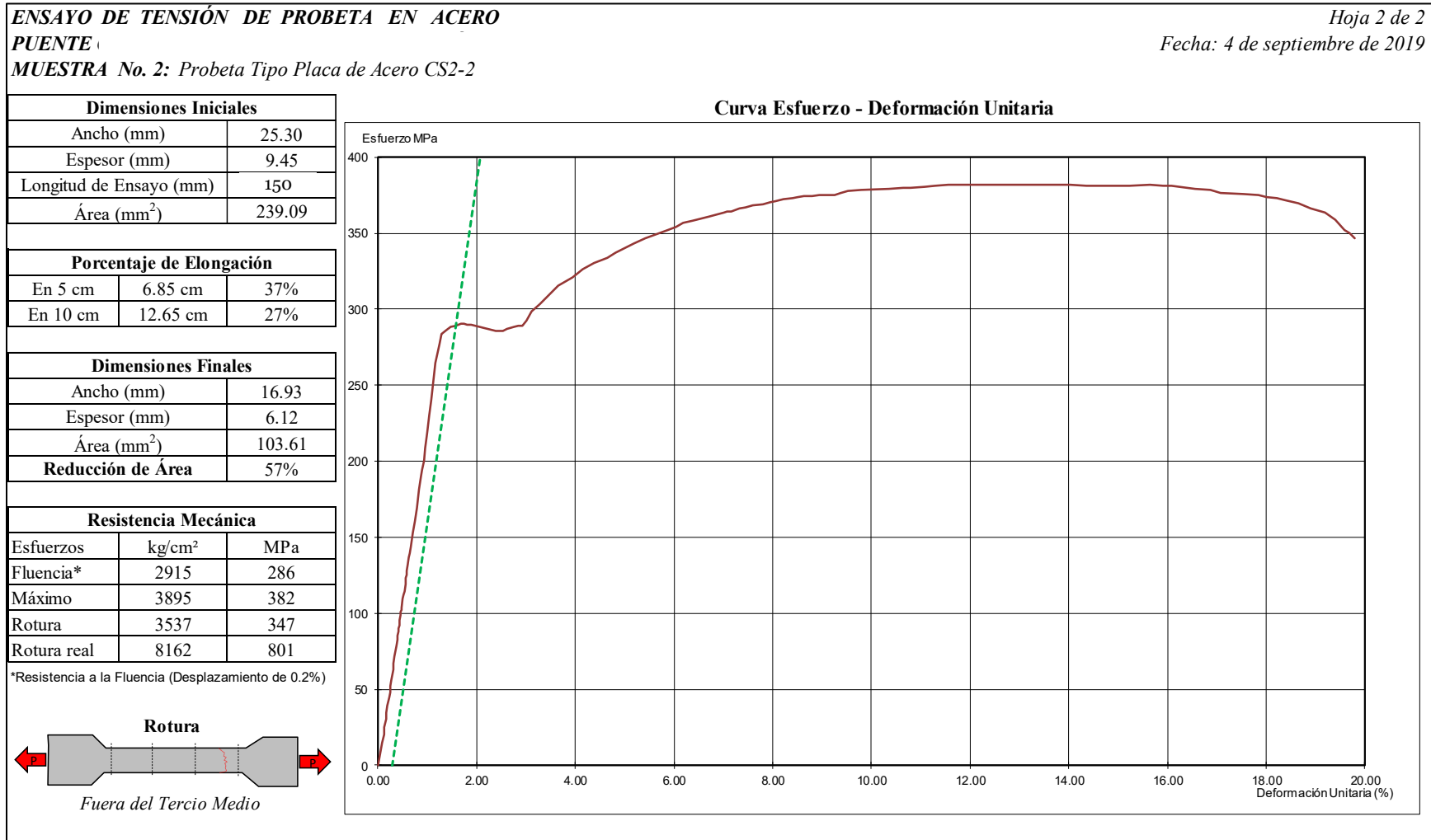
Nota. Falla de las Probetas. Superior. Probeta 1. Inferior. Probeta 2. Autoría propia.

Figura 4-25. Resultados ensayos de tensión probeta 1.



Nota. Autoría propia.

Figura 4-26. Resultados ensayos de tensión probeta 2.



Nota. Autoría propia.

○ **Clasificación del Acero de Perfiles y Placas**

De la inspección visual se puede deducir que el acero de perfiles y placas es de procedencia alemana, fabricado por la empresa Röchling que durante la época producía industrialmente acero para la construcción hasta 1978.

Figura 4-27. Referencia del Perfil del Cordón Superior.



Nota. Perfil NP 24 Empresa Roechling. Autoría propia.

i. DIN (Instituto Alemán de Normalización). En lo que respecta al estudio, revisando la normativa asociada a la época del proyecto de la Tabla 4-2, los estándares más afines para placas y perfiles estructurales serían la DIN 1611: 1935-12 y DIN 1612: 1943-09 o en su defecto, su normativa sucesora, la DIN 17100: 1957-10, aunque es improbable pues el período de construcción fue de 1955 a 1958. A continuación, se presentan algunas propiedades mecánicas especificadas por DIN 1611 y DIN 1612, resaltando las que serían las designaciones más afines.

Tabla 4-9. Especificaciones de los aceros estandarizados por DIN 1611 y DIN 1612.

Designación según DIN	Designación de clase y calidad	Resistencia kg/mm ²	Límite elástico kg/mm ²	Elongación δ ₅ %	Elongación δ ₁₀ %	C %
St 00.11	A			No garantizada		
St 37.11	A	37-45	-	25	20	-
St 34.11	B	34-42	19	30	25	0.12
St 42.11	B	42-50	23	25	20	0.25
St 50.11	B	50-60	27	22	18	0.35
St 60.11	B	60-70	30	17	14	0.45
St 70.11	B	70-85	35	12	10	0.60
St 00.12	Comercial	34-50	-	-	-	-
St 37.12	Normal	37-45	-	25	20	-
St 34.12	Especial	34-42	-	30	25	0.12
St 42.12	Especial	42-50	-	24	20	0.25
St 44.12	Especial	44-52	-	24	20	-

Nota. δ₅, en la barra normal corta o barra proporcionalmente corta. δ₁₀, en la barra larga normal o barra proporcionalmente larga. Adaptado y traducido de “Taschenbuch für den Maschinenbau”, de Dubbel, H., 1935, p.560, Berlín, Alemania: Editorial Springer.

El acero forjado DIN 1611 (acero estándar) que generalmente se usaba en aplicaciones de ingeniería en general, se dividía en dos grados de pureza, A y B. En el caso A, no se garantizaba el contenido de azufre y fósforo. En el caso de pureza B, el contenido de azufre y fósforo no debía exceder el 0.06% cada uno y el total no debía superar el 0,10%.

A su vez, algunos de estos aceros, especialmente el St 37.11 o St 37.12, podía tener un proceso de producción diferente para convertir el hierro bruto en acero, y cuya calidad final en la composición química se especificaba en la DIN 1612 para aceros Thomas o Siemens-Martin.

Tabla 4-10. Extracto de la norma DIN 1612, Edición 1943 para el acero St 37.12

Proceso de Elaboración	Composición Química, máximo			
	C %	P %	S %	P+S %
Thomas	0.16	0.09	0.06	0.13
Siemens-Martin	0.20	0.07	0.06	0.11

Nota. Adaptado y traducido de “Cambios importantes para regulaciones de estructuras de acero soldadas”, por Kommerell, J., 1940, “Revista Die Bautechnik”, Volumen 18 (26 de abril de 1940), p. 1. Berlín, Alemania.

De esta manera, recopilando las especificaciones de las anteriores normativas, vale la pena considerar el acero St 37.11, cuyas propiedades mecánicas, especialmente, la resistencia máxima a la tensión, se asemejan al acero ensayado del perfil UPN 240 del cordón superior del puente, y asumiendo como representativo de la estructura este elemento, sería válido considerar también el acero St 37.12, cuyo fin pudo haber sido las placas de acero que conforman junto con los perfiles UPN el perfil armado del cordón superior. Sumado a esto la composición química del perfil también aplicaría en caso de que se tratara de un acero Thomas.

Sin embargo, en vista que las normas anteriores, no garantizaban claramente algunas propiedades mecánicas como la resistencia a la fluencia, se procede a hacer una breve revisión de la normativa sucesora donde se detalla un poco mejor esta información que puede dar claridad a los resultados obtenidos de ensayos mecánicos.

Revisando nuevamente la Tabla 4-2, la DIN 17100 “Aceros para propósitos estructurales generales”, reemplazó la DIN 1611, DIN 1612, DIN 1620 y DIN 1621, que anteriormente regían las condiciones de calidad para el acero estructural. Esta normativa fue inicialmente emitida en septiembre de 1957, posteriormente, tuvo dos revisiones, la última en enero de 1980, que a su vez fue reemplazada por la DIN EN 10025 en 1994, y posteriormente, por sus revisiones DIN EN 10025-1: 2005-02 y DIN EN 10025-2: 2019-10 que son las que actualmente están vigentes.

Para los aceros según DIN 17100 (a partir de 1957), si se conoce el tipo exacto de acero, se conocen los valores límite relevantes de la composición química y el tipo de desoxidación.

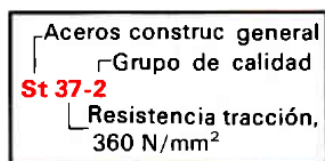
Tabla 4-11. Valores garantizados de composición química para el acero DIN 17100.

Grado del acero			Tipo de Fusión	Tipo de Desoxidación	Número de Material	Composición Química, máximo			
Para requisitos generales	Para mayores requisitos	Para requisitos especiales				C	P	S	N
1	2	3				%	%	%	%
St 33			T o M	-	1.0033	-	-	-	-
St 34			T o M	U o R	1.0100	0.17	0.08	0.05	-
	St 34-2		M o W	U o R	1.0102		0.05		0.010
		St 34-3	M o W	RR	1.0106		0.010		
St 37			T o M	U o R	1.0110	0.20	0.08	0.05	-
	St 37-2		M o W	U o R	1.0112		0.06		0.010
		St 37-3	M o W	RR	1.0116		0.05		0.010
St 42			T o M	U o R	1.0130	0.25	0.08	0.05	-
	St 42-2		M o W	U o R	1.0132		0.06		0.010
		St 42-3	M o W	RR	1.0136		0.05		0.010
St 50			T o M	R	1.0530	0.3	0.08	0.05	-
	St 50-2		M o W	R	1.0532		0.06		0.010
		St 52-3	M o W	RR	1.0841		0.2		0.05
St 60			T o M	R	1.0540	0.4	0.08	0.05	-
	St 60-2		M o W	R	1.0542		0.06		0.010
	St 70-2		M	R	1.0632.6		0.5		0.06

Nota. Significado de abreviaciones. M=Acero Siemens-Martin. T=Acero Thomas. W=Acero soplado mediante procesos especiales. R=Acero colado calmado. RR=Acero colado especialmente calmado. U=Acero colado no calmado. Adaptado de DIN 17100. Aceros para estructuras generales: Especificaciones de Calidad, Alemania, octubre de 1957.

Estos aceros se designaban abreviadamente con las letras St, seguido de la resistencia mínima especificada a la tracción (en kg/mm²) y el índice de calidad, que se caracterizaba con las cifras 1, 2 y 3 al final, indicando el nivel de exigencia en cuanto a rotura por fragilidad. El grupo de calidad 1 para aceros Thomas para pequeñas solicitudes; 2, para aceros Siemens Martin o al oxígeno para solicitudes medias y seguridad contra la fractura frágil; y 3, para aceros Siemens Martin y al oxígeno para solicitudes elevadas; las calidades 2 y 3, con bajos contenidos en fósforo y nitrógeno. En la Tabla 4-12 se presentan las propiedades mecánicas para algunas de las principales designaciones de acero DIN17100.

Figura 4-28. Designación abreviada de los aceros de construcción general.



Nota. Recuperado de “Tecnología de los metales para profesiones técnico-mecánicas”, de Appold, H., Reinhard, A., Schmidt, P., 1984, p.69, Barcelona, España: Editorial Reverté.

Tabla 4-12. Propiedades mecánicas para el acero DIN 17100: 1957-10.

Grado del acero			Resistencia a la tracción para espesores en mm		Límite elástico mínimo para diferentes espesores				Alargamiento mínimo hasta la rotura ($L_e=5d_0$) para espesores de hasta 100 mm		
1	2	3	kg/mm ²		kg/mm ²				%		
Para requisitos generales	Para mayores requisitos	Para requisitos especiales	hasta 100	más de 100 mm	hasta 16 mm	16 a 40 mm	40 a 100 mm	más de 100 mm	Normalizado para chapas y acero plano, laminado en caliente para todos los demás productos	Laminado en caliente para chapa y acero plano	más de 100 mm
St 33			33 a 50	-	-	-	-	-	18	18	-
St 34			34 a 42	34	21	21	20	Por acuerdo	28	25	Por acuerdo
	St 34-2										
		St 34-3									
St 37			37 a 45	37	24	23	22		25	26	
	St 37-2										
		St 37-3									
St 42			42 a 50	42	26	25	24		22	23	
	St 42-2										
		St 42-3									
St 50			50 a 60	50	30	29	28		20	20	
	St 50-2										
		St 50-3	52 a 62	-	36	35	34	22	18		
St 60			60 a 72	60	34	33	32	15	22		
	St 60-2										
	St 70-2		70 a 85	70	37	36	35	10	-		

Nota. Adaptado de DIN 17100:1957-10. Aceros para estructuras generales: Especificaciones Generales de Calidad. Alemania, octubre de 1957.

Con base en lo anterior, es posible establecer una equivalencia entre los aceros Thomas St 37.11 y St 37.12 con el acero de la normativa DIN 17100, St37 (calidad 1), tanto en el aspecto de composición, como también debido a la similitud en algunas propiedades mecánicas. En DIN 17100 se amplía más la información respecto a resistencia a la fluencia, dependiendo del espesor del elemento.

Se concluye que la muestra del perfil UPN equivale a un acero St 37.11 y St 37-1, en vista que se cumple con valores de resistencia máxima y fluencia, así como los límites de composición química establecidos en la época.

Acero St 37. El acero St 37 puede ser considerado como un acero estructural al carbono usado en muchas aplicaciones, como construcción de barcos y puentes, combinando sus buenas propiedades de soldadura con resistencias garantizadas. Pertenece a perfiles de alta resistencia y puede clasificarse como un material dúctil, pero carece de resistencia al desgaste, lo que limita sus aplicaciones en elementos sometidos a desgaste. Este acero ya no es referenciado como St 37, la DIN 1611, y posteriormente, la DIN 17100 era la normativa alemana que lo contenía como un acero para propósitos estructurales, sin embargo, con la segunda actualización del DIN 17100, se descartó el St 37 (calidad 1, St 37-1), y para 1994, el acero St 37-2 fue reemplazado por la normativa europea EN 10025-2, con la nueva designación S235.

En la actualidad, no existe una correspondencia directa del St 37.11 o St 37-1 en lo que se refiere a composición química, teniendo en cuenta además que el proceso de fabricación Thomas, también se abandonó. Sin embargo, en lo que se refiere a propiedades mecánicas el estándar sucesor y vigente de esa norma sería el acero S235JR (Tabla 4-13), que sustituyó a su vez el St 37-2.

Tabla 4-13. Normas de Referencia Acero St 37-2.

	Norma	Referencia
ST 37-2 DIN 17100 Material #1.0037	EN 10025	S235JR
	UNI 7070	Fe 360 B/Fe 320
	BS 4360	40 A
	ASTM	A 283 Grado C / A 36
	JIS	G 3101

Nota. Autoría propia.

ii. ASTM (Asociación Americana para Pruebas y Materiales). Como se mencionó, en el país, la norma colombiana de diseño de puentes, CCP-14, recomienda el uso de acero estructural bajo normativa ASTM o AASTHO. Teniendo en cuenta que el St 37.11 o St 37-1, tampoco tiene una equivalencia directa en la actualidad con las normas ASTM. Se determinará la correspondencia ASTM más reciente y coherente para el acero St 37-2 o S235JR, tanto para efectos de evaluación estructural preliminar, como de reparación.

De la Tabla 4-5 se puede establecer que la normativa afín durante la época de construcción del puente era la ASTM A7: Especificaciones para el Acero de Puentes y Edificios. Aunque vigente

hasta 1967 y con un límite mínimo de resistencia última a la tensión (400 MPa) mayor al obtenido para las probetas del puente, 383 MPa y 380 MPa. Desde 1962 ASTM A36 asomó y desplazó el acero A7, convirtiéndose en la especificación predominante para acero estructural usado en la construcción, la cual se mantiene vigente con límites de resistencia a fluencia de mínimo 250 MPa y a la tensión de 400-550 MPa.

A36 tiene una resistencia mínima a la tensión de 250 MPa, mientras que S235 tiene 235 MPa. Por otro lado, A36 tiene una resistencia a la tensión de 400 MPa - 550 MPa, valores que están por encima del S 235 (St 37-2) con resistencias a la tracción de 360 - 510 MPa.

De modo complementario, una normativa posterior y de interés para el presente estudio, surgió en el 2000, la especificación ASTM A283 en sus grados A, B, C y D. Los grados A y B fueron descartados desde 2007, el grado B tenía un contenido de carbono similar de 0.17%, y el grado C un poco mayor, 0.24%. Sin embargo, en ambos casos el punto de fluencia, respectivamente de 185 y 205 MPa, inferior a los 235 MPa del St 37-2 y S235JR. Aun así, este último estándar en su grado C sería la equivalencia ASTM más acorde para efectos de análisis y evaluación estructural, pues, aunque su composición química difiere y cumple de manera muy conservadora su punto de fluencia (185 MPa frente a 290 MPa), la resistencia última a tensión de las probetas se encuentra dentro de los límites establecidos.

Asimismo, para efectos de reparaciones, la recomendación más coherente sería el acero ASTM A36, cuyo contenido de carbono y cobre es más alto y el fósforo más bajo; pero las propiedades mecánicas son las más equivalentes, la resistencia máxima de las probetas ensayadas a tensión se encuentra por debajo de la especificación normativa (400 MPa), sin embargo, por una pequeña diferencia. Y la resistencia mínima a la fluencia de las probetas se cumple, sin una diferencia tan significativa. Esto permite recomendar el acero ASTM A36 como la calidad mínima de acero a suministrar durante cualquier tipo de reparación estructural al Puente.

Tabla 4-14. Comparativa de los resultados del ensayo mecánico para el perfil metálico del cordón superior con diferentes normativas.

Propiedad	Muestra		DIN 1611	DIN 1612	DIN17100	DIN17100	EN 10025	ASTM	ASTM
	1	2	St 37.11	St 37.12	St 37-1	St 37-2	S235JR	A283 G. C	A36
Resistencia máxima (MPa)	381	382	360-440	360-440	360-440	360-440	350-500	380-515	400-550
Resistencia a la fluencia (MPa)	294	286	-	-	235	235	235	205	250
Elongación (%)							-		
δ₅	-	-	25	25	25	25	-	-	-
δ₁₀	-	-	20	20	23	23	-	-	-
En 5 cm	25	27	-	-	-	-	-	25	23
En 8 cm	-	-	-	-	-	-	24	-	-
En 10 cm	34	37	-	-	-	-	-	-	-
En 20 cm	-	-	-	-	-	-	-	22	20
Composición Química									
C (%)	0.0910	0.1269	-	0.16	0.20	0.20	0.17	0.24	0.26
P (%)	0.0597	0.0743	-	0.09	0.08	0.06	0.035	0.03	0.04
S (%)	0.0413	0.0413	-	0.06	0.05	0.05	0.035	0.03	0.05
P + S (%)	0.101	0.1156	-	0.13	-	-	-	-	-
Mn (%)	0.4186	0.3921	-	-	-	-	1.40	0.9	0.6
Cu (%)	0.0389	0.0352	-	-	-	0.010	0.55	0.20	0.20
Si (%)	0.0619	0.0619	-	-	-	-	-	0.15	0.40

Nota. Los valores de propiedades mecánicas y composición varían en algunos casos del espesor y forma (placa o perfil), por lo cual, previendo varios espesores y formas en la estructura, se escogieron los valores críticos. La composición química DIN1612 corresponde a la referencia del acero Thomas. Las muestras para obtención de propiedades mecánicas y composición química son diferentes. Las casillas resaltadas en rojo indican que esos límites no se cumplen.

Acero ASTM A36. Acero al carbono (máximo 0.26%) de propósito estructural, como todos los aceros, se compone predominantemente de hierro (98 a 99 por ciento). Sin embargo, a diferencia de la mayoría de los aceros, tiene pocos elementos añadidos a él. Se desarrolló desde hace muchos años en Estados Unidos para la fabricación de estructuras remachadas, atornilladas y soldadas, mejorando el contenido de carbono de los aceros disponibles en aquella época.

Aplicaciones: utilizado en construcción de estructuras metálicas, puentes, torres de energía, torres para comunicación y edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas. Con la innovación de este tipo de acero y debido a su adecuada soldabilidad, las conexiones soldadas empezaron a desplazar a las remachadas que pronto desaparecieron.

4.2.2.1.2 Pendolones

Para los pendolones, debido a la dificultad y riesgo de extracción de muestras, no se realizaron ensayos que permitan obtener sus propiedades mecánicas. Por lo tanto, con base en la información recopilada anteriormente y en caso de que los pendolones también tuvieran origen alemán, se podría considerar, de la Tabla 4-2, que estos elementos los avalaba la norma DIN 1612: Acero dulce, acero laminado, acero en barra, acero plano ancho; y en vista que no especificaba punto de fluencia como se observa en la Tabla 4-9, se usarán las especificaciones de la DIN 17100 para el St 37-1, Tabla 4-12, suponiendo que este es el estándar de acero sucesor y equivalente del acero St 37.12. De esta manera, se asumieron las propiedades que se recopilan en la Tabla 4-15.

Tabla 4-15. Propiedades de Acero Asumidas para los Pendolones.

Designación según DIN	Designación de clase y calidad	Módulo de Elasticidad (GPa)	Resistencia MPa	Límite elástico MPa
St 37.12	Normal	200	370	240

Nota. Adaptado de DIN 17100:1957-10. Aceros para estructuras generales: Especificaciones Generales de Calidad. Alemania, octubre de 1957.

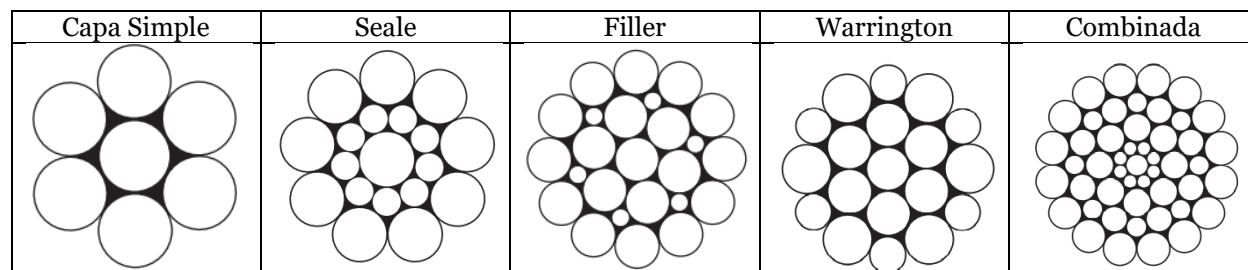
4.2.2.1.3 Cables

El alambre es el componente básico del cable, generalmente, fabricado con acero de alto contenido de carbono con distintos grados o calidades, que dependen exclusivamente de los requerimientos finales. Los alambres son torcidos helicoidalmente (en forma de espiral) en torno a un alambre central, y dispuestos en una o más capas para constituir los torones.

Los torones a su vez van dispuestos en torno a un alma central cuya función es servir como base o núcleo del cable, conservando su circunferencia, soportando la presión de los torones y manteniendo las distancias o espaciado correctos entre ellos. Se distinguen dos tipos de almas: de fibra (natural o sintética) y de acero.

A cada configuración de cantidad y disposición de alambres y torones se le llama construcción, y las más comunes son (Figura 4-29) de Capa Simple, Seale, Warrington y Filler, aunque también pueden configurarse a partir de una combinación de patrones (ej. Warrington-Seale). Las construcciones se distinguen según su cantidad de alambres, número de capas, diámetros y disposición de alambres.

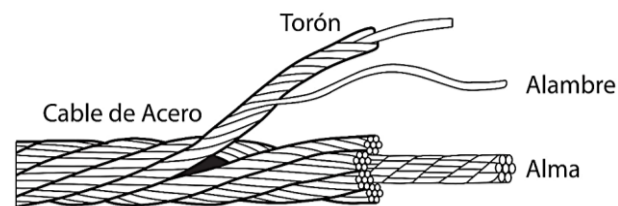
Figura 4-29. Construcciones típicas en torones de acero.



Nota. Adaptado de Wire Rope Classifications and Features. Union. A WireCo WorldGroup Brand., s/f.

Finalmente, se le llama cable de acero, al producto final, constituido por el conjunto completo descrito anteriormente (Figura 4-30). Se distinguen por su diámetro, construcción (cantidad de torones y alambres), tipo de alma, grado de alambre, tipo de lubricación, dirección de cableado (regular o cruzado y derecho o izquierdo) y terminaciones opcionales (martillado, inyección de plástico, entre otras).

Figura 4-30. Configuración de los cables de acero.



Nota. Tomado de "Diseño de una Fatigadora de Cables de Acero a Flexión sobre Poleas", de Prado, P., 2016, p.3, Santiago de Chile, Chile. Universidad de Chile.

Debido a que los cables son una parte crítica y vital de la estructura del puente colgante, es imposible la extracción de una muestra que permita validar algunas de las características descritas anteriormente y propiedades mecánicas, sin que esto implique un riesgo de colapso de

la estructura. Por tal motivo se usará información previamente recopilada, a partir de catálogos y guías, con base en su geometría, principalmente el diámetro de los cable.

Tabla 4-16. Valores recopilados de rotura por cable.

Diámetro	Carga de Rotura Cable	Cantidad de Cables	Tensión de Rotura Total
67 mm (2 5/8")	366 t	7	2562 t

Nota. Son 7 cables tendidos a cada costado del puente. Autoría propia.

4.2.2.1.4 Uniones Simples

Los miembros que componen la estructura de acero del puente se unen para trabajar en conjunto, por lo que se encuentran mayoritariamente conectados por remaches y pernos.

Figura 4-31. Diferentes uniones simples en el puente.



Nota. a. Unión pernada A7. b. Unión remachada A16. c. Unión soldada. d. Unión por medio de pasador.

Sin embargo, se detectaron en menor medida otros medios de unión, para el dispositivo de unión entre pendolones y cables, se implementan pasadores. A su vez, también se evidencian soldaduras en filete que corresponderían a intervenciones recientes que refuerzan algunas zonas del cordón superior de la estructura.

✓ Remaches y Pernos.

Las uniones remachadas fueron el método generalmente aceptado en la conexión de elementos de acero, ya que permiten realizar juntas rígidas, lo que no se logra con pernos de resistencia

normal; sin embargo, desde mediados del siglo XX el uso de los remaches fue declinado rápidamente, debido al desarrollo de la soldadura y de los pernos de alta resistencia, elementos de conexión con los cuales se logra la misma rigidez que con los remaches, con costos y tiempos de instalación menores.

Los remaches son elementos de sección transversal circular, con cabeza a ambos extremos, una de las cuales se fabrica después de colocarlos en su lugar, mediante un proceso en caliente o en frío; el primero de los sistemas es el más empleado, debido a que para formar la cabeza en frío hay que aplicar grandes presiones. El proceso en caliente es, entonces, un proceso de forja. El uso de los remaches se ve limitado precisamente por el equipo necesario para su instalación, en particular por la inconveniencia de utilizarlo en campo. Por otro lado, las uniones empernadas son en general las más económicas, particularmente en comparación con las soldadas en campo. Los pernos son piezas compuestas por un vástago roscado en parte de su longitud, para recibir una tuerca, y una cabeza normalmente de forma hexagonal. (Valencia, 2018).

DIN (Instituto Alemán de Normalización). Teniendo en cuenta que los pernos y remaches, en el puente, permiten principalmente la construcción de perfiles armados a base de diferentes configuraciones de perfiles y placas clasificadas como St 37.11 y St 37.12, respectivamente. La deducción más razonable es que los pernos y remaches originales estuvieran sujetos a la misma serie de normativas de la época y con una resistencia a la tensión mayor que la del acero St37.

Por tal motivo, de la Tabla 4-2, se relaciona la DIN 1613: Acero dulce laminado – Tornillos de hierro – Remache de hierro, como el estándar relacionado; y que incluye los aceros St 34.13 y St 38.13 cuyas propiedades se relacionan en la Tabla 4-17; destacando el St 38.13 como el de más probable uso en la estructura.

Tabla 4-17. Especificaciones de los aceros estandarizados por DIN 1613.

Designación según DIN	Designación de clase y calidad	Resistencia kg/mm ²	Límite elástico kg/mm ²	Elongación δ ₅ %	Elongación δ ₁₀ %
St 38.13	Normal	38-45	-	25	20
St 34.13	Especial	34-42	-	30	25

Nota. δ₅, en la barra normal corta o barra proporcionalmente corta. δ₁₀, en la barra larga normal o barra proporcionalmente larga. Adaptado y traducido de “Taschenbuch für den Maschinenbau”, de Dubbel, H., 1935, p.561, Berlín, Alemania: Editorial Springer.

ASTM (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales). Asimismo, para efectos de reparaciones o intervenciones, es preciso indicar calidades mínimas y comerciales de

elementos que sustituyan los remaches o pernos originales St 38.13. Y dado que el uso de las uniones remachadas es hoy en día muy reducido, en caso de reparación o reemplazo de uniones remachadas, se recomendarían en su lugar, el uso de pernos o uniones soldadas.

La NSR-10 F.2.1.5.3 permite el uso de pernos utilizados en juntas estructurales de las siguientes tres calidades: A307, A325, A490. Los pernos A307, no se consideran de alta resistencia y son normalmente utilizados en conexiones poco solicitadas. Por otro lado, los más comúnmente utilizados en construcción son A325; mientras que los pernos A490 se utilizan en conexiones con solicitaciones más altas, con una resistencia a tensión de 1040 a 1210 MPa.

Tabla 4-18. Resistencia nominal para pernos y piezas roscadas, MPa.

Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(a)
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(c)}
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$

Nota. (a) Para conexiones de extremo que tengan un patrón de perforaciones con una longitud mayor que 965 mm, F_{nv} se reducirá a un 93.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de perforaciones es la máxima distancia paralela a la línea de la fuerza medida sobre la línea de centros de los pernos.

(b) Para pernos A307, los valores tabulados se reducirán en un 1 por ciento por cada 1.6 mm por encima de los 5 diámetros de longitud en el agarre.

(c) Se aceptan roscas en los planos de corte.

Tomado de "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10", de Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010, p. F-119, Bogotá, Colombia: Ministerio de Vivienda, Ambiente y Desarrollo Territorial.

De esta manera, en vista de reproducir las uniones rígidas que proporcionan los remaches, lo recomendado es el uso de pernos de alta resistencia, ASTM A325: Especificación Estándar para Pernos Estructurales de Acero Tratados Térmicamente y con Resistencia Mínima a la Tensión de 830/725 MPa.

✓ Soldadura

Se distinguen algunas “intervenciones” con soldadura realizadas a la estructura del puente, principalmente, en placas unidas al cordón superior. El carácter de “intervenciones” se debe a que estas juntas soldadas fueron realizadas en años recientes con objeto de repotenciar o reforzar algunos elementos como algunas zonas del cordón superior, ya que los procedimientos

de construcción originales del puente, se ha identificado que es a base de uniones y conexiones empernadas y remachadas.

4.2.2.2 Concreto

Varios son los elementos en concreto que posee la estructura del puente, dentro de estos, de la infraestructura, los más importantes, son los estribos, las pilas y los muertos de anclaje; y de la superestructura, el tablero.

Sin embargo, debido a que el objeto principal del presente estudio es la evaluación y diagnóstico de la superestructura metálica del puente se omitió, por una parte, la obtención de propiedades mecánicas de la infraestructura a través de ensayos de materiales.

4.2.2.2.1 Tablero

Debido a que el tablero de concreto del puente de una inspección visual preliminar se detectó en un buen estado general, se consideró como un elemento no crítico, por lo tanto, para tener en consideración sus efectos en el análisis y evaluación estructural de la superestructura metálica sus valores se estimaron.

Se asume un concreto de densidad normal con peso específico de 24 kN/m³, resistencia específica a la compresión ($f'c$) de 21 MPa y módulo de elasticidad (E), calculado a partir de la fórmula (4.1) del Título C.8.5 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

$$E=4700 \cdot \sqrt{f'c} = 4700 \cdot \sqrt{21 \text{ MPa}} = 21.5 \text{ GPa} \quad (4.1)$$

4.3 Levantamiento

El levantamiento topográfico se desarrolló bajo un método de localización de puntos en un marco de referencia relativo. La localización del terreno en el sistema coordenado Magna Sirgas, se realizó a través de puntos de control relativos y con antenas de recepción de señal GPS con precisión milimétrica. Se utilizaron estaciones totales para la ejecución del trabajo de campo para generar resultados que caractericen el puente en planimetría y altimetría. En términos generales se caracterizaron: montantes, diagonales, vigas, torres, pendolones y tablero. Para

cada uno de estos elementos se establecieron sus dimensiones, tipo de perfiles, espesores y casos especiales que aportan a la inspección visual de la estructura.

4.3.1 Carteras de Campo

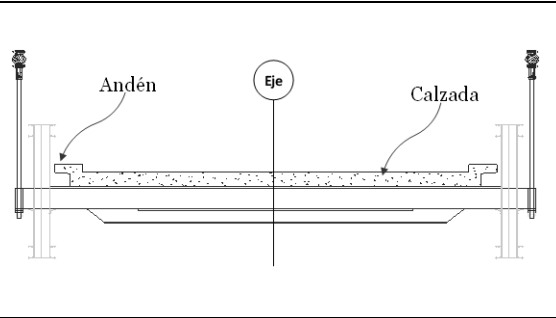
A continuación, se presentan las carteras de campo del levantamiento topográfico. Se identifican puntos de control y del levantamiento. El marco de referencia de coordenadas en cada caso es variable, en función del tipo de elemento caracterizado y las condiciones de espacio disponible para su ubicación.

4.3.1.1 Puntos de Caracterización de la Sección Transversal del puente:

Se realizó el levantamiento de la sección transversal del tablero del puente identificando a ambos costados un punto sobre el andén, el contacto de calzada y andén, y el eje de vía.

Tabla 4-19. Puntos sección transversal del tablero del puente.

Punto	Norte (m)	Este (m)	Cota (m)
Punto Control A	107.3981	98.7035	100.0537
Punto Control B	107.5678	99.9992	100.0575
1	91.8344	113.8023	100.3852
2	92.212	113.9917	100.3839
3	92.2179	113.981	100.2146
4	94.863	114.971	100.2265
5	97.8614	116.2706	100.1998
6	97.885	116.3208	100.3665
7	98.2197	116.5076	100.3736



El diagrama ilustra la sección transversal del tablero del puente. Muestra un eje central etiquetado como 'Eje', flanqueado por andenes etiquetados como 'Andén'. La superficie superior del tablero está etiquetada como 'Calzada'. Se muestran también los pilares de apoyo del puente a los extremos.

Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.1.2 Puntos de Caracterización de la Superficie del Tablero del Puente.

Se realizó el levantamiento de una cuadrícula de puntos para conocer el comportamiento en términos de pendiente y geometría de la superficie del tablero del puente. En términos generales se encuentran pendientes propias del efecto de bombeo cercano al 2%.

Nota: no se identifican comportamientos anormales que supongan un estado o desempeño anormal de la superficie del tablero del puente. Se identifica adicionalmente un buen estado en la capa de rodadura; sin embargo, es necesario repasar su señalización horizontal de ancho de carril y separador de sentidos de flujo vehicular.

Tabla 4-20. Puntos superficie del tablero del puente.

Punto	Norte (m)	Este (m)	Cota (m)	Punto	Norte (m)	Este (m)	Cota (m)
BVD1	197.4711	203.3063	100.0214	E10	120.8485	366.4448	101.5755
BVD2	188.8036	220.9753	100.3032	E11	112.3051	384.6411	101.5419
BVD3	179.9768	238.9669	100.6132	E12	103.5086	402.2252	101.509
BVD4	171.1536	256.9489	100.9294	E13	94.6138	420.5036	101.4788
BVD5	162.3402	274.9515	101.2459	E14	85.8844	438.2754	101.486
BVD6	153.6041	292.8494	101.5174	E15	77.1101	456.2073	101.4955
BVD7	144.7926	310.9254	101.624	E16	67.5951	474.108	101.5581
BVD8	136.0111	328.7918	101.6093	E17	59.1058	491.8579	101.4981
BVD9	127.2073	346.8258	101.5887	BVI1	62.3936	493.2097	101.5099
BVD10	118.4335	364.7979	101.5512	BVI2	71.1084	475.2543	101.534
BVD11	109.7083	382.6847	101.5081	BVI3	79.9526	457.2569	101.4544
BVD12	100.8513	400.7297	101.4879	BVI4	88.7751	439.343	101.4451
BVD13	92.0233	418.7224	101.4692	BVI5	97.4844	421.4241	101.4766
BVD14	83.2667	436.6682	101.4774	BVI6	106.2192	403.5743	101.4888
BVD15	74.495	454.6194	101.4743	BVI7	115.1727	385.3288	101.5116
BVD16	65.6849	472.6173	101.5524	BVI8	123.9022	367.4932	101.546
BVD17	56.9005	490.6032	101.542	BVI9	132.6113	349.4659	101.6098
E1	200.015	204.6928	100.0684	BVI10	141.4835	331.3959	101.6378
E2	191.442	222.4484	100.3367	BVI11	150.2098	313.6752	101.644
E3	182.5138	240.441	100.6262	BVI12	159.006	295.5784	101.5096
E4	173.667	258.3308	100.9748	BVI13	167.8003	277.6018	101.2294
E5	164.7	276.456	101.275	BVI14	176.5628	259.5818	100.9232
E6	156.055	294.3073	101.5488	BVI15	185.4369	241.6128	100.5763
E7	147.3392	312.6746	101.6638	BVI16	194.2375	223.6406	100.2829
E8	138.836	329.8804	101.6516	BVI17	202.9839	205.9879	100.023
E9	130.1348	348.221	101.6274				

Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.1.3 Montantes

Se realizó el levantamiento de 101 montantes del puente en el costado aguas arriba realizando a su vez una inspección visual de su condición actual. Nota: se identifican casos importante de falla y corrosión que requiere atención inmediata, así como se cita en la sección de Afectaciones del Puente: Detalle 1: Falla de Montante, Detalle 2: Corrosión En Diagonal, Detalle 3: Corrosión En Cordón Inferior y Detalle 4: Corrosión En Presillas.

Tabla 4-21. Localización de Montantes.

Punto	Norte (m)	Este (m)	Cota (m)	Punto	Norte (m)	Este (m)	Cota (m)
M1	502.6463	498.5463	500.1569	M6	517.5457	500.5939	500.364
M2	504.4247	498.8044	500.183	M7	520.787	501.0338	500.4077
M3	507.6989	499.2463	500.2389	M8	524.0583	501.46	500.4368
M4	510.9929	499.6986	500.275	M9	527.3364	501.9029	500.4664
M5	514.2532	500.1482	500.318	M10	530.6053	502.3445	500.5296

Punto	Norte (m)	Este (m)	Cota (m)
M11	533.8661	502.7812	500.5667
M12	537.1535	503.2427	500.6268
M13	540.417	503.7978	500.6924
M14	543.6989	504.1453	500.7341
M15	546.9056	504.5633	500.7792
M16	550.2312	505.0115	500.8814
M17	553.4951	505.4404	500.904
M18	556.7791	505.8873	500.9508
M19	560.0382	506.3235	501.0122
M20	563.2717	506.7708	501.069
M21	566.5623	507.2045	501.117
M22	569.8455	507.6445	501.1591
M23	573.1288	508.0807	501.2093
M24	576.3862	508.5152	501.2547
M25	579.6524	508.9712	501.3076
M26	582.9294	509.3989	501.3602
M27	586.216	509.866	501.4154
M28	589.4522	510.2981	501.4603
M29	592.7605	510.7232	501.5152
M30	596.0439	511.1636	501.5544
M31	599.3066	511.5814	501.6086
M32	602.5726	512.0314	501.6579
M33	605.8324	512.5355	501.7766
M34	609.1569	512.9421	501.7206
M35	612.4303	513.3855	501.7287
M36	615.7029	513.8144	501.747
M37	618.8882	514.2543	501.7618
M38	622.207	514.6847	501.7801
M39	625.4581	515.113	501.7954
M40	628.7679	515.5491	501.8044
M41	632.0704	516.0109	501.8011
M42	635.3152	516.4595	501.8103
M43	638.578	516.9075	501.8121
M44	641.7924	517.3422	501.7975
M45	645.112	517.7825	501.802
M46	648.366	518.2324	501.807
M47	651.6854	518.6903	501.7939
M48	654.9496	519.1078	501.7824
M49	658.1989	519.5388	501.786
M50	661.4798	519.9719	501.7333
M51	664.7576	520.4462	501.7767
M52	668.0121	520.8699	501.7732
M53	671.3366	521.284	501.7653
M54	674.5063	521.706	501.7569
M55	677.8294	522.1428	501.7538
M56	681.0805	522.5949	501.7517

Punto	Norte (m)	Este (m)	Cota (m)
M57	684.4035	523.0422	501.7598
M58	687.6732	523.4924	501.7459
M59	670.945	523.901	501.7441
M60	694.1975	524.3435	501.7474
M61	697.4873	524.7598	501.7229
M62	700.7185	525.1846	501.7242
M63	703.9825	525.6514	501.7308
M64	707.2823	526.0991	501.7266
M65	710.5616	526.5358	501.7087
M66	713.8261	526.9915	501.7203
M67	720.3481	527.8288	501.7048
M68	723.616	528.2922	501.6997
M69	726.8867	528.725	501.7057
M70	730.1536	529.1795	501.711
M71	733.4462	529.6349	501.6861
M72	736.7143	530.0661	501.6871
M73	739.9959	530.4829	501.6769
M74	743.2799	530.9156	501.6716
M75	746.5563	531.3708	501.6641
M76	749.834	531.8038	501.6508
M77	753.0632	532.2673	501.6471
M78	756.3197	532.6951	501.6316
M79	759.6152	533.1577	501.6305
M80	762.8779	533.5977	501.6285
M81	766.1471	533.9985	501.6297
M82	769.4046	534.4505	501.6315
M83	772.6175	534.8895	501.6364
M84	775.9866	535.337	501.6237
M85	779.2214	535.7773	501.6066
M86	782.4769	536.2	501.6196
M87	785.7657	536.6539	501.6215
M88	788.9951	537.0582	501.6435
M89	792.2711	537.5128	501.6431
M90	795.5451	537.9476	501.629
M91	798.8234	538.3847	501.6522
M92	802.0719	538.8422	501.6559
M93	805.3732	539.2817	501.6596
M94	808.6394	539.7354	501.6687
M95	811.8947	540.239	501.6851
M96	814.9376	540.5633	501.649
M97	817.9278	540.9484	501.6164
M98	820.856	541.3603	501.6337
M99	823.7754	541.7558	501.6544
M100	826.7541	542.1593	501.6769
M101	829.7891	542.5623	501.7596

Nota. Adaptado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.1.4 Uniones del Cordón Superior.

Se realizó el levantamiento de cincuenta y un (51) uniones del cordón superior del puente en el costado aguas debajo de la estructura del puente, realizando a su vez, una inspección visual de su condición actual. Además, se diferenciaron siete tipos de uniones en el cordón superior, descritas en la Tabla 4-22, donde se presenta también el tipo de unión y su ubicación en función de su abscisa.

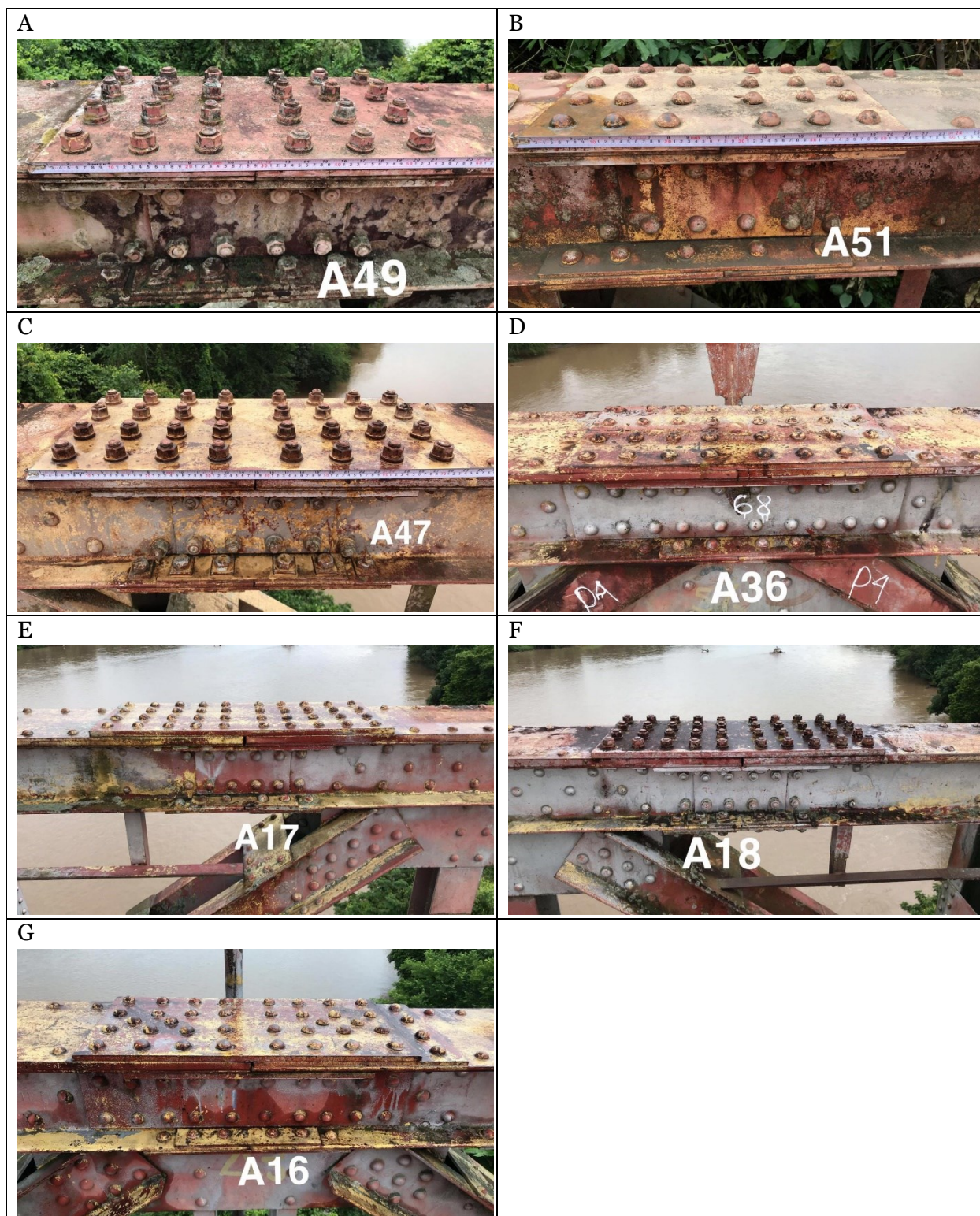
Tabla 4-22. Tipo y Localización de Uniones del Cordón Superior.

Punto	Norte (m)	Este (m)	Abscisa	Tipo	Punto	Norte (m)	Este (m)	Abscisa	Tipo
U1	512.64	501.85	Ko+003,4	A	U27	688.07	502.35	Ko+166,6	C
U2	521.56	501.92	Ko+008,2	A	U28	695.59	502.37	Ko+174,8	D
U3	532.10	501.92	Ko+015,7	B	U29	700.39	502.39	Ko+181,6	C
U4	539.58	501.95	Ko+023,1	C	U30	707.87	502.38	Ko+186,4	C
U5	547.11	501.97	Ko+028,0	C	U31	715.38	502.42	Ko+193,9	D
U6	551.92	501.98	Ko+035,5	D	U32	720.19	502.44	Ko+201,4	C
U7	559.40	502.62	Ko+043,0	C	U33	727.71	502.47	Ko+206,2	C
U8	566.86	502.03	Ko+047,8	C	U34	735.17	502.48	Ko+211,3	C
U9	571.70	502.02	Ko+055,3	D	U35	740.00	502.49	Ko+216,1	C
U10	579.20	502.06	Ko+062,0	C	U36	747.51	502.51	Ko+223,6	D
U11	586.67	502.09	Ko+067,6	C	U37	755.03	502.52	Ko+231,1	C
U12	591.49	502.11	Ko+068,9	B	U38	759.88	502.55	Ko+235,9	C
U13	599.00	502.08	Ko+075,1	B	U39	767.32	502.55	Ko+243,4	D
U14	606.50	502.11	Ko+082,6	A	U40	773.52	502.58	Ko+250,9	C
U15	611.29	502.12	Ko+087,4	A	U41	774.82	502.59	Ko+255,7	C
U16	618.78	502.17	Ko+098,8	G	U42	779.64	502.57	Ko+263,1	D
U17	626.29	502.19	Ko+102,4	E	U43	787.11	502.62	Ko+270,7	C
U18	631.11	502.18	Ko+107,2	F	U44	794.63	502.65	Ko+275,5	C
U19	636.18	502.21	Ko+114,7	D	U45	799.45	502.66	Ko+283,0	D
U20	640.98	502.22	Ko+122,2	C	U46	806.91	502.70	Ko+290,5	C
U21	648.49	502.25	Ko+129,9	C	U47	814.42	502.73	Ko+295,3	C
U22	655.96	502.24	Ko+134,5	D	U48	819.23	502.71	Ko+302,8	B
U23	660.79	502.28	Ko+142,0	C	U49	826.72	502.77	Ko+310,3	A
U24	668.27	502.31	Ko+146,8	C	U50	834.21	502.77	Ko+320,8	B
U25	675.76	502.32	Ko+154,3	D	U51	839.04	502.85	Ko+329,7	B
U26	680.58	502.34	Ko+161,8	C					

Nota. El origen de la abscisa se encuentra en la junta del tablero en el lado noroeste. Adaptado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

Nota: se evidencian dos casos donde falta un remache y la tuerca de un perno, como se describe en la sección Afectaciones Moderadas, en el Detalle 6: Corte de Perno y Ausencia de Tuerca.

Tabla 4-23. Tipos de Conexiones Preliminares en el Cordón Superior.



Nota. Autoría propia.

4.3.1.5 Pendolones

Se realizó el levantamiento de algunos pendolones junto con el cable de un costado del puente, registrando su ubicación vertical respecto a la catenaria que forman, para ambos tramos colgantes, los resultados se presentan en la Tabla 4-24.

Tabla 4-24. Caracterización de los Pendolones respecto al trazado del Cable.

Punto	Distancia Vertical Relativa (m)	Distancia Vertical de la Catenaria (m)	Distancia Horizontal (m)
P5	1.2752	22.7303	59.4
P6	3.3502	20.6553	49.5
P7	5.841	18.1645	39.6
P8	8.8107	15.1948	29.7
P9	12.104	11.9015	19.8
P10	15.815	8.1905	9.9
P11	19.8762	4.1293	0
Torre 1	22.35	22.3266	0
P13	18.646	18.6226	9.9
P14	15.046	15.0226	19.8
P15	11.7458	11.7224	29.7
P16	8.82	8.7966	39.6
P17	6.343	6.3196	49.5
P18	4.222	4.1986	59.4
P19	2.5729	2.5495	69.3
P20	1.2732	1.2498	79.2
P21	0.448	0.4246	89.1
P22	0.0234	0	99
P23	0.018	0	108.9
P24	0.4008	0.3828	118.8
P25	1.1941	1.1761	128.7
P26	2.4315	2.4135	138.6
P27	4.071	4.053	148.5
P28	6.1053	6.0873	158.4
P29	8.5952	8.5772	168.3
P30	11.517	11.499	178.2
P31	14.8245	14.8065	188.1
P32	18.6085	18.5905	198
Torre 2	22.4116	22.3936	207.9

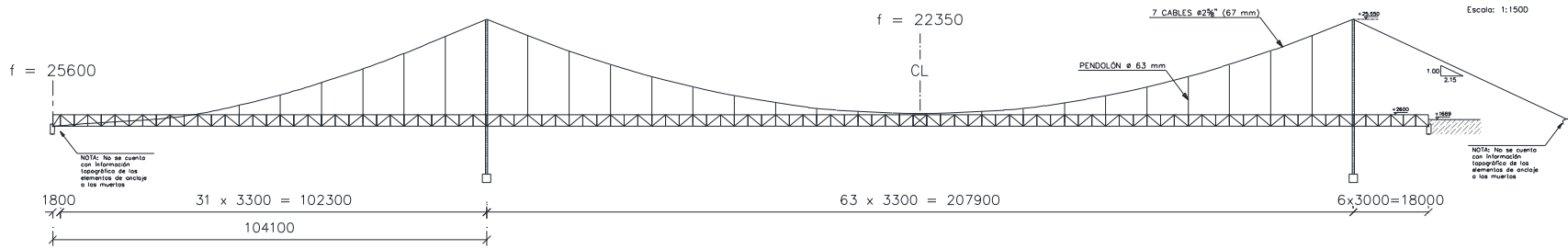
Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.2 Geometría de Puente

A continuación, resultado del trabajo de campo realizado por la comisión de topografía en el puente colgante, se presentan los principales resultados geométricos de la estructura del puente (esencialmente superestructura), y a su vez se relacionan algunos detalles y particularidades del puente.

4.3.2.1 Sección Longitudinal

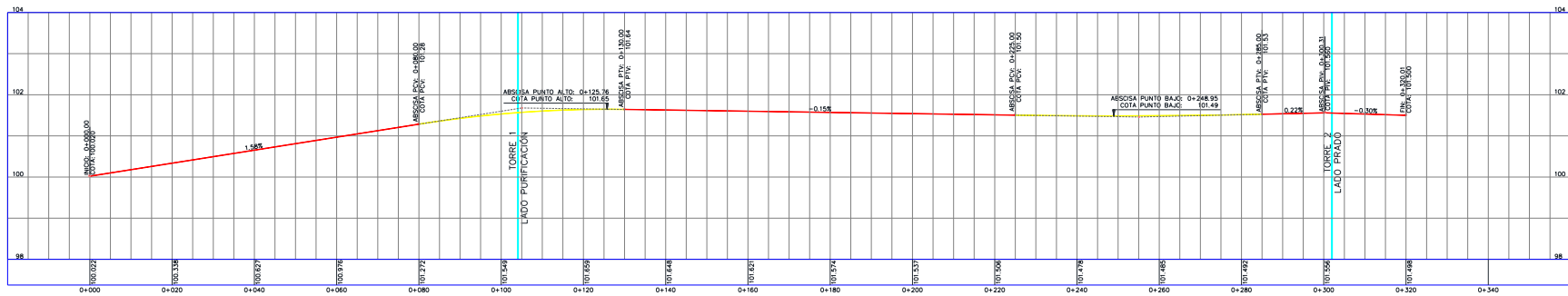
Figura 4-32. Sección Longitudinal del Puente.



Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.2.2 Perfil Longitudinal

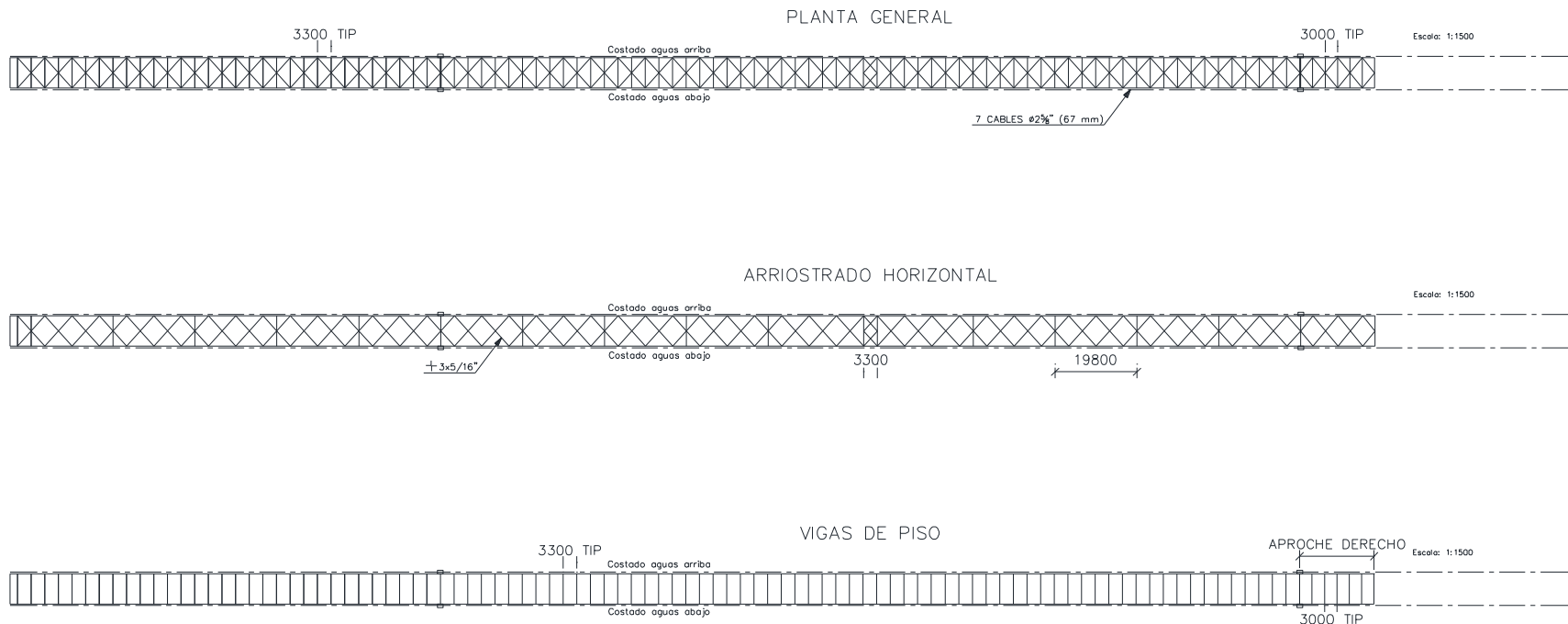
Figura 4-33. Perfil Longitudinal del Puente.



Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.2.3 Planta

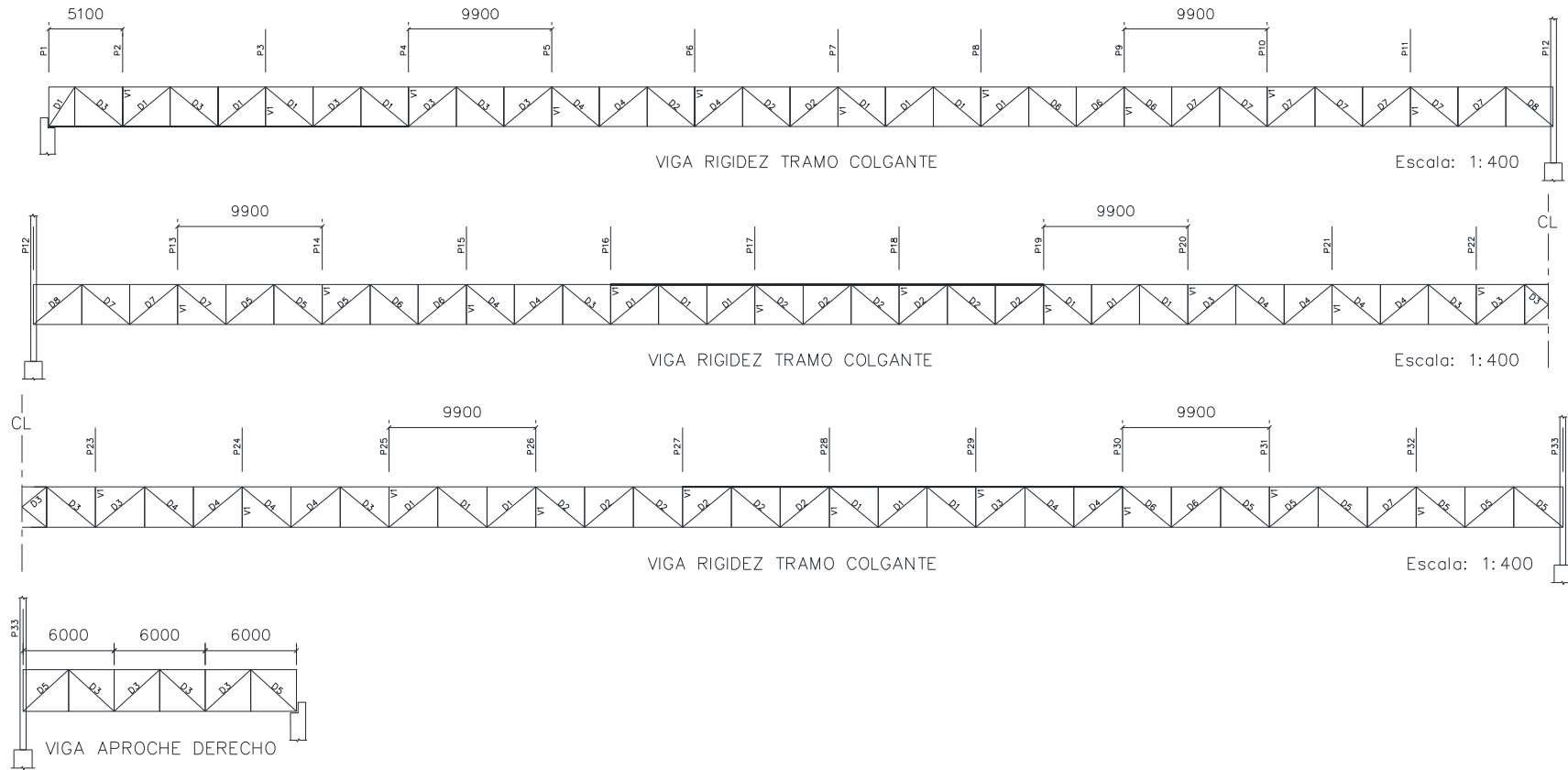
Figura 4-34. Planta General, Arriostrado Horizontal y Vigas de Piso del Puente.



Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.2.4 Viga de Rigidez

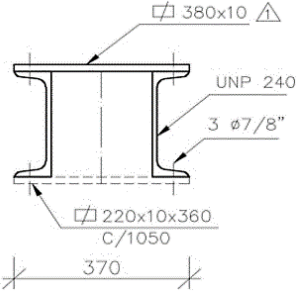
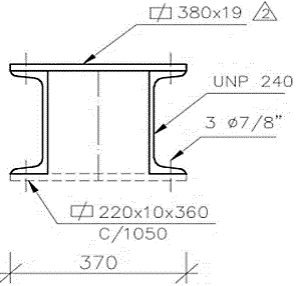
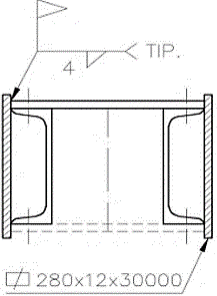
Figura 4-35. Descripción Viga de Rigidez.

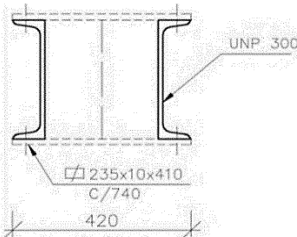
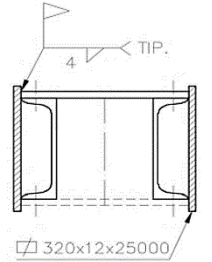
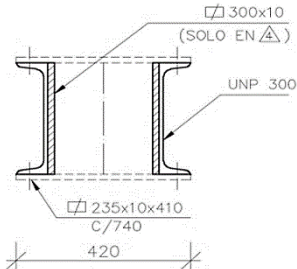
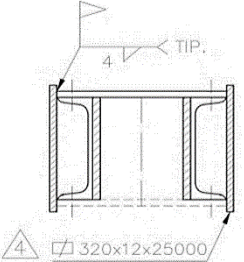


Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.2.5 Perfiles antes de Reparación

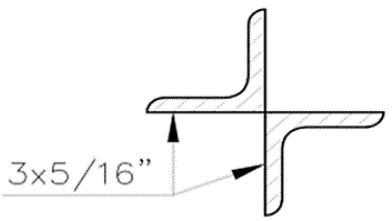
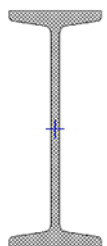
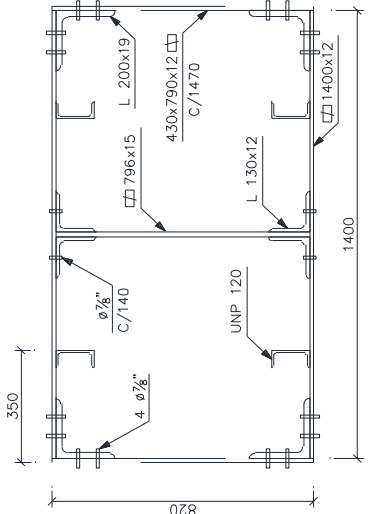
Tabla 4-25. Propiedades Geométricas de los Perfiles Existentes.

Sección		Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso	
		cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m	
CORDÓN SUPERIOR VIGA DE RIGIDEZ											
CS1	Cordón Superior Tipo 1		120.89	11112.40	702.18	9.59	17045.92	921.40	11.87	126.00	94.90
CS2	Cordón Superior Tipo 2		154.19	13533.02	755.86	9.37	20844.89	1126.75	11.63	415.20	121.04
CS2R	Cordón Superior Tipo 2 Reforzado		221.39	19072.13	1092.93	9.28	45625.56	2304.32	14.36	118.80	173.79
CORDÓN INFERIOR VIGA DE RIGIDEZ											

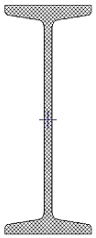
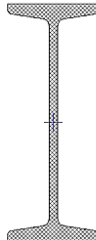
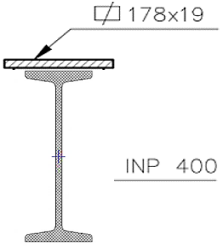
Sección			Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m
CI3	Cordón Inferior Tipo 3		116.68	15864.95	1057.66	11.66	22461.30	1069.59	13.87	75.60	91.60
CI3R	Cordón Inferior Tipo 3 Reforzado		155.08	19141.75	1196.36	11.11	36070.80	1367.71	15.25	36.60	121.74
CI4	Cordón Inferior Tipo 4		176.68	20364.95	1357.66	10.74	29081.30	1384.82	12.83	534.60	138.70
CI4R	Cordón Inferior Tipo 4 Reforzado		215.08	23649.63	1441.11	10.49	43939.79	1766.48	14.29	13.20	168.84
DIAGONALES VIGA DE RIGIDEZ											

Sección			Área	I _x	S _x	r _x	I _y	S _y	r _y	L _t	Peso
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m
D1	Diagonal Tipo 1		47.59	1822.92	227.86	6.19	6747.95	408.92	11.91	171.76	37.36
D2	Diagonal Tipo 2		74.59	2232.98	279.06	5.47	13662.20	827.91	13.53	124.20	58.55
D3	Diagonal Tipo 3		55.44	2669.82	296.65	6.94	7994.51	470.27	12.01	163.72	43.52
D4	Diagonal Tipo 4		86.44	3290.46	365.61	6.17	16436.85	966.87	13.79	124.20	67.86

Sección			Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m
D5	Diagonal Tipo 5		74.22	5305.37	482.31	8.45	11149.17	619.40	12.26	90.14	58.27
D6	Diagonal Tipo 6		98.81	4660.38	466.04	6.87	19467.96	1112.45	14.04	57.96	77.56
D7	Diagonal Tipo 7		83.89	7097.44	591.45	9.20	12824.83	693.23	12.36	91.08	65.86
D8	Diagonal Tipo 8		95.77	9518.32	732.18	9.97	15001.18	789.54	12.52	16.56	75.18
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR VIGA DE RIGIDEZ											

Sección			Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m
ARRI	Arriostre		22.98	231.84	30.43	3.18	231.84	30.43	3.18	997.64	18.04
ARRV	Viga Inferior Arriostre	INP 400 	117.79	29185.04	1459.25	15.74	1155.33	149.08	3.13	154.98	92.46
TORRE											
TCOL	Columna Torre		930.15	1187000.00	29026.51	35.73	1856000.00	26517.38	44.67	146.80	730.16

Sección			Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m
TV1	Viga Torre Tipo 1		159.68	23417.40	1221.32	12.11	30701.74	1427.99	13.87	16.20	125.35
TV2	Viga Torre Tipo 2		230.68	30568.91	1335.93	11.51	94655.09	3155.17	20.26	16.20	181.09
TARR1	Arriostado Torre Tipo 1		82.80	8062.14	701.06	9.87	2996.90	249.74	6.02	120.53	65.00
TARR2	Arriostado Torre Tipo 2		141.80	61948.71	2528.52	20.90	7203.82	480.25	7.13	76.79	111.31

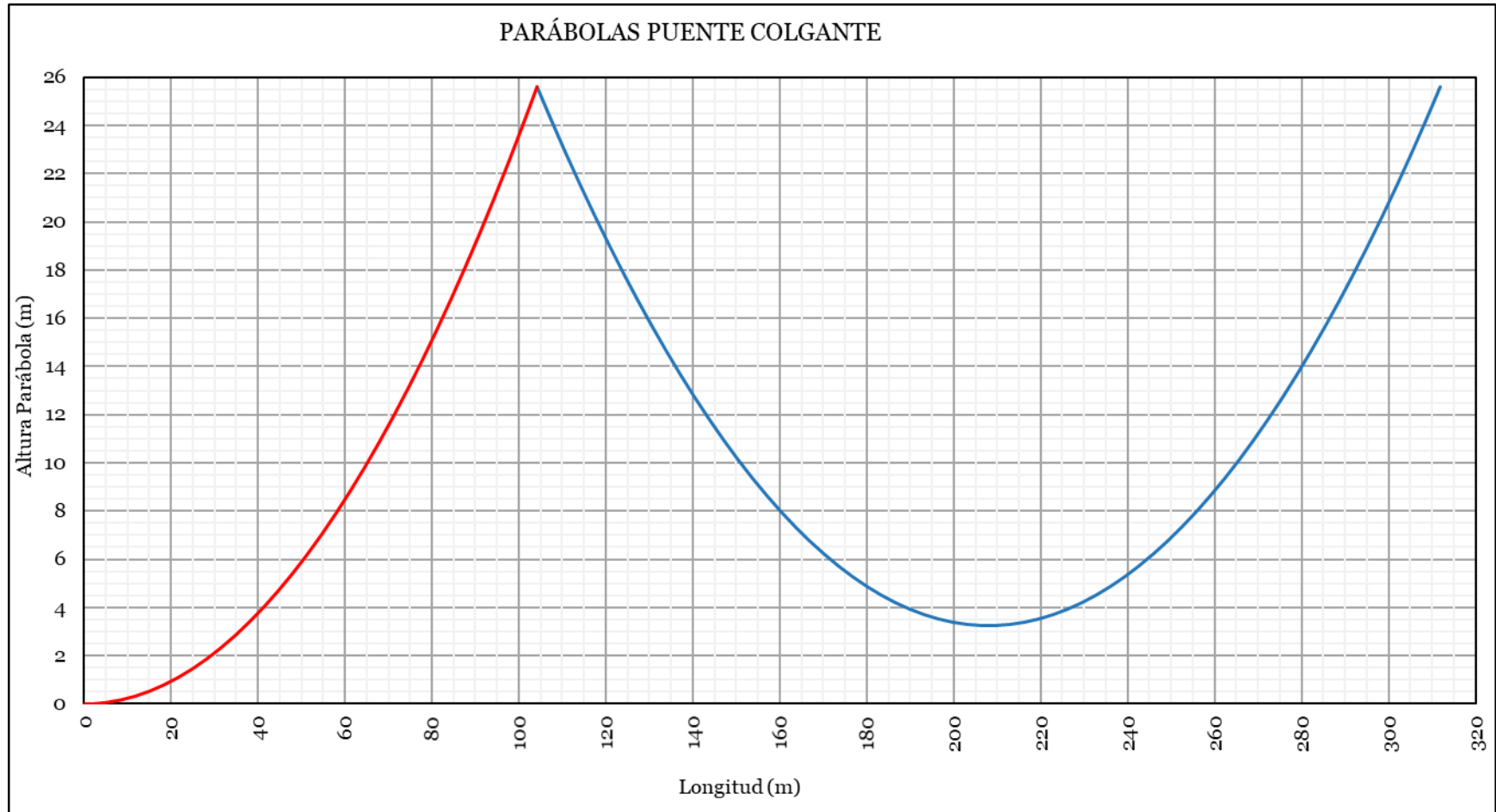
Sección			Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso	
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m	
TM	Montante o Vertical Torre	INP 400		117.79	29185.04	1459.25	15.74	1155.33	149.08	3.13	5.15	92.46
VIGAS TRANSVERSALES DEL TABLERO												
VTA	Sección Viga Apoyo	INP 400		117.79	29185.04	1459.25	15.74	1155.33	149.08	3.13	22.32	92.46
VTB	Bordillo		151.61	40727.60	1650.66	16.39	2048.29	230.15	3.68	193.64	119.01	

Sección			Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m
VTE	Pavimento		244.63	142617.13	3695.25	24.15	3866.74	429.64	3.98	566.50	192.03
MONTANTES VIGA DE RIGIDEZ											
M1	Montante Tipo 1 - Con Pendolón		63.80	3766.34	376.63	7.68	7614.08	467.12	10.92	155.00	50.08
M2	Montante Tipo 2 - Sin Pendolón		41.92	2425.65	269.52	7.61	778.30	86.48	4.31	360.00	32.91

Nota. Autoría propia.

4.3.2.6 Cable de Acero

Figura 4-36. Trazado Parabólico de los Cables de Acero.



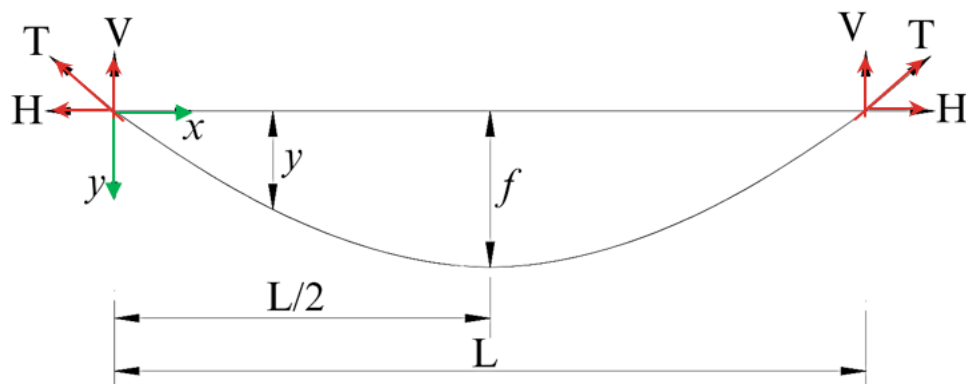
Nota. En rojo, tramo inicial o tramo 1. En azul, tramo principal o tramo 2. Autoría propia.

En un puente colgante, cuando la estructura esta siendo construida y los cables principales se disponen en las torres, la curva es una catenaria; sin embargo, cuando los cables son unidos al tablero, a través de las vigas y pendolones, la curva se convierte en una parábola. A diferencia de la catenaria, cuya curva se debe al peso propio del cable, la parábola añade, además del peso del cable, el peso del tablero que es uniformemente distribuido en la curva.

La distancia vertical del cable principal se conoce como la flecha y la relación entre la flecha y la luz del cable principal se define como la relación de la flecha ($n=f/L$). La flecha controla la longitud y estabilidad del puente colgante, y generalmente adopta relaciones entre 1/12 a 1/8 (un valor óptimo ampliamente aceptado es 1/10). Si los cables principales tiene una curva con tendencia plana o una relación de flecha baja, el puente tiene más estabilidad vertical pero la tensión del cable es alta y se requieren anclajes fuertes. Por el contrario, un flecha más pronunciada reduce la fuerza del cable, pero incrementa la altura de las torres haciéndolas más susceptibles a grandes fuerzas.

La geometría del cable se muestra en la Figura 4-37, en la cual se construye un sistema de coordenadas en la punta de la torre izquierda, el eje X se refiere a la ubicación horizontal y el eje Y representa la deflexión del cable. Si los cables y la carga muerta son uniformemente distribuidos, los cables principales se deformarán como una curva parabólica, cuya geometría se expresa por medio de la ecuación (4.2).

Figura 4-37. Forma del Cable Principal.



Nota. Adaptado de “Bridge Engineering: Chapter Eleven – Suspension Bridges” de Lin & Yoda, 2017, p. 208.

$$y = \frac{4fx}{L^2}(L-x) \quad (4.2)$$

Para el puente colgante del presente estudio las respectivas ecuaciones de su trazado parabólico, con base en la ecuación (4.2) son presentadas en la Tabla 4-26, donde se enuncian también las

principales características geométricas.

Tabla 4-26. Geometría Parábolas Puentes Colgantes.

	Tramo 1	Tramo 2 (Principal)
Flecha (f)	25.60 m	22.35 m
Luz (L)	208.20 m	207.90 m
f/L	0.123	0.108
Ecuación	$y = \frac{102.40 x}{208.20^2} (208.20 - x)$	$y = \frac{89.40 x}{207.90^2} (207.90 - x)$

Nota. Autoría propia.

Las coordenadas del trazado parabólico de ambos tramos del puente se recopilan en la Tabla 4-27, resolviendo la ecuación (4.2) para x variando 3.30 m, longitud que corresponde a la dimensión estándar de la sección de viga celosía.

Tabla 4-27. Coordenadas del Trazado Parabólico de los Cables.

Relativas (m)		Globales (m)	
Xr_i	Yr_i	Xg_i	Yr_i
Parábola Tramo 1			
0.000	0.000	0.000	0.000
3.300	1.597	1.800	0.008
6.600	3.143	5.100	0.061
9.900	4.638	8.400	0.167
13.200	6.081	11.700	0.323
16.500	7.472	15.000	0.532
19.800	8.812	18.300	0.791
23.100	10.101	21.600	1.102
26.400	11.338	24.900	1.465
29.700	12.524	28.200	1.879
33.000	13.658	31.500	2.344
36.300	14.741	34.800	2.861
39.600	15.772	38.100	3.429
42.900	16.752	41.400	4.049
46.200	17.681	44.700	4.720
49.500	18.558	48.000	5.443
52.800	19.383	51.300	6.217
56.100	20.157	54.600	7.042
59.400	20.880	57.900	7.919
62.700	21.551	61.200	8.848
66.000	22.171	64.500	9.828
69.300	22.739	67.800	10.859

Relativas (m)		Globales (m)	
Xr_i	Yr_i	Xg_i	Yr_i
72.600	23.256	71.100	11.942
75.900	23.721	74.400	13.076
79.200	24.135	77.700	14.262
82.500	24.498	81.000	15.499
85.800	24.809	84.300	16.788
89.100	25.068	87.600	18.128
92.400	25.277	90.900	19.519
95.700	25.433	94.200	20.962
99.000	25.539	97.500	22.457
102.300	25.592	100.800	24.003
104.100	25.600	104.100	25.600

Parábola Tramo 2			
Xr_i	Yr_i	Xg_i	Yr_i
0.000	0.000	104.100	25.500
3.300	1.397	107.400	24.103
6.600	2.748	110.700	22.752
9.900	4.054	114.000	21.446
13.200	5.316	117.300	20.184
16.500	6.532	120.600	18.968
19.800	7.703	123.900	17.797
23.100	8.830	127.200	16.670
26.400	9.911	130.500	15.589
29.700	10.947	133.800	14.553

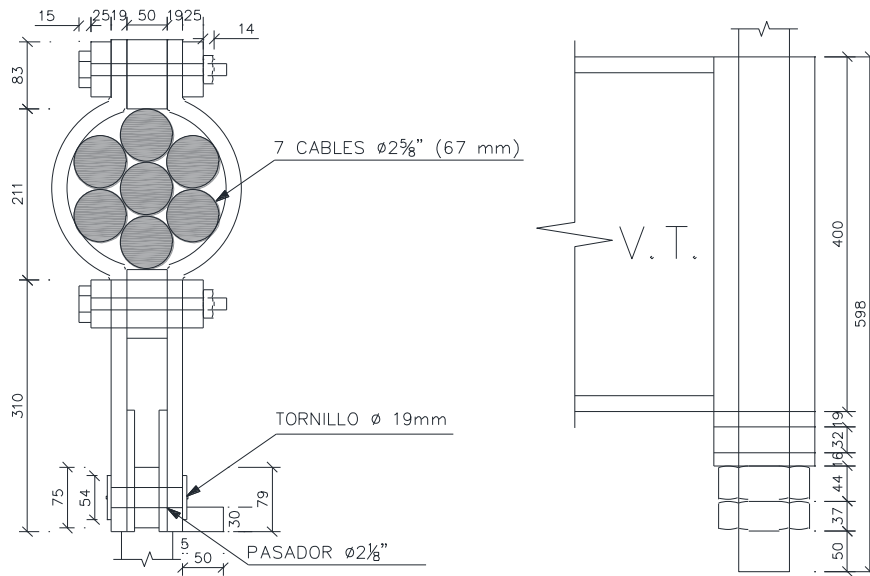
Relativas (m)		Globales (m)	
Xr _i	Yr _i	Xg _i	Yr _i
33.000	11.938	137.100	13.562
36.300	12.884	140.400	12.616
39.600	13.785	143.700	11.715
42.900	14.641	147.000	10.859
46.200	15.452	150.300	10.048
49.500	16.218	153.600	9.282
52.800	16.938	156.900	8.562
56.100	17.614	160.200	7.886
59.400	18.245	163.500	7.255
62.700	18.831	166.800	6.669
66.000	19.371	170.100	6.129
69.300	19.867	173.400	5.633
72.600	20.317	176.700	5.183
75.900	20.723	180.000	4.777
79.200	21.083	183.300	4.417
82.500	21.398	186.600	4.102
85.800	21.669	189.900	3.831
89.100	21.894	193.200	3.606
92.400	22.074	196.500	3.426
95.700	22.209	199.800	3.291
99.000	22.299	203.100	3.201
102.300	22.344	206.400	3.156
105.600	22.344	209.700	3.156
108.900	22.299	213.000	3.201
112.200	22.209	216.300	3.291
115.500	22.074	219.600	3.426
118.800	21.894	222.900	3.606
122.100	21.669	226.200	3.831

Relativas (m)		Globales (m)	
Xr _i	Yr _i	Xg _i	Yr _i
125.400	21.398	229.500	4.102
128.700	21.083	232.800	4.417
132.000	20.723	236.100	4.777
135.300	20.317	239.400	5.183
138.600	19.867	242.700	5.633
141.900	19.371	246.000	6.129
145.200	18.831	249.300	6.669
148.500	18.245	252.600	7.255
151.800	17.614	255.900	7.886
155.100	16.938	259.200	8.562
158.400	16.218	262.500	9.282
161.700	15.452	265.800	10.048
165.000	14.641	269.100	10.859
168.300	13.785	272.400	11.715
171.600	12.884	275.700	12.616
174.900	11.938	279.000	13.562
178.200	10.947	282.300	14.553
181.500	9.911	285.600	15.589
184.800	8.830	288.900	16.670
188.100	7.703	292.200	17.797
191.400	6.532	295.500	18.968
194.700	5.316	298.800	20.184
198.000	4.054	302.100	21.446
201.300	2.748	305.400	22.752
204.600	1.397	308.700	24.103
207.900	0.000	312.000	25.500

Nota. Autoría propia.

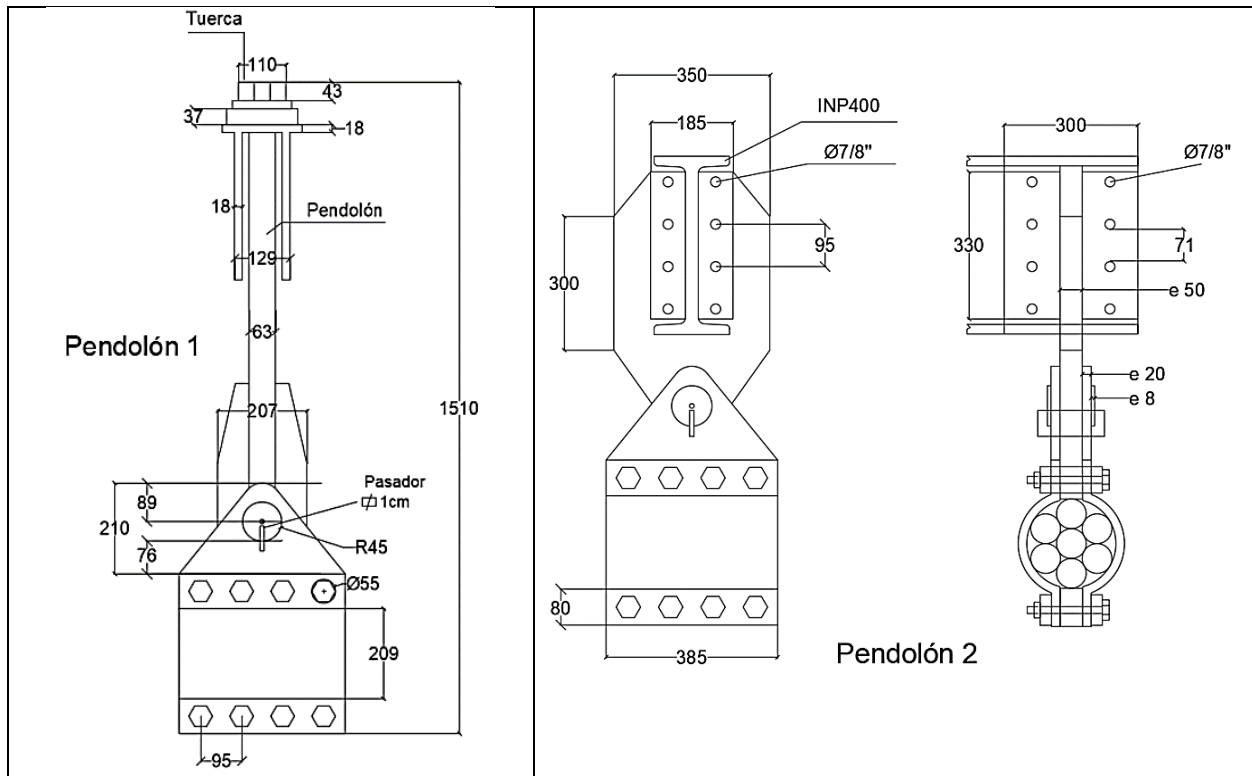
4.3.2.7 Uniones Cable – Pendolón – Viga

Figura 4-38. Unión Típica Cable-Pendolón-Viga.



Nota. Izquierda: Detalle unión pendolón-cable. Derecha: Detalle unión pendolón-viga. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

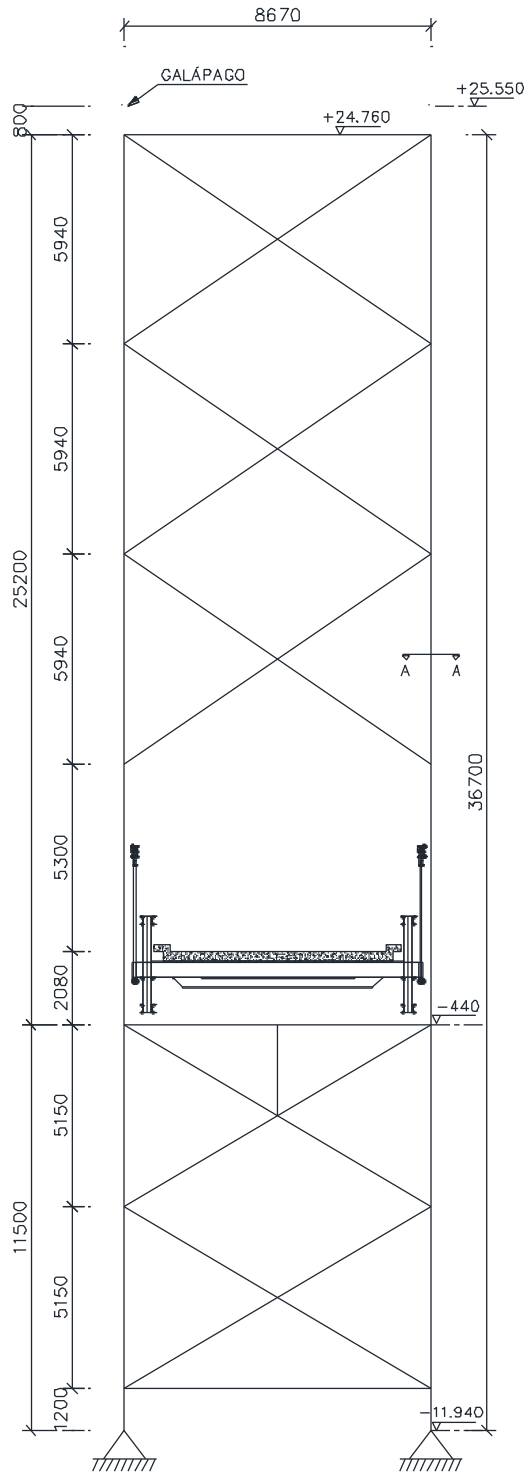
Figura 4-39. Primeras Uniones Cable-Pendolón-Viga.



Nota. Adaptado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.2.8 Torres

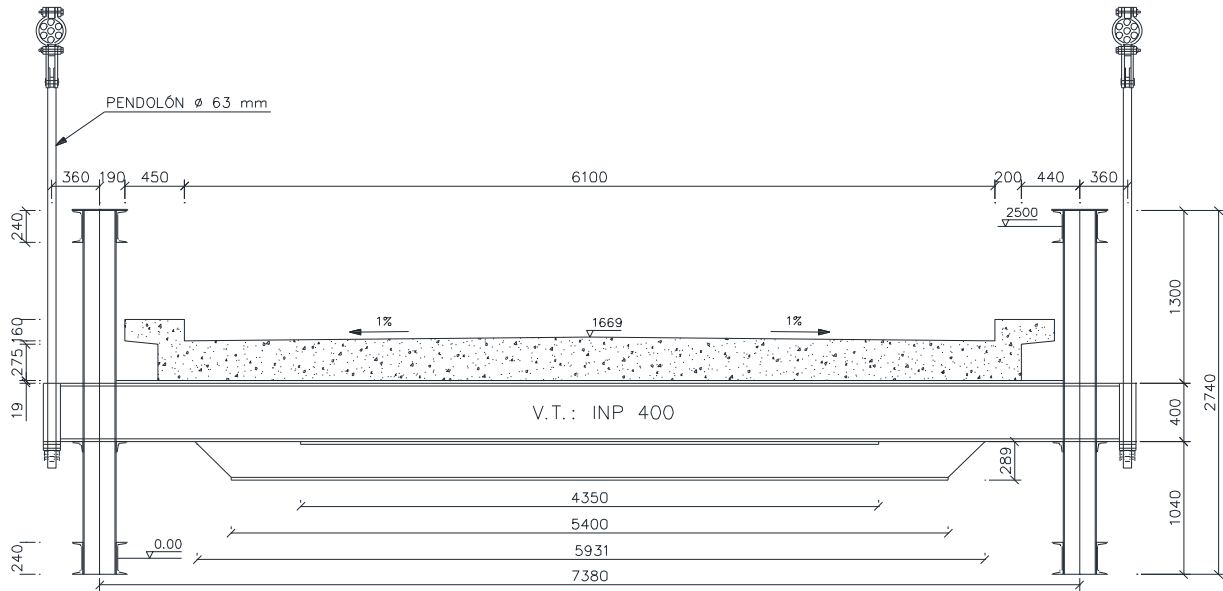
Figura 4-40. Esquema Torre.



Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.2.9 Sección Transversal Tablero

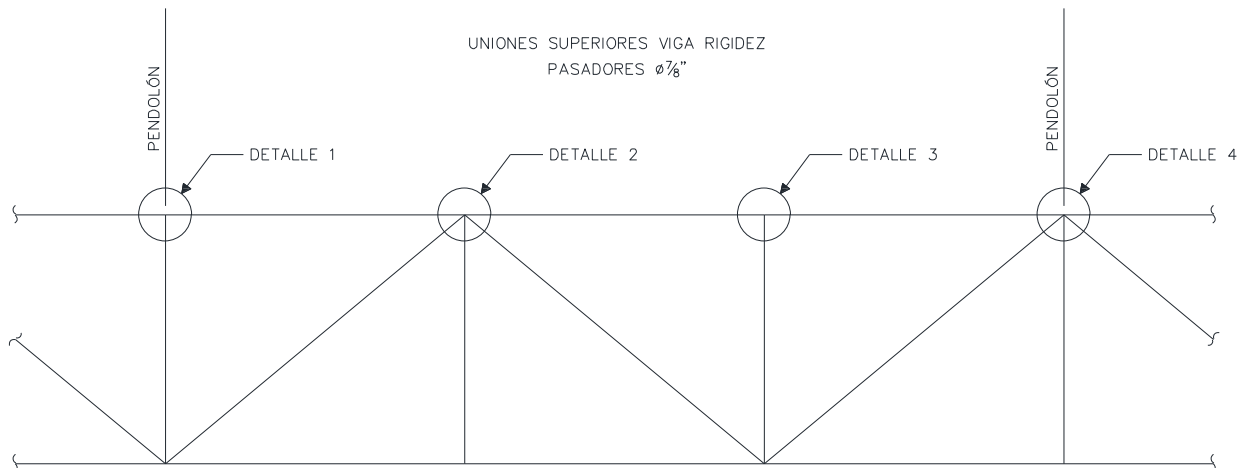
Figura 4-41. Esquema Tablero.



Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

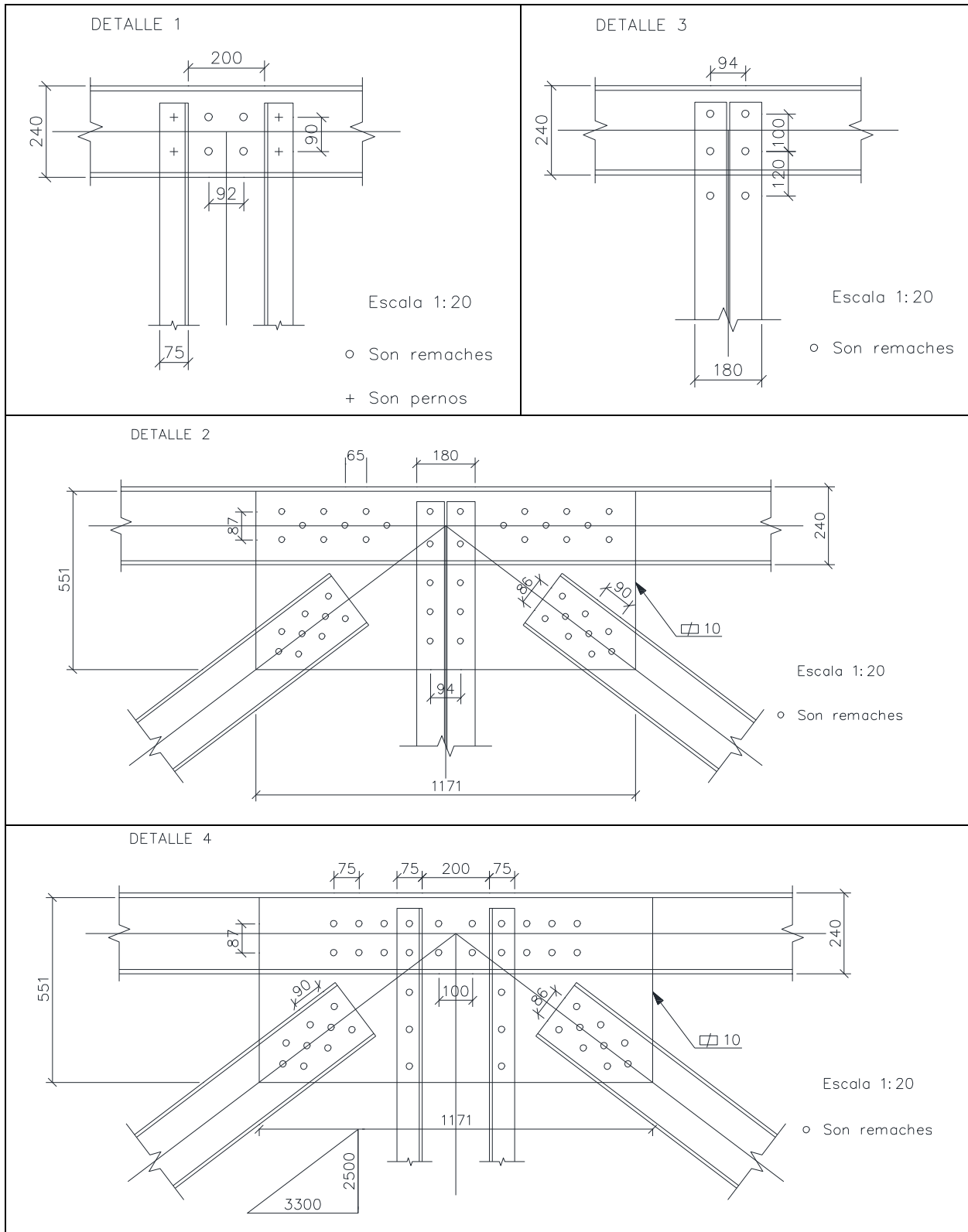
4.3.2.10 Conexiones Cordón Superior

Figura 4-42. Enumeración de Detalles de Conexiones Cordón Superior.



Nota. Tomado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

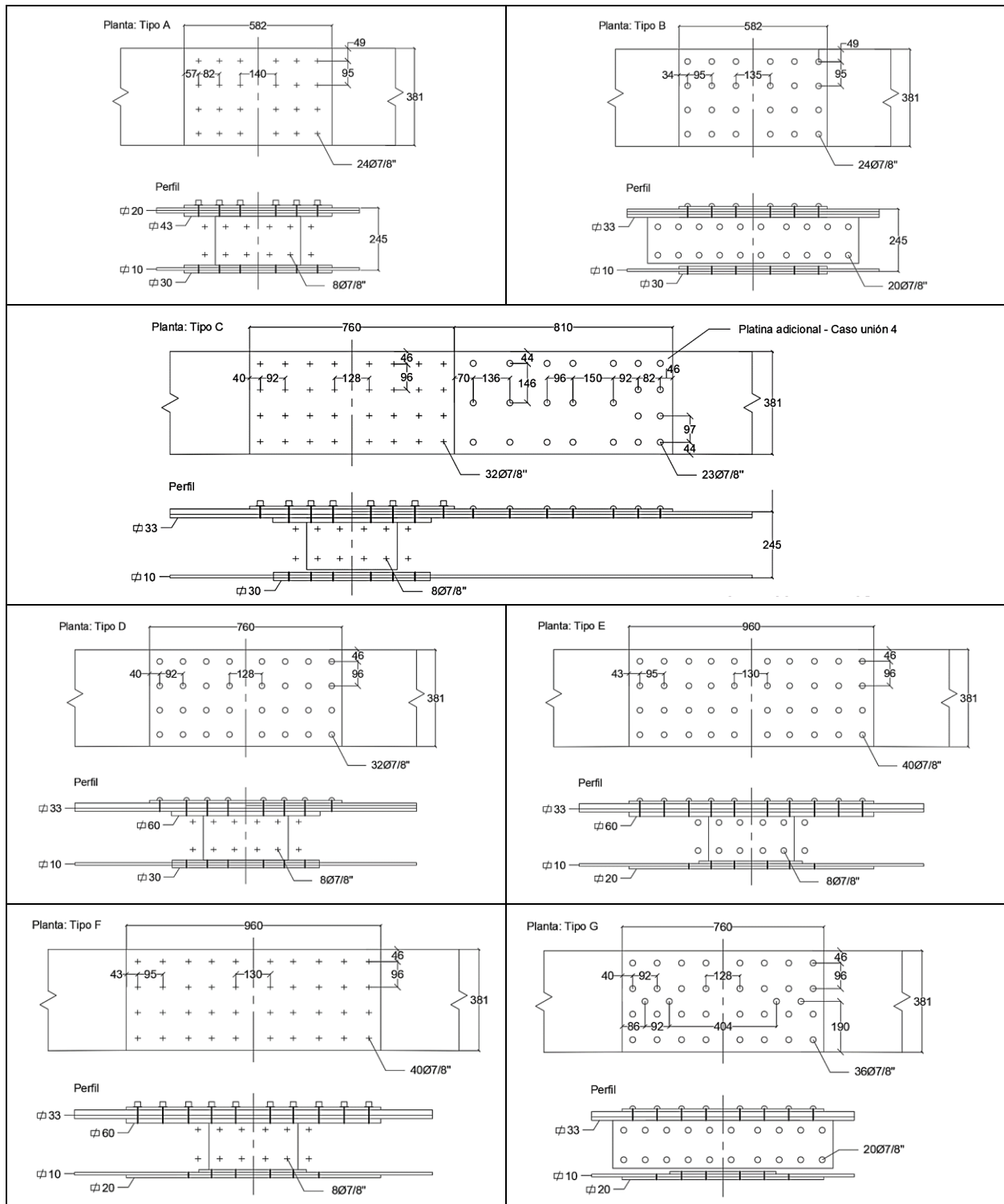
Figura 4-43. Detalles de Conexiones del Cordón Superior.



Nota. Adaptado de Levantamiento Topográfico por José Nieto, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

4.3.2.11 Uniones del Cordón Superior

Figura 4-44. Uniones del Cordón Superior.



Nota. Autoría propia.

4.3.3 Estudio Geofísico y Batimétrico de la Subestructura

4.3.3.1 Generalidades

El puente se encuentra en una zona la cual se ha subdividido en tres subcuencas de sedimentación: la de Neiva, la de Girardot y la de Honda. En el sitio del puente el río tiene una dirección NEE y está limitado en ambos márgenes por afloramientos de rocas de edad Terciaria, pertenecientes a la formación Honda, mantiene el cauce en un solo canal, aunque con canales más profundos hacia los bordes, con tendencia a tener islas en la parte central.

En el extremo NNW del puente se tiene el casco urbano, el cual se ha desarrollado sobre la margen izquierda del río, en la planicie alta, unos 20 m por encima del nivel del río, aunque también se tiene algún desarrollo urbano en la vecindad del río, el cual está expuesto a inundaciones durante las crecidas extremas.

Figura 4-45. Imagen cerca del apoyo del puente



Nota. A la izquierda el malecón. Street view de Google. Tomado de Estudio Batimétrico por Jose Amortegui.

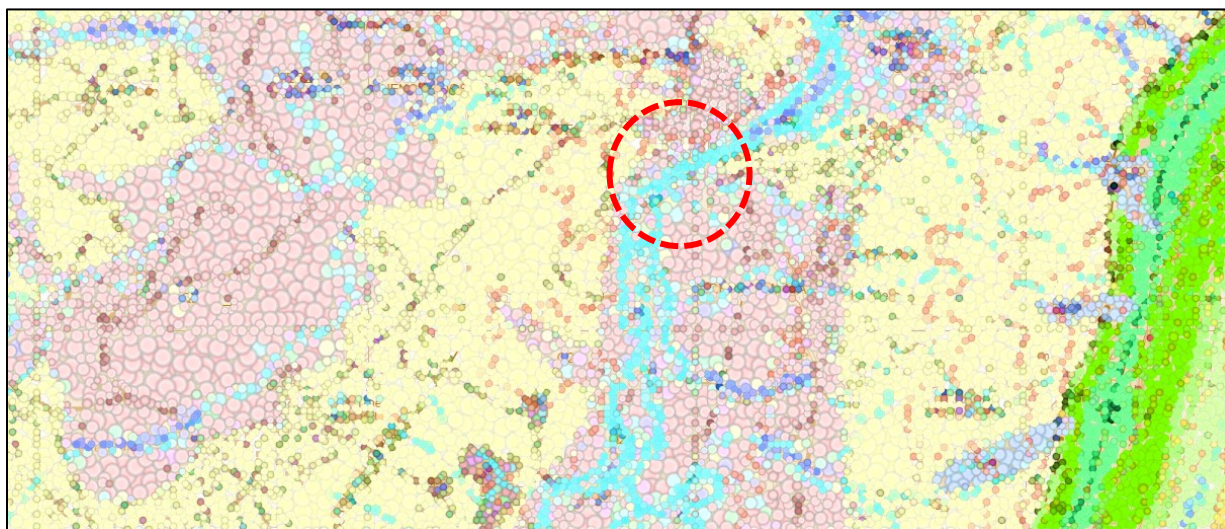
4.3.3.2 Características Del Subsuelo

Este sector está conformado por depósitos aluviales de los ríos, el terreno está conformado por rocas de la Formación Honda, principalmente areniscas con intercalaciones de arcillolitas y conglomerados, de color gris verdoso, amarillo rojizo y rojo, con buzamiento hacia el SE de menos de 10° , tiene una expresión morfológica de lomas redondeadas y planicies. Estos materiales se depositaron en un ambiente continental y muestran un ligero plegamiento de tipo

anticlinal orientado al NE. Localmente se aprecian depósitos aluviales recientes, principalmente arenas con algunas gravas, formando playas y barras dentro del cauce. Al sur del sitio de cruce se aprecian depósitos aluviales antiguos conformando terrazas altas.

El río transcurre paralelo, a unos 5 km al occidente de una falla, la cual es inversa y pone en contacto los estratos de la formación Honda, del final del terciario, con los de la formación La Tabla, del cretáceo.

Figura 4-46. Fragmento Plancha del SGC, destacando el sector del puente.



Nota. Imagen distorsionada a propósito. En el círculo rojo se muestra el sector del puente sobre el río. Se aprecian en color crema los afloramientos de la Formación Honda, que en el sitio del cruce “encañonan” el cauce del río. Tomado del Servicio Geológico Colombiano. Tomado de Estudio Batimétrico por Jose Amortegui.

En la Figura 4-46 se muestra una parte de la plancha del Servicio Geológico Colombiano, editada a escala 1:100000, en el año 2009. Se aprecian en color crema los afloramientos de la Formación Honda, que en el sitio de cruce “encañonan” el cauce del río. Hacia aguas arriba se aprecia la llanura aluvial antigua.

4.3.3.3 Evaluación Geofísica

Para conocer el subsuelo se adelantó una evaluación geofísica a partir de refracción sísmica en las márgenes donde se encuentra situado el puente colgante, se realizaron cinco líneas de refracción sísmica, que permitieron diferenciar entre suelo y roca, determinando el espesor de las capas que conforman el subsuelo en la vecindad de los cimientos, y los valores de velocidad de propagación de ondas elásticas en el suelo y en la roca.

4.3.3.3.1 Metodología

Inicialmente se planeó la ubicación de las líneas de refracción sísmica (Figura 4-47) propuestas en cada una de las márgenes, posteriormente se realizó la adquisición de datos sísmicos utilizando la técnica de perfil y contra perfil, con cuatro a cinco puntos de disparo (SP), ubicados en los extremos y en la parte central del tendido sísmico; los registros se realizaron con un sismógrafo digital, utilizando 16 geófonos de onda vertical, para medir la velocidad de desplazamiento de las ondas P. La longitud del tendido sísmico varió entre 60, 90 y 120 m, como fuente de energía se utilizó un martillo y platina metálica.

El procesamiento de los datos de campo se logró utilizando los registros obtenidos, inicialmente se selecciona el tiempo de llegada de la onda (primeros arribos), posteriormente se calcula la velocidad de la interfase y por último se calcula la profundidad de las interfases causantes del fenómeno de refracción de ondas sísmicas.

4.3.3.3.2 Marco Teórico Refracción Sísmica

El método de Refracción Sísmica está basado en el registro de las ondas sísmicas refractadas en las distintas interfases del subsuelo con diferentes impedancias acústicas (Telford, et. Al, 1993, Sheriff y Geldart, 1984, Dobrin, 1988) o sea:

$$V_1\sigma_1 \neq V_2\sigma_2 \neq V_3\sigma_3 \neq \dots \neq V_i\sigma_i$$

donde:

V_i : Velocidad de propagación de las ondas en la interfase i (m/s).

σ_i : Densidad de la roca en la interfase i .

Este método consiste en estudiar la llegada de la onda de cabecera a la superficie de la tierra. La onda de cabecera solo se produce en un límite o frontera directa, o sea, donde la velocidad de las ondas sísmicas debajo de la frontera es mayor que encima de está, es decir, tiene que cumplir la condición de: $V_2 > V_1$, la onda de cabecera se va a desplazar a lo largo del límite o frontera directa cuando el ángulo de incidencia de la onda descendente o primaria sea mayor que el ángulo crítico (i). El ángulo crítico se define como aquel ángulo en que la onda refractada se traslada lo largo del límite entre dos medios, depende de la velocidad del medio y se calcula según la ecuación (4.3).

Figura 4-47. Fotografías de la ubicación de las líneas sísmicas.



Equipo de adquisición localizado en la parte central de la línea sísmica 1.



Localización inicio línea sísmica 2 margen izquierda río.



Localización línea sísmica 3 en parque cercano al malecón.



Localización línea sísmica 4 margen derecha río.



Extremo línea sísmica 5 margen derecha río, se observa martillo y platina utilizado como fuente de energía.

Nota. Adaptado de Geocontinental SAS. Ensayos de Refracción Sísmica. Febrero, 2019.

$$\sin i = \frac{V_1}{V_2} \quad (4.3)$$

Una de las ventajas del método de refracción sísmica reside en la posibilidad de determinar, con facilidad, la velocidad a que se desplaza la onda sísmica a lo largo de la frontera. La velocidad de frontera (V_f) depende de las propiedades físicas de la capa refractora, permitiendo de esta forma correlacionar la composición litológica y la ubicación estratigráfica de la misma. Sin embargo, la velocidad de frontera refleja solo las propiedades de la parte del corte que se encuentra inmediatamente cerca del límite.

Una de las características fundamentales de las ondas refractadas es que debido a que la velocidad del medio infrayacente es mayor que la de la capa que lo cubre, las ondas que viajan por este medio, pueden llegar a la superficie antes que las demás ondas (onda directa, reflejada, etc.), la segunda característica de las ondas de refracción, es que las ondas refractadas en una sección sísmica se detectan en primeras entradas o arribos y se representan en forma de un diagrama Tiempo versus Distancia denominado Hodógrafo (el cual es rectilíneo o aproximadamente rectilíneo).

A partir de este diagrama se analiza el inverso de la pendiente de los tramos rectos, obteniendo velocidades aparentes constantes (V^*), en estos tramos, a cada frontera de refracción le corresponde un segmento de hodógrafo rectilíneo. Estos hodógrafos se construyen con los tiempos de los primeros arribos. A medida que el receptor se aleja del punto de disparo, la onda tendrá un mayor recorrido y el tiempo de llegada será mayor, por lo tanto, los registros más lejanos pertenecen a las fronteras más profundas.

De lo anterior se deduce que la ecuación (4.9) de la onda de refracción corresponde a la de una recta y se expresa:

$$t = \frac{x}{V_2} + \frac{2 \cdot h \cdot \sqrt{V_2^2 - V_1^2}}{V_2 \cdot V_1} \quad (4.4)$$

donde:

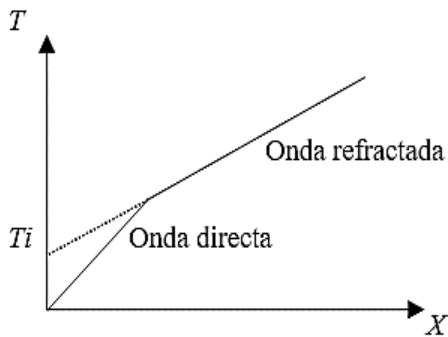
t : Tiempo de llegada de la onda refractada (en milisegundos, ms).

V_1 y V_2 : Velocidad de la capa 1 y capa 2 respectivamente (en m/s).

X : Distancia del receptor (m).

h : Profundidad de la interfase refractada (m).

Figura 4-48. Hodógrafo de Onda Directa y Refractada.

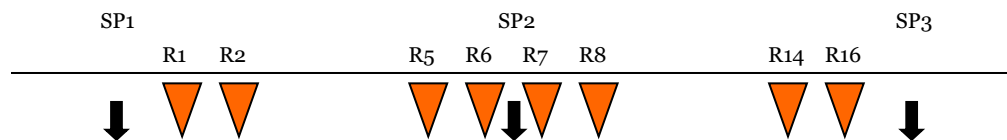


Nota. Elaborado por Geocontinental SAS. Ensayos de Refracción Sísmica. Febrero, 2019.

La velocidad de una capa se determina por el inverso de la pendiente de un tramo rectilíneo del hodógrafo de refracción.

4.3.3.3.3 Adquisición de Datos

Figura 4-49. Arreglo de tendido de geófonos.



Nota. Elaborado por Geocontinental SAS. Ensayos de Refracción Sísmica. Febrero, 2019.

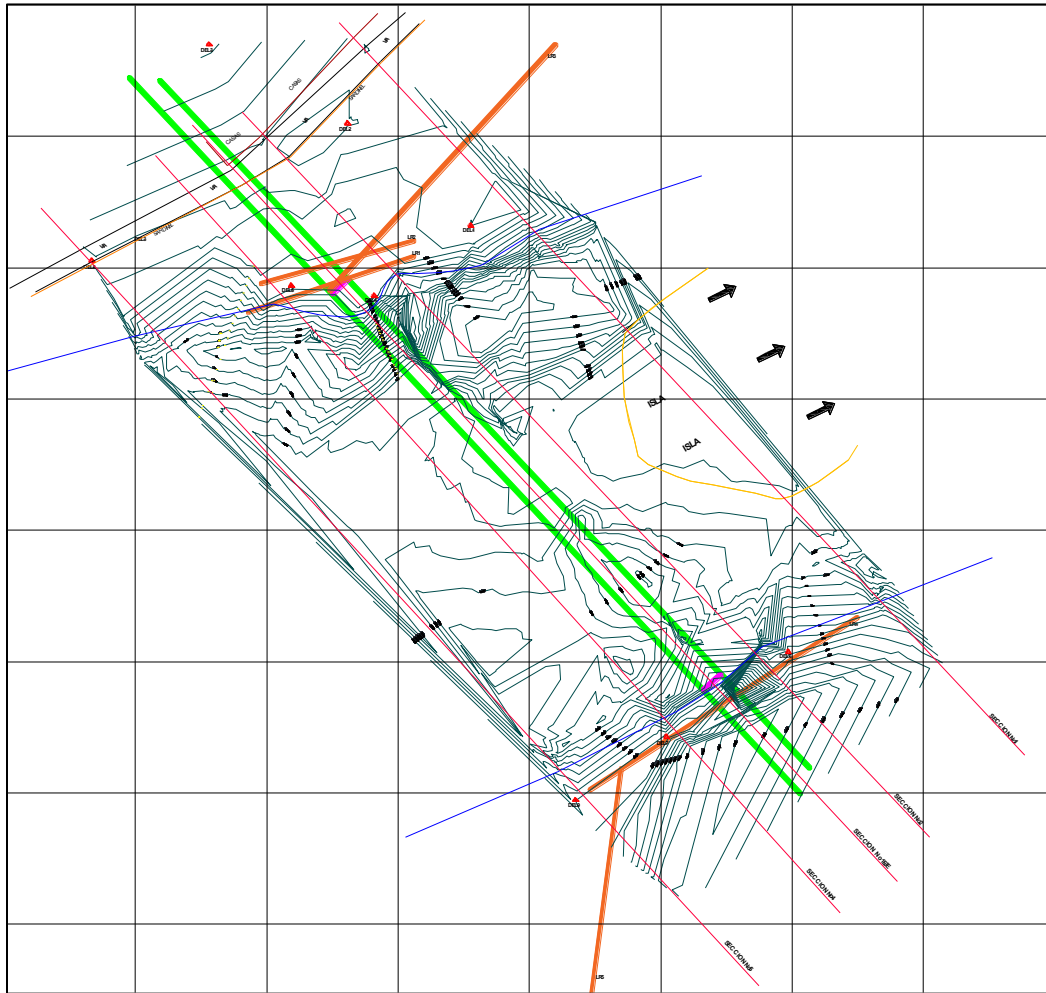
En la Figura 4-49, se muestra un tendido sísmico con la distribución generalizada de los puntos de disparo (SP) y de los geófonos (R), la cual corresponde a la metodología del perfil contra perfil, utilizada en la adquisición de las líneas sísmicas.

Los receptores sísmicos son los geófonos que se utilizan para detectar las oscilaciones del terreno. Estas oscilaciones se producen al regresar las ondas reflejadas, refractadas o de otro tipo que se forman en el subsuelo, a la superficie de la tierra. El receptor sísmico transforma la energía mecánica de las oscilaciones del subsuelo en energía eléctrica.

4.3.3.3.4 Localización de las líneas de refracción

Las líneas 1, 2 y 3 se realizaron en la margen izquierda del río, dos líneas de 60 m y una línea de 120 m; las líneas 4 y 5 se realizaron en la margen derecha del río, con longitudes de 120 y 90 m; la localización de las líneas de refracción sísmica en coordenadas planas origen Bogotá, se detalla en la Figura 4-50 y Tabla 4-28.

Figura 4-50. Localización de las Líneas de Refracción Sísmica.



Nota. Líneas de Refracción Sísmica en Color Anaranjado. Modificado de Batimetría José Luis Álvarez.

Tabla 4-28. Localización de la Exploración Geofísica.

LÍNEAS	ESTE	NORTE
LRS 1 (G1)	905143	917733
(G16)	905206	917754
LRS 2 (G1)	905148	917744
(G16)	905206	917760
LRS 3 (G1)	905174	917741
(G16)	905260	917835
LRS 4 (G1)	905375	917617
(G16)	905273	917551
LRS 5 (G1)	905285	917559
(G16)	905273	917468

Nota. Elaborado por Geocontinental SAS. Ensayos de Refracción Sísmica. Febrero, 2019.

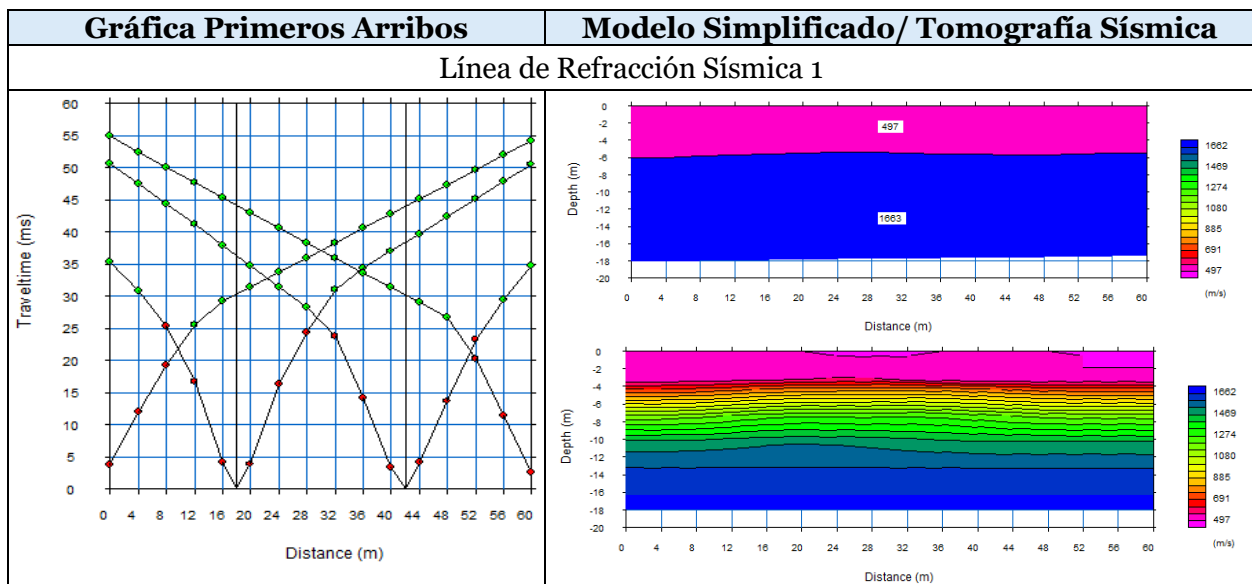
4.3.3.3.5 Resultados

A continuación, se describen los resultados obtenidos mediante la realización de cinco líneas de refracción sísmica, el análisis de los sismogramas se llevo a cabo utilizando el programa SEISIMAGER. La interpretación de las hodocronicas permite establecer las gráficas de los primeros arribos, asociadas con su correspondiente perfil, a través de un modelo simplificado donde se presentan los horizontes detectados. La tomografía sísmica muestra la solución generada por el software mediante el método de tomografía sísmica, donde modela la distribución de velocidades en profundidad en la sección evaluada.

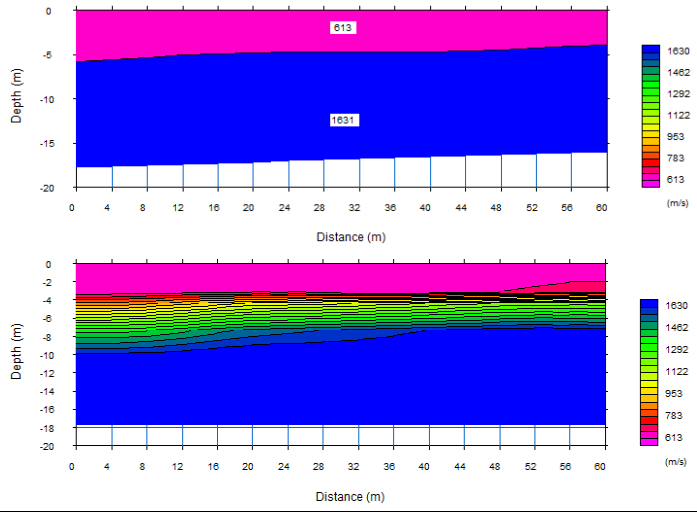
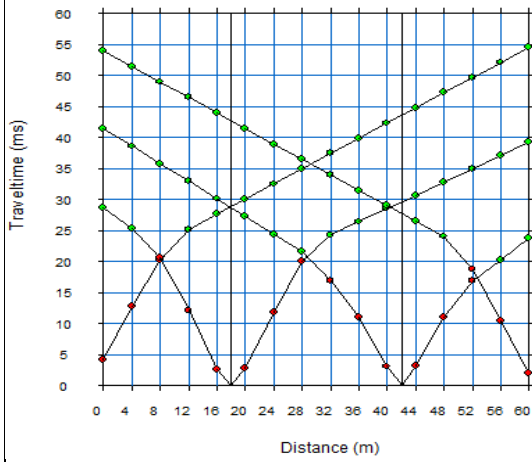
La interpretación de resultados se observa en el modelo simplificado de la Figura 4-51, nos define para la línea sísmica 1, 2 y 5, dos horizontes de velocidad; el primer horizonte corresponde al depósito de aluvión, integrado por arenas con niveles ocasionales de gravas finas y el segundo horizonte se correlaciona con niveles de areniscas arcillosas pertenecientes a la Formación Honda.

Para la línea sísmica 1 el primer horizonte presentó un espesor entre 5 y 6 m y una velocidad promedio de 497 m/s, y el segundo horizonte registró una velocidad de 1663 m/s. Para la línea sísmica 2 el primer horizonte presentó un espesor entre 4 y 5.5 m y una velocidad promedio de 613 m/s, y el segundo horizonte registró una velocidad de 1631 m/s. Y para la línea sísmica 5 el primer horizonte presentó un espesor entre 6 y 7 m y una velocidad promedio de 640 m/s, y el segundo horizonte registró una velocidad de 2054 m/s.

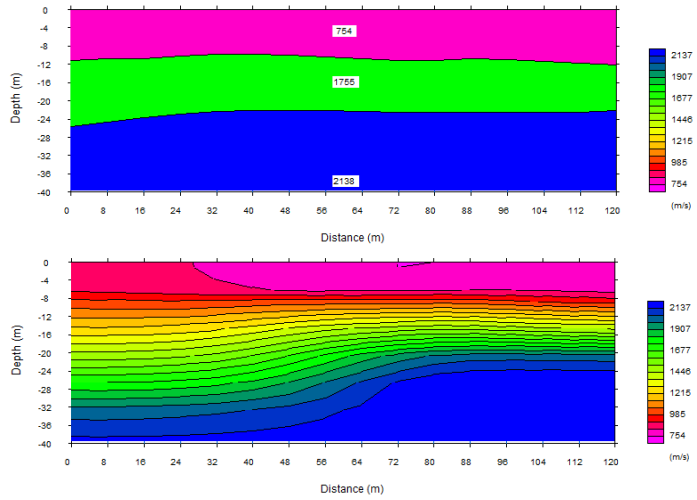
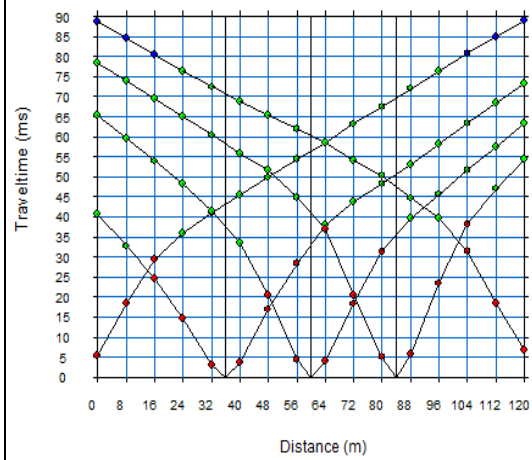
Figura 4-51. Primeros arribos, Modelo Simplificado y Tomografía Sísmica.



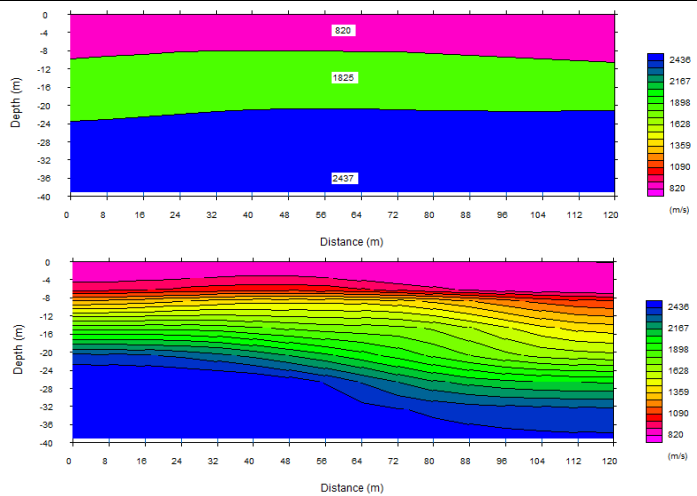
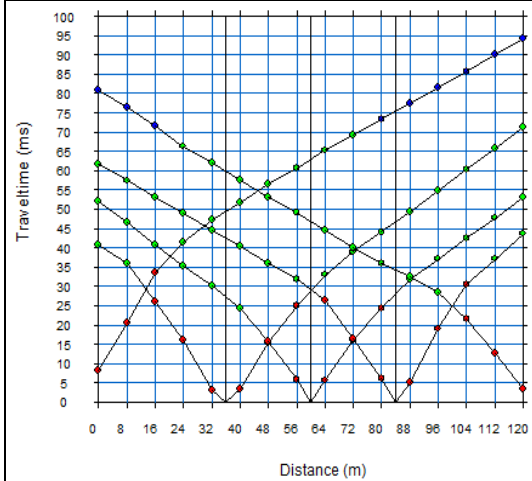
Línea de Refracción Sísmica 2

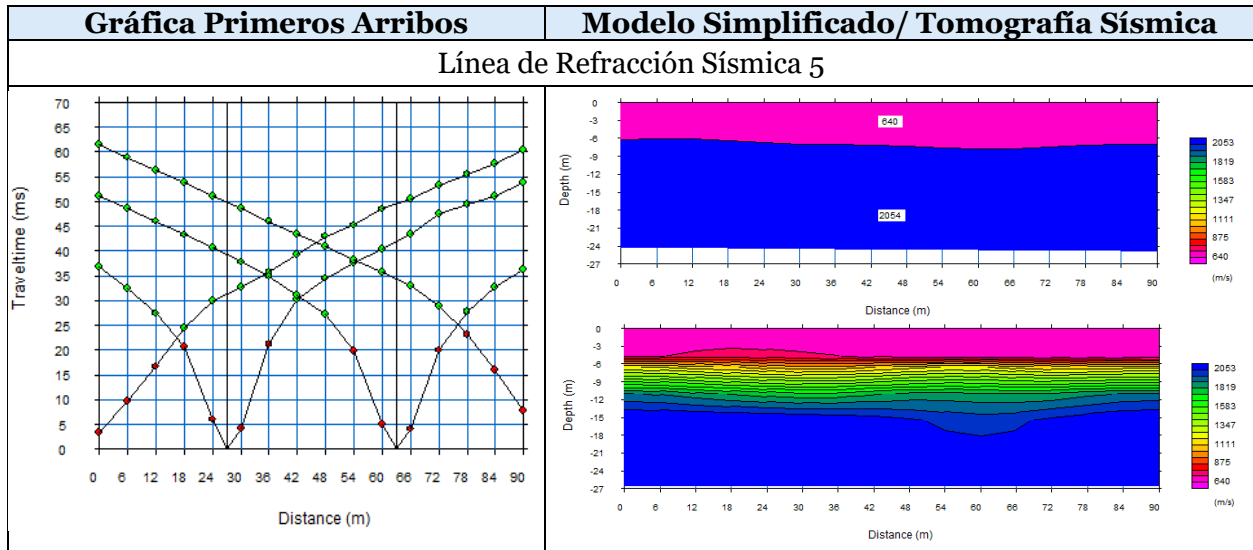


Línea de Refracción Sísmica 3



Línea de Refracción Sísmica 4





Nota. Adaptado de Geocontinental SAS. Ensayos de Refracción Sísmica. Febrero, 2019.

Para la línea sísmica 3 y 4 se definen tres horizontes de velocidad; el primer horizonte corresponde al depósito de aluvión, integrado por arenas con niveles ocasionales de gravas finas, el segundo horizonte se correlaciona con niveles de areniscas arcillosas pertenecientes a la Formación Honda y el tercer horizonte corresponde a niveles de areniscas arcillosas que presentan mayor cementación.

Para la línea sísmica 3 el primer horizonte presentó un espesor entre 8 y 12 m y una velocidad promedio de 754 m/s, el segundo horizonte registró una velocidad de 1756 m/s y el tercer horizonte una velocidad de 2138 m/s. Para la línea sísmica 4 el primer horizonte presentó un espesor entre 8 y 9 m, y una velocidad promedio de 820 m/s, el segundo horizonte registró una velocidad de 1825 m/s y el tercer horizonte una velocidad de 2437 m/s.

4.3.3.3.6 Análisis de Resultados

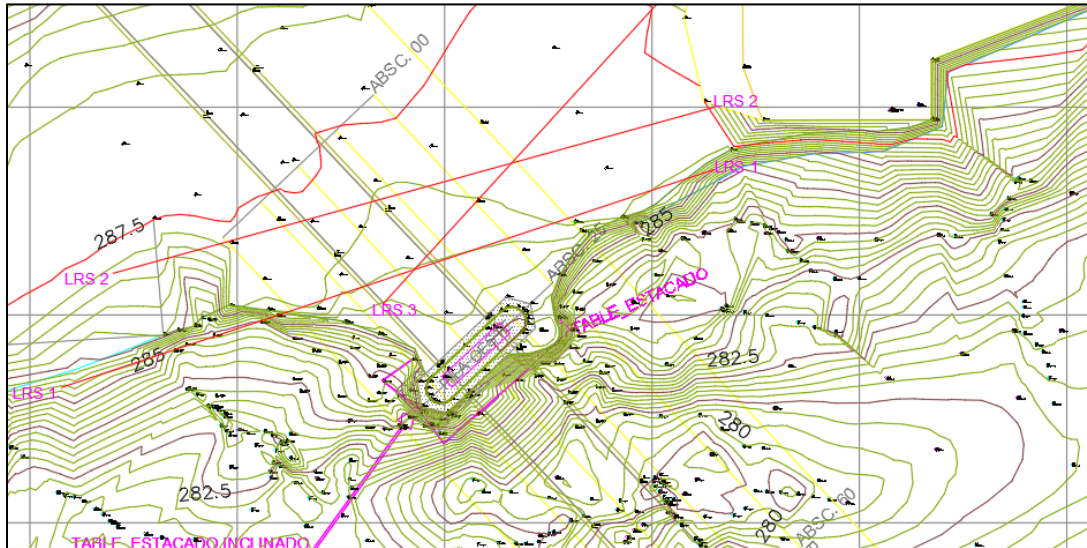
A continuación, la interpretación de la línea de refracción sísmica 1, localizada inmediatamente detrás del apoyo del costado noroeste del puente.

Se indica una capa superficial que corresponde a un depósito de aluvión de arenas y gravas ocasionales, originado por las crecientes del río; debajo de este depósito se interpreta la existencia de los estratos de areniscas arcillosas pertenecientes a la Formación Honda, donde se encuentran apoyados los cimientos del puente.

Las otras dos secciones realizadas (2 y 3) sobre esta margen del río, muestran resultados

similares, mientras que, en la margen derecha, en vecindad del otro apoyo del puente, el cual está por fuera de la influencia directa del río, (secciones 4 y 5), se muestra un perfil de espesor variable, por efecto de la conformación de la ladera; el apoyo del puente debe estar cimentado sobre los estratos competentes de la Formación Honda.

Figura 4-52. Localización de las líneas de geofísica (refracción sísmica) en el apoyo NO.



Nota. Modificado de Batimetría.

Con base en los resultados obtenidos y en la inspección realizada, incluyendo la placa informativa en el puente, donde se indica la cantidad de obra ejecutada durante su construcción, se deduce que los cimientos están apoyados superficialmente sobre la arenisca con intercalaciones de arcillolita de la Formación Honda.

Figura 4-53. Afloramientos de las rocas de la Formación Honda, margen izquierda del río.

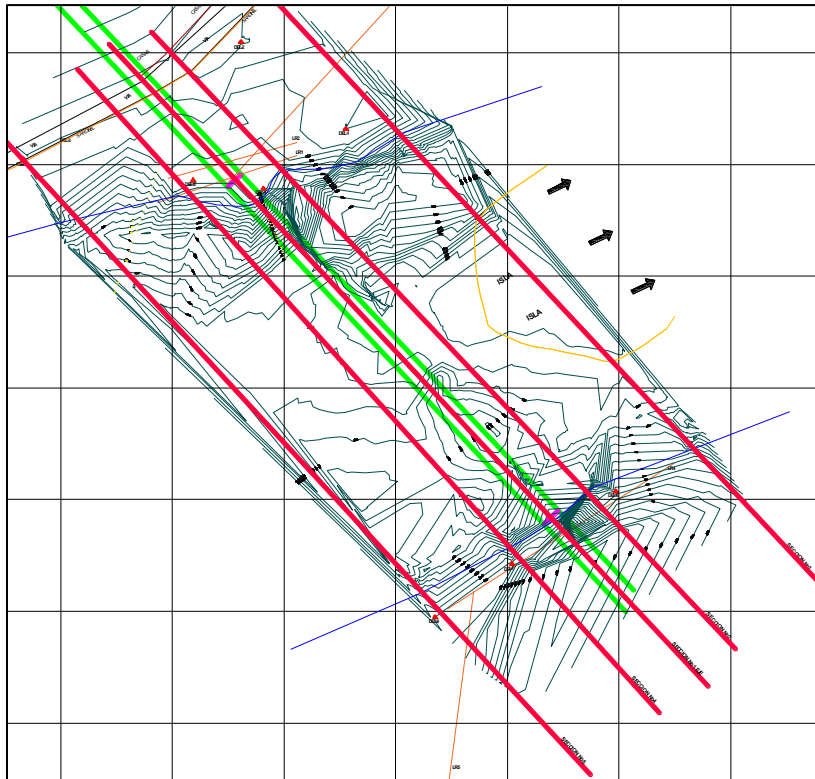


Nota. a) Izquierda: talud bajo el puente desde su lado noroeste.
b) Derecha: afloramiento en la ribera izquierda del río, aguas arriba del puente.

4.3.3.4 Estudio Batimétrico

Para conocer la profundidad y la forma del cauce en el sitio de cruce se adelantó un levantamiento batimétrico del cauce a partir de 5 secciones batimétricas descritas en la Figura 4-54.

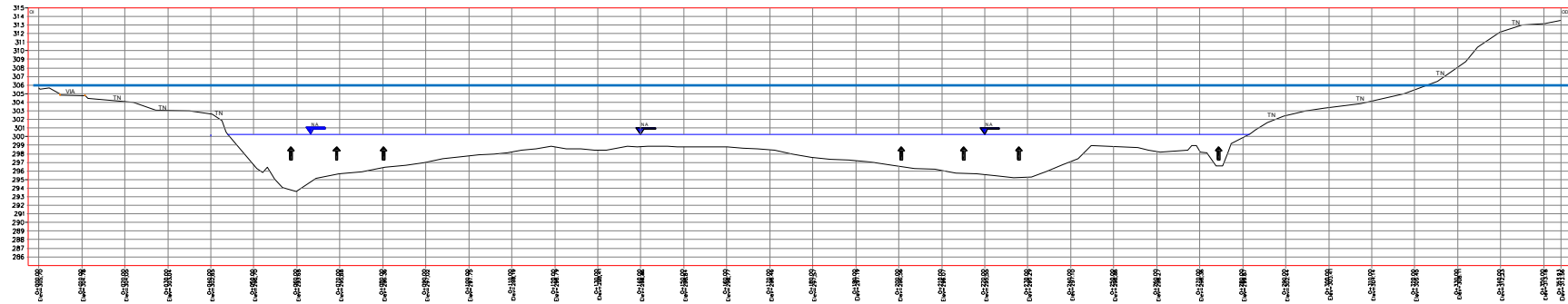
Figura 4-54. Localización de las Líneas de Refracción Sísmica.



Nota. Secciones de Levantamiento Batimétrico en Rojo. Adaptado de Batimetría José Luis Álvarez.

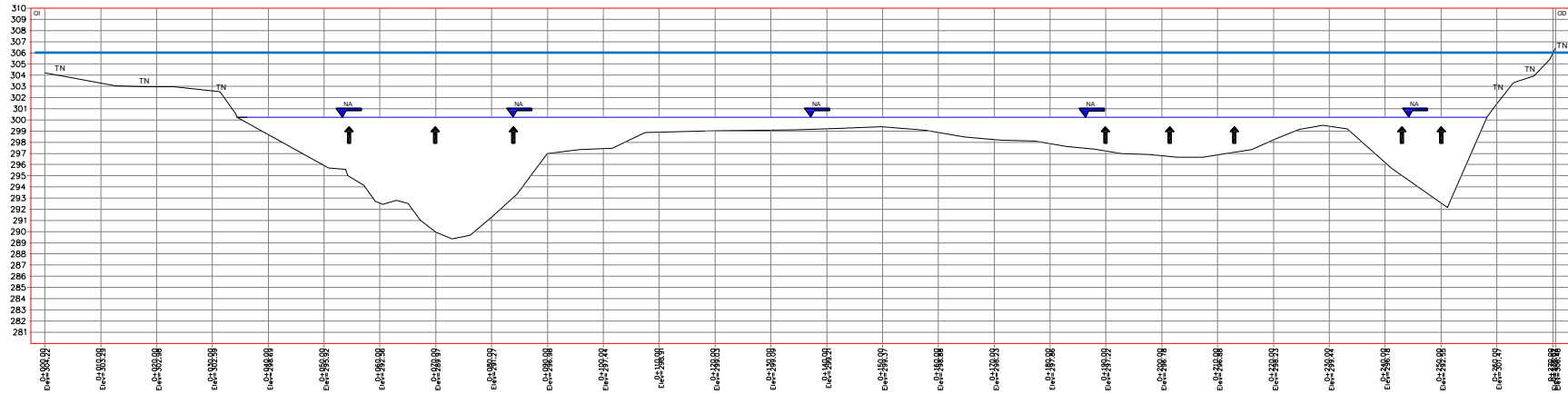
4.3.3.4.1 Resultados

Figura 4-55. Perfil Batimétrico Sección 5 (aguas arriba).



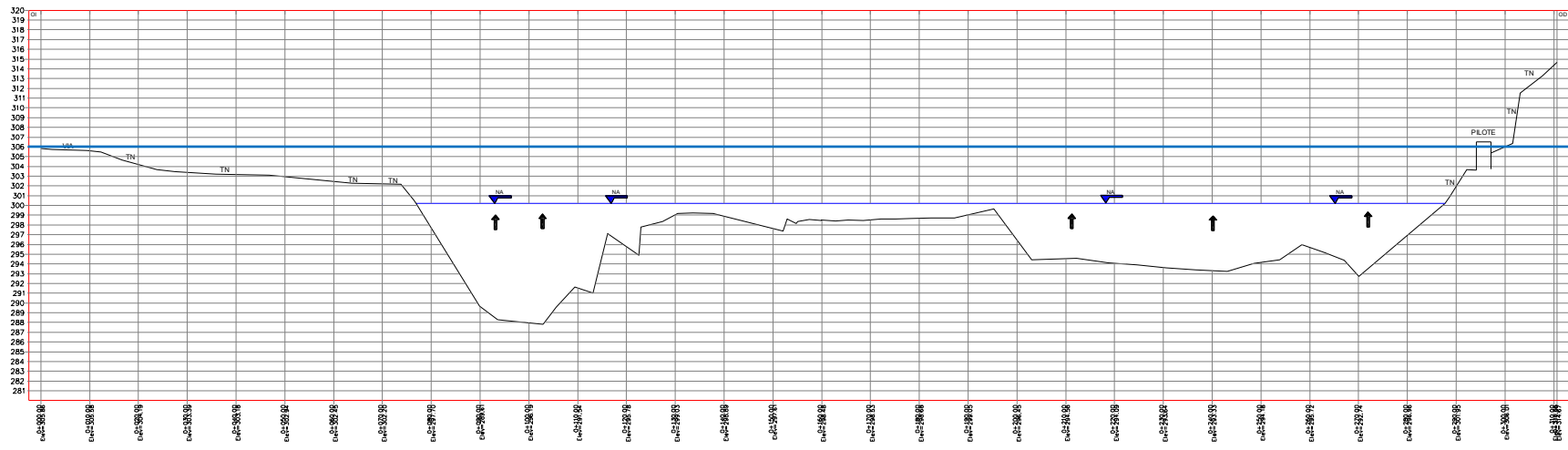
Nota. Las líneas azules muestran el nivel del agua en el río, durante la medición y la máxima en un periodo de 100 años. Informe Topográfico y Batimétrico, por José Luis Álvarez. Diciembre de 2018.

Figura 4-56. Perfil Batimétrico Sección 4 (aguas arriba).



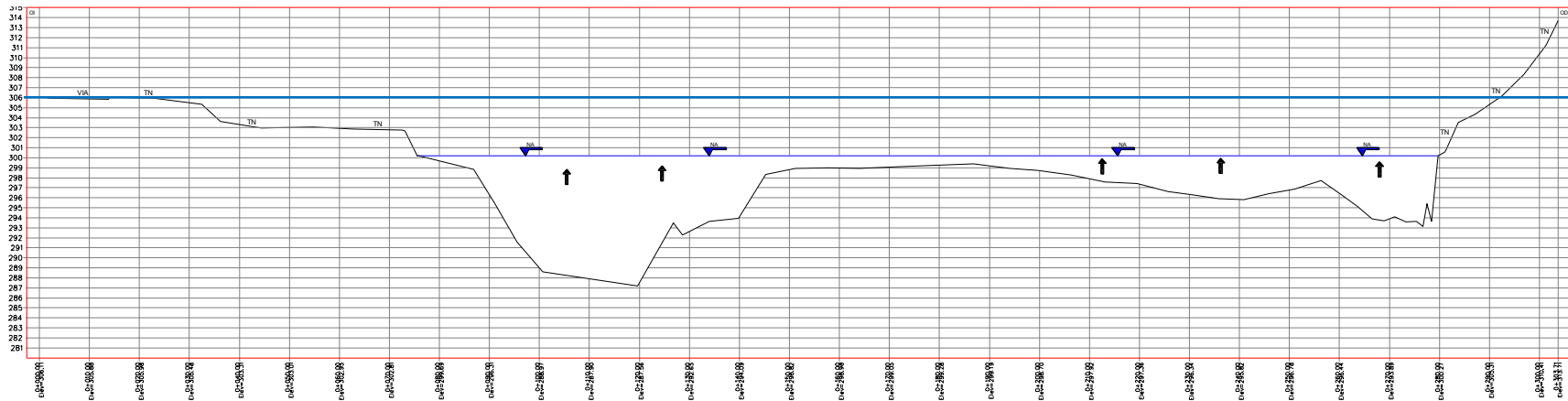
Nota. Las líneas azules muestran el nivel del agua en el río, durante la medición y la máxima en un periodo de 100 años. Informe Topográfico y Batimétrico, por José Luis Álvarez. Diciembre de 2018.

Figura 4-57. Perfil Batimétrico Sección 1 en el eje del puente.



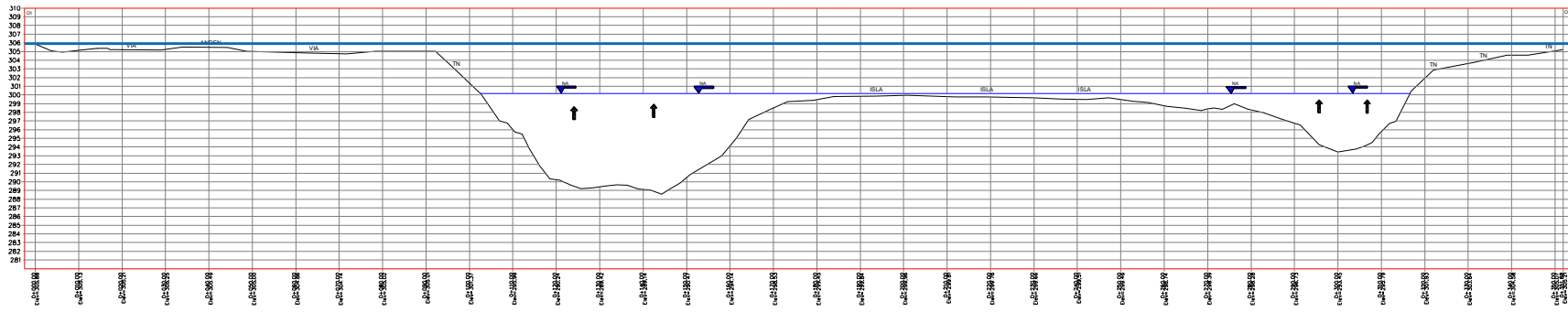
Nota. Las líneas azules muestran el nivel del agua en el río, durante la medición y la máxima en un periodo de 100 años. Informe Topográfico y Batimétrico, por José Luis Álvarez. Diciembre de 2018.

Figura 4-58. Perfil Batimétrico Sección 2 al NE del puente (aguas abajo).



Nota. Las líneas azules muestran el nivel del agua en el río, durante la medición y la máxima en un periodo de 100 años. Informe Topográfico y Batimétrico, por José Luis Álvarez. Diciembre de 2018.

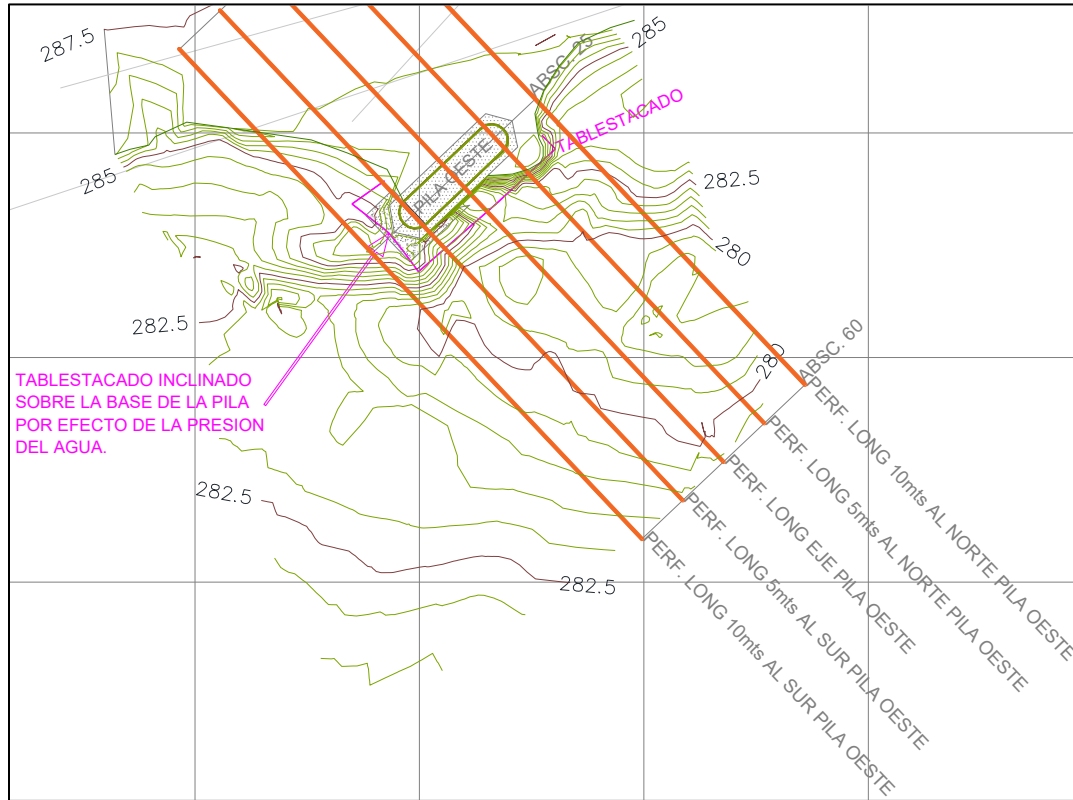
Figura 4-59. Perfil Batimétrico Sección 3 al NE del puente (aguas abajo).



Nota. Las líneas azules muestran el nivel del agua en el río, durante la medición y la máxima en un periodo de 100 años. Informe Topográfico y Batimétrico, por José Luis Álvarez. Diciembre de 2018.

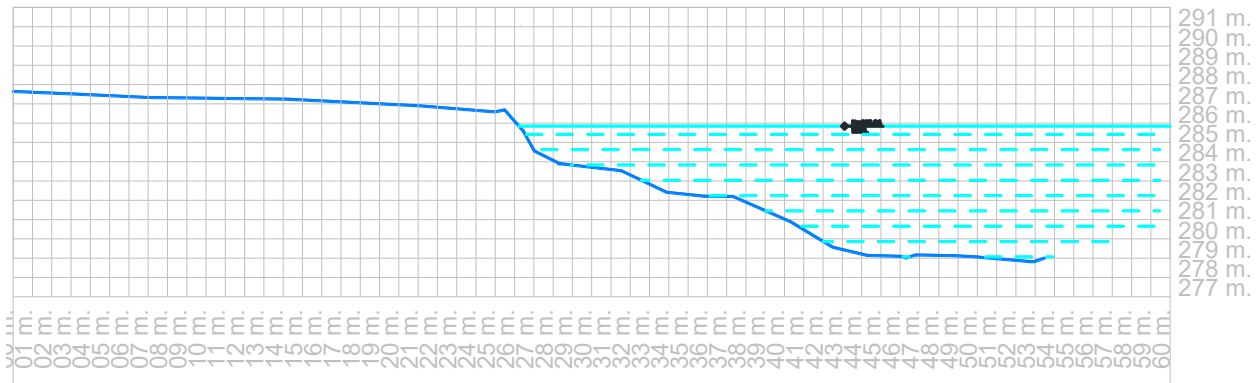
Como complemento se contó con el resultado de un levantamiento topográfico y batimétrico en la vecindad del apoyo noroeste (en la margen izquierda del río) suministrado por Tovar Guío & CIA LTDA. en marzo de 2019, y el cual complementa el resultado del levantamiento realizado inicialmente.

Figura 4-60. Localización de Secciones Batimétricas en el Apoyo NO (margen izquierda del río)



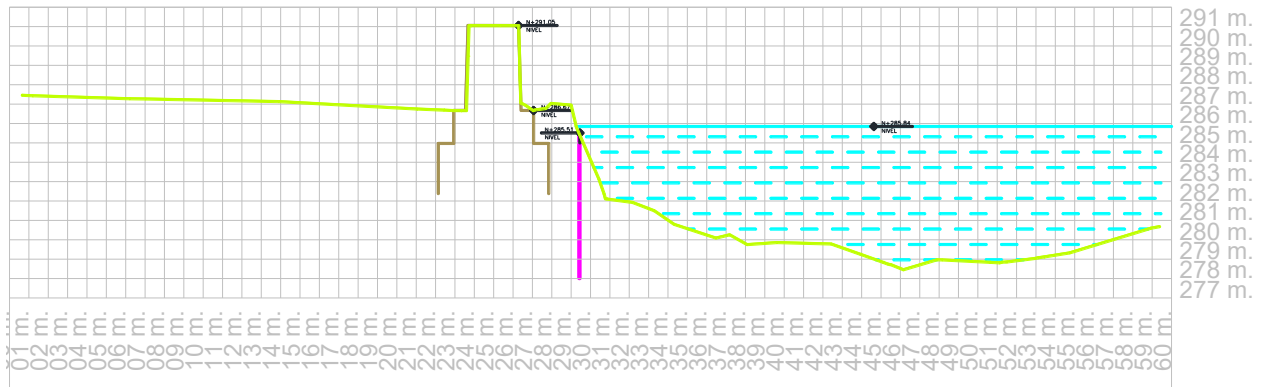
Nota. Batimetría Tovar Guío & CIA LTDA.: Procesos GPS, Topografía, Obras Civiles y Movimiento de Tierras. Planta Perfiles Pila Oeste. Marzo 2019.

Figura 4-61. Perfil Batimétrico 10 m al noreste de la pila noroeste.



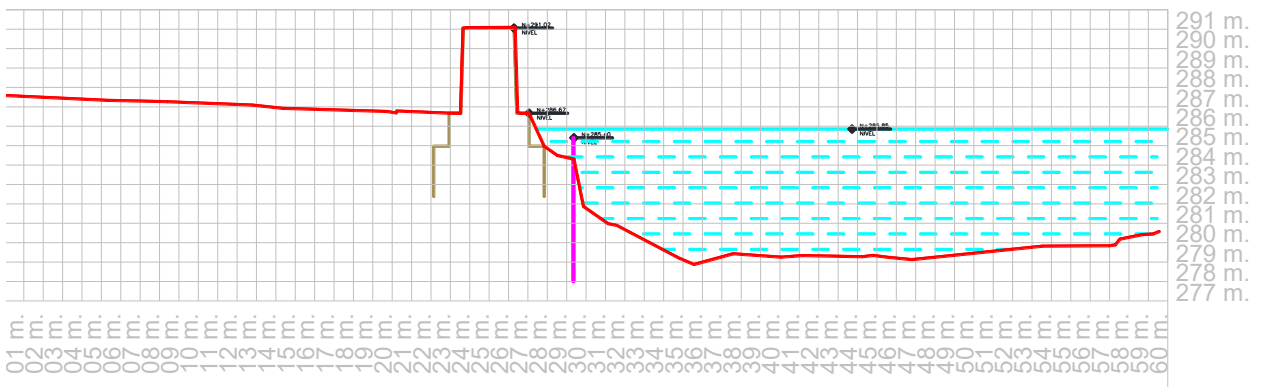
Nota. Batimetría Tovar Guío & CIA LTDA.: Procesos GPS, Topografía, Obras Civiles y Movimiento de Tierras. Planta Perfiles Pila Oeste. Marzo 2019.

Figura 4-62. Perfil Batimétrico 5 m al noreste de la pila noroeste.



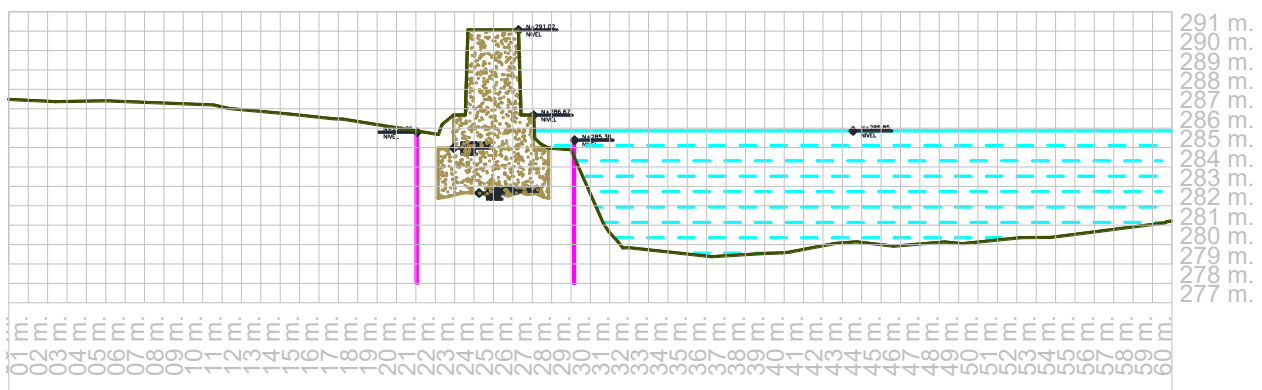
Nota. Batimetría Tovar Guío & CIA LTDA.: Procesos GPS, Topografía, Obras Civiles y Movimiento de Tierras. Planta Perfiles Pila Oeste. Marzo 2019.

Figura 4-63. Perfil batimétrico en el eje de la pila noroeste.



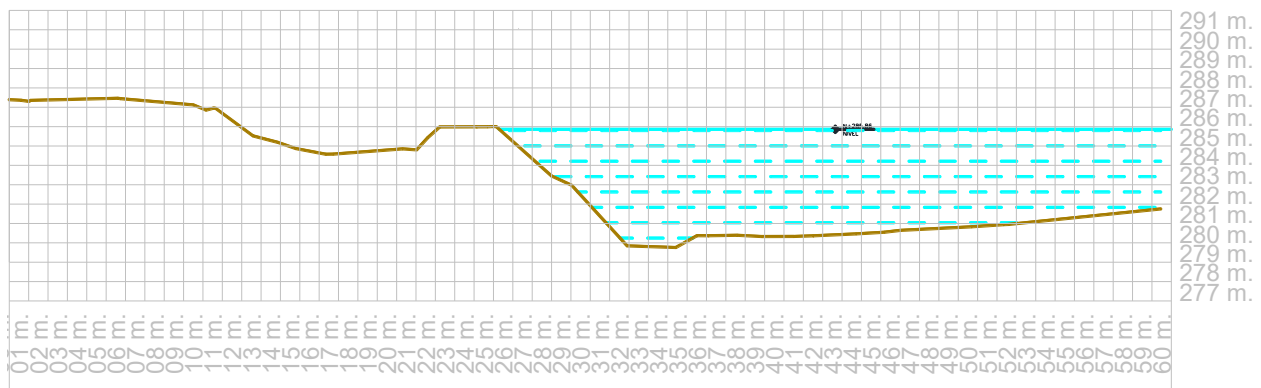
Nota. Batimetría Tovar Guío & CIA LTDA.: Procesos GPS, Topografía, Obras Civiles y Movimiento de Tierras. Planta Perfiles Pila Oeste. Marzo 2019.

Figura 4-64. Perfil Batimétrico 5 m al sureste de la pila noroeste.



Nota. Batimetría Tovar Guío & CIA LTDA.: Procesos GPS, Topografía, Obras Civiles y Movimiento de Tierras. Planta Perfiles Pila Oeste. Marzo 2019.

Figura 4-65. Perfil Batimétrico 10 m al sureste de la pila noroeste.



Nota. Batimetría Tovar Guío & CIA LTDA.: Procesos GPS, Topografía, Obras Civiles y Movimiento de Tierras. Planta Perfiles Pila Oeste. Marzo 2019.

4.3.3.4.2 Análisis de Resultados

El río tiene una pendiente moderada, inferior al 0,2% y conserva una capacidad importante de transporte de material sólido durante las crecidas, y los deposita durante las temporadas de aguas bajas, formando playas y barras, que se manifiestan como islas alargadas. En las mediciones batimétricas realizadas, se observa mayor profundidad hacia la vecindad de las riberas del río y con tendencia al afloramiento de islas por el centro del cauce mayor, las que posiblemente se noten durante las temporadas de niveles bajos. Se muestran adicionalmente, los canales laterales, siendo más profundo el de la margen izquierda, contra la cimentación de la pila noroeste. Las líneas azules muestran el nivel del agua en el río durante la medición y la máxima en un periodo de 100 años.

Un kilómetro arriba el río muestra un cambio fuerte de dirección, de SN a NNE, lo cual hace que las líneas de corriente se concentren contra la margen izquierda y de pronto expliquen la razón de la mayor profundidad del canal del costado noroeste.

4.3.3.4.3 Evaluación de la Cimentación del Puente

El puente está cimentado en dos pilas de concreto ciclópeo, apoyadas sobre estratos competentes de la Formación Honda, la de la margen derecha está por fuera de la influencia directa del río, mientras que la de la margen izquierda se encuentra en el borde del río y durante las crecientes es cubierta por el agua. Los materiales de la Formación Honda son de alta competencia, se estima una capacidad portante admisible superior a 500 ton/m² y de baja deformabilidad.

En la margen izquierda se observa que se tiene un canal del río con profundidad superior a 7 m y frente a la cimentación del puente se encontró una fosa de socavación de 14 m de profundidad; la cimentación está rodeada de una estructura de tablestaca en acero, Figura 4-67, construida para contener el material de apoyo del cimient. De acuerdo con información de los vecinos, esta tablestaca fue instalada hace unos 10 a 15 años por alguna de las compañías de explotación de petróleo que han estado en la región.

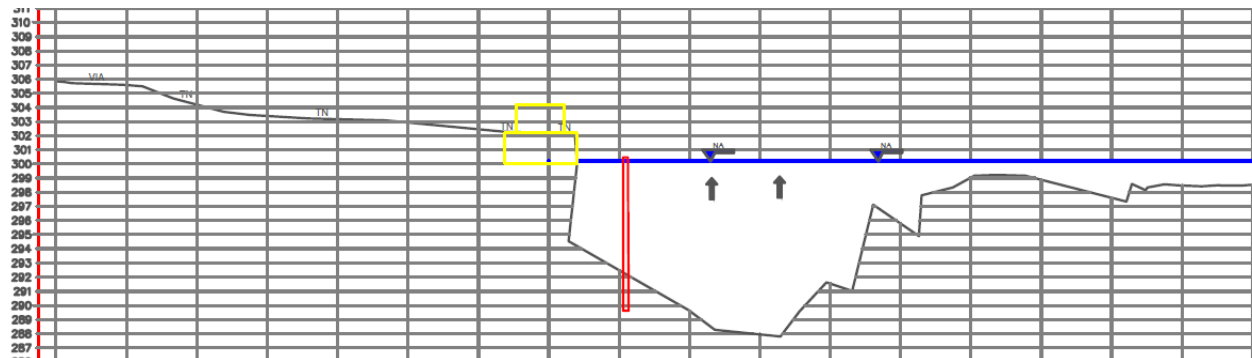
Figura 4-66. Cimiento de la pila principal del puente, en la margen izquierda del río.



Nota. Autoría propia.

Del levantamiento batimétrico de diciembre de 2018 (Figura 4-67) se evidencia una profundidad en la vecindad del cimiento del orden de 7 m; aparentemente, se tiene una fosa de socavación frente al cimiento pues se presentan huellas de que se ha lavado el material de confinamiento, y se sospecha que se pueda presentar pérdida de área de soporte de la cimentación, se desconoce si el cimiento está apoyado en su totalidad.

Figura 4-67. Sección batimétrica del río en la margen izquierda, por el eje del puente.



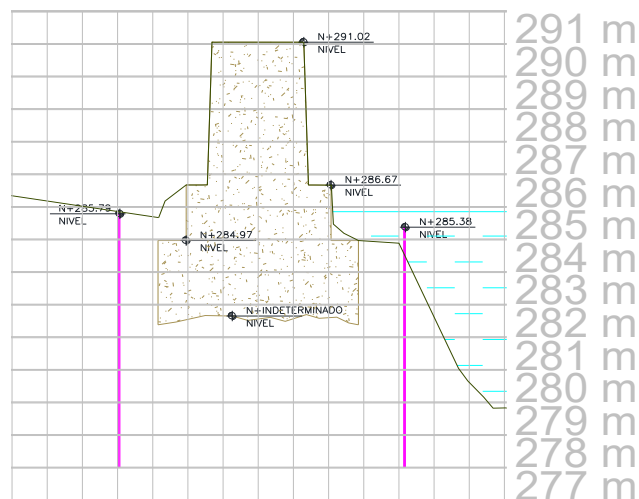
Nota. Informe Topográfico y Batimétrico, por José Luis Álvarez. Diciembre 2018.

Frente a esta incertidumbre de carácter urgente, acerca de la socavación, que se presentara bajo el cimiento, se corroboró esta situación, efectuando un nuevo levantamiento batimétrico (ejecutado por Tovar Guío & CIA LTDA.) enfocado hacia la vecindad del apoyo noroeste (en la margen izquierda del río), lo cual permitió complementar los perfiles batimétricos iniciales. Así mismo, se desarrolló un ejercicio de cubicación de la fosa que permitiera resolver esta incertidumbre y cuantificar el posible material de reparación; para ello se recomendó la limpieza del espacio entre la tablestaca y el cimiento y la medición de la forma del terreno en el sector. Y con base en los resultados tomar las acciones necesarias para su control, en cuyo caso, la opción más viable que se contempló de manera preliminar fue el llenado del tablestacado de la pila con concreto.

✓ Cubicación del Espacio Pila-Tablestacado

Se procedió a limpiar el espacio entre la tablestaca y el cimiento, de donde se retiraron troncos y basuras hasta encontrar materiales firmes; con base en esta limpieza se encontró que alrededor del cimiento y confinado por la tablestaca se tiene un lleno de concreto dispuesto en dos gradas de 1,7 m de altura y de 40 cm de ancho la superior y de 1,1 m la inferior. En la forma indicada en el perfil de las figuras Figura 4-62, Figura 4-63, Figura 4-64 y Figura 4-68.

Figura 4-68. Perfil del cimiento de la margen izquierda por el eje del puente.



Nota. Batimetría Tovar Guío & CIA LTDA.: Procesos GPS, Topografía, Obras Civiles y Movimiento de Tierras. Planta Perfiles Pila Oeste. Marzo 2019.

De acuerdo con lo anterior, se despeja la incertidumbre, se descarta la reparación y se tiene la certeza de que el cimiento del puente está apoyado en el terreno competente y que el proceso de socavación que sufrió fue corregido anteriormente satisfactoriamente.

4.3.3.5 Clima, Hidrología E Hidráulica

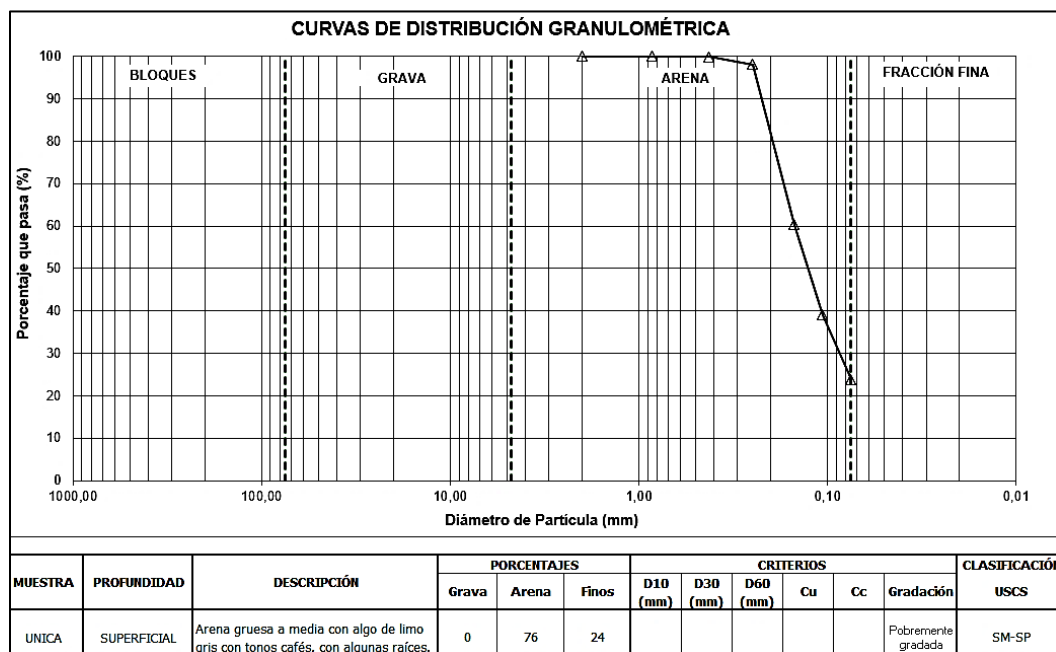
El clima es cálido, con temperatura superior a 24°C, la precipitación media anual es de 1900 mm, con una distribución bimodal, con periodos de lluvias altas entre marzo a mayo y octubre a diciembre, los meses más secos históricamente han sido junio a agosto. Los aguaceros generalmente son fuertes, de corta duración y se pueden presentar en cualquier época del año, en los registros del IDEAM se muestra una intensidad máxima de 140 mm en 24 horas.

En el río el IDEAM cuenta con una estación hidrométrica, los registros se ven afectados por el efecto de la represa cerca al lugar, que regula los caudales desde 1986. El área de la vertiente es de 26115 km², y produce un caudal medio de 731,2 m³/s. Antes de la operación del embalse el caudal máximo registrado fue de 4186 m³/s en diciembre de 1975 y un mínimo de 82 m³/s en marzo de 1964; posterior a 1986 el caudal máximo ha sido de 4134 m³/s y el mínimo de 190 m³/s.

Abajo del embalse, el río recibe varios tributarios importantes, antes de llegar al sitio del puente, se trata de varios ríos con crecientes importantes, por lo cual se estima que la regulación del embalse no modifica los picos de creciente. Y por lo cual, para un periodo de 100 años se debe esperar un caudal máximo de 5940 m³/s pasando bajo el puente. Con este caudal el nivel del agua alcanza a cubrir la vía, unos 6 m por encima del nivel del río. En los perfiles batimétricos, se muestra el nivel hasta donde podría subir el nivel del agua del río durante esta creciente.

Teniendo en cuenta el caudal estimado para un periodo de 100 años, se esperaría una velocidad máxima de 2,9 m/s, la cual estaría en capacidad de arrastrar partículas de 9 cm de diámetro y dado que predominan las arenas (Figura 4-69) se presentará socavación del material del fondo del río, incluyendo los materiales de la Formación Honda, proceso de baja velocidad. De acuerdo con el método propuesto por José A. Maza A. en 1989, se calcula una socavación natural durante la creciente máxima de 4,7 m, siempre y cuando el fondo cuente con suelo de material granular, de lo contrario inducirá la profundización del cauce, hasta lograr que se deposite este espesor de material granular.

Figura 4-69. Distribución granulométrica del material que deposita en las riberas del río.



Nota. Tomado de Determinación Granulométrica, por José Vicente Amortegui.

4.4 Afectaciones del Puente

A partir del levantamiento topográfico y la inspección visual del puente, se detectaron en buen estado la mayoría de los elementos del puente. Sin embargo, se encontraron algunas **afectaciones** que se localizaron y clasificaron en la Figura 4-70, Figura 4-71 y Figura 4-72 según el grado de complejidad.

- ✓ **Afectaciones críticas (en rojo):** son aquellas que representan un peligro inminente para la estructura y que se presentan en elementos estructurales, o en elementos no estructurales que inciden sobre los anteriores, afectando el comportamiento estructural del puente, por ende, requieren de una intervención **URGENTE**.
- ✓ **Afectaciones moderadas (en naranja):** son aquellas que se pueden presentar en elementos estructurales pero que con un mantenimiento sencillo se pueden resolver, o cualquier afectación en un elemento no estructural que incida negativamente un elemento estructural del puente, por ejemplo, el tablestacado de protección de las pilas.
- ✓ **Afectaciones leves (en amarillo):** son afectaciones leves sobre elementos no estructurales; o las atribuidas a elementos o factores externos a la estructura, que generan un leve conflicto con algunos elementos estructurales estructura, por ejemplo, vegetación, residuos sólidos y elementos externos en contacto con la estructura.

Figura 4-70. Localización de Afectaciones Críticas sobre el Punte.

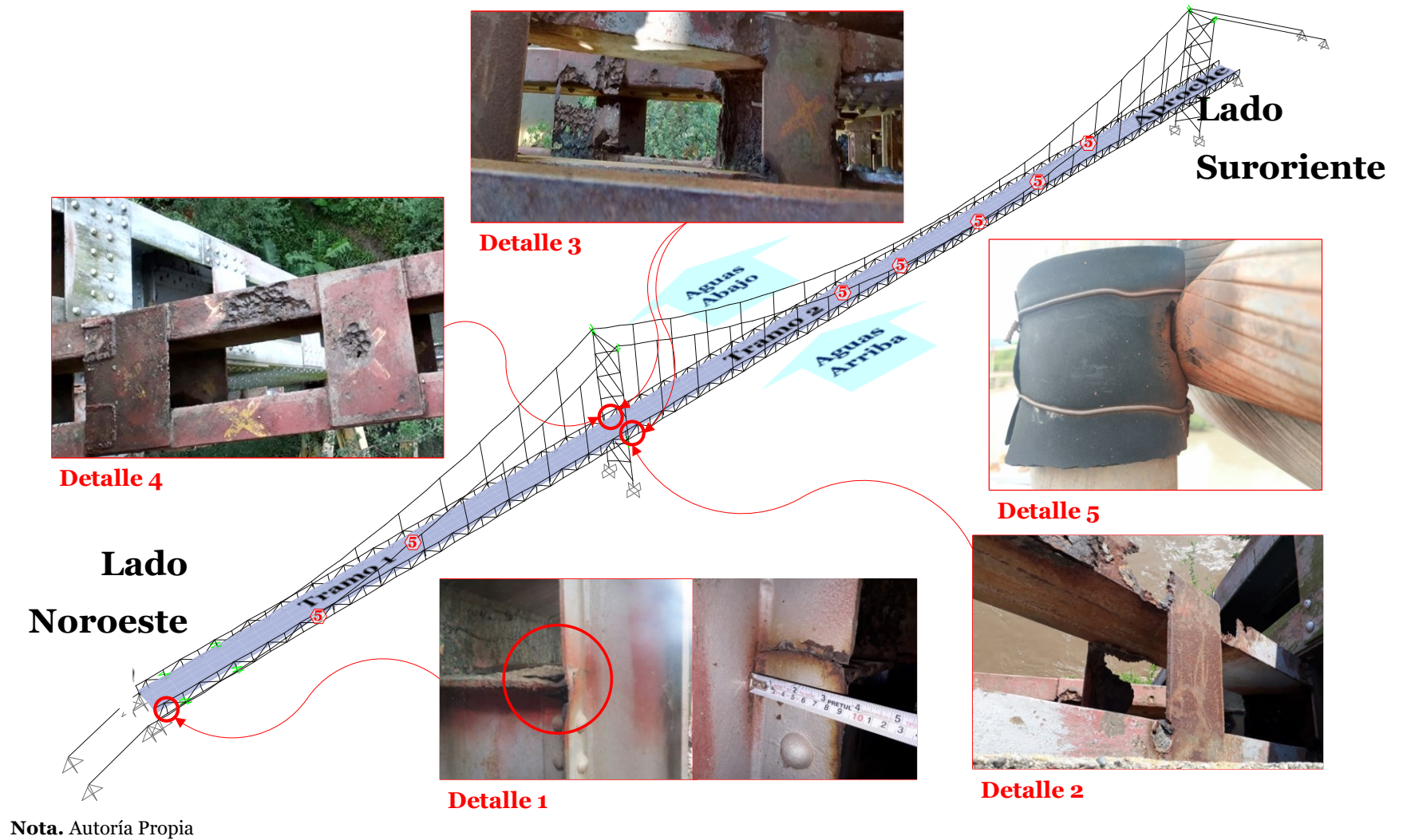
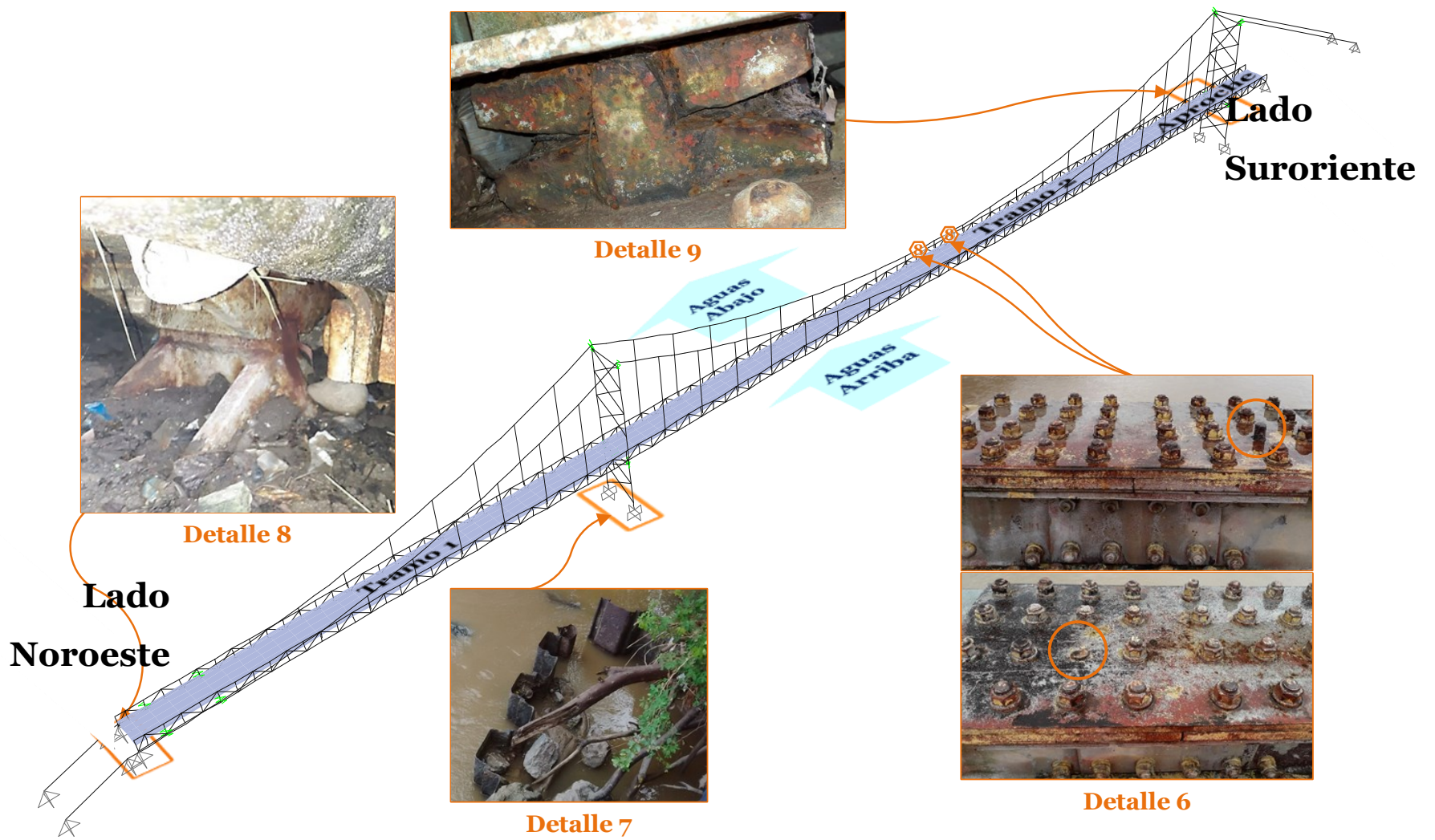
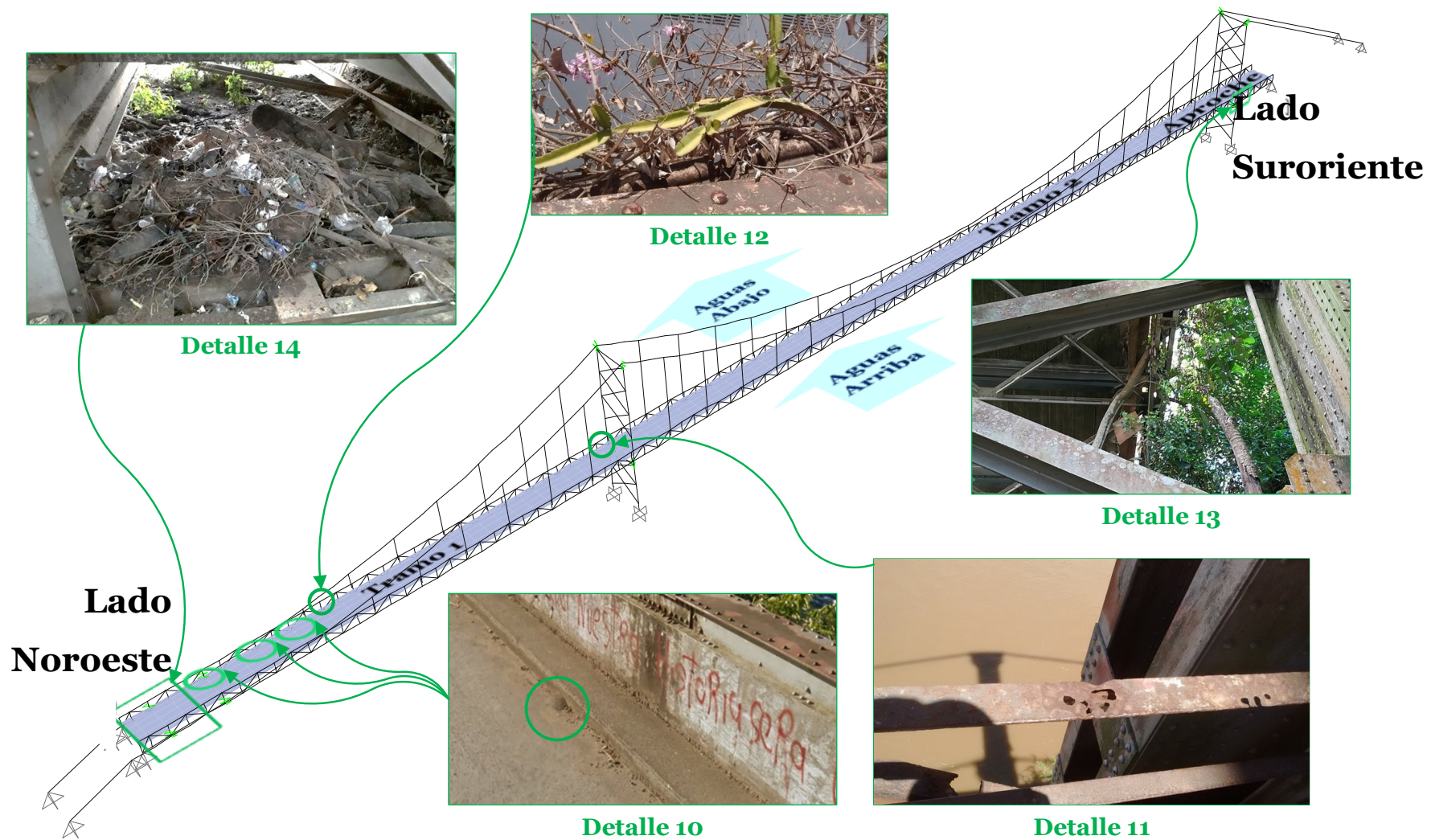


Figura 4-71. Localización de Afectaciones Moderadas sobre el Puesto.



Nota. Autoría propia.

Figura 4-72. Localización de Afectaciones Leves sobre el Puesto.



Nota. Autoría propia.

4.4.1 Descripción de Afectaciones

4.4.1.1 Afectaciones Críticas

4.4.1.1.1 Detalle 1: Falla de Montante

Se identifica una falla a lo largo del ancho de la aleta del segundo montante, sentido Noroeste-Suroriente, aguas arriba; justo en la parte superior de la unión remachada con la viga travesaño en el costado aguas arriba del primer tramo colgante (Figura 4-70). La falla se localiza a una altura de 1.44 m desde el cordón inferior y se presume que se debe a una sobrecarga (según información de los vecinos), el mecanismo de falla demuestra que se trató de una flexión local en la aleta del montante que desencadenó su fractura debido a la carga concentrada que se transmite por la aleta superior de la viga. Este montante designado como M2, con un área transversal de 41.92cm², tiene una longitud total de 2.74 m, se trata de un perfil armado, compuesto de tres secciones tipo placa, dos de 180 mm x 8 mm como aleta y una de 164 mm x 8 mm como alma.

4.4.1.1.2 Detalle 2: Corrosión En Diagonal

Se evidencia un estado de corrosión avanzada en la diagonal junto a la torre 1, sentido noroeste-suroriente, aguas arriba; con una pérdida significativa del área de la sección transversal de la aleta. Es la mayor afectación en un elemento estructural en términos de corrosión y se encuentra muy focalizada hacia el extremo de la torre, por lo que se sospecha que la corrosión es causada por el vertimiento continuo de líquidos corrosivos (principalmente orina).

Esta diagonal, designada en el estudio como D8, tiene una longitud total de 4.28 m y su área de sección transversal es de 95.77 cm², se trata de dos perfiles tipo UNP260 unidos y rigidizados por medio de presillas.

4.4.1.1.3 Detalle 3: Corrosión En Cordón Inferior

Se evidencia un estado de corrosión por picado en el cordón inferior junto a la torre 1, sentido noroeste-suroriente, aguas abajo; caracterizada por una pérdida significativa de la sección transversal de la aleta, y muy focalizada hacia el extremo de la torre, por lo que se sospecha que la corrosión es causada por el vertimiento continuo de líquidos corrosivos (principalmente orina).

El cordón inferior, designado en esta zona como CI4, tiene una longitud de 3.30 m y su área de sección transversal es de 177 cm², se trata de dos perfiles tipo UNP300, reforzados cada uno por la cara externa del alma con platinas de 300 mm de ancho x 10 mm de espesor, y unidos y rigidizados por medio de presillas.

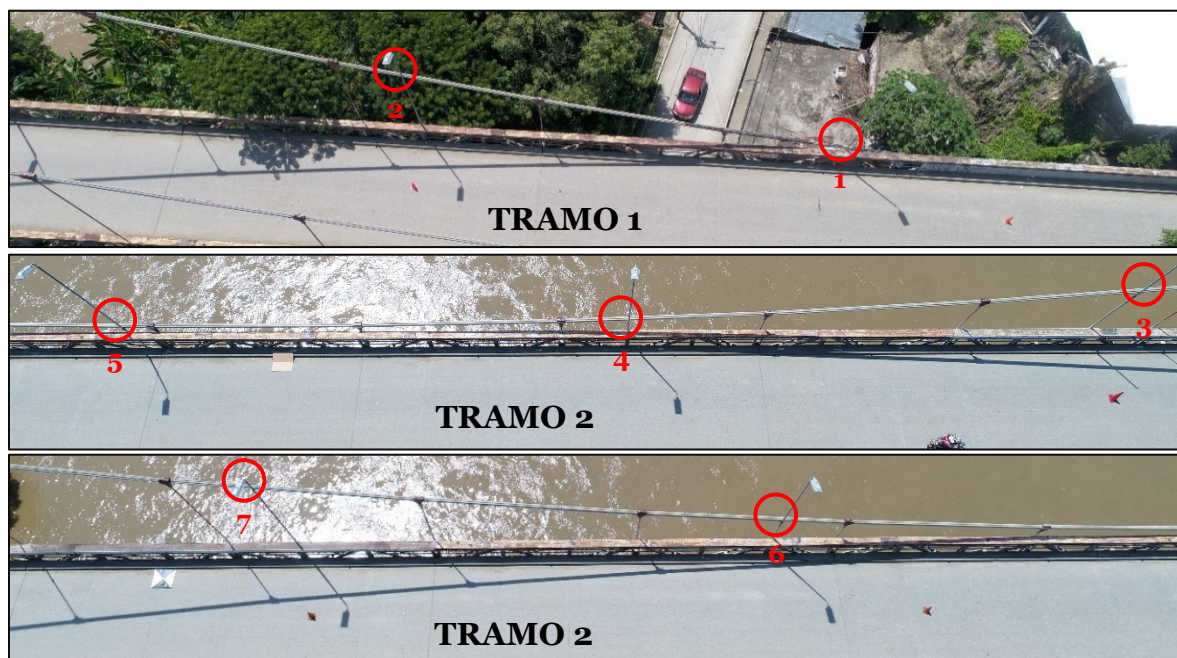
4.4.1.1.4 *Detalle 4: Corrosión En Presillas*

Se evidencia un estado de corrosión avanzada en las presillas de la diagonal y cordón inferior junto a la torre 1, sentido noroeste-suroriente, aguas abajo y aguas arriba; con una pérdida total de la sección transversal en algunas presillas, así como también picaduras en otras. Afectaciones focalizadas cerca de la torre 1, por lo que se les atribuye la misma fuente de deterioro que los detalles Detalle 2: Corrosión En Diagonal y Detalle 3: Corrosión En Cordón Inferior.

Las presillas consisten en platinas de 170 mm de ancho x 320 mm de largo x 10 mm de espesor espaciadas cada 780 mm para la diagonal D8 y de 235 mm de ancho x 410 mm de largo x 10 mm de espesor espaciadas cada 740 mm para el cordón inferior perfil CI4.

4.4.1.1.5 *Detalle 5: Alumbrado Público en Contacto con el Cable Principal*

Figura 4-73. Fotogrametría de Zonas de Contacto Poste-Cable.



Nota. Zonas de contacto enumeradas desde noroeste a suroriente, Aguas Arriba. Autoría propia.

Se presentan afectaciones producidas sobre el cable principal del puente colgante, por el contacto entre este con los postes de alumbrado público, son siete zonas de contacto detectadas, de acuerdo con la Figura 4-73, ubicadas en el costado aguas arriba del puente, dos de estas en el tramo 1 y las restantes cinco se ubican cerca en el tramo colgante principal. Se consideraron dos clases de contacto:

Clase 1. Contacto directo entre metales del cable y del poste, lo que genera corrosión por desgaste o por abrasión, debido al constante movimiento y vibración entre estos elementos; y corrosión galvánica por una posible diferencia en potencial eléctrico entre ambos metales y que sirve como fuerza directriz para el paso de la corriente eléctrica a través del agente corrosivo, de tal forma que el flujo de corriente corroe uno de los metales del par formado.

Clase 2. Contacto entre el cable y el poste parcialmente revestido de neopreno, que genera corrosión por desgaste, y corrosión microbiológica debido a la acumulación de humedad en el neopreno, lo que facilita el crecimiento de organismos biológicos que actúan en la superficie del metal, favoreciendo el transporte del oxígeno a la superficie del metal, y a su vez, acelerando el proceso de la corrosión.

Las primeras tres zonas presentan un contacto clase 1, según la clasificación anterior, ya que las dos primeras no disponen de neoprenos, y la tercera, tiene un neopreno, pero está desplazado del lugar de contacto, por tanto, los dos elementos (cable y poste) están sometidos a un rozamiento constante.

Figura 4-74. Zonas de contacto 3. Clase 1.



Nota. Autoría propia.

Figura 4-75. Zonas de contacto Clase 2.



Nota. Autoría propia.

Las zonas 4, 5, 6 y 7 presentan contacto clase 2, al disponer de neoprenos en los que se evidencia un importante desgaste debido a la fricción con el cable principal, además de propiciar la oxidación debido a la concentración de humedad que se genera en la zona de contacto.

4.4.1.2 Afectaciones Moderadas

4.4.1.2.1 Detalle 6: Corte de Perno y Ausencia de Tuerca

Se detectó la ausencia de la parte superior de un perno, así como de una tuerca en las uniones del cordón superior localizadas en el Ko+206,2 y Ko+201,4, respectivamente.

4.4.1.2.2 Detalle 7: Corrosión Del Tablestacado

Se presenta gran pérdida de sección del tablestacado que protege la pila de concreto de la torre 1, debido a la erosión y corrosión producida por las corrientes del río. Sin embargo, se resalta que, según el estudio batimétrico, se encontró que alrededor del cimiento y confinado por la tablestaca se tiene un lleno de concreto dispuesto en dos gradas de 1,7 m de altura y de 40 cm de ancho la superior y de 1,1 m la inferior (Figura 4-68).

4.4.1.2.3 Detalle 8: Corrosión y Residuos Sólidos en Articulación

Se encontró una gran acumulación de residuos sólidos en los apoyos articulados en el extremo del puente hacia el lado noroeste y sobre los cuales se apoya el cordón inferior de la cercha del tramo 1. Los residuos cubren y pueden llegar a obstaculizar y atascar el movimiento de rotación para el cual fueron diseñadas. Así mismo, se evidencia un leve deterioro debido a la corrosión de los apoyos articulados localizados

4.4.1.2.4 Detalle 9: Corrosión de Articulación

Se notó un gran deterioro por corrosión en los apoyos articulados localizados sobre la viga intermedia de la torre 2 y sobre los cuales se apoyan el cordón inferior de la cercha del tramo de acceso. Se alcanza a percibir que no se presenta el movimiento de rotación para el cual fueron diseñados, debido a que la misma corrosión e incrustaciones de otros materiales soldaron y bloquearon los mecanismos que permiten el movimiento.

4.4.1.3 Afectaciones Leves

4.4.1.3.1 Detalle 10: Taponamiento De Drenajes

Se presenta taponamiento de drenajes del tablero hacia el costado de noroeste que se debe a la obstrucción intencional de tres drenajes del tablero en el costado aguas abajo. Los drenajes

están ubicados a 14,75 m, 24,836 m y 29,73 m desde el origen del trabajo de topografía establecido en la junta del inicio del puente hacia el noroeste.

4.4.1.3.2 *Detalle 11: Corrosión de Baranda*

Se identifica un estado de corrosión avanzada en la baranda junto a la torre 1, sentido noroeste-suroriente, aguas abajo; con una pérdida significativa de la sección transversal. Se le atribuye la misma fuente de deterioro que los detalles Detalle 2: Corrosión En Diagonal, Detalle 3: Corrosión En Cordón Inferior y Detalle 4: Corrosión En Presillas.

4.4.1.3.3 *Detalle 12. Vegetación en cable*

Se presenta un exceso de vegetación alrededor del cable y en contacto con la cercha, en el tramo 1 (lado Noroeste) costado aguas abajo; que podría promover y acelerar el deterioro de la capa en fibra de vidrio que dispone el cable como medida de protección contra la corrosión.

4.4.1.3.4 *Detalle 13: Vegetación En Cercha*

Se evidenció vegetación enredada y acumulada en la cercha cerca de la torre 2 (lado suroriente), lo que podría inducir solicitaciones adicionales a la estructura del puente que no se contemplaron en el diseño estructural; así como, acelerar el proceso de oxidación y corrosión, debido al contacto permanente con la vegetación.

Figura 4-76. Vegetación acumulada en la cercha.



Nota. Autoría propia.

4.4.1.3.5 Detalle 14: Exceso De Residuos Sólidos

Se observó gran cantidad de residuos sólidos bajo el tablero del puente en una zona junto al apoyo del lado de noroeste; los residuos enterraron parte del arriostramiento horizontal y del cordón inferior.

4.4.2 Reparación de Afectaciones Críticas

Algunos elementos que se presentaron dentro del capítulo Afectaciones del Puente representan un PELIGRO INMINENTE para la estructura y se clasificaron como CRÍTICOS. El PELIGRO que estos constituyen es debido a que afectan directamente a elementos estructurales necesarios para el correcto funcionamiento y comportamiento estructural del puente.

Varios se encontraron con una pérdida significativa del área, fracturados o con sus presillas seriamente afectadas, por lo que se deduce que no están trabajando correctamente, y pueden estar induciendo esfuerzos adicionales al de diseño a otros elementos, lo que podría desencadenar otras fallas e incluso conducir al colapso parcial o total de la estructura.

Esto implica, como solución obligatoria, una reparación definitiva, que consiste en el reemplazo de algunos elementos por nuevos con similares o superiores especificaciones, y debido a que son intervenciones sensibles para la estructura por la magnitud del riesgo que representan las actividades de reparación; conduce a toda una serie de procesos legales y administrativos (licitación, permisos de tránsito, seguros, entre otros) que podrían tomar algo de tiempo, durante el cual la estructura quedaría vulnerable.

Razón por la cual, se recomienda una reparación provisional urgente e inmediata que básicamente consiste en la adición de elementos nuevos de acero que permitan la recuperación de las secciones de los elementos deteriorados supliendo el área afectada y mejorando su resistencia.

Se destaca que sin la reparación definitiva de la diagonal, cordón inferior y presillas afectadas no se puede proceder con la prueba de carga final programada en la última etapa del estudio. Además, la reparación provisional de elementos que se recomienda en este informe es TEMPORAL y debido al avanzado estado de corrosión de los elementos afectados, en ningún caso se puede considerar como DEFINITIVA.

Por último, la intervención de la afectación sobre el cable de acero es de vital importancia, ya que este elemento es el principal sostén del puente y cualquier anomalía en este podría ser catastrófica.

A continuación, se presentarán los requerimientos mínimos para la reparación provisional y definitiva de los elementos deteriorados de la estructura metálica del puente colgante, resaltando que el procedimiento óptimo para reparación es el reemplazo de la sección afectada en el elemento, ya que la corrosión podría seguir avanzando a lo largo del elemento o de manera similar podrían existir oquedades ocultas; por lo cual, la mejor alternativa es cortar la oxidación de raíz, sin dejar abierta la posibilidad de que esta se siga extendiendo.

Ahora bien, debido a la urgencia y para recuperar de manera temporal la resistencia del elemento, se recomienda reparación por medio de la adición de material de especificaciones similares o superiores (mediante soldadura) al elemento deteriorado, para recuperar el área que se estima perdida debido a la corrosión y recuperar las propiedades mecánicas reducidas por la afectación, como la inercia.

4.4.2.1 Personal, Equipos y Materiales

Se presentan los requerimientos mínimos de personal, equipo y materiales en los casos en que aplique, describiendo sus características o determinando las obligaciones mínimas.

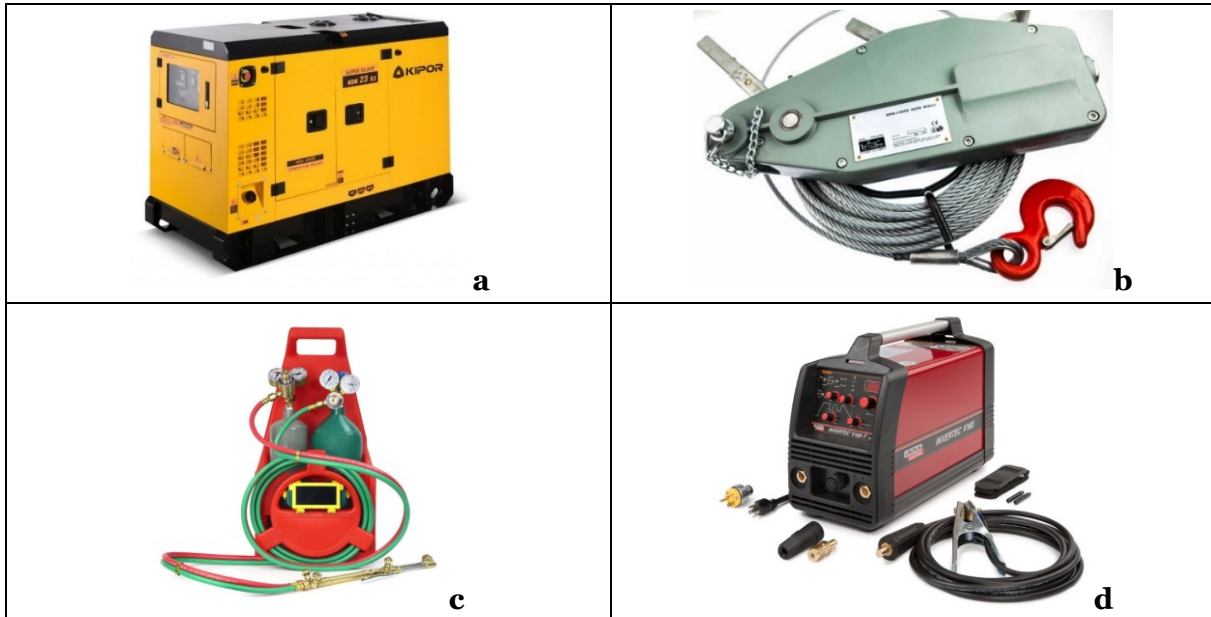
4.4.2.1.1 Personal

El personal mínimo durante todo el tiempo de construcción de la obra deberá estar conformado por un soldador calificado y con experiencia en trabajos de reparación en estructura metálica de puentes, más sus auxiliares y/o ayudantes. Todo el personal en soldadura deberá cumplir con las normas de seguridad exigidas por la entidad competente.

4.4.2.1.2 Equipos y Herramienta Menor

A continuación, se presentan algunos de los equipos indispensables para la reparación:

Figura 4-77. Algunos equipos para reparación.



Nota.

- a) Generador eléctrico, por Rembrak, 2020, ¿Cómo elegir un generador eléctrico? Recuperado de: <https://mydatascope.com/blog/es/como-elegir-un-generador-electrico/>.
- b) Equipo para izaje de cargas tipo Tirfor, por Insumos y Máquinas, 2019, ¿Qué es un aparejo tipo Tirfor y para qué sirve? Recuperado de: <https://insumosymaquinas.com.ar/que-es-un-aparejo-tipo-tirfor-y-para-que-sirve/>.
- c) Equipo de Oxicorte, por CorteMetal S.A.S., 2020, Equipo Oxicorte: 1 cilindro de oxígeno + 1 cilindro de acetileno o gas propano. Recuperado de: <http://cortemetal.com.co/equipo-oxicorte-2-cilindros-equipo-oxicortecarro-transportador/>.
- d) Equipo de soldadura: electrodo revestido, por De Máquinas y Herramientas, 2013, ¿Qué es la Soldadura SMAW?. Recuperado de: <https://www.demaquinasyherramientas.com/soldadura/soldadura-smaw-que-es-y-procedimiento>.

- Pulidora 9” y 4”
- Tirfor de 3t
- Diferencial 3t
- Gato 25t
- Equipo de soldadura
- Equipo de corte (oxicorte)
- Extensiones 110V
- Extensión trifásica
- Planta eléctrica
- Guaya
- Manila
- Línea de vida
- Plataformas de trabajo
- Elementos de protección personal
- Señalización vertical
- Equipo de pintura

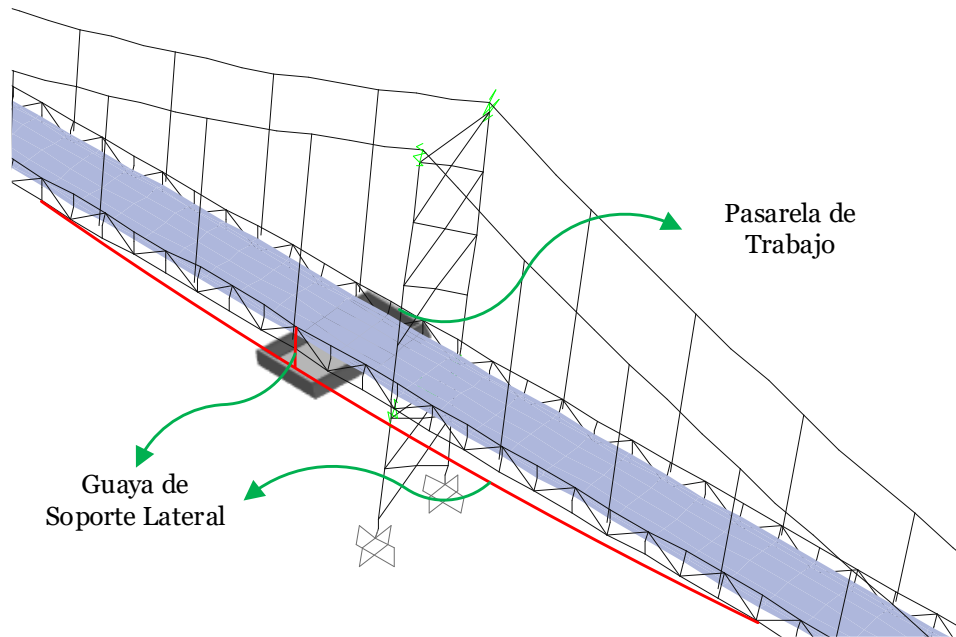
4.4.2.1.3 Materiales

- Acero ASTM A36 o superior
- Soldadura E7018 o superior
- Anticorrosivo
- Pintura
- Otros

4.4.2.2 Actividades Preliminares

Para la ejecución de los trabajos se deben instalar dos guayas longitudinales y paralelas a la luz del puente de acuerdo con la Figura 4-78.

Figura 4-78. Montaje pasarela de trabajo.



Nota. Autoría propia.

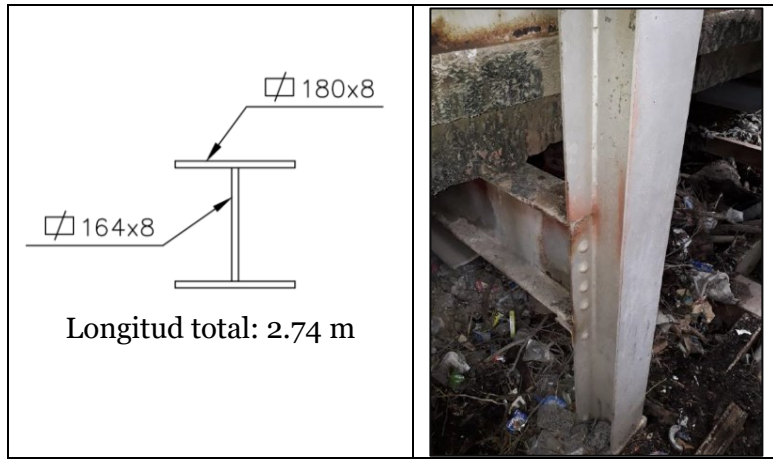
Estas guayas cumplirán la función de soporte para la instalación de plataformas que permitirán realizar las labores e inspecciones pertinentes debajo de la superestructura, a continuación, se ve muestra la posición de estas herramientas de trabajo.

4.4.2.2.1 Etapa preparatoria

- Estudiar los diseños.
- Verificar las dimensiones en campo.
- Correcciones por diferencias encontradas.

4.4.2.3 Reparación de Montante Fracturado

Figura 4-79. Sección transversal del montante fracturado.

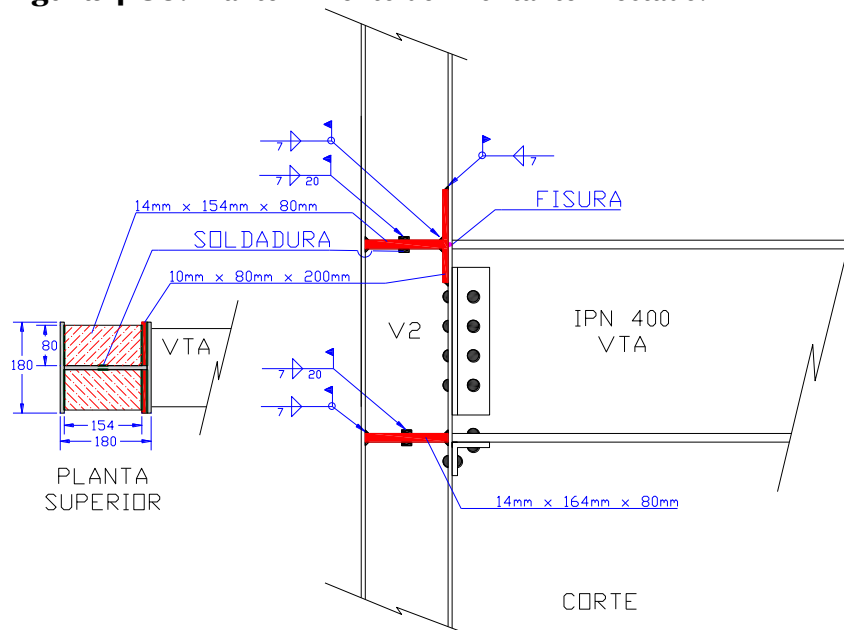


Nota. Autoría propia.

4.4.2.3.1 Reparación Provisional

En la zona en que se presentó la falla, es la unión de la viga con el montante, la cual en principio es una unión simple o articulada. Sin embargo, dado que los patines o alas de la viga travesaño están en contacto con el patín del montante, se induce algo de momento sobre el montante, y un esfuerzo de corte sobre el ala del montante.

Figura 4-80. Mantenimiento del Montante Afectado.



Nota. Autoría propia.

Por tanto, la recomendación para mantenimiento consiste en adicionar en ambos costados del perfil una platina de 10 x 80 x 200 mm, con el fin de cubrir la fractura del perfil. También se sugiere instalar dos pares de atiesadores, uno superior de 14 x 154 x 80 mm y uno inferior de 14 x 164 x 80 mm, como se muestra en la Figura 4-80 . Los atiesadores irán en ambos costados del montante (total 4 atiesadores).

4.4.2.3.2 Reparación Definitiva

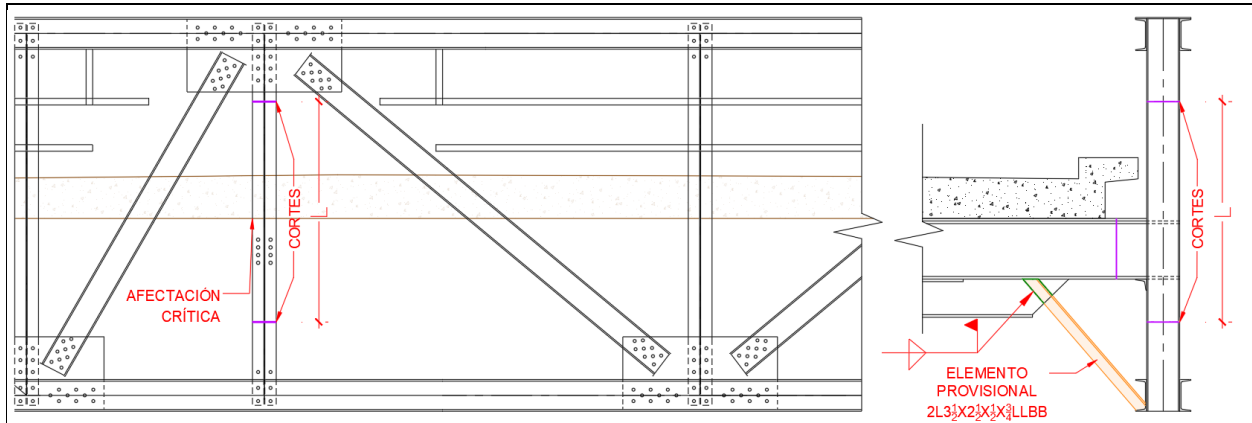
○ **Resumen**

El cambio del elemento estructural requiere de la instalación de un perfil provisional que ejerza las mismas funciones de soporte y nivelación para la viga travesaño. Este será ubicado inclinado desde el cordón inferior hasta la viga travesaño. Posteriormente, se podrá iniciar con el corte, retiro y reemplazo del montante (a una longitud de aproximadamente 2.74 m) y parte de la viga.

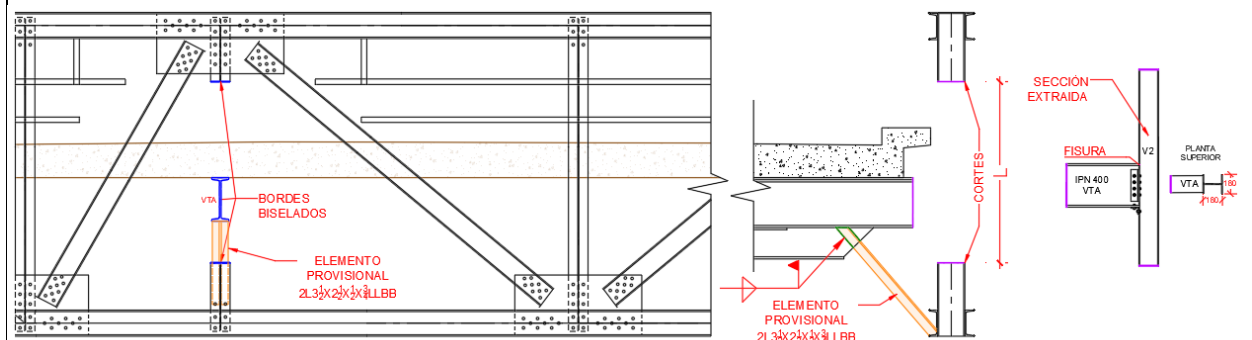
○ **Procedimiento**

- Adecuación de la zona de trabajo, realizar limpieza y retiro de residuos sólidos acumulados en el tramo 1 sentido noroeste-suroriente.
- Una vez colocado el soporte provisional (ángulos) se puede iniciar la localización y ubicación de las zonas de corte de la viga y montante.
- Corte de viga y montante a partir del eje de la viga travesaño, se debe pulir la zona de corte para eliminar escoria que posteriormente pueda afectar la soldadura nueva o que impida la colocación del elemento nuevo.
- Una vez cortado el elemento se podrá sustituir por una viga travesaño IPN 400 conectada al montante tipo M2 prefabricados que garanticen tener la misma sección transversal y cumpla con las características según el diseño.
- El elemento provisional puede ser retirado una vez sea instalada la pieza nueva.

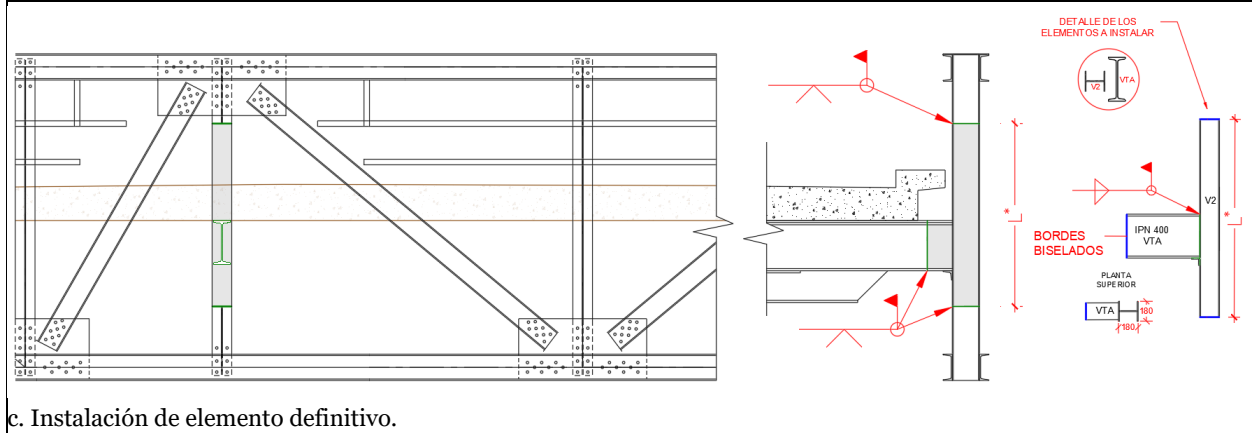
Figura 4-81. Esquema de reparación definitiva de montante.



a. Localización del elemento e instalación de ángulos provisionales.



b. Corte de montante y viga y biselado de bordes.



c. Instalación de elemento definitivo.

Nota. Autoría propia.

4.4.2.4 Reparación de Diagonal Corroída

Figura 4-82. Sección transversal diagonal corroída.

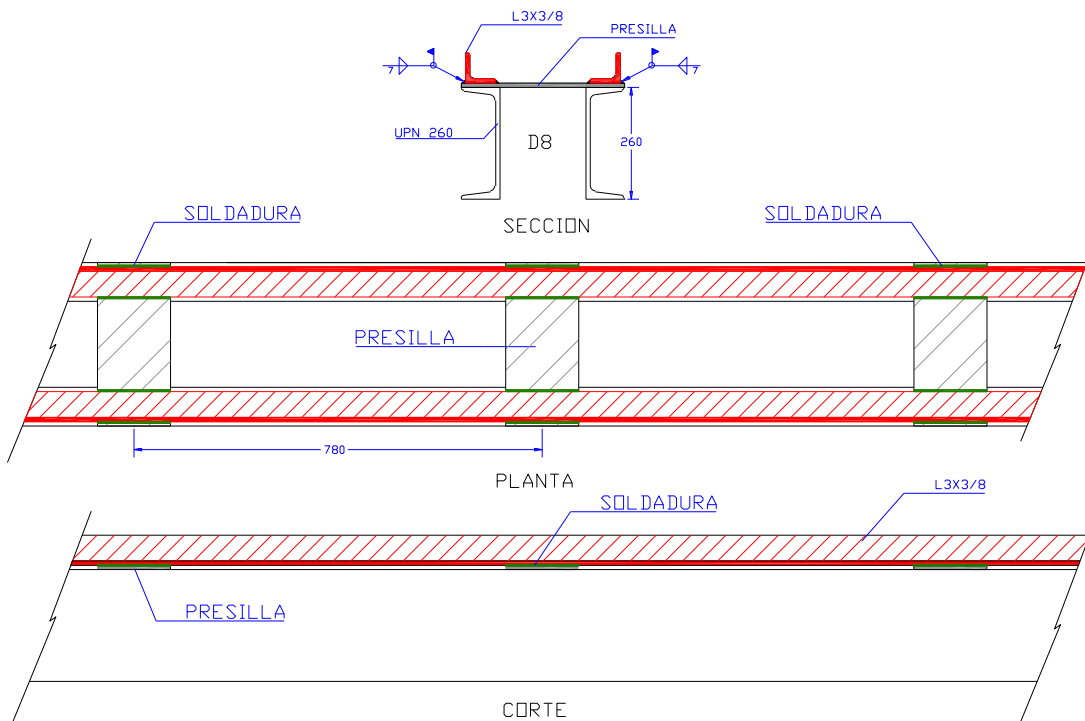


Nota. Autoría propia.

4.4.2.4.1 Reparación Provisional

Se trata de un perfil sometido principalmente a solicitaciones de tensión y compresión, por tanto, el objetivo es recuperar el área y la inercia perdidas, con dos ángulos de alas iguales de 3"x3"x3/8" (L3x3/8) soldados a las presillas de la parte superior del perfil UPN260.

Figura 4-83. Mantenimiento de la diagonal afectada.



Nota. Autoría propia.

La longitud de cada ángulo debe ser tal que abarque 5 presillas, ubicando en la parte central del ángulo la zona con la mayor afectación por corrosión. El ángulo se conectará a las presillas mediante soldaduras de filete de 7 mm de espesor y 170 mm de longitud.

4.4.2.4.2 Reparación Definitiva

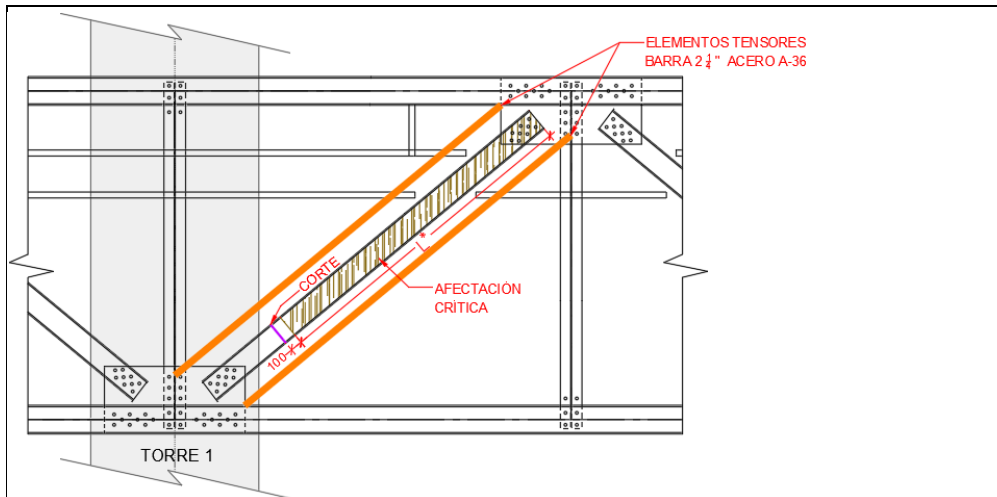
○ **Resumen**

La diagonal por sustituir se encuentra bajo tensión, de tal manera que al cortar el elemento se podrían generar aberturas o desprendimientos en las piezas que se encuentran conectadas a esta en cada extremo, por tal motivo es necesario colocar dos elementos tensores que cumplan esta función, para que al momento de cortar la diagonal esta intervención no genere daños en la estructura. Estos elementos tensores temporales serán ubicados desde el cordón inferior al cordón superior para posteriormente, poder iniciar con el corte, retiro y reemplazo de los perfiles afectados de la diagonal.

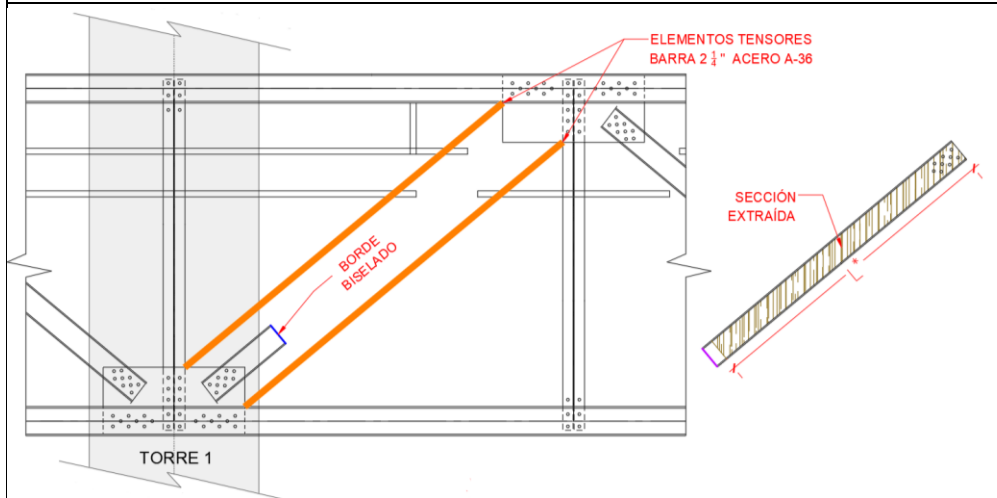
○ **Procedimiento**

- Ubicar las pasarelas debajo de la zona de trabajo y anclarlas para evitar desplazamientos de esta, esto ayudará a realizar los trabajos con mayor seguridad y comodidad para el corte, retiro y colocación del elemento a cambiar.
- Soldar los elementos tensores para evitar movimientos o desplazamientos en el momento de cortar la diagonal antigua, se deben ubicar dos puntos, a lado y lado para soldar cada tensor a los cordones superior e inferior.
- Instalar elementos tensores que consisten en barras de diámetro 2 1/4" de acero A-36, con el fin de suplir el área retirada.
- Una vez estén soldados los tensores se puede dar inicio al corte de los perfiles UPN 260 teniendo en cuenta retirar una longitud tal que cubra todas las afectaciones por corrosión del perfil más una holgura de mínimo 10 cm.
- Por último, el elemento nuevo se deberá biselar en sus bordes y se ubicará en el sitio para dar inicio al proceso de soldadura.
- Una vez se cambia el elemento se pueden retirar los elementos tensores y dependiendo del material se procede a aplicar anticorrosivo y pintura al elemento instalado.

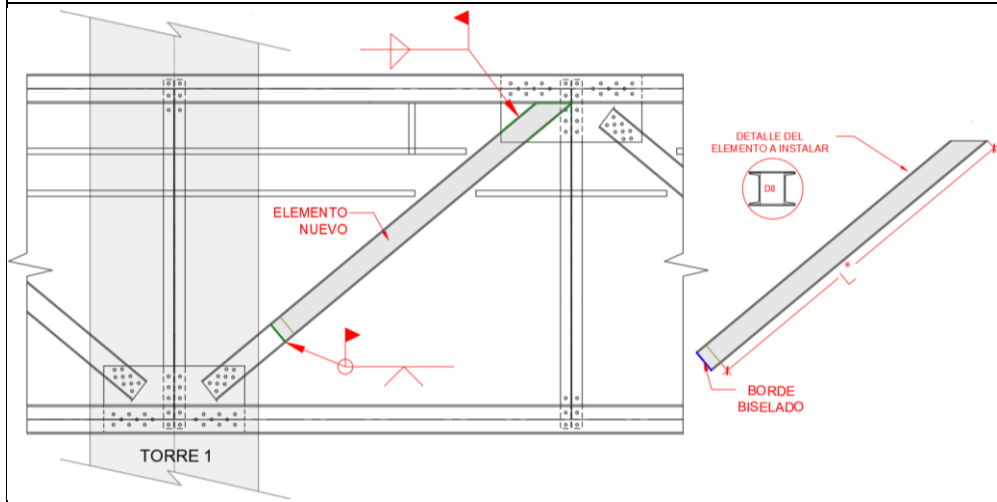
Figura 4-84. Esquema de reparación definitiva de la diagonal.



a. Localización del elemento e instalación de tensores temporales.



b. Corte de montante de elemento afectado y biselado de bordes.

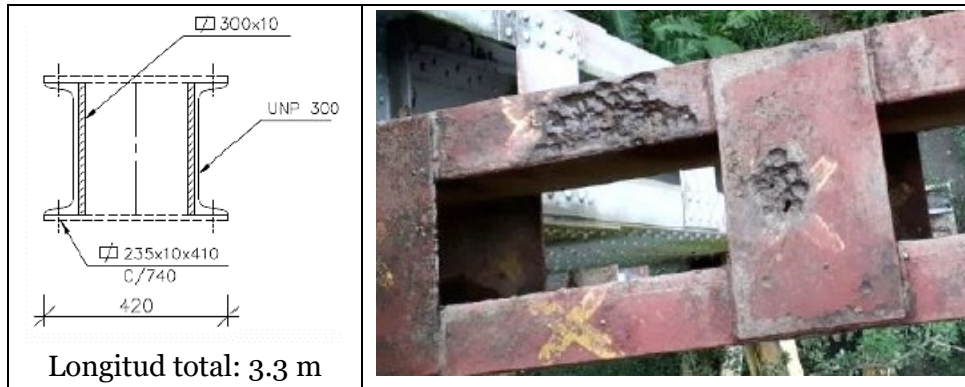


c. Biselado e instalación por medio de soldadura del elemento nuevo.

Nota. Autoría propia.

4.4.2.5 Reparación del Cordón Inferior Corroído

Figura 4-85. Sección transversal cordón inferior corroído.

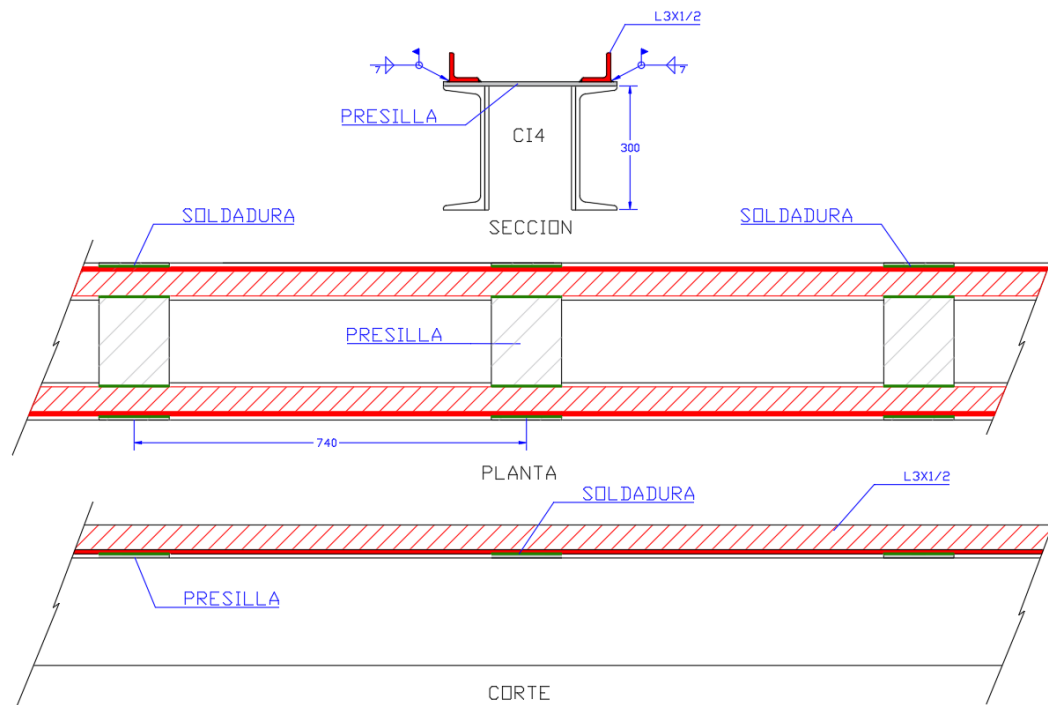


Nota. Autoría propia.

4.4.2.5.1 Reparación Provisional

Se trata de un perfil sometido principalmente a solicitaciones de tensión y compresión, por tanto, el objetivo es recuperar el área y la inercia perdidas, con dos ángulos de alas iguales de 3"x3"x1/2" (L3x1/2) soldados a las presillas de la parte superior del perfil UPN 300.

Figura 4-86. Mantenimiento del Cordón Inferior Afectado.



Nota. Autoría propia.

La longitud de cada ángulo debe ser tal que abarque 5 presillas, ubicando en la parte central del ángulo la zona con la mayor afectación por corrosión. El ángulo se conectará a las presillas mediante soldaduras de filete de 7 mm de espesor y longitud igual al ancho de la presilla.

4.4.2.5.2 Reparación Definitiva

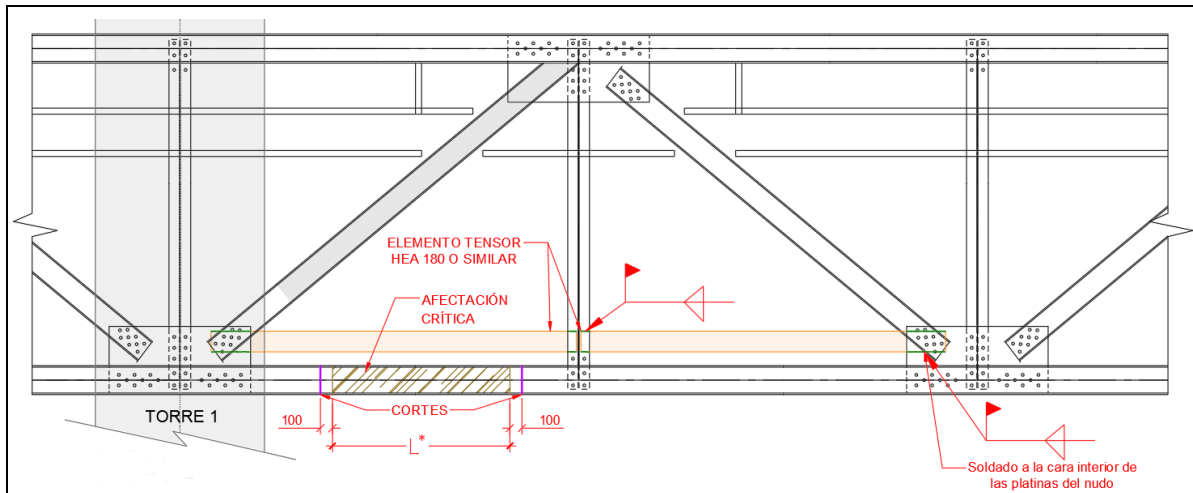
○ **Resumen**

La sección de cordón inferior por sustituir se encuentra sometido principalmente a solicitaciones de compresión y tensión, de tal manera que al cortar el elemento se podrían generar aberturas o desprendimientos en las piezas que se encuentran conectadas a esta en cada extremo, por tal motivo es necesario sobreponer un perfil que cumplan la función de tensor y a su vez soporte las solicitaciones de compresión, para que al momento de cortar el cordón inferior no se generen daños adicionales en la estructura. Este será ubicado entre los montantes para posteriormente, iniciar con el corte, retiro y reemplazo de los perfiles afectados del cordón inferior.

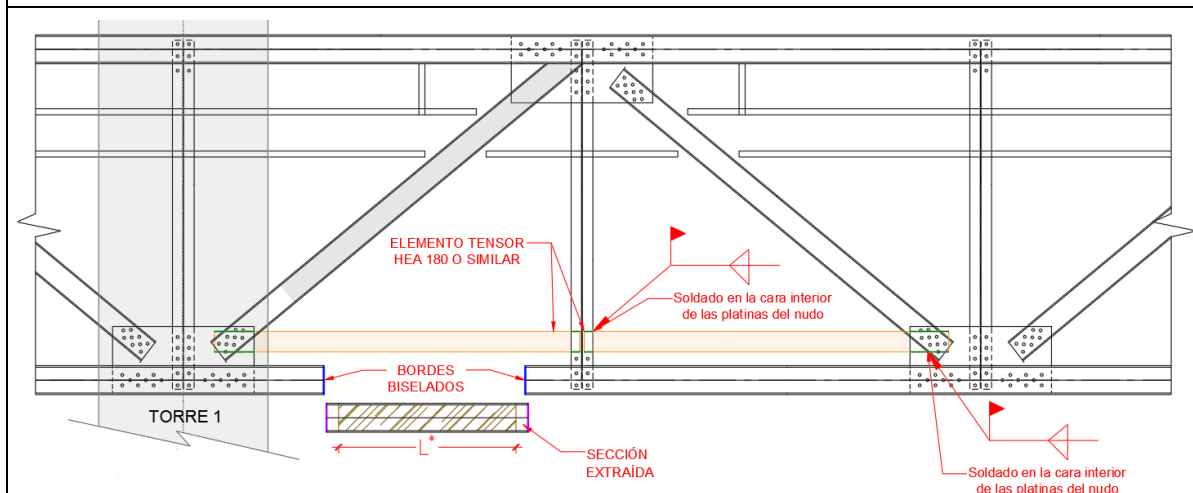
○ **Procedimiento**

- Ubicar las pasarelas debajo de la zona de trabajo y anclarlas para evitar desplazamientos de esta, esto ayudará a realizar los trabajos con un factor de seguridad mayor y mayor comodidad para el corte, retiro y colocación del elemento a cambiar.
- Soldar los elementos tensores, que para este caso podrá ser un perfil tipo HEA180 o similar para evitar movimientos o desplazamientos en el sentido horizontal, estos elementos deben unir el montante 33, el montante 34 y el montante 35, sentido noroeste-suroriente.
- Una vez soldados los elementos tensores, se puede dar inicio al corte y retiro del elemento, para eso, es necesario tener sujeto el elemento con la ayuda del equipo Tirfor que servirá no solo para evitar la caída de este si no para poder halar el elemento hasta la superficie.
- La longitud L será tal que se tengan en cuenta todas las afectaciones por corrosión con una holgura adicional de mínimo 10 cm.
- Para la instalación de la sección nueva se pueden ubicar puntos de anclaje para poder “izar” el elemento, para este procedimiento se utiliza un equipo Tirfor ayudando a maniobrar el elemento hasta su punto final. Una vez ubicado se puede dar inicio al proceso de soldadura.
- Una vez realizado el proceso de soldadura se pueden retirar los elementos temporales.

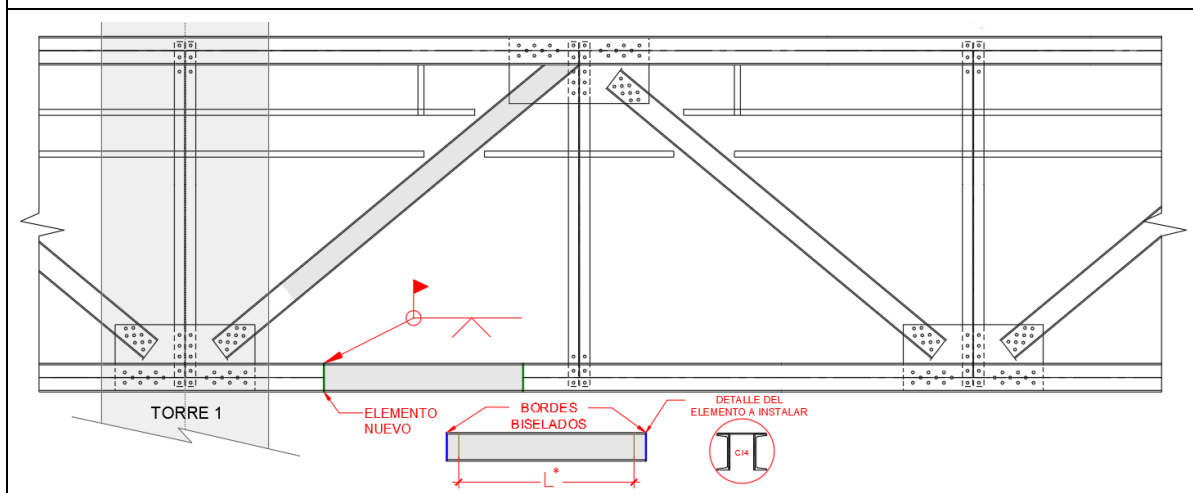
Figura 4-87. Esquema de reparación definitiva del cordón inferior.



a. Localización de la zona afectada e instalación de elemento temporal.



b. Corte de cordón inferior y biselado de bordes.

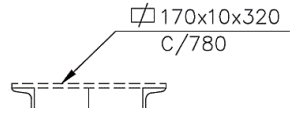
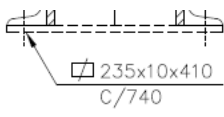


c. Instalación por medio de soldadura del elemento nuevo.

Nota. Autoría propia.

4.4.2.6 Reparación de Presillas Corroídas

Tabla 4-29. Descripción de presillas afectadas por corrosión.

Presilla Elemento	Figura	Volumen (cm ³)
D8		544
CI4		963.5



Nota. Autoría propia.

4.4.2.6.1 Reparación Provisional

Se recomienda la instalación de platinas soldadas (presillas) junto a las zonas donde las presillas se encuentren en estado avanzado de corrosión y deterioro, de manera que se adicionen o si es posible se sustituyan con presillas nuevas las afectadas.

4.4.2.6.2 Reparación Definitiva

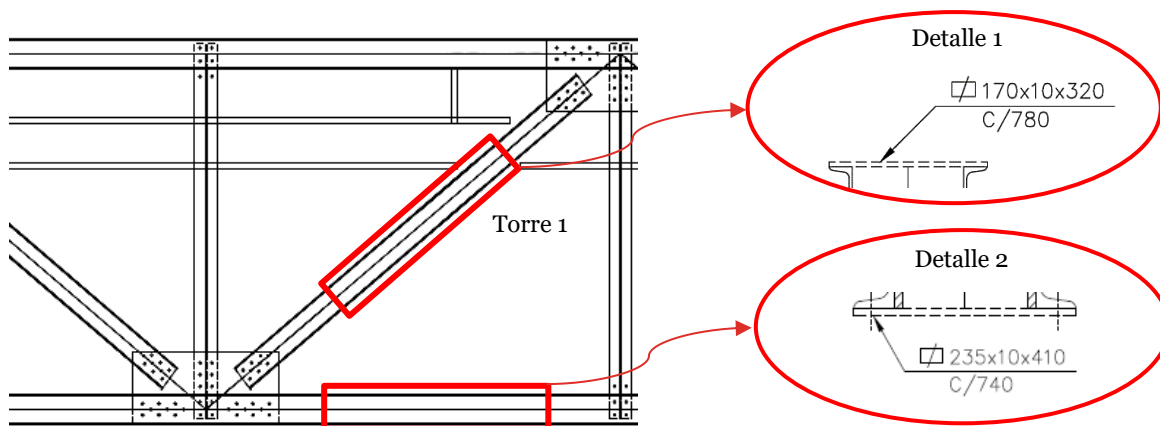
○ **Resumen**

Se identificaron varias presillas en estado avanzado de corrosión, la función de las presillas es rigidizar los perfiles para que estos se comporten estructuralmente como un perfil armado, permitiendo que los elementos individuales actúen en conjunto y mejoren sus propiedades mecánicas individuales, aumentando la resistencia a solicitaciones axiales, de flexión y torsión.

○ **Procedimiento**

El cambio de estas presillas o platinas de refuerzo se inicia con el rompimiento de la soldadura esto se puede lograr con el equipo de oxicorte (mezcla de oxígeno y acetileno) o con pulidora en lugares donde no se presenten inconvenientes por el espacio de trabajo, una vez retirada la soldadura la platina puede ser retirada para colocar una nueva, es posible que en la superficie queden restos de soldadura es necesario retirar y pulir hasta tener la superficie adecuada, ya que en ese mismo lugar se colocará de nuevo la platina nueva.

Figura 4-88. Ubicación de presillas por adicionar o reemplazar.



Nota. Autoría propia.

4.4.2.7 Recomendaciones para la Afectación del Cable Principal

Eliminar el contacto con el cable principal, de elementos y materiales ajenos a la estructura del puente, ya sea, el producido por el contacto directo con los postes de alumbrado público o el producido por otros materiales como neoprenos o demás; esto debido a que el movimiento independiente entre elementos y la acumulación de humedad que generan estos materiales, conducen, respectivamente a, desgastar el cable por rozamiento y facilitar y acelerar procesos de corrosión secundaria, como galvánica y microbiológica. Por tal motivo, para eliminar el contacto sobre el cable, se recomienda como primera medida, inducir una desviación a los postes suficiente para garantizar una separación adecuada en la zona afectada; o en caso de fuerza mayor, sustituir los postes de alumbrado público que causen este tipo de afectación.

4.5 Soldadura

Para efecto de las intervenciones resultado de este estudio y teniendo en cuenta la calidad mínima recomendada del material de reparación o reforzamiento, acero ASTM A36, se precisa de un procedimiento de soldadura adecuado y un material de aporte que se adapte correctamente a las condiciones de trabajo. Por tal motivo, se recomendará el proceso y electrodo a partir de especificaciones de la Sociedad Americana de Soldadura, AWS (American Welding Society).

Las recomendaciones aquí recopiladas son consideradas las “mínimas condiciones” y son estimadas, pues se basan únicamente en una serie de suposiciones que deberán corroborar en obra según experiencia, disponibilidad de equipos y materiales, entre otros; así como las condiciones que se tengan en campo. Por tal razón, es función del constructor suministrar las WPS que incluyen todo lo relacionado con la selección del fundente, temperatura, posiciones, equipos, entre otros.

4.5.1 *Proceso SMAW*

El proceso de soldadura de arco manual o soldadura eléctrica con electrodo revestido, SMAW (Shielded Metal Arc Welding por sus siglas en inglés), a pesar de ser un proceso un poco lento, es uno de los mejores para soldar zonas de difícil acceso, debido a la posibilidad de soldar en varias posiciones, su equipo de fácil uso y bajo costo; y las buenas propiedades mecánicas de la soldadura. Por tal motivo, será el proceso recomendado, al tratarse de un puente colgante, en el que las posibles intervenciones se harían en campo donde pueden presentar zonas de difícil acceso y con diferentes posiciones de soldado.

El proceso de soldadura por arco SMAW (Figura 4-89), comienza con la formación del arco, una vez que se establece, el metal de aporte y el fundente que lo recubre empiezan a consumirse. La fuerza del arco eléctrico que puede alcanzar temperaturas del orden de los 5500°C excava el metal base para lograr la penetración deseada, este proceso continúa a medida que la soldadura se ensancha y el electrodo avanza a lo largo del perfil estructural. El fundente se derrite junto con el electrodo formando un gas y una capa de escoria que protegen el arco y el depósito de soldadura, y que se retira después de la solidificación. El fundente limpia la superficie metálica, suministra algunos elementos de aleación a la soldadura, protege el metal fundido contra la oxidación y estabiliza el arco. Por último, el electrodo al derretirse, forma gotas que se depositan

sobre la pieza de trabajo dando lugar al depósito de soldadura, que llena el espacio de soldadura y une las piezas en lo que se denomina una junta o cordón de soldadura.

Figura 4-89. Proceso de soldadura por arco eléctrico con electrodo revestido.

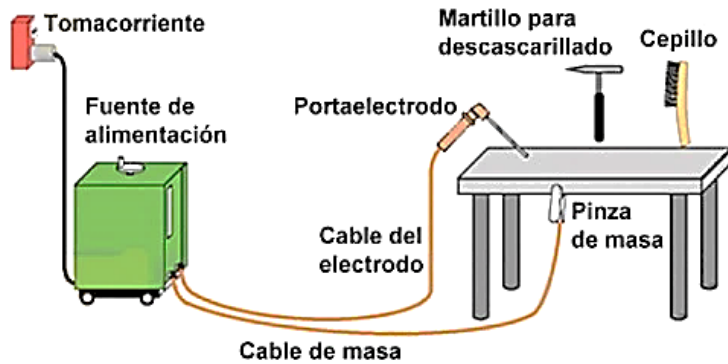


Nota. Tomado de "Soldadura al Arco Eléctrico SMAW", por Eliseo F., 2015, Universidad Rafael Landívar.

4.5.1.1 Equipo de Soldadura SMAW

Conocido por su simplicidad y facilidad de uso, el equipo para efectuar soldaduras SMAW (Figura 4-90) consta de:

Figura 4-90. Equipo de Soldadura SMAW.



Nota. Tomado de "Soldadura al Arco Eléctrico SMAW", por Eliseo F., 2015, Universidad Rafael Landívar.

4.5.1.1.1 Fuente de Alimentación

Dependiendo del tipo de electrodo y el tipo y la posición del elemento a soldar, la fuente puede ser de corriente continua o corriente alterna. Si es de corriente continua, y nuevamente en función del tipo de electrodo y la naturaleza de la soldadura que se desea obtener, la conexión del electrodo a la fuente se puede efectuar de dos maneras:

- **Conexión al terminal negativo**

En este caso se habla de un electrodo negativo o polaridad directa (DCEN, por sus siglas en inglés). Se utiliza cuando se desean lograr altas tasas de deposición y una baja penetración.

- **Conexión al terminal positivo**

En este caso se habla de un electrodo positivo o polaridad inversa (DCEP, por sus siglas en inglés). Se utiliza cuando se desea lograr una penetración profunda.

4.5.1.1.2 Porta-electrodo

Se conecta al cable de soldadura y conduce la corriente de soldadura hasta el electrodo. El mango aislado se utiliza para guiar el electrodo sobre el cordón de soldadura y alinear el electrodo en el depósito a medida que se consume. Los porta-electrodos están disponibles en diversos tamaños y se clasifican según su capacidad para transportar la corriente.

- **Cable del electrodo y cable de tierra.**

Son una parte importante del circuito de soldadura, deben ser flexibles y tener un aislamiento resistente al calor, además, las conexiones al porta-electrodo, la pinza de tierra (o masa) y los terminales de la fuente de alimentación deben estar soldadas o perfectamente efectuadas para garantizar una baja resistencia eléctrica. Cuando mayor sea la longitud del cable, mayor debe ser su área de sección transversal, igualmente, estos cables deben tener el tamaño suficiente para transportar la corriente de soldadura con baja resistencia y con un mínimo de caída de voltaje.

- **Pinza de Tierra**

Se utiliza para conectar el cable de tierra a la pieza de trabajo. Se puede conectar directamente a la pieza, a la mesa o al porta-pieza. Como parte del circuito de soldadura, la pinza de tierra debe ser capaz de transportar la corriente de soldadura sin riesgo de sobre calentamiento debido a la resistencia eléctrica.

4.5.2 Clasificación de Electrodo AWS

Según la AWS D1.1/D1.1M:2020 (American Welding Society, 2020) el acero ASTM A36 se lista como un material base que puede ser usado en las especificaciones del procedimiento de soldadura (WPS), este se encuentra en el grupo I, cuando su espesor es menor o igual de 20 mm, o el grupo II, para cualquier espesor. En la Tabla 4-30 se relaciona la clasificación AWS para el electrodo, según el grupo del material base y el proceso de soldadura, resaltando, la especificación AWS A5.1/A5.1M-12 la cual se refiere a los electrodos revestidos para soldadura SMAW para aceros al carbono.

Tabla 4-30. Metales de aporte para los grupos I y II, mediante procesos SMAW y SAW.

Proceso	SMAW		SAW	
	A5.1 Acero al carbono	A5.5 Acero de Baja Aleación	A5.1 Acero al carbono	A5.5 Acero de Baja Aleación
I	E60XX E70XX	E70XX-X	F6XX-EXXX F6XX-ECXXX F7XX-EXXX F7XX-ECXXX	F7XX-EXXX-XX F7XX-ECXXX-XX
II	E7015 E7016 E7018 E7028	E7015-X E7016-X E7018-X	F7XX-EXXX F7XX-ECXXX	F7XX-EXXX-XX F7XX-ECXXX-XX

Nota. Adaptado de “AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard” de American Welding Society, 2020, p. 70, Estados Unidos.

En esta especificación el sistema de clasificación está basado en la resistencia a la tracción del depósito y trabaja con la siguiente designación básica: **E XXYY**. E, indica que se trata de un electrodo para soldadura eléctrica manual; los dos primeros dígitos (ó tres si se trata de un número de electrodo de cinco dígitos) designan la mínima resistencia a la tracción, sin tratamiento térmico post soldadura, del metal depositado, en ksi. El tercer dígito indica la posición en la que se puede soldar satisfactoriamente con el electrodo. Así si vale 1 significa que el electrodo es apto para soldar en todas posiciones (plana, horizontal, vertical y sobre cabeza), 2 si sólo es aplicable para posiciones planas y horizontal; y si vale 4 indica que el electrodo es conveniente para posición plana, pero especialmente apto para vertical descendente. El último dígito, que está íntimamente relacionado con el anterior, es indicativo del tipo de corriente eléctrica y polaridad en la que mejor trabaja el electrodo, e identifica a su vez el tipo de revestimiento, el que es calificado según el mayor porcentaje de materia prima contenida en el revestimiento.

Los espesores de perfiles y placas de la estructura del puente son menores a 20 mm, sin embargo, asumiendo que las intervenciones podrían incluir material base de un espesor mayor, grupo II, los electrodos que recomienda la AWS son: E7015, E7016, E7018 y E7028, con una resistencia a la tensión de 490 MPa (70 ksi), resistencia a la fluencia de 400 MPa (58 ksi) y porcentaje de alargamiento (en una longitud de 4 veces el diámetro) de 22%; dentro de estos, se destacan los E701Y, que permiten soldar en todas las posiciones, situación que podría presentarse en la superestructura del puente. A su vez, el último número (Y), indica los materiales del revestimiento descritos en la Tabla 4-31, el tipo de corriente y polaridad, y la penetración.

Tabla 4-31. Tipos de Revestimientos para Electrodos.

	Revestimientos	Corriente y Polaridad	Penetración
EXXX0	Celulósico Sódico	DCEP	Profunda
EXX20	Óxido de Hierro, Sódico	DCEN, DCEP, AC	Media
EXXX1	Celulósico Potásico	AC, DCEP	Profunda
EXXX2	Rutílico Sódico	AC, DCEN	Media
EXXX3	Rutílico Potásico	AC, DCEP, DCEN	Ligera
EXXX4	Rutílico, HP	AC, DCEP, DCEN	Ligera
EXXX5	Sódico, BH	DCEP	Media
EXXX6	Potásico, BH	AC, DCEP	Media
EXXX7	Óxido de Hierro, HP	AC, DCEP, DCEN	Media
EXXX8	Potásico, BH - HP	AC, DCEP	Media
EXXX9	Óxido de Hierro, Rutílico, Potásico	AC, DCEP, DCEN	Media

Nota. HP: Hierro en Polvo, BH: Bajo Hidrógeno, CC: Corriente Continua, AC: Corriente Alterna, EP: Electrodo Positivo, EN: Electrodo Negativo. Adaptado de "AWS A5.1/A5.1M:2012 - Specification for Carbon Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding", de American Welding Society, 2012, p. 3, Estados Unidos.

Los electrodos E7015 fueron los primeros electrodos de bajo hidrógeno, desarrollados en la década de 1940 para soldar aceros endurecidos como placas de blindaje. Los electrodos con cantidades apreciables de hidrógeno en sus recubrimientos (en forma de agua o hidrógeno combinado químicamente) son susceptibles a "agrietamiento debajo del cordón", grietas que aparecen en el metal base, por lo general, justo debajo y paralelamente al cordón de soldadura. La caliza y otros ingredientes bajos en humedad se utilizan en el recubrimiento, eliminando este agrietamiento inducido por hidrógeno. El revestimiento es un tipo de sodio bajo en hidrógeno que limita que estos electrodos se utilicen sólo con corriente directa, polaridad inversa. Los electrodos E7015 no están generalmente disponibles hoy en día después de haber sido reemplazados por el tipo E7016 y E7018.

Los electrodos E7016 son muy similares al tipo E7015, excepto que el uso de potasio en el recubrimiento permite utilizar estos electrodos con corriente alterna, así como corriente directa

polaridad inversa. Por último, los E7018 son la versión más moderna del electrodo de bajo hidrógeno. La adición de cantidades considerables de polvo de hierro al recubrimiento resulta en un arco más suave con menos salpicaduras. Este equilibrio moderno de cubrir ingredientes resulta en una gran mejora en la estabilidad del arco, la dirección del arco y la facilidad de manejo en todas las posiciones de soldadura.

Por esta razón, la calidad mínima recomendada para los electrodos que se vayan a usar en juntas soldadas del puente cuyo material base de la intervención sea el acero ASTM A36, serán los electrodos E7018.

4.5.2.1 Electrodo E7018

Es un tipo de soldadura de bajo hidrógeno (básico) con adiciones de polvo de hierro en el recubrimiento para incrementar su rendimiento; es adecuado para soldar en todas posiciones, propiedades mecánicas elevadas y adecuado para trabajar aún a altas temperaturas (hasta 500°C), se facilita el control de acero y da buena apariencia del depósito.

Muchos soldadores usan electrodos 7018 para soldar metales gruesos como acero estructural. Entre las aplicaciones se encuentra en la industria de la construcción, se recomienda en estructuras sometidas a esfuerzos mecánicos severos, edificios y puentes en general. También es utilizada por la industria petrolera en tuberías de conducción sujetas a presión, cordones de relleno en secciones gruesas y pesadas en tendido de líneas de oleoductos, gasoductos, líneas de distribución y donde se requieran altas propiedades mecánicas.

4.5.2.1.1 Almacenamiento del Electrodo.

Todos los revestimientos de electrodos contienen agua, en casos como en los de bajo hidrógeno, se requieren niveles bajísimos de humedad; 0.4% para la serie 70. La humedad del revestimiento aumenta el contenido de hidrógeno en el metal de soldadura y de la Zona Afectada Térmicamente, ZAT (en inglés HAZ), lo que puede originar fisuras en aceros que presentan una estructura frágil en esta zona (aceros al carbono-manganeso en espesores gruesos, aceros de baja aleación y alta resistencia, aceros templados y revenidos).

Por lo tanto, un buen almacenamiento (entre otros factores como un procedimiento de soldadura adecuado para el material base y el tipo de unión: precalentamiento o postcalentamiento) es esencial, ya que, de este depende que los porcentajes de humedad se

mantengan dentro de los límites requeridos y así el electrodo conserve las características necesarias para producir soldaduras sanas y libres de defectos.

Las condiciones de almacenamiento son aquellas que se deben cumplir cuando el insumo se encuentra en los depósitos en sus cajas cerradas, una vez las cajas se han abierto y los electrodos se encuentran fuera de sus cajas, aplican las condiciones de mantención; y en caso de presentarse que el electrodo ha absorbido humedad por encima de lo recomendado, aplica una etapa de reacondicionamiento o resecado, a fin de cumplir con la humedad de la norma. En la Tabla 4-32 se han agrupado algunas de estas recomendaciones para el electrodo E7018, sin embargo, para temperaturas y tiempos específicos de almacenamiento y reacondicionamiento, es importante referirse siempre a las recomendaciones del fabricante.

Tabla 4-32. Recomendaciones de almacenamiento y reacondicionamiento para el electrodo E7018.

Electrodo	Condiciones de Almacenamiento	Condiciones de Mantención	Reacondicionamiento
E7018	Temperatura 20°C más alta que la temperatura ambiente, pero menor de 60°C, o humedad relativa ambiente menor de 50%.	30°C a 140°C sobre la temperatura ambiente.	Si el electrodo permaneció más de 2h sin protección especial, resecar 60 a 120 min a 250-400°C. No exceder los 400°C, y si se seca a 250°C hacerlo durante 120 min.

Nota.

1. Electrodos en envases no herméticos o dañados y electrodos que han sido expuestos a atmósfera normal por más de 2h deben ser resecados antes de usarlos.
 2. Electrodos en envases no herméticos pueden usarse sin resecar para la soldadura de aceros de menos de 500 MPa de resistencia en situaciones de baja restricción o cuando la experiencia muestra que no ocurren fisuras.
 3. Los electrodos deben mantenerse en termos de 30°C a 140°C sobre la temperatura ambiente.
 4. Para temperaturas y tiempos específicos de almacenamiento y reacondicionamiento, refiérase siempre a las recomendaciones del fabricante.
- Adaptado de “Manual de Sistema y Materiales de Soldadura”, de Indura, 2013, p. 21, Chile.

La operación de resecado no es tan simple como parece, debe realizarse en hornos con circulación de aire. En el momento de ingresar los electrodos en el horno, la temperatura de este no debe superar los 100°C y las operaciones de calentamiento y enfriamiento deben efectuarse a una velocidad de alrededor de 200°C/h para evitar fisuración o debilitamiento del revestimiento.

4.5.2.1.2 Procedimiento de Soldado del Electrodo E7018

En general, se recomienda soldar este electrodo con corriente alterna o corriente continua, electrodo positivo, y debido al hierro en polvo que incluye se debe prever usar una corriente ligeramente mayor, que para aquellos que no lo contengan.

Tabla 4-33. Rangos típicos de amperaje para electrodos E7018.

Diámetro del Electrodo mm [in]	Rangos Típico de Amperaje, E7018
1.6 [1/16]	-
2.0 [5/64]	-
2.4, 2.5 [3/32]	70 – 110
3.2 [1/8]	105 – 155
4.0 [5/32]	130 – 200
5.0 [3/16]	200 – 275
5.6 [7/32]	260 – 340
6.0 [1/4]	315 – 400
8.0 [5/16]	375 – 470

Nota. Adaptado de “AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard” de American Welding Society, 2020, p. 70, Estados Unidos.

El arco debe mantenerse lo más corto posible en todo momento, pudiéndose implementar una oscilación muy suave, con lo que se logra una fusión adecuada, permitiendo el escape de gases además de controlar la forma y apariencia del cordón. En soldaduras de varios pases, toda la escoria debe ser removida y se debe asegurar buena limpieza del cordón.

- **Soldaduras en Plano**

Esta soldadura debe ser hecha con el mayor amperaje permitido por diámetro, para asegurar una buena fusión en los costados. Se puede usar una oscilación de 2 1/2 veces el diámetro del electrodo, aunque se recomienda, para soldaduras anchas, varios cordones angostos. Conviene mantener el electrodo en un ángulo de 45° respecto a las planchas, efectuar un pequeño avance y retroceso del electrodo en el sentido de avance. Con ello se logra una buena fusión al avanzar, se controla la socavación y la forma del cordón al retroceder al cráter.

- **Soldadura Vertical**

El cordón de raíz debe hacerse ascendente, con un arco corto y muy poco movimiento en sentido de avance. El electrodo no debe ser movido bruscamente hacia arriba y por ningún motivo alargar el arco. Es preferible para este cordón usar un movimiento en forma de “V”. El electrodo se mantiene un instante en el vértice de la “V” para lograr penetración y remoción de escoria. El largo del a “V” no debe ser mayor de 3.2 mm. El segundo cordón y los sucesivos pueden hacerse con un movimiento oscilatorio de lado a lado, deteniéndose en los costados para permitir que la escoria atrapada en el primer cordón pueda salir a la superficie.

Para filetes verticales ascendentes, se mantiene el electrodo perpendicular a la plancha moviéndolo en el sentido de avance. El movimiento debe ser lo suficientemente rápido y la

corriente adecuada para permitir alargar el arco y no depositar cuando se va hacia arriba, para luego bajar al cráter y depositar el metal fundido, controlando la socavación y ancho del cordón.

Cuando se suelda vertical descendente, el cordón de raíz se hace con un avance continuo, sin oscilar, y la fuerza del arco se dirige de tal manera que sujete el baño de fusión. Para los pases sucesivos se puede usar una oscilación lateral.

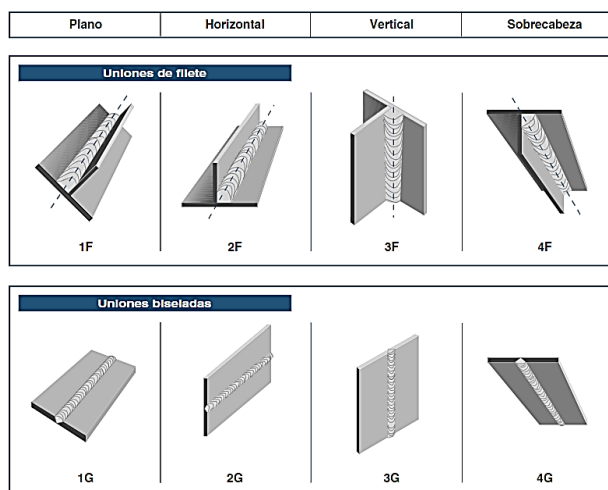
○ **Soldaduras Sobrecabeza**

Se recomienda hacerlo con cordones angostos y mantener el electrodo en un ángulo de 30° respecto a la cara vertical. La soldadura sobrecabeza se ejecuta en forma similar a la horizontal, pero la oscilación en el sentido de avance debe ser mayor para permitir que el metal depositado en el cráter se solidifique.

○ **Soldaduras Horizontales**

Los filetes horizontales deben hacerse con un cordón angosto, con el electrodo dirigido dentro de la unión en un ángulo de 45°. El cordón angosto debe hacerse también en los pases subsiguientes. Conviene mantener el electrodo en un ángulo de 45° respecto a las planchas, efectuar un pequeño avance y retroceso del electrodo en el sentido de avance. Con ello se logra una buena fusión al avanzar, se controla la socavación y la forma del cordón al retroceder al cráter.

Figura 4-91. Posiciones de soldadura según AWS.



Nota. Tomado de “Manual de Sistema y Materiales de Soldadura”, de Indura, 2013, p. 10, Chile.

4.5.3 Soldabilidad

Hay varias definiciones en lo que respecta a la soldabilidad del acero, pero, de manera sencilla, se puede definir como la capacidad del material para ser soldado sin alterar sus propiedades. Esta capacidad para ser soldado depende de varios factores incluyendo el tipo y composición del material, el proceso de soldadura y las propiedades mecánicas requeridas. Una baja soldabilidad generalmente involucra algunos tipos de problemas de fisuras y agrietamientos que dependen principalmente de factores como:

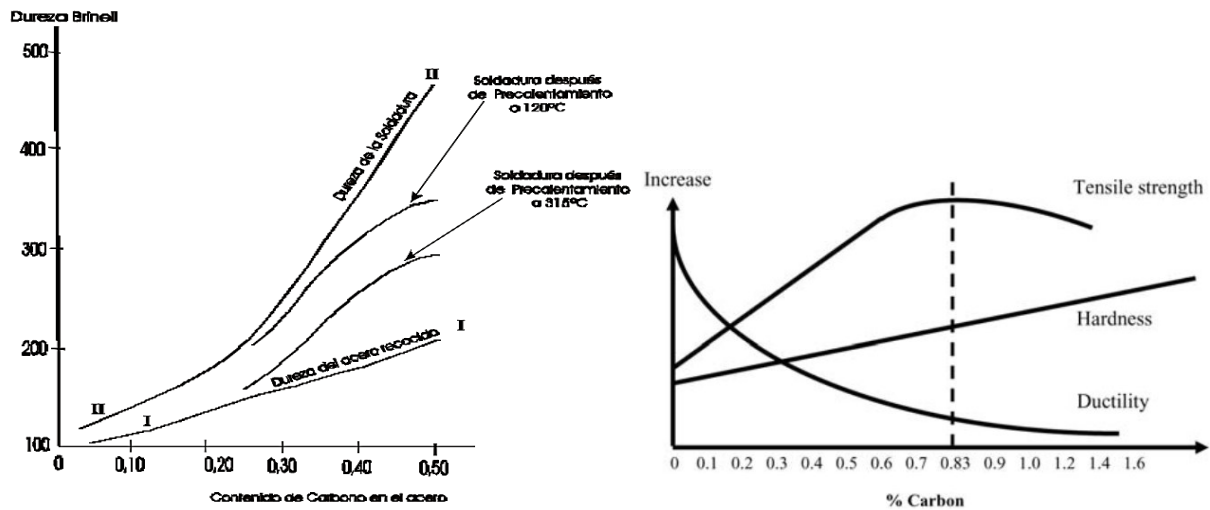
- Nivel de esfuerzos residuales, que conducen a expansiones y contracciones desiguales debido a la soldadura.
- Nivel de esfuerzos de restricción, desde restricciones locales como abrazaderas a otros accesorios.
- Presencia de una microestructura susceptible a la fisuración (el material base podría tener una microestructura susceptible o la ZAT y/o el metal de soldadura podría formar una microestructura susceptible al fisuramiento debido a la soldadura).

Con el fin de analizar el efecto que podría producir los diferentes elementos de la composición química en la soldabilidad, se presenta un resumen de la influencia de algunos de estos elementos. En general, mayores concentraciones de carbono y otras aleaciones tales como manganeso, cromo, silicio, molibdeno, vanadio, cobre y níquel tienden a aumentar la dureza y disminuir la soldabilidad.

4.5.3.1 Carbono

Es el elemento para fijar la soldabilidad y generalmente es considerado como el elemento de aleación más importante en los aceros. Uzun & Nezihi Bilge, 2017 mostraron que el contenido de carbono en aceros de baja aleación influye en la formación de una zona localizada de endurecimiento. La dureza alrededor de la ZAT por la soldadura aumenta en una magnitud que está relacionada con el contenido de carbono. La dureza es una propiedad proporcional a otras, su incremento aumenta la resistencia, pero reduce la ductilidad lo cual puede formar una zona frágil alrededor de la ZAT por la soldadura.

Figura 4-92. Variación de las características mecánicas de la soldadura SMAW en función del contenido de carbono.



Nota. Izquierda: Tomado de Modelo Uliram para determinar nuevas composiciones químicas para materiales de Aporte" de Calderón, J., s/f, p. 2, Lima. Derecha: Tomado de "A Quick Guide to Welding and Weld Inspection" de Hughes, S., 20 de Octubre de 2009, p. 38, New York.

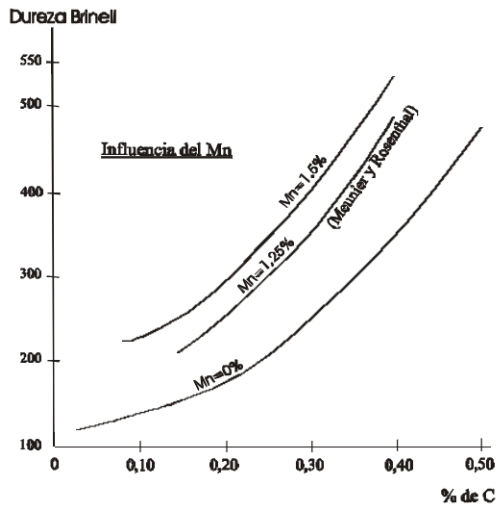
En la Figura 4-92 se observa que el aumento en el contenido de carbono incrementa la diferencia de dureza entre el material base (acero recocido) y el material de aporte (soldadura), la soldabilidad es menor a medida que la diferencia de dureza es mayor. Asimismo, se aprecia que el precalentamiento reduce notablemente la diferencia de durezas, aumentando su soldabilidad.

4.5.3.2 Manganeso

En general, raramente su contenido sobrepasa del 2% en los aceros soldables, además, constituye un elemento importante en los electrodos por sus reacciones favorables con el metal líquido. En contenidos menores de 1.6% mejora la tenacidad y la resistencia del acero, además puede controlar el agrietamiento por solidificación en aceros neutralizando los efectos perjudiciales del fósforo.

La curva de la Figura 4-93 representa la influencia del manganeso en la dureza de la ZAT de una soldadura por arco, y en consecuencia en la soldabilidad metalúrgica. Se observa como la dureza del acero crece incluso con pequeños aumentos de manganeso (de 1.25% a 1.5%) al aumentar a su vez el contenido de carbono. Es necesario resaltar que las curvas corresponden a los aceros con contenidos elevados de manganeso y permanecen cercanamente paralelas a la curva del acero con carbono solamente, por tanto, se deduce que la influencia del manganeso es acentuar la dureza, aunque no reduce notablemente su soldabilidad.

Figura 4-93. Influencia del contenido de manganeso del material base en la soldadura SMAW en función del contenido de carbono



Nota. Tomado de Modelo Uliram para determinar nuevas composiciones químicas para materiales de Aporte" de Calderón, J., s/f, p. 5, Lima.

4.5.3.3 Fósforo

Es una impureza, durante el proceso de soldadura actúa en el momento de la solidificación formando sulfuro de hierro, que proporciona fragilidad al material y favorece el agrietamiento, además, aumenta el tamaño de grano del metal fundido. Reduce la soldabilidad, cuando está presente en cantidades superiores a 0.04% especialmente en presencia del azufre.

4.5.3.4 Azufre

Es una impureza indeseable en los aceros, y actualmente, se realizan esfuerzos especiales para eliminarlo durante la fabricación, ya que, en cantidades superiores a 0.05% puede causar fragilidad y reducir la soldabilidad.

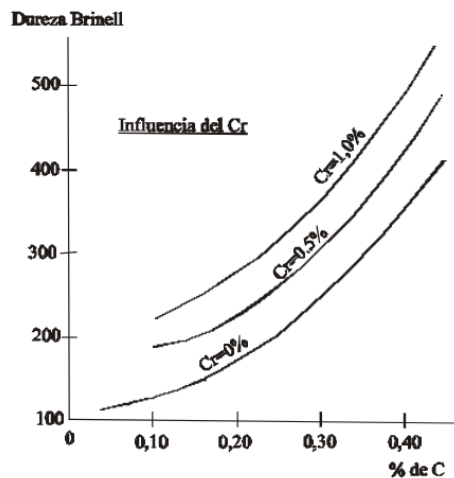
4.5.3.5 Silicio

En los aceros laminados se usa como desoxidante en cantidades de 0.2% y el núcleo de la soldadura generalmente contiene 0.5% de silicio como desoxidante. La soldadura con contenido de silicio tiende a incrementar sustancialmente su resistencia mecánica, pero reduciendo su ductilidad.

4.5.3.6 Cromo

En niveles mayores del 12% produce acero inoxidable. es un elemento que suele estar con otros elementos como el níquel y el molibdeno, en algunos casos puede causar una dureza excesiva y fisuras adyacentes a la soldadura, el cromo presenta también el inconveniente de formar óxido de cromo, material refractario que dificulta la soldabilidad y que es necesario eliminar con una escoria básica, los electrodos con alma de acero al cromo deben poseer preferentemente revestimiento básico. El cromo actúa sobre la templabilidad de la ZAT durante el proceso de soldadura aumentando la dureza como se observa en la Figura 4-94, la templabilidad es la capacidad del acero de endurecerse a velocidades de enfriamiento más lentas, y hay que diferenciarla de la dureza.

Figura 4-94. Influencia del Cromo sobre las características mecánicas en función al contenido de carbono.



Nota. Tomado de Modelo Uliam para determinar nuevas composiciones químicas para materiales de Aporte" de Calderón, J., s/f, p. 8, Lima.

4.5.3.7 Vanadio

Es un potente formador de carburos, estos sirven para afinar el grano de los aceros, la velocidad crítica de enfriamiento disminuye notablemente por la presencia de vanadio. La adición de vanadio generará un aumento en la resistencia a la tracción, límite de fluencia y en la dureza en el acero. Con valores por encima de 0.05% puede haber tendencia a que el acero se fragilice durante el tratamiento de alivio de tensiones.

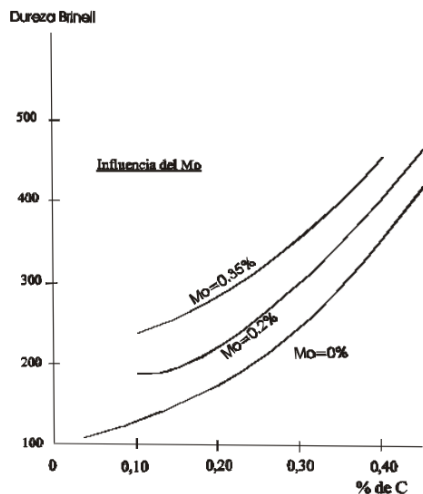
4.5.3.8 Cobre

Es soluble en el acero hasta 0.40%, se recomienda no pasar este límite en los aceros destinados a conjuntos soldados, ya que este elemento es un factor de agrietamiento en estado libre en concentraciones mayores del 0.50%. Se le atribuye la propiedad de otorgar a los aceros de construcción mayor resistencia a la corrosión por el agua.

4.5.3.9 Molibdeno

Los aceros soldables generalmente contienen por lo menos 0.3% que tiene la función desoxidante y sobre todo prevenir la formación de inclusiones de sulfuro de hierro. La influencia del molibdeno es más sensible que la del cromo, se puede apreciar de la Figura 4-95 que a partir de 0.35% el poder del temple del acero aumenta notablemente y su soldabilidad metalúrgica disminuye; se ha de prever ciertas precauciones para la soldadura de los aceros que contengan este elemento.

Figura 4-95. Influencia del contenido de molibdeno en la dureza de la soldadura, en función del contenido de carbono.



Nota. Tomado de Modelo Uliram para determinar nuevas composiciones químicas para materiales de Aporte" de Calderón, J., s/f, p. 9, Lima.

4.5.3.10 Níquel

La principal razón para agregar níquel es promover la formación de la estructura austenítica. El níquel generalmente mejora la resistencia, tenacidad, ductilidad y resistencia a la corrosión de los aceros cuando su contenido es mayor del 8%.

4.5.3.11 Contenido de Carbono Equivalente

En la soldadura, el contenido de carbono equivalente (CE) se utiliza para comprender cómo los diferentes elementos de aleación afectan la dureza del material base. Como se pudo evidenciar mayores concentraciones de carbono y otras aleaciones tales como manganeso, cromo, silicio, molibdeno, vanadio, cobre y níquel tienden a aumentar la dureza y disminuir la soldabilidad.

Al comprender las diferencias en la química a través del cálculo de equivalencia de carbono, se puede determinar si las propiedades de dos materiales que se unen a través de un componente de metal de aporte son compatibles para el proceso o al seleccionar la especificación de procedimiento de soldadura adecuada al realizar reparaciones de soldadura.

La AWS tienen una fórmula, (4.5), comúnmente utilizada para el cálculo de CE recomendada para aceros estructurales. Asimismo, la AWS establece que para un CE por encima de 0.40% hay una posibilidad de grietas en la ZAT, sin embargo, las normas de ingeniería estructural rara vez utilizan CE, sino más bien limitar el porcentaje máximo de determinados elementos de aleación.

$$CE = \%C + \left(\frac{\%Mn + \%Si}{6} \right) + \left(\frac{\%Cr + \%Mo + \%V}{5} \right) + \left(\frac{\%Cu + \%Ni}{15} \right) \quad (4.5)$$

$$CE_1 = 0.091 + \left(\frac{0.4186 + 0.0619}{6} \right) + \left(\frac{0.0383 + 0.0054}{5} \right) + \left(\frac{0.0389 + 0.0512}{15} \right) = 0.186$$

$$CE_2 = 0.1269 + \left(\frac{0.3921 + 0.0619}{6} \right) + \left(\frac{0.0384 + 0.0048 + 0.0035}{5} \right) + \left(\frac{0.0352 + 0.0512}{15} \right) = 0.218$$

Si los componentes son muy diferentes o si el equivalente de carbono se acerca a un valor indeseable más alto, como se ve en Tabla 4-34, pueden ser necesarias precauciones especiales.

Tabla 4-34. Clasificación para Valores Comunes de CE.

Carbono Equivalente	Soldabilidad
Hasta 0.35	Excelente
0.36 – 0.40	Muy buena
0.41 – 0.45	Buena
0.46 – 0.50	Aceptable
Sobre 0.50	Pobre

Nota. Tomado de "Equivalente de carbono en componentes de acero soldados con LIBS", de Perrusquia, A., 2020, Accedido el 30 de agosto de 2020, <https://www.thermofisher.com/blog/cienciaacelerada/metales/equivalente-de-carbono-en-componentes-de-acero-soldados-con-libs/#:~:text=Las fórmulas equivalentes de carbono,de templabilidad para ese acero.>

4.5.4 Temperatura de Pre calentamiento y de Entrepaso

Para la unión por fusión de dos materiales por medio de soldadura es necesario aplicar grandes cantidades de energía en forma de calor en las piezas a soldar, lo que conlleva a cambios y alteraciones microestructurales en los materiales, estos se traducen en defectos lineales y en tensiones térmicas que se acentúan. Además de otras consecuencias de la actividad de la soldadura, como las desviaciones geométricas o estructurales, los puntos heterogéneos de temperatura y el hidrógeno difusible en el material depositado.

Durante el proceso de soldadura la energía se distribuye de manera heterogénea, los puntos cerca de la fuente de calor llegan a un punto de fusión. Sin embargo, hay zonas adyacentes que a pesar de recibir grandes cantidades de calor no alcanzan su punto de fusión; en estas ZAT los efectos de transformaciones pueden alcanzar estructuras austeníticas que, en el proceso de enfriamiento, se transforman en fases martensíticas, estructuras cristalinas de gran dureza que auspician la fisuración, tanto en el proceso de soldadura y de enfriamiento, como en el trabajo por fatiga.

Por tal razón, el pre calentamiento aplicado por varios métodos (llama, resistencia, etc.) de una forma controlada al material base y previo a las actividades de unión, reconstrucción o recubrimiento por algún proceso de soldadura, cumple una función importante a la hora de combatir o contrarrestar los efectos de la soldadura:

Homogeneizar, en cierto grado, la entrada de calor. De esta manera se disminuye la ZAT y se reduce la posibilidad de transformaciones microestructurales.

Reducir el tiempo de enfriamiento. Al tener zonas aledañas al depósito de soldadura con temperaturas elevadas, el gradiente de enfriamiento disminuye, lo que evita la generación de tensiones residuales por el proceso de contracción.

Esto conduce principalmente a evitar grietas en el metal base, como también en el depósito. La temperatura de pre calentamiento para cada aleación dependerá de varios factores (contenido de carbono, porcentaje de aleaciones, espesores, materiales de aportes, entre otros) pero en general, cuanto más alto el contenido del carbono, mayor debe ser la temperatura de pre calentamiento.

A continuación, por medio de la Tabla 4-35 del Manual INDURA S.A. (2013) se realizará un primer acercamiento de manera simplificada a la temperatura de pre calentamiento

recomendada a partir del contenido de carbono (%C) , teniendo en cuenta como material base el acero St37 (con %C < 0.2) y el acero A36 (%C promedio ≤ 0.26), este último, siendo la especificación recomendada mínima a usar en caso de reparación o intervención de la estructura del puente.

Tabla 4-35. Temperaturas de Pre calentamiento para Aceros al Carbono.

Aceros al Carbono	%Carbono	Pre calentamiento Recomendado
	Bajo 0.20	Sobre 90°C
0.20 – 0.30	90°C – 150°C	
0.30 – 0.45	150°C – 260°C	
0.45 – 0.80	260°C – 420°C	

Nota. Se representan los valores mínimos para cada material, por lo que se recomienda usar siempre la temperatura más alta de las cifras indicadas para el metal base y para el material de aporte. Adaptado de “Manual de Sistema y Materiales de Soldadura”, de Indura, 2013, p. 157, Chile.

De esta manera, se obtienen temperaturas recomendadas de pre calentamiento sobre 90°C para metal base St37-1, y de 150°C para acero A36; siendo esta última la temperatura recomendada en todo caso, pues se recomienda usar siempre la temperatura más alta.

Ahora bien, debido a que el acero A36, es un material contemplado por la AWS como material base para WPSs precalificadas; y teniendo en cuenta que su contenido de carbono, determinante de la temperatura de pre calentamiento y de entrapaso, es mayor en comparación con el acero St37-1, implica que el acero A36 gobierna esta temperatura, y para materiales listados por la AWS, se presentan procedimientos específicos. Según la American Welding Society (2020) la mínima temperatura de pre calentamiento o de entrapaso aplicada a una junta compuesta de materiales base listados en el código se determina según la Tabla 4-36, y en el caso de diferentes requerimientos de pre calentamiento, será la más alta de los mínimos de pre calentamiento especificados.

Tabla 4-36. Mínimo pre calentamiento y temperatura de entrapaso precalificadas, A36.

Proceso de Soldadura	Espesor de la Parte con más Espesor en la Zona de la Soldadura (mm)	Temperatura Mínima de Pre calentamiento y Entrapaso
SMAW con otros electrodos que no sean de bajo hidrógeno	3 < t ≤ 20	0°C ^a
	20 < t ≤ 38	65°C
	38 < t ≤ 65	110°C
	65 < t	150°C ^a
SMAW con electrodos de bajo hidrógeno	3 < t ≤ 20	0°C ^a
	20 < t ≤ 38	10°C
	38 < t ≤ 65	65°C
	65 < t	110°C

Nota. ^a Cuando la temperatura del metal base está por debajo de 0°C, el metal base debe ser pre calentado a mínimo 20°C y la temperatura mínima de entrapaso deberá ser mantenida durante el proceso de soldadura.

En este caso, contando con perfiles de espesores máximo de 19 mm se estipula una temperatura mínima de precalentamiento y de entrapaso de 0°C, lo que indica que no habría necesidad de aplicar temperatura para precalentar, aunque se debe tener en cuenta que, si la temperatura del metal base está por debajo de 0°C, este se debe precalentar a mínimo 20°C y la temperatura mínima de entrapaso se debe mantener durante el proceso de soldadura.

Debido a la disparidad de resultados entre la Tabla 4-35 y Tabla 4-36 se ahondará en otros apartes del código AWS D1.1/D1.1M:2020 donde se presentan métodos alternativos más detallados para determinar las condiciones del precalentamiento, en los que se consideran varios factores importantes tales como la cantidad de hidrógeno y la composición del acero, factores que no están explícitos en los requerimientos de la Tabla 4-36, lo que puede llevar a que en ocasiones sus valores resulten demasiado conservadores o en algunos casos no lo suficientemente exigentes. Los dos métodos usados para estimar las condiciones de soldado con el fin de evitar agrietamiento en frío son: Control de dureza de la ZAT y Control de hidrógeno.

La American Welding Society (2020) recomienda seleccionar el método, a partir del contenido de carbono y carbono equivalente, por medio de la Figura 4-96. Clasificación de Zonas de Aceros. Por tanto, con el objetivo de clasificar los aceros St37 y A36 en las diferentes zonas, se citan los resultados de %C y CE, teniendo en cuenta que para el acero St37 se relacionarán los resultados máximos (siendo conservadores), y para el acero A36, a partir de su especificación química normativa (usando los valores máximos) para placas de hasta 20 mm de espesor y menor de 380 mm de ancho (usando la (4.5)) sería:

$$CE=0.26+\left(\frac{0.90+0.40}{6}\right)+\left(\frac{0.20}{15}\right)=0.49$$

Los resultados para los aceros estipulados se resumen en la Tabla 4-37 y Figura 4-96.

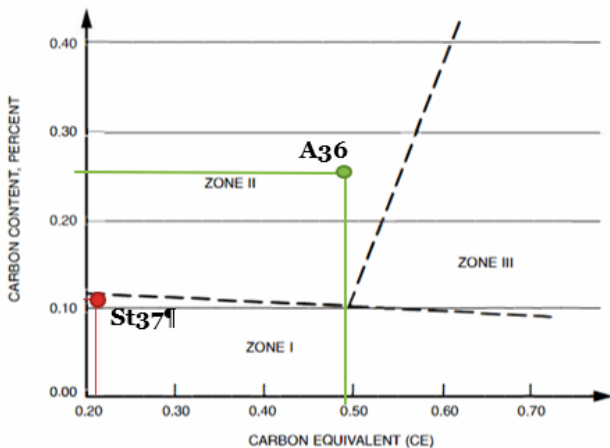
Tabla 4-37. Contenido de Carbono y Carbono Equivalente.

Designación Acero	%C	CE
St37	0.13	0.22
A36	0.26	0.49

Nota. Autoría propia.

De esta manera, se obtiene que el St37, se encuentra en la Zona I (al límite con la Zona II), en la cual el agrietamiento es improbable, pero podría ocurrir con alto hidrógeno o una alta restricción, por tanto, se recomienda el método de control de hidrógeno para determinar el precalentamiento.

Figura 4-96. Clasificación de Zonas de Aceros.



Nota. Adaptado de “AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard” de American Welding Society, 2020, p. 359, Estados Unidos.

Y el acero A36, teniendo en cuenta los límites de carbono establecidos por su normativa, se encuentra en la Zona II, en la que se recomienda el método de control de dureza y la dureza seleccionada se utilizará para determinar la energía mínima de entrada para soldaduras de filete de una sola pasada sin precalentamiento. Si la energía requerida no es conveniente o si se trata de soldadura de ranura, se recomienda usar el método de hidrógeno.

4.5.4.1 Método Control de Dureza de la ZAT

Este método se basa en la suposición que el agrietamiento no ocurrirá si la dureza de la ZAT se mantiene debajo de un valor crítico, lo cual se logra controlando la tasa de enfriamiento por debajo de un valor crítico que depende de la templabilidad del acero. La templabilidad del acero en soldadura se relaciona con su predisposición a la formación de una ZAT de alta dureza y se caracteriza por la velocidad necesaria para producir un nivel de dureza específico, los aceros con alta templabilidad pueden producir ZAT duras a velocidades de enfriamiento más lentas que un acero con menor templabilidad.

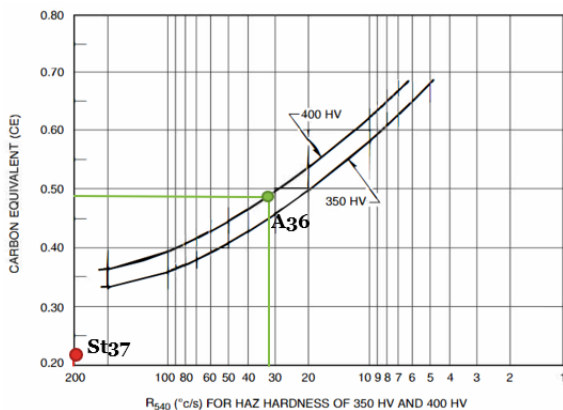
La selección de la dureza crítica dependerá de varios factores dentro de los cuales están el tipo de acero, el nivel de hidrógeno, el nivel de restricción y las condiciones de servicio. Los ensayos de laboratorio con soldaduras de filete muestran que el fisuramiento de la ZAT no ocurre si el Número de Dureza Vickers (HV) es menor que 350 HV, aún con electrodos de alto hidrógeno. Con electrodos de bajo hidrógeno, como es el caso del electrodo E7018, se puede tolerar una dureza de 400 HV sin agrietamiento, sin embargo, esta podría ser inadmisibles en servicio donde hay un incremento de riesgo de agrietamiento por corrosión bajo tensión, inicio de fractura

frágil, u otros riesgos para la seguridad y el funcionamiento de la estructura.

La velocidad crítica de enfriamiento para una dureza dada se relaciona aproximadamente con el contenido de carbono equivalente. Debido a que la relación es solo aproximada, la curva de la Figura 4-97. Índice de Enfriamiento Crítico para 350HV y 400HV. puede ser conservadora para aceros al carbono o carbono-manganeso y por esto permiten el uso de curvas de elevada dureza con mínimo riesgo.

A pesar de que el método puede ser usado para determinar el nivel de precalentamiento, su finalidad más importante es la de determinar la entrada mínima de calor (y, por ende, el tamaño mínimo de la soldadura) que impide un endurecimiento excesivo; y particularmente útil, para determinar el tamaño de las soldaduras en filete de pasada única que podrán ser depositadas sin precalentamiento. Por tanto, las disposiciones que se incluyen están restringidas a las soldaduras en filete.

Figura 4-97. Índice de Enfriamiento Crítico para 350HV y 400HV.

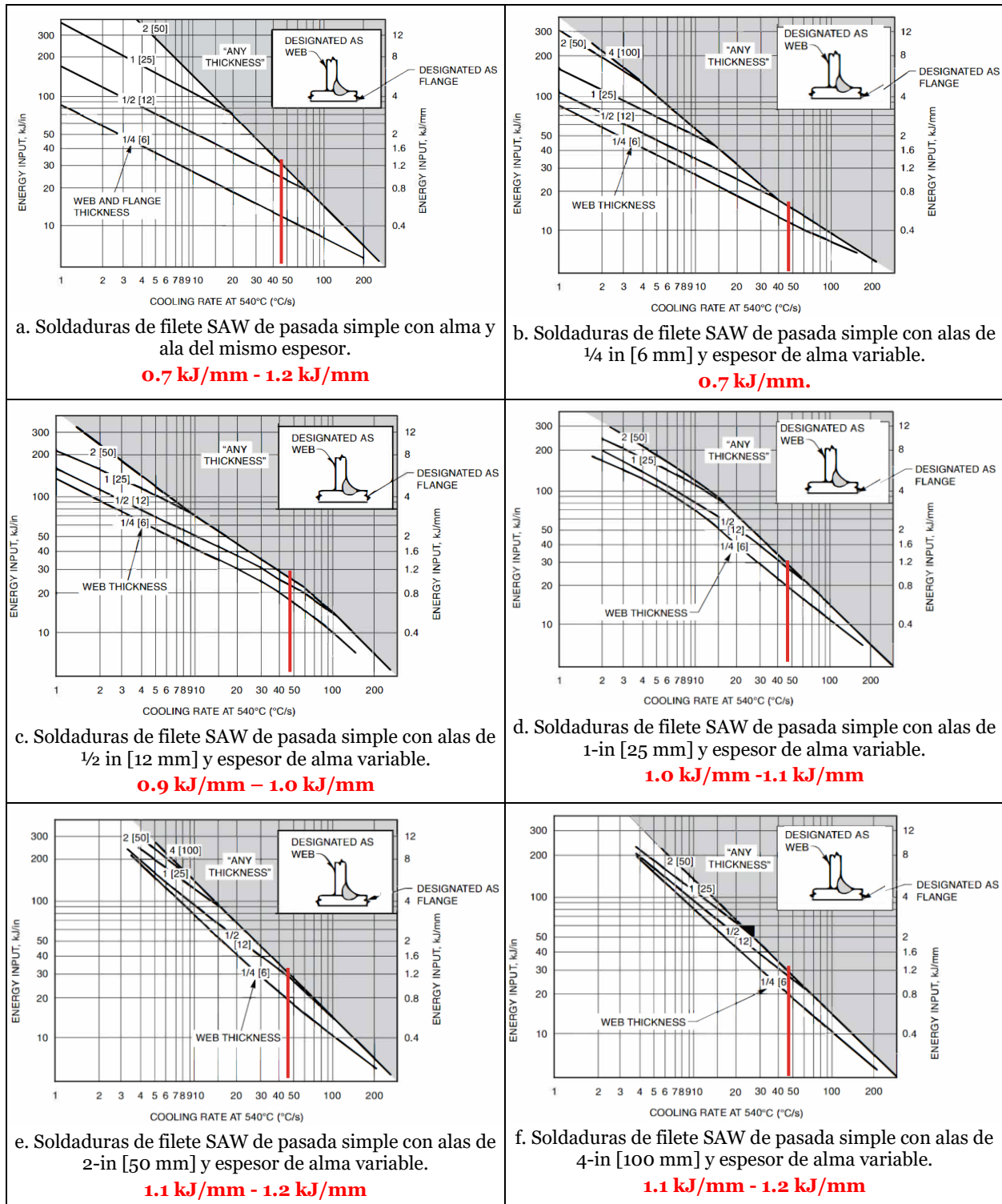


Nota. Adaptado de “AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard” de American Welding Society, 2020, p. 359, Estados Unidos.

De la Figura 4-97 resulta un índice de enfriamiento crítico, R_{540} , mayor de 200°C/s para el acero St 37 (el cual se evaluó a pesar de pertenecer a la Zona I) y de 47°C/s para el A36; siendo este último valor el que gobierna, puesto que, para reducir el agrietamiento se deberá controlar que la velocidad de enfriamiento no sobrepase R_{540} , de 47°C/s.

Con el R_{540} y mediante los espesores correspondiente de placas para “patín o ala” y “alma” se relacionan algunos diagramas que dependerán del tipo de perfil a intervenir con soldadura por arco sumergido (SAW); para SMAW, la mínima energía de entrada para soldaduras en filete de pasada única se puede estimar multiplicando el valor de energía estimado SAW por 1.50.

Figura 4-98. Determinación de índices de enfriamiento para soldaduras en filete SAW de pasada única.



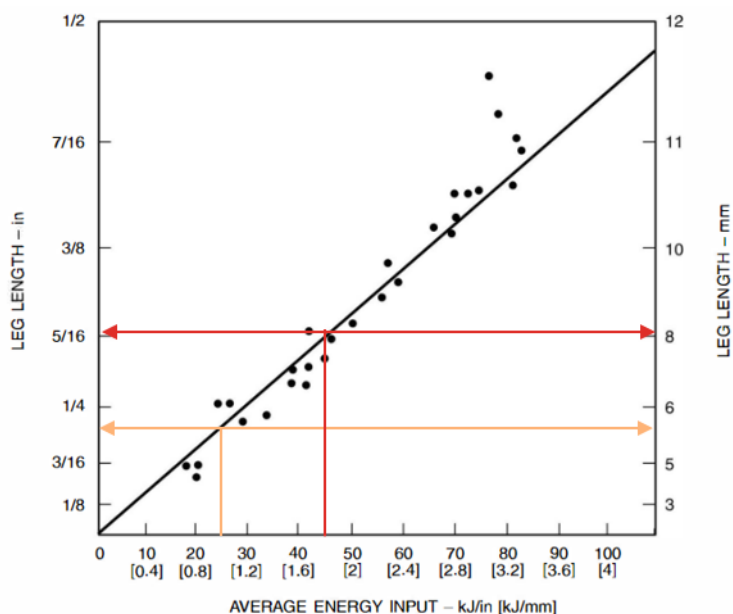
Nota. En rojo, los valores estimados para 47°C/s y espesores de alma de 10 mm a 20 mm, los cuales se deben multiplicar por 1.50 para SMAW. La entrada de energía determinada a partir de la gráfica no debe implicar conveniencia para aplicaciones prácticas. Para cierta combinación de espesores puede haber fusión a través del espesor. Tomado de “AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard” de American Welding Society, 2020, p.360-362, Estados Unidos.

De lo anterior se puede corroborar que el acero St37, usando este método prácticamente no tendría restricción, pues el R_{540} mayor de 200°C/s permite ubicarse en todos los casos en el “área sombreada” de la Figura 4-98 que es válida para “cualquier espesor de alma” con un amplio margen de valores de entrada de energía (que se deben multiplicar por 1.50 en caso de SMAW).

Para efecto de las posibles intervenciones con soldadura de bajo hidrógeno (electrodo E7018) y metal base A36, se tiene R_{540} de 47°C/s , lo que conlleva a entradas de energía para soldadura SMAW que pueden variar de 1.05kJ/mm ($0.7\text{kJ/mm} \times 1.50$) hasta 1.8kJ/mm ($1.2\text{kJ/mm} \times 1.50$); para espesores de alma de $10\text{ mm} - 20\text{ mm}$ (típicos en varios perfiles de la estructura).

Ahora bien, a partir de la Figura 4-99, es posible afirmar de manera conservadora que el tamaño máximo de la soldadura en filete de pasada única, que impide un endurecimiento excesivo y que permite ser depositada sin precalentamiento bajo proceso SMAW, es de aproximadamente 5.6 mm que corresponde con una energía de entrada de 1.05 kJ/mm . Este espesor podría aumentar hasta 8.1 mm dependiendo el caso de la Figura 4-98.

Figura 4-99. Relación entre el tamaño de la soldadura en filete, SMAW y la entrada de energía.



Nota. En amarillo se indica el mínimo tamaño de la soldadura, en rojo el máximo. Adaptado de “AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard” de American Welding Society, 2020, p.360-362, Estados Unidos.

En todo caso, estas son recomendaciones estimadas, y será función del constructor proveer las WPSs con estas determinaciones con base en las condiciones finales de los materiales y de la obra.

4.5.4.2 Método Control de Hidrógeno

Este método se basa en la suposición que el agrietamiento no ocurrirá si el promedio de la cantidad de hidrógeno que permanece en la junta después de enfriarse a aproximadamente 50°C no excede un valor crítico que depende de la composición del acero y su restricción. El precalentamiento estimado por el método será el necesario para permitir la difusión de suficiente hidrógeno fuera de la junta.

Este método se basa principalmente en resultados de soldadura de penetración parcial (por sus siglas en inglés, PJP) con restricción, no se han realizado ensayos exhaustivos de este método en soldaduras en filete; sin embargo, teniendo en cuenta la restricción, el método ha sido adaptado adecuadamente. Para el método, se requiere una determinación del nivel de restricción clasificada como alta, media o baja (según experiencia) y del nivel de hidrógeno original en el depósito de soldadura.

El método de control de hidrógeno se basa en un cordón único de soldadura con bajo calor de entrada que representa una pasada de raíz y asume que la ZAT se endurece. Por lo tanto, es particularmente útil para aceros de baja aleación y alta resistencia que tengan muy alta templabilidad, donde el control de dureza no siempre es factible. En consecuencia, debido a que se presume que la ZAT se endurece totalmente, el precalentamiento previsto podría ser muy conservador para aceros al carbono.

Para el método de control de hidrógeno, será necesario calcular el valor del parámetro de composición, P_{cm} (4.6), a partir de los resultados del Ensayo de Composición Química para el acero St37-1 y con la especificación química normativa para el acero A36.

$$P_{cm} = \%C + \frac{\%Si}{30} + \frac{\%Mn}{20} + \frac{\%Cu}{20} + \frac{\%Ni}{60} + \frac{\%Cr}{20} + \frac{\%Mo}{15} + \frac{\%V}{10} + 5B \quad (4.6)$$

Para el acero St37-1:

$$P_{cm1-St37} = 0.0910 + \frac{0.0619}{30} + \frac{0.4186}{20} + \frac{0.0389}{20} + \frac{0.0512}{60} + \frac{0.0383}{20} + \frac{0.0054}{15} + \frac{0}{10} + 5 \cdot 0.0035 = 0.1366$$

$$P_{cm2-St37} = 0.1269 + \frac{0.0619}{30} + \frac{0.3921}{20} + \frac{0.0352}{20} + \frac{0.0512}{60} + \frac{0.0384}{20} + \frac{0.0048}{15} + \frac{0.0035}{10} + 5 \cdot 0.0065 = 0.1863$$

Y para el acero A36:

$$P_{cm-A36} = 0.26 + \frac{0.4}{30} + \frac{0.9}{20} + \frac{0.2}{20} + \frac{0}{60} + \frac{0}{20} + \frac{0}{15} + \frac{0}{10} + 5 \cdot 0 = 0.3283$$

Tabla 4-38. Nivel de hidrógeno.

Designación	Hidrógeno	Contenido Hidrógeno Difusible (ml/100g)	Contenido de Humedad del Recubrimiento (%)
H1	Extra Bajo ^{(a)(b)}	<5	<0.2
H2	Bajo ^{(c)(d)}	5 - 10	0.2 - 0.4
H3	No Controlado	-	-

- (a) Electrodo de bajo hidrógeno tomados de contenedores herméticamente sellados, secados a 370°C – 430°C por una hora y usados dentro de las dos horas de ser retirados.
 (b) GMAW con alambres sólidos limpios.
 (c) Electrodo de bajo hidrógeno tomados de contenedores herméticamente sellados, acondicionados de acuerdo con 7.3.2.1 de la AWS D1.1/D1.1M:2020.
 (d) SAW con fundente seco.

Seguidamente, a partir de la Tabla 4-38 y teniendo como base el electrodo E7018, con revestimiento potásico de bajo hidrógeno y con polvo de hierro, cuyo contenido promedio máximo de hidrógeno difusible es de 8 mL/100g de metal depositado, se puede afirmar que a este electrodo le corresponde la designación H2.

Tabla 4-39. Agrupamiento del Índice de Susceptibilidad como función del Nivel de Hidrógeno, H y el parámetro de composición, P_{cm}.

Nivel de hidrógeno, H	Contenido de Carbono Equivalente, P _{cm}				
	Índice de susceptibilidad				
	<0.18	<0.23	<0.28	<0.33	<0.38
H1	A	B	C	D	E
H2	B	C	D	E	F
H3	C	D	E	F	G

Nota. Adaptado de “AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard” de American Welding Society, 2020, p.357, Estados Unidos.

Las agrupaciones de índices de susceptibilidad de la Tabla 4-39, desde A hasta G, abarcan el efecto combinado del parámetro de composición, P_{cm}, y de los valores de nivel de hidrógeno estipulados por la AWS D1.1/D1.1M:2020 para H1 (5 ml/100g), H2 (10 ml/100g) y H3 (30 ml/100g); de conformidad con la ecuación (4.7), esto permite obtener las cantidades numéricas exactas.

$$\text{Índice de Susceptibilidad: } 12 P_{cm} + \log_{10} H \quad (4.7)$$

De esta manera, es posible corroborar los resultados numéricos, como se muestra a continuación:

Tabla 4-40. Resultados de índice de susceptibilidad para el procedimiento recomendado de soldadura.

Acero	P _{cm}	H (ml/100g)	Índice de Susceptibilidad ^(a)
St37 m1	0.1366	10	2.6392
St 37 m2	0.1863	10	3.2356
A36	0.3283	10	4.9396

^(a)A= 3.0, B= 3.1-3.5, C= 3.6-4.0, D= 4.1-4.5, E= 4.6-5.0, F= 5.1-5.5, G= 5.6-7.0

Nota. Autoría propia.

Las temperaturas mínimas de precalentamiento y de entre paso que serán usadas, dependerán del nivel de restricción con base en la experiencia, juicio del ingeniero, investigación o cálculo.

Tabla 4-41. Temperaturas mínimas de precalentamiento y de entre paso según nivel de restricción.

Nivel de Restricción	Espesor, mm	Grupo de Índice de Susceptibilidad							
		A	B	C	D	E	F	G	
Bajo	Juntas soldadas en filete y en ranura comunes, en las cuales hay una libertad de movimiento razonable de los elementos.	< 10	<20	<20	<20	<20	60	140	150
		10-20	<20	<20	20	60	100	140	150
		>20-38	<20	<20	20	80	110	140	150
Medio	Juntas soldadas en filete y en ranura, en las cuales debido a que los elementos están fijados a una pieza estructural, hay una reducida libertad de movimiento.	< 10	<20	<20	<20	<20	70	140	160
		10-20	<20	<20	20	80	115	145	160
		>20-38	20	20	75	110	140	150	160
Alto	Soldaduras en las cuales casi no hay libertad de movimiento para los elementos unidos (tales como soldaduras de reparación, especialmente con materiales de gran espesor).	< 10	<20	<20	20	40	110	150	160
		10-20	<20	20	65	105	140	160	160
		>20-38	20	85	115	140	150	160	160

Nota. Adaptado de “AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard” de American Welding Society, 2020, p.358, Estados Unidos.

Este método es el especificado para materiales base de soldadura agrupados en la Zona I (caso del St37), también en el caso de soldadura de ranura PJP, o en el caso que el resultado de energía requerida por el método de control dureza no sea conveniente. Teniendo en cuenta lo anterior y a que son varios los tipos de intervención que podrían presentarse en la superestructura del puente, es posible la presencia de diferentes soldaduras (ranura o filete) con diferentes niveles restricción (bajo, medio y alto), por tanto, de la Tabla 4-41 es posible estimar varias temperaturas de precalentamiento y de entrepaso, las cuales el constructor debería validar.

En caso de efectuar soldaduras en ranura con metal base A36 con espesores máximos de 20 mm, el grupo de índice de susceptibilidad será el E, que implica temperaturas mínimas de precalentamiento y de entrepaso de 100°C para restricción baja, 115°C para media restricción y 140°C para alta restricción.

Ahora bien, para el metal base St37 en casos de restricción baja y media se especifican temperaturas menores de 20°C y para restricción alta una temperatura mínima de 20°C.

4.5.4.3 Recomendaciones Generales

Tal como se detalló los requisitos para el tratamiento térmico de soldadura están influenciados por muchos factores, la aplicación, las especificaciones o códigos vigentes, la condición de la placa, el espesor de la placa, los consumibles de soldadura, los procedimientos de soldadura, los tamaños de soldadura y la cantidad de soldaduras requeridas.

Los aceros no aleados son propensos a agrietarse en frío y en muchos casos se requiere precalentamiento para asegurar una buena soldabilidad, sin embargo, para contenidos de carbono menores de 0.2% y espesores menores de 30 mm, no es obligatorio un precalentamiento; tal como se evidenció de las anteriores metodologías para el acero St37.

En muchos casos, el fabricante que utiliza aceros ASTM encontrará que no es necesario que la soldadura coincida con las propiedades mecánicas del acero y, por lo tanto, normalmente utilizará electrodos E7018 / E70S-3-6 / E71T-1 altamente dúctiles y con bajo contenido de hidrógeno.

Cuando se utilizan electrodos de bajo hidrógeno, las recomendaciones de pre y post tratamiento térmico se eliminan con frecuencia; sin embargo, desde la perspectiva de la calidad de la soldadura, se debe asegurar siempre que las superficies donde se aplicará la soldadura estén secas, el metal esté por encima de 20 °C y que se eliminen de la soldadura el óxido y las escorias. Además, incluso cuando no se utiliza tratamiento térmico, con frecuencia es beneficioso no permitir que las temperaturas de soldadura entre pasadas múltiples (diferencia de temperaturas entre una y otra pasada) superen los 90°C.

Si ignora los requisitos de tratamiento térmico recomendados por las especificaciones del metal, asegúrese de usar electrodos de bajo hidrógeno, entonces, establezca el procedimiento de soldadura y califique las propiedades de soldadura y ZAT. Asegúrese de que las propiedades posteriores a la soldadura y ZAT sean compatibles con las especificaciones del acero, tamaño de grano de referencia, dureza y resistencia.

4.6 Descripción del Análisis Estructural

4.6.1 Software de Análisis Estructural

Para el análisis de la estructura, se hará uso del software de diseño SAP2000 V.14.2.4, el cual usa el método de las rigideces para la solución del problema.

4.6.2 Metodología de Diseño

4.6.2.1 Normatividad

Para el puente no se cuenta con las memorias de cálculo de la estructura que nos permitan determinar con toda seguridad la información y parámetros normativos relacionados con el puente, no obstante, debido a su antigüedad (1957) y con la información recopilada en campo (Figura 4-1) se evidencia que este se diseñó con la carga vehicular H20-44 especificada por la AASHTO, lo que permite concluir en conjunto con la reseña histórica anterior, que el puente se diseñó siguiendo los lineamientos de la normativa “Standard Specifications for Highway Bridges”, sin embargo, no es posible especificar con certeza su edición, pero se puede inferir según el año del que data la estructura (1957), que se trataría de la edición de 1953, para efectos de este estudio se notará como SSHB-53.

Tabla 4-42. Breve reseña normativa estadounidense y colombiana para el diseño de puentes.

Institución	Normativa	Año (Ediciones)
AASHO	Standard Specifications for Highway Bridges and Incidental Structures	1931
AASHO	Standard Specifications for Highway Bridges	1935, 1941, 1944, 1949, 1953, 1957, 1961, 1965, 1969,
AASHTO	Standard Specifications for Highway Bridges	1973, 1977, 1983, 1989, 1992* , 1996, 2002
AIS-INVIAS	Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes – CCP 95	1995
AASHTO	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications	1994, 1998, 2004, 2007, 2010, 2012* , 2014, 2017, 2020
AIS-INVIAS	Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-2014	2014

* Edición base para las normativas colombianas posteriores.

Nota. Autoría propia.

4.6.2.2 Filosofía de Diseño

En la especificación AASHTO, desde el principio y hasta los inicios de la década de los años 70, la única filosofía de diseño fue la conocida como “diseño por esfuerzos de trabajo”, WSD (Working Stress Design) (2.1).

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{W} \quad (4.8)$$

Bajo esta premisa, es lógico afirmar, por la fecha de construcción, que el puente se diseñó bajo la metodología ASD, por lo tanto, se usará la misma filosofía de diseño para llevar a cabo su análisis, apoyándose en las especificaciones para estructuras en acero AISC 2001.

4.6.2.3 Consideraciones de Perfiles en el Análisis

Al momento de analizar y diseñar la estructura es necesario tomar en cuenta los diferentes tipos de perfiles, en ésta se pueden encontrar diferentes miembros sujetos a tensión, compresión, flexión o una combinación de solicitaciones; en cerchas, torres, arriostramientos y vigas. La geometría de estos perfiles depende esencialmente de los esfuerzos a los que se someterá, dando cuenta de que es sencillo determinar perfiles para solicitaciones simples a tensión (como en los arriostramientos conformados por ángulos), sin embargo, si estos mismos se encuentran sometidos a compresión es necesario proporcionar la rigidez necesaria para que no sufran problemas de pandeo, y en ese caso serán más favorables los perfiles armados, pues se pueden hacer lo suficientemente rígidos para que soporten compresión tanto como tensión.

Debido a la circulación de vehículos sobre el puente, se producen inversiones de esfuerzos en la estructura, y como se indicó, por requisitos de rigidez, para una misma área puede obtenerse un momento de inercia mucho mayor con secciones armadas que con perfiles laminados sencillos. Lo que convierte a los perfiles armados en la mejor opción, y por eso mismo, se ven generosamente implementados en la estructura del puente. Además, estos elementos pudieron ser también requeridos debido a necesidades de área, que en ocasiones no puede suministrarse con un perfil laminado sencillo, o bien, otra razón pudo ser la necesidad de una conexión adecuada cuando el ancho o el peralte requeridos para la conexión del elemento no pueden obtenerse con una sección laminada estándar.

Estos perfiles armados se manifiestan en la estructura conectando dos o más perfiles laminados, mediante placas de unión (presillas) localizadas regularmente, o bien, cubre placas; que sirven para mantener las diversas secciones en sus posiciones correctas, para corregir cualquier distribución desigual de carga entre las diversas secciones; y para mantener las relaciones de esbeltez de las partes individuales dentro de ciertos límites y facilitar el manejo de los miembros armados. Se considera que ninguna de las placas de unión intermitentes (presillas) incrementan el área efectiva de las secciones, y como teóricamente éstas no toman porciones de la fuerza actuante en las secciones principales, sus tamaños quedan regidos generalmente por el criterio del ingeniero.

Los elementos de la estructura en general están solicitados tanto a esfuerzos de tensión, compresión o flexión, por lo tanto, es necesario evaluar estos casos o en combinación de manera rigurosa para determinar la capacidad del elemento estructural frente a la demanda de solicitaciones, y de este modo determinar el sobreesfuerzo.

4.6.2.4 Revisión de Elementos a Compresión

Los elementos están sometidos o sujetos a esfuerzos axiales de compresión cuando la fuerza tiende a comprimirlos o acortarlos. Los miembros cargados a compresión axialmente pueden fallar por pandeo general (pandeo de Euler) y por pandeo local. En el primero los elementos están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables. Mientras que, en el segundo, alguna parte (o partes) de la sección transversal de una columna es tan delgada que se pandea localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir. El pandeo además de la longitud del elemento depende de otros factores como son: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material de la columna, desviaciones iniciales de la columna, esfuerzos residuales de fabricación, entre otros.

4.6.2.4.1 Esfuerzo Actuante

El esfuerzo axial a compresión f_a en general tiene signo negativo (-) y se expresa mediante la ecuación (4.9).

$$f_a = \frac{P_a}{A} \quad (4.9)$$

4.6.2.4.2 Esfuerzo Crítico de Pandeo

La carga crítica de pandeo P_e que es la carga axial necesaria para iniciar la inestabilidad por pandeo en un elemento estructural, está dada por la relación de Euler, establecida en la ecuación.

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (4.10)$$

La carga crítica se puede reescribir en términos de esfuerzo de pandeo (F_e), teniendo en cuenta la relación entre momento de inercia (I) y radio de giro (r) que se define como $I = A \cdot r^2$, obteniendo la siguiente ecuación.

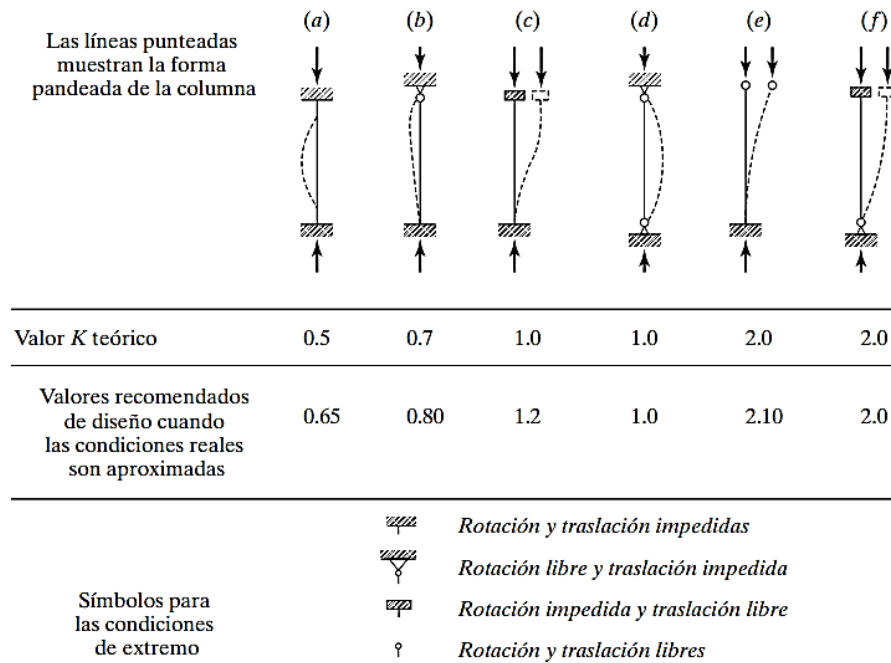
$$F_e = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{A \cdot L^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(L/r)^2} \quad (4.11)$$

Para las columnas largas, la fórmula de Euler predice muy bien la resistencia en la que el esfuerzo axial de pandeo permanece por abajo del límite proporcional (estas columnas se pandean elásticamente). Para las columnas muy cortas el esfuerzo de falla será igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá el pandeo (esta geometría en realidad no tiene aplicación práctica). Mientras que, en las columnas intermedias, algunas fibras alcanzarán el esfuerzo de fluencia y otras no, por tanto, los elementos fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento se denomina inelástico (la gran mayoría de columnas están dentro de esta clasificación).

En vista de que el pandeo es el principal problema para las estructuras metálicas, se usa la relación de esbeltez " λ ", ecuación (4.12), para calcular la capacidad a compresión del elemento, y dentro de esta, es clave el factor de longitud efectiva " K ", que tiene en cuenta indirectamente los defectos del material y errores en la construcción (conocidos como imperfecciones geométricas y efectos de segundo orden).

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \quad (4.12)$$

Figura 4-100. Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.



Nota. Tomado de "Diseño de Estructuras de Acero" por McCormac & Csernak, 2012, p. 143, México.

Es importante tener cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que *K*, *L* y *r*, o cualquier de esas cantidades, pueden tener valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones de sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente. Para los elementos cuyo diseño se basa en fuerzas de compresión, la relación de esbeltez preferiblemente no debería exceder de 200.

4.6.2.4.3 Esfuerzo Admisible

Ahora bien, conocida la relación de esbeltez, el esfuerzo admisible de una columna a compresión se calcula según la ecuación (4.13) para λ menor que C_c .

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2}{2 \cdot C_c^2} \right] \cdot F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 \cdot \left(\frac{K \cdot L}{r}\right)}{8 \cdot C_c} - \frac{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^3}{8 \cdot C_c^3}} \quad (4.13)$$

C_c es la relación de esbeltez de la columna separando el pandeo elástico del inelástico, y se puede calcular según la ecuación.

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{F_y}} \quad (4.14)$$

Para valores de λ mayores que C_c , el esfuerzo admisible de una columna se calcula según la ecuación.

$$F_a = \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \cdot \left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \quad (4.15)$$

4.6.2.5 Revisión de Elementos a Tensión

El patrón de carga de tensión es el más sencillo de estudiar, puesto en este sólo hay esfuerzos uniaxiales de tensión en miembros incondicionalmente estables; por lo tanto, debe considerarse la falla por fluencia o por ruptura. Lo anterior aplica al caso de barras cargadas axialmente, pero si la carga no se aplica en el centroide del miembro, se generará flexión además de la tensión.

4.6.2.5.1 *Esfuerzo Actuante*

El esfuerzo axial de tensión f_a en general tiene signo positivo (+) y se expresa de manera similar mediante la ecuación (4.9).

4.6.2.5.2 *Esfuerzos admisibles*

Los esfuerzos admisibles son aplicables a elementos prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. El esfuerzo de tensión admisible F_t , no será mayor de $0.60F_y$ en el área total.

$$F_t = 0.60 \cdot F_y \quad (4.16)$$

El esfuerzo de tensión admisible no será mayor de $0.50 F_u$ en el área neta efectiva.

$$F_t = 0.50 \cdot F_u \quad (4.17)$$

4.6.2.6 Revisión de Elementos a Flexión

Se habla de flexión simple cuando se presenta flexión por la acción de cargas transversales al eje longitudinal de la viga, con pares aplicados en sus extremos o sin ellos, cuando esta flexión se genera en el plano paralelo al de las cargas, y sin deformación torsional de la sección.

4.6.2.6.1 Esfuerzo Actuante

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en las fibras extremas de la sección, estos esfuerzos se calculan relacionando el momento (máximo) y el momento de inercia. Asimismo, en las zonas cercas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes. El esfuerzo de flexión, f_b , presente en las vigas puede calcularse mediante la ecuación.

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I} \quad (4.18)$$

Una constante que combina las propiedades importantes de la sección transversal en una sola cantidad para facilidad de búsqueda en catálogos, tablas y manuales de las vigas; es el módulo de sección (S) que relaciona el momento de inercia (I) con la distancia al eje neutro (c).

Entonces el esfuerzo de flexión, f_b , puede expresarse como la ecuación.

$$f_b = \frac{M}{S} \quad (4.19)$$

Una vez se selecciona la sección de la viga que resiste el momento, se procede a considerar otros efectos que pueden ser críticos en el diseño: cortante, aplastamiento, pandeo, soporte lateral, deflexión y si es el caso fatiga.

4.6.2.6.2 Esfuerzo Admisible

- **Flexión alrededor del eje mayor momento de inercia, en perfiles tipo I y Canales.**

Miembros con Secciones Compactas: El esfuerzo admisible a flexión de los elementos con perfil I de acuerdo con su eje fuerte puede ser calculado según la ecuación.

$$F_b = 0.66 \cdot F_y \quad (4.20)$$

Se usa esta ecuación siempre que el elemento permanezca estable, por tanto, debe tener el suficiente soporte para no permitir el pandeo lateral del patín de compresión y debe ser lo suficientemente robusta (compacta) para que no se presente pandeo local. Hay dos restricciones para usar esta ecuación:

- a) El patín del elemento deberá estar conectado continuamente al alma.
- b) La longitud lateral sin arriostrar, L_b , de un elemento no deberá ser mayor que, L_c , dado por el menor valor calculados con las siguientes fórmulas:

$$\frac{640 \cdot b_f}{\sqrt{F_y}} \quad (4.21)$$

$$\frac{20000 \cdot A_f}{d \cdot F_y} \quad (4.22)$$

Miembros con Secciones no Compactas: Para miembros que cumplen los anteriores requisitos excepto que sus patines no sean compactos (sin incluir miembros compuestos y miembros que tengan esfuerzos de fluencia mayor de 450 MPa), el esfuerzo admisible es:

$$F_b = F_y \cdot \left[0.79 - 0.00024 \cdot \frac{b_f}{2t_f} \cdot \sqrt{F_y} \right] \quad (4.23)$$

Para perfiles armados que cumplan cuyos patines no son compactos y sus almas sean compactas o no, (excluyendo vigas híbridas y miembros con esfuerzos de fluencia mayores que 450 MPa), el esfuerzo admisible es:

$$F_b = F_y \cdot [0.79 - 0.00024 \cdot \frac{b_f}{2t_f} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{k_c}}] \quad (4.24)$$

donde:

$$k_c = \frac{4.05}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^{0.46}} \text{ si } \frac{h}{t_w} > 70, \text{ en caso contrario, } k_c = 1.0 \quad (4.25)$$

Para miembros con secciones compactas, pero no incluidos anteriormente y cargados a través del centro de cortante y arriostrados lateralmente en la región de esfuerzos de compresión a intervalos que no excedan de $76 \cdot b_f / \sqrt{F_y}$, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0.60 \cdot F_y \quad (4.26)$$

Miembros con Secciones Compactas o No Compactas con $L_b > L_c$: Para miembros en flexión con secciones compactas o no compactas y con longitudes no arriostradas mayores que L_c , el esfuerzo de flexión permisible en tensión se determina con la ecuación siguiente:

$$F_b = 0.60 \cdot F_y \quad (4.27)$$

Para miembros con un eje de simetría, y cargados en el plano de su alma, el esfuerzo de flexión admisible en compresión se determina con el valor mayor de las ecuaciones (4.29) o (4.31) y (4.33), excepto que la ecuación (4.33) es aplicable únicamente a secciones cuyo patín en compresión sea sólido y de sección transversal aproximadamente rectangular y que tenga un área no menor que la del patín en tensión. Para canales sometidas a flexión con respecto a su eje mayor, el esfuerzo de compresión admisible se determina con la ecuación (4.29).

Cuando:

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 \cdot C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 \cdot C_b}{F_y}} \quad (4.28)$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \cdot \left(\frac{l}{r_T}\right)^2}{1080 \times 10^5 \cdot C_b} \right] \cdot F_y \leq 0.60 F_y \quad (4.29)$$

Cuando:

$$\frac{l}{r_T} \geq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}} \quad (4.30)$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 \cdot C_b}{\left(\frac{l}{r_T}\right)^2} \leq 0.60 F_y \quad (4.31)$$

Para cualquier valor de l/r_T :

$$F_b = \frac{845 \times 10^3 C_b}{\left(\frac{l \cdot d}{A_f}\right)^2} \leq 0.60 F_y \quad (4.32)$$

donde:

l = distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamiento lateral del patín en compresión. Para vigas en voladizo arriostradas contra giro en cualquier soporte, puede tomarse conservadoramente la longitud real.

r_T =radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión más 1/3 del área del alma en compresión, tomado con respecto a un eje en el plano del alma.

A_f = área del patín en compresión.

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3 \quad (4.33)$$

M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomada con respecto al eje de mayor resistencia del miembro, y en donde M_1/M_2 , la relación de los momentos extremos es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble) y negativa cuando los momentos tienen signos contrarios (flexión con curvatura simple).

- **Flexión alrededor del eje de menor resistencia de miembros de sección transversal I, barras sólidas y placas rectangulares.**

El contraventeo lateral no se requiere en miembros cargados en el centro de cortante con respecto a su eje de menor momento de inercia ni en miembros de resistencia igual con respecto a los dos ejes.

Miembros con Secciones Compactas: Para miembros de sección transversal I o H doblemente simétricos con patines compactos conectados en forma continua al alma y flexionados con respecto a los ejes de menor momento de inercia (excepto miembros con esfuerzos de fluencia mayor que 450 MPa); redondos sólidos, barras cuadradas y secciones sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje de menor momento de inercia, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0.75 \cdot F_y \quad (4.34)$$

Miembros con Secciones No Compactas: Para miembros que no cumplen los requisitos para secciones compactas y no cubiertos en la definición anterior, flexionados con respecto su eje de menor momento de inercia, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0.60 \cdot F_y \quad (4.35)$$

Para miembros de sección transversal I o H doblemente simétricos flexionados con respecto a su eje de menor momento de inercia (excepto miembros con esfuerzos de fluencia mayor de 450 MPa) con patines no compactos conectados en forma continua al alma podrán diseñarse sobre la base de un esfuerzo permisible F_b , determinado por la ecuación (4.49).

$$F_b = F_y \cdot \left[0.79 - 0.00024 \cdot \frac{b_f}{2t_f} \cdot \sqrt{F_y} \right] \quad (4.36)$$

○ **Flexión de miembros en cajón, tubos circulares y rectangulares.**

Miembros con Secciones Compactas: Para miembros flexionados con respecto a su eje de mayor momento de inercia, miembros con secciones compactas y patines conectados de forma continua a las almas, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0.66 \cdot F_y \quad (4.37)$$

Para clasificar una sección como compacta, en adición a los requerimientos para este tipo de secciones, deberá tener un peralte no mayor que 6 veces el ancho, un espesor de patín no mayor que 2 veces el espesor del alma y una longitud sin soporte lateral L_b menor o igual a:

$$L_c = \left(137100 + 84400 \cdot \frac{M_1}{M_2} \right) \cdot \frac{b}{F_y} \quad (4.38)$$

Excepto que es necesario que no sea menor que $84360 (b/F_y)$, en donde M_1 es el menor y M_2 es el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomada con respecto a l eje de mayor momento de inercia, y en donde M_1/M_2 , la relación de los momentos en los extremos es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble) y negativa cuando tienen signos contrarios (flexión con curvatura simple).

Miembros con Secciones No Compactas: Para miembros tipo cajón y secciones tubulares que cumplan los requisitos de secciones no compactas, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0.60 \cdot F_y \quad (4.39)$$

4.6.2.7 Revisión de Elementos a Esfuerzo Cortante

4.6.2.7.1 Esfuerzo Cortante Actuante

El esfuerzo de corte, f_v , presente en las vigas puede calcularse mediante la ecuación (4.40).

$$f_v = \frac{V}{A} \quad (4.40)$$

4.6.2.7.2 Esfuerzo Cortante Admisible

Para relaciones $h/t_w \leq 3185/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo admisible es:

$$F_v = 0.40 \cdot F_y \quad (4.41)$$

Para relaciones $h/t_w > 3185/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo cortante admisible es, en la distancia libre entre patines el espesor del alma:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \cdot C_v \leq 0.40 \cdot F_y \quad (4.42)$$

donde:

$$C_v = \frac{3160000 \cdot k_c}{F_y \cdot (h/t_w)^2}, \text{ cuando } C_v \text{ es menor que } 0.8 \quad (4.43)$$

$$= \frac{1590}{h/t_w}, \text{ cuando } C_v \text{ es mayor que } 0.8 \quad (4.44)$$

$$k_v = 4.0 + \frac{5.34}{(a/h)^2}, \text{ cuando } a/h \text{ es menor que } 1.0 \quad (4.45)$$

$$= 5.34 + \frac{4.0}{(a/h)^2}, \text{ cuando } a/h \text{ es mayor que } 1.0 \quad (4.46)$$

t_w = espesor del alma

a = distancia libre entre atiesadores transversales.

h = distancia libre entre patines en la sección considerada.

4.6.2.8 Revisión de Elementos a Flexo-Compresión.

Las ecuaciones de interacción que se presentan en esta parte, basada en el diseño por esfuerzos admisibles son aplicables a elementos no curvos y de sección transversal constante, con dos ejes

de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o ambos ejes de simetría.

En general, los elementos estructurales que están sujetos a más de un tipo de esfuerzo deben verificarse para cumplir lo siguiente:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} \cdot f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}'}\right) \cdot F_{bx}} + \frac{C_{my} \cdot f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}'}\right) \cdot F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.47)$$

$$\frac{f_a}{0.60 \cdot F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.48)$$

Sin embargo, si la relación $f_a/F_a \leq 0.15$, entonces la ecuación (4.49) será la usada en lugar de las dos anteriores.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.49)$$

En las ecuaciones (4.47), (4.48) y (4.49), los subíndices x e y, combinados con b, m y e, indican el eje de flexión con respecto al cual se calcula un esfuerzo o una propiedad de diseño, y

$$F_e' = \frac{12 \cdot \pi \cdot E}{23 \cdot \left(K \cdot \frac{L_b}{r_b}\right)^2} \quad (4.50)$$

donde:

L_b =longitud sin arriestra en el plano de flexión.

r_b =radio de giro en el plano de la carga aplicada

Además, F_a , F_b , $0.60F_y$ y F_e' (esfuerzos admisibles) podrían incrementarse por 1/3 si se aplican cargas de viento, sísmicas o cargas combinadas.

f_a =esfuerzo axial calculado

f_b =esfuerzo de flexo-compresión calculado.

C_m =coeficiente cuyos valores podrían ser tomados como:

- Para elementos a compresión sujetos a desplazamiento del nodo (lateral) $C_m=0.85$
- Para elementos a compresión con restricción al giro en pórticos arriestrados frente a desplazamiento del nodo y no sujetos a cargas transversales entre sus soportes en el plano de flexión.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \quad (4.51)$$

donde,

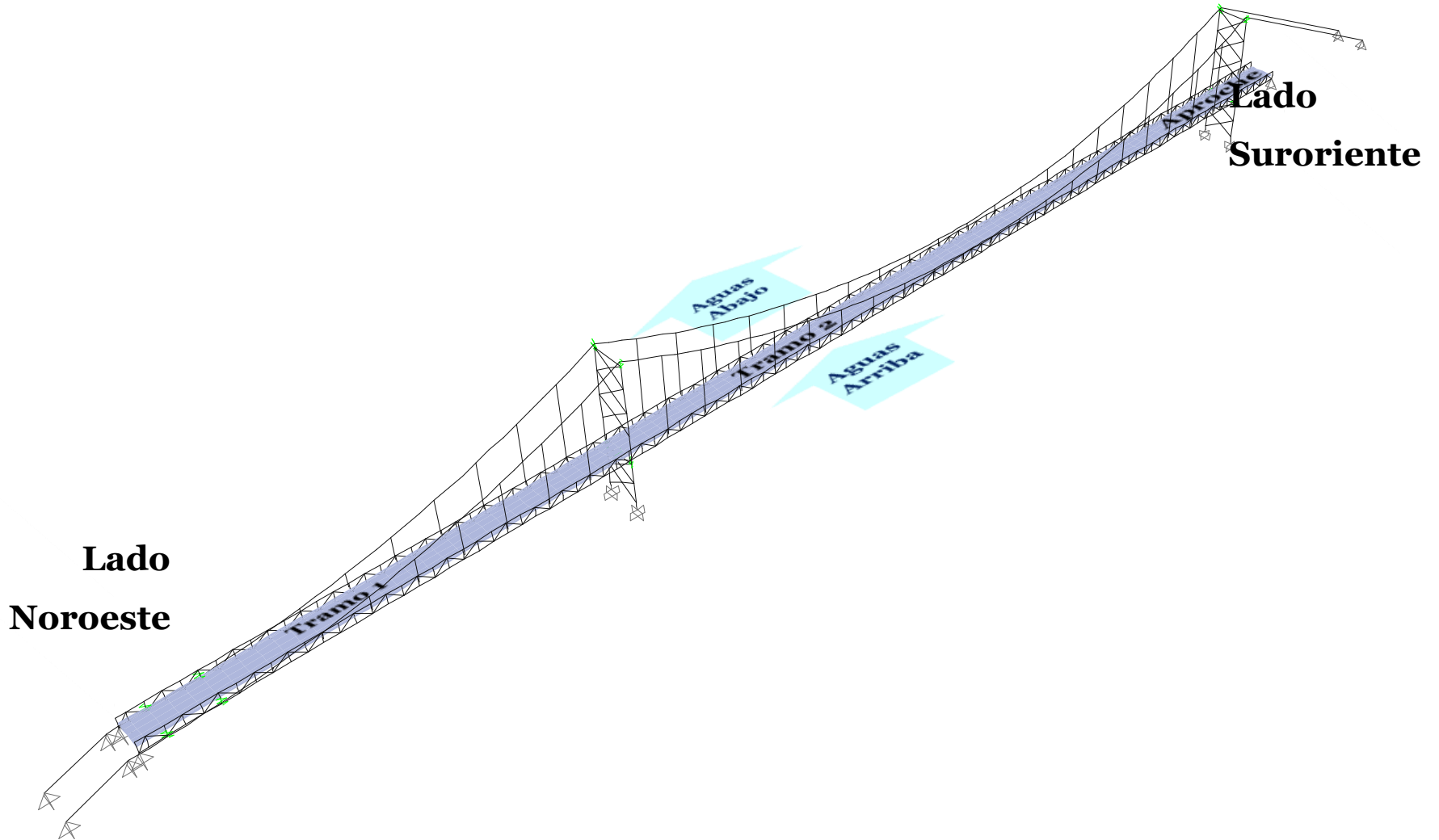
M_1/M_2 es la relación entre el menor y mayor momento al final de la sección del elemento sin arriostrar o sin soportar en el plano de flexión en consideración. M_1/M_2 es positivo cuando la flexión del elemento presenta una curvatura inversa y negativo cuando presenta una curvatura simple.

- c) Para elementos a compresión en pórticos arriostrados contra el desplazamiento de sus uniones en el plano de carga y sujeto a carga transversal entre sus apoyos, el valor de C_m podría determinarse por un análisis. Sin embargo, en lugar de ese análisis, se permiten los siguientes valores:
- i. Para elementos cuyos extremos presenten restricción contra el giro en el plano de flexión C_m se deberá tomar como 0.85,
 - ii. Para elementos cuyos extremos no presentan restricción al giro en el plano de flexión, C_m se deberá tomar como 1.00.

4.6.3 Modelo Estructural

Se elaboró un modelo estructural para el puente por medio del software de cálculo y análisis estructural SAP 2000 V14.2.4, en la Figura 4-101 se evidencia una vista en 3D mostrando el tablero y cada uno de sus tramos, mientras que en la Figura 4-102 se evidencia una vista únicamente de los elementos estructurales.

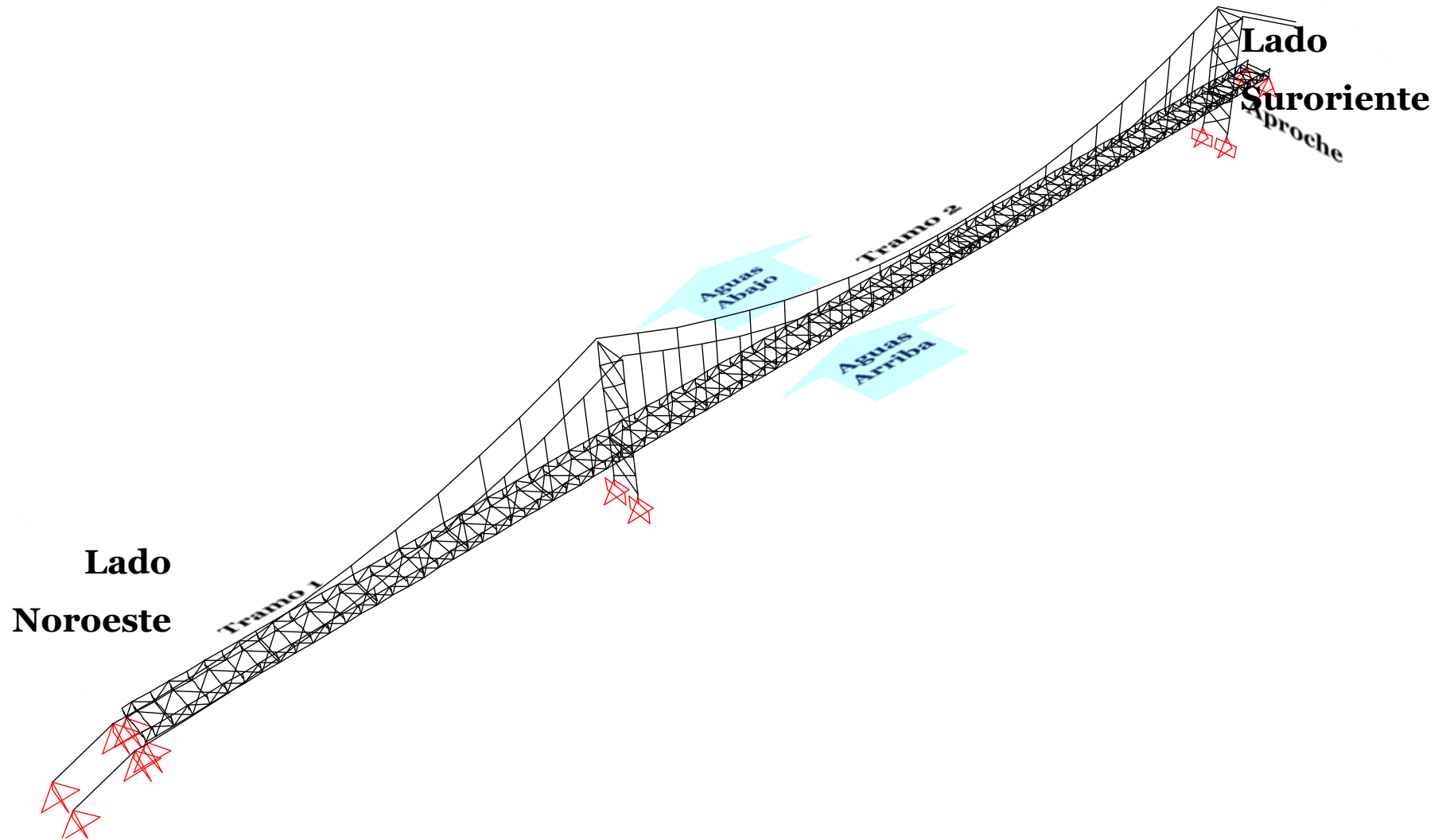
Figura 4-101. Modelo estructural del puente – Vista 3D General.



*El modelo matemático incluye las cargas, la geometría y el comportamiento del material de la estructura, no incluye las características de respuesta de la cimentación, debido a que no se cuenta con esta información. Los perfiles metálicos de los diferentes elementos estructurales que configuran el puente presentan algunas intervenciones y afectaciones que se contemplaron en el modelo matemático.

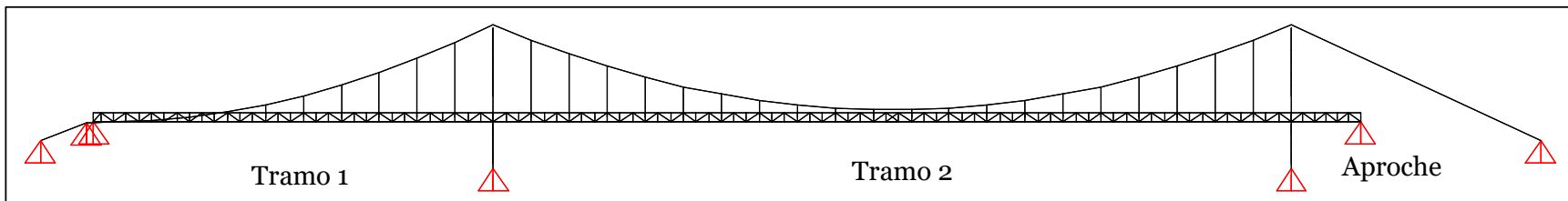
Nota. Desarrollado en SAP 2000 V14.2.4.

Figura 4-102. Modelo estructural del puente - Estructura Metálica.



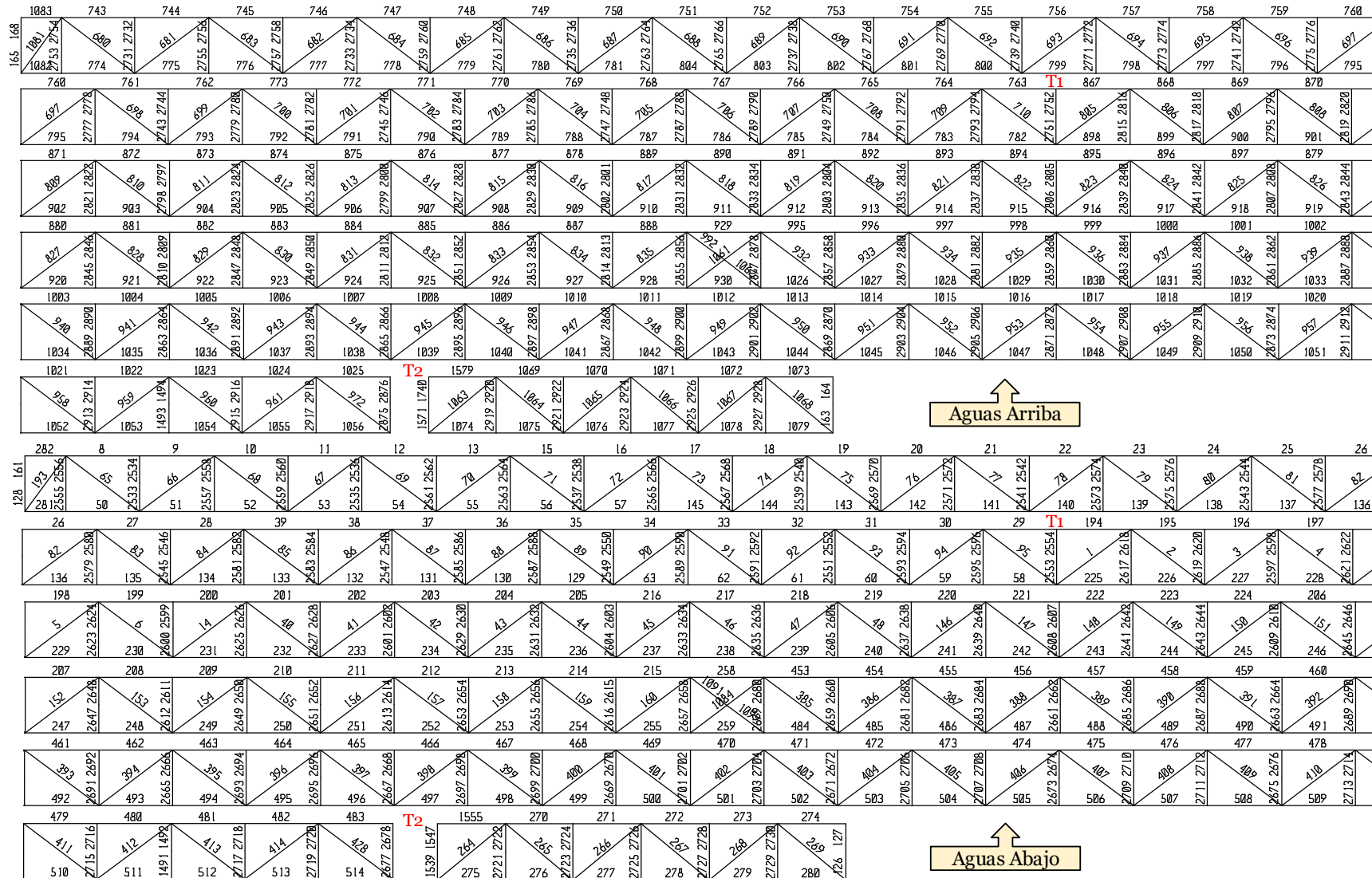
Nota. Desarrollado en SAP 2000 V14.2.4.

Figura 4-103. Modelo Estructural del puente - Sección Longitudinal.



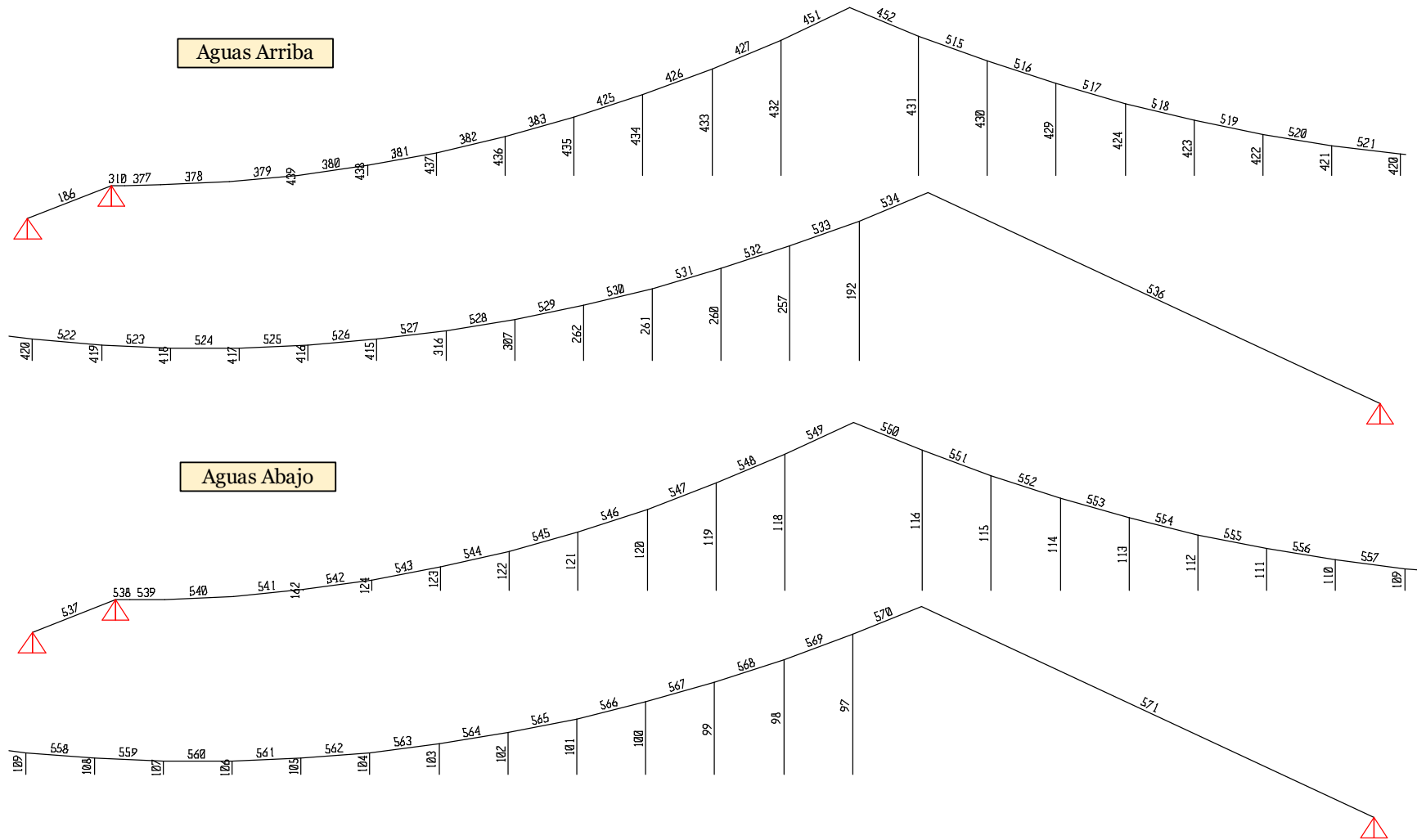
Nota. Autoría propia.

Figura 4-104. Modelo estructural del puente - Celosía.



Nota. Autoría propia.

Figura 4-105. Modelo estructural del puente - Cable y Pendolones.



Nota. Autoría propia.

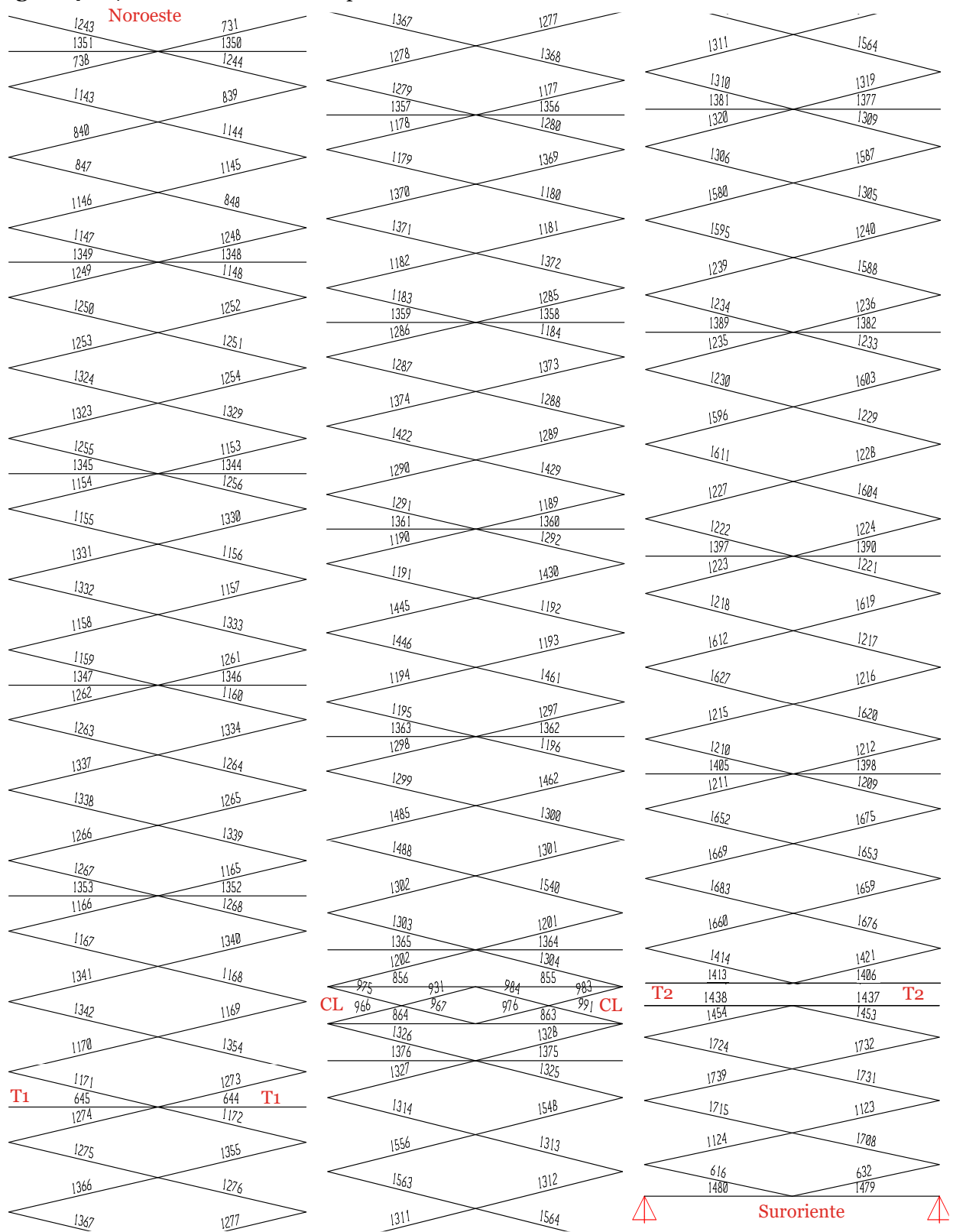
Figura 4-106. Modelo estructural del puente - Vigas Travesaño.

1336	3174	3173	1994	1993	1992	1991	1990	1997	3176	3175	1335	
3170	3169	1986	1985	1984	1983	1982	1989	3172	3171			
2514	3146	3145	1938	1937	1936	1935	1934	1941	3148	3147	2513	
	3142	3141	1930	1929	1928	1927	1926	1933	3144	3143		
	3138	3137	1922	1921	1920	1919	1918	1925	3140	3139		
2512	3134	3133	1914	1913	1912	1911	1910	1917	3136	3135	2511	
	3130	3129	1906	1905	1904	1903	1902	1909	3132	3131		
	3126	3125	1898	1897	1896	1895	1894	1901	3128	3127		
2510	3122	3121	1890	1889	1888	1887	1886	1893	3124	3123	2509	
	3118	3117	1882	1881	1880	1879	1878	1885	3120	3119		
	3114	3113	1874	1873	1872	1871	1870	1877	3116	3115		
2508	3110	3109	1866	1865	1864	1863	1862	1869	3112	3111	2507	
	3106	3105	1858	1857	1856	1855	1854	1861	3108	3107		
	3102	3101	1850	1849	1848	1847	1846	1853	3104	3103		
2506	3098	3097	1842	1841	1840	1839	1838	1845	3100	3099	2505	
	3094	3093	1834	1833	1832	1831	1830	1837	3096	3095		
	3090	3089	1826	1825	1824	1823	1822	1829	3092	3091		
2504	3086	3085	1818	1817	1816	1815	1814	1821	3088	3087	2503	
	3082	3081	1810	1809	1808	1807	1806	1813	3084	3083		
	3078	3077	1802	1801	1800	1799	1798	1805	3080	3079		
2502	3074	3073	1794	1793	1792	1791	1790	1797	3076	3075	2501	
	3070	3069	1786	1785	1784	1783	1782	1789	3072	3071		
	3066	3065	1778	1777	1776	1775	1774	1781	3068	3067		
2500	3062	3061	1770	1769	1768	1767	1766	1773	3064	3063	2499	
	3058	3057	1762	1761	1760	1759	1758	1765	3060	3059		
	3054	3053	1754	1753	1752	1751	1750	1757	3056	3055		
2498	3050	3049	1746	1745	1744	1743	1742	1749	3052	3051	2497	
	3046	3045	1738	1737	1736	1735	1734	1741	3048	3047		
	3042	3041	1730	1729	1728	1727	1726	1733	3044	3043		
2496	3038	3037	1722	1721	1720	1719	1718	1725	3040	3039	2495	
	3034	3033	1714	1713	1712	1711	1710	1717	3036	3035		
	3030	3029	1706	1705	1704	1703	1702	1709	3032	3031		
T1	3026	3025	1698	1697	1696	1695	1694	1701	3028	3027	T1	
	3022	3021	1690	1689	1688	1687	1686	1693	3024	3023		
	3018	3017	1682	1681	1680	1679	1678	1685	3020	3019		
2492	3014	3013	1674	1673	1672	1671	1670	1677	3016	3015	2491	
	3008	3007	1666	1665	1664	1663	1662	3012	3011	3010	3009	
	3004	3003	1658	1657	1656	1655	1654	2158	1661	3006	3005	
2490	2998	2997	1650	1649	1648	1647	1646	3002	3001	3000	2999	2489
	2994	2993	1642	1641	1640	1639	1638	1645	2996	2995		
	2990	2989	1634	1633	1632	1631	1630	1637	2992	2991		
2488	2986	2985	1626	1625	1624	1623	1622	1629	2988	2987	2487	
	2982	2981	1618	1617	1616	1615	1614	1621	2984	2983		
	2978	2977	1610	1609	1608	1607	1606	1613	2980	2979		
2486	2974	2973	1602	1601	1600	1599	1598	1605	2976	2975	2485	
	2970	2969	1594	1593	1592	1591	1590	1597	2972	2971		
	2966	2965	1586	1585	1584	1583	1582	1589	2968	2967		
2484	2962	2961	1578	1577	1576	1575	1574	1581	2964	2963	2483	
	2958	2957	1570	1569	1568	1567	1566	1573	2960	2959		
	2954	2953	1562	1561	1560	1559	1558	1565	2956	2955		
2482	2950	2949	1554	1553	1552	1551	1550	1557	2952	2951	2481	

2946	2945	1546	1545	1544	1543	1542	1549	2948	2947		
2942	2941	1538	1537	1536	1535	1534	1541	2944	2943		
2480	2938	2937	1530	1529	1528	1527	1526	1533	2940	2939	2479
2934	2933	1522	1521	1520	1519	1518	1525	2936	2935		
2530	2529	1514	1513	1512	1511	1510	1517	2532	2531		
2478	2526	2525	1506	1505	1504	1503	1502	1509	2528	2527	2477
2522	2521	1498	1496	1490	1489	1482	1501	2524	2523		
2518	2517	1478	1477	1476	1471	1470	1481	2520	2519		
2476	2494	2493	1460	1459	1458	1457	1456	1464	2516	2515	2475
2452	2451	1452	1451	1450	1449	1448	1455	2454	2453		
2448	2447	1444	1443	1442	1441	1440	1447	2450	2449		
2474	2444	2443	1436	1435	1434	1433	1432	1439	2446	2445	2473
2440	2439	1428	1427	1426	1425	1424	1431	2442	2441		
2436	2435	1420	1419	1418	1417	1416	1423	2438	2437		
2472	2432	2431	1412	1411	1410	1409	1408	1415	2434	2433	2471
2428	2427	1404	1403	1402	1401	1400	1407	2430	2429		
2424	2423	1396	1395	1394	1393	1392	1399	2426	2425		
2470	2420	2419	1388	1387	1386	1385	1384	1391	2422	2421	2469
2416	2415	1380	1379	1378	1378	1343	1142	1383	2418	2417	
2412	2411	1138	1137	1136	1135	1134	1141	2414	2413		
2468	2408	2407	1130	1129	1128	1127	1126	1133	2410	2409	2467
2404	2403	1122	1121	1120	1119	1118	1125	2406	2405		
2400	2399	1114	1113	1112	1111	1110	1117	2402	2401		
2466	2396	2395	1106	1105	1104	1103	1102	1109	2398	2397	2465
2392	2391	1098	1097	1096	1095	1094	1101	2394	2393		
2388	2387	1090	1089	1088	1087	1086	1093	2390	2389		
2464	2384	2383	1060	1059	1058	1057	994	1085	2386	2385	2463
2380	2379	990	989	988	987	986	993	2382	2381		
2376	2375	982	981	980	979	978	985	2378	2377		
2376	2375	982	981	980	979	978	985	2378	2377		
2462	2372	2371	974	973	971	970	969	977	2374	2373	2461
2368	2367	965	964	963	962	866	968	2370	2369		
2364	2363	862	861	860	859	858	865	2366	2365		
2460	2360	2359	854	853	852	851	850	857	2362	2361	2459
2356	2355	846	845	844	843	842	849	2358	2357		
2352	2351	838	837	836	742	741	841	2354	2353		
2458	2348	2347	737	736	735	734	733	740	2350	2349	2457
2344	2343	729	728	727	726	725	732	2346	2345		
2340	2339	721	720	719	718	717	724	2342	2341		
2456	2336	2335	713	712	711	676	669	716	2338	2337	2455
2332	2331	615	614	609	604	600	639	2334	2333		
2328	2327	448	447	446	445	444	599	2330	2329		
1497	2324	2323	440	191	190	189	188	443	2326	2325	1495
2320	2319	184	183	182	181	180	187	2322	2321		
2316	2315	176	175	174	173	172	179	2318	2317		
2314	2313	170	167	166	125	117	169	2312	2311		
1523	1524	1499	1500	1507	1508	1515	1516	1531	1532		
3149	3150	1943	1944	1945	1946	1947	1948	3151	3152		
3156	3155	1956	1955	1954	1953	1952	1951	3154	3153		
3160	3159	1964	1963	1962	1961	1960	1959	3158	3157		
3164	3163	1972	1971	1970	1969	1968	1967	3162	3161		
3168	3167	1980	1979	1978	1977	1976	1975	3166	3165		
3180	3179	2004	2003	2002	2001	2000	1999	3178	3177		

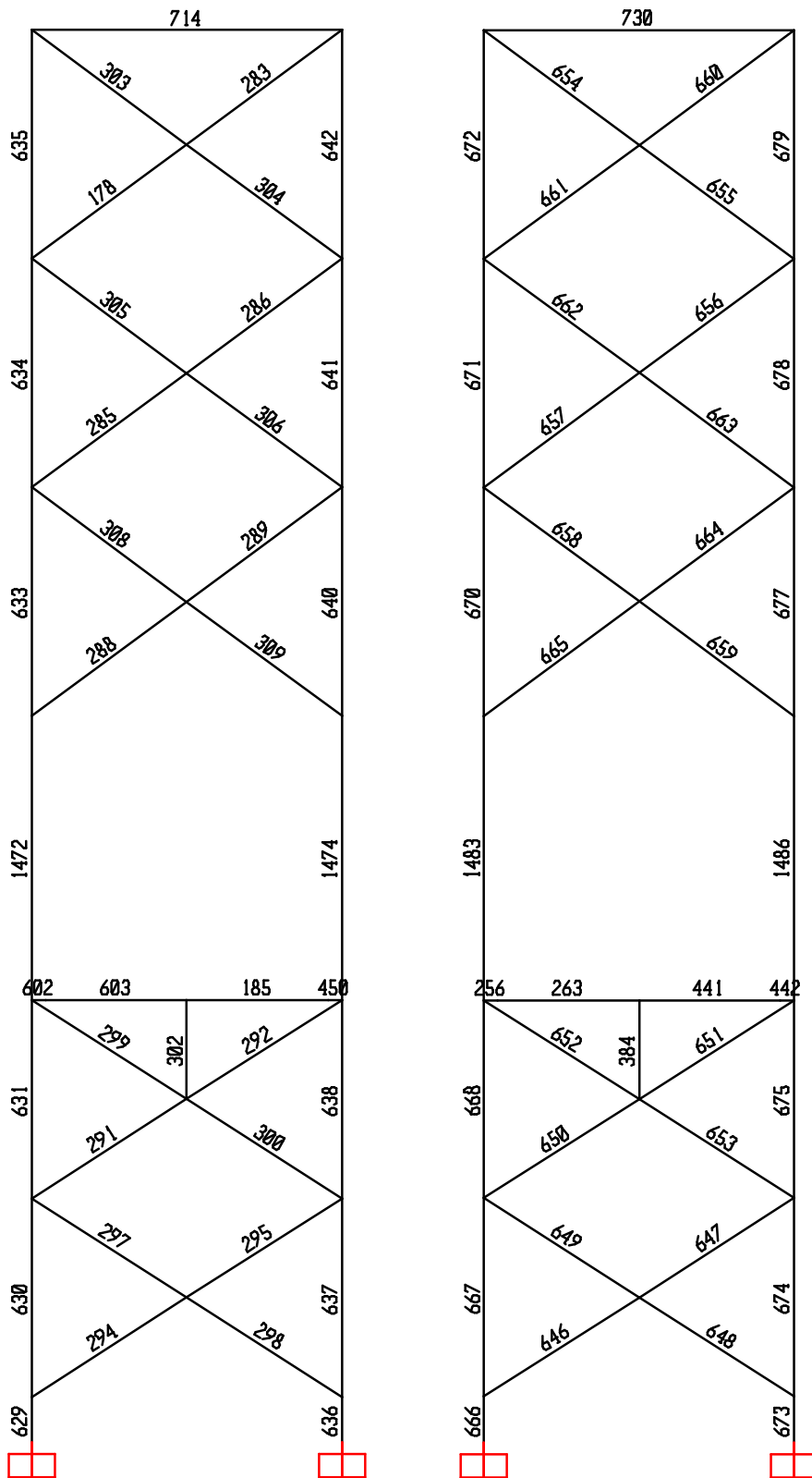
Nota. Autoría propia.

Figura 4-107. Modelo estructural del puente – Arriostramiento.



Nota. Autoría propia.

Figura 4-108. Modelo estructural del puente - Torres.



Nota. Autoría propia.

4.6.4 Avalúo de Cargas

4.6.4.1 Cargas Muertas previo al Reforzamiento

Se consideraron dos tipos de cargas muertas dentro del modelo estructural, las debidas al peso propio de la estructura (DEAD) y las posteriores (CMPOST). La combinación de las dos anteriores conforman las cargas muertas para el análisis estructural, de esta manera en el modelo estructural, al calcular la suma de las reacciones en la base en dirección Z (GlobalFZ) se tiene el peso total de la estructura (DEAD + CMPOST).

4.6.4.1.1 Carga Muerta Debida Al Peso Propio (DEAD)

Las cargas muertas (DEAD) son las que se producen debido al peso propio de los elementos que constituyen la estructura del puente: viguetas, plataformas, cerchas en celosía, arriostramientos, torres, cables, pendolones, etc., y estas son calculadas con ayuda del software de análisis, a partir de la geometría y secciones transversales ingresados durante la modelización matemática, y con las propiedades especificadas para los materiales: para la estructura metálica considerando una densidad del acero de 7850 kg/m³ y para los elementos en concreto de 2400 kg/m³.

- **Por elemento**

Tabla 4-43. Peso de la superestructura según los elementos.

Elementos	Designación	Cantidad	Longitud (m)	Peso (ton)
Arriostramiento				
	ARRI	206	997.64	18.00
Total		206	997.64	18.00
Arriostramiento Torre				
	TARR1	24	120.53	7.83
	TARR2	16	76.79	8.55
Total		40	197.32	16.38
Cable Catenario				
	CABLE	70	817.84	156.90
Total		70	817.84	156.90
Columna Torre				
	TCOL	28	146.80	107.18
Total		28	146.80	107.18

Elementos	Designación	Cantidad	Longitud (m)	Peso (ton)
Cordón Inferior				
	CI3	24	75.60	6.92
	CI3R	12	36.60	4.46
	CI4	162	534.60	74.14
	CI4R	4	13.20	2.23
Total		202	660.00	87.75
Cordón Superior				
	CS1	40	126.00	11.96
	CS2	126	415.20	50.25
	CS2R	36	118.80	20.64
Total		202	660.00	82.85
Diagonal				
	D1	42	171.76	6.42
	D2	30	124.20	7.27
	D3	42	163.72	7.12
	D4	30	124.20	8.43
	D5	22	90.14	5.25
	D6	14	57.96	4.50
	D7	22	91.08	6.00
	D8	4	16.56	1.24
Total		206	839.63	46.23
Losa Concreto				
	Losao.24	0	0.00	1160.83
Total		0	0.00	1160.83
Montante				
	M1	124	155.00	7.76
	M2	288	360.00	11.85
Total		412	515.00	19.61
Montante Torre				
	TM	2	5.15	0.48
Total		2	5.15	0.48
Pendolones				
	PENDOLON	56	475.26	11.63
Total		56	475.26	11.63
Viga Inferior de Arriostamiento				
	ARRV	42	154.98	14.33
Total		42	154.98	14.33
Viga Torre				
	TV1	2	16.20	2.03
	TV2	8	16.20	2.93
Total		10	32.40	4.96
Viga Travesaño				
	VTA	62	22.32	2.06
	VTB	621	193.64	23.04
	VTE	412	566.50	108.77
Total		1095	782.46	133.88
Total, general		2571	6284.49	1860.98

Nota. Autoría propia.

- **Por material**

Tabla 4-44. Peso de la superestructura según el material.

Material	Especificación	Peso Total	Número de Piezas
		Ton	Cantidad
Acero	St37.11	531.63	2445
Acero	Cable	156.90	70
Acero	St37.12	11.63	56
Concreto	21 MPa	1160.826	N/A
Total		1860.98	

Nota. Autoría propia.

4.6.4.1.2 Cargas Muertas Posteriores (CMPOST)

Como cargas muertas posteriores (abreviadas como CMPOST en el modelo estructural) se consideraron aquellas adicionadas una vez que la estructura fue ensamblada y erigida; no contemplan los elementos estructurales, pero son de vital importancia para la correcta prestación del servicio para el que fue concebido el puente; de tal manera que resultan en cargas que estarán de manera permanente durante la vida útil del puente, tales cargas incluyen en este caso particular la carpeta de rodadura fundamental para el tránsito vehicular y los bordillos para el tránsito peatonal.

- **Peso de carpeta de rodadura**

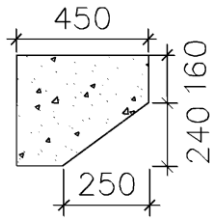
Se considera una capa de rodadura de asfalto de 50 mm de espesor con un peso específico de 22kN/m³. Este peso se distribuye en el modelo estructural por ancho de la calzada vehicular.

$$\text{Espesor} \times \text{Peso Específico} = 0.05 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 1.1 \text{ kN/m}^2$$

- **Bordillos**

Se consideran dos bordillos en concreto de 0.45 m de ancho para tránsito peatonal dispuestos en ambos costados del puente y con un peso específico de 24 kN/m³, los cuáles se distribuyen para en el modelo estructural por ancho de calzada vehicular.

Figura 4-109. Esquema Bordillo (en mm).



Nota. Autoría propia.

$$\text{Área de Dos Bordillos} = 2 \times \left((0.45 \text{ m} \times 0.40 \text{ m}) - \left(\frac{0.25 \text{ m} \times 0.24 \text{ m}}{2} \right) \right) = 0.30 \text{ m}^2$$

$$\frac{\text{Área} \times \text{Peso Específico}}{\text{Ancho Calzada}} = \frac{0.30 \text{ m}^2 \times 24 \text{ kN/m}^3}{6.1 \text{ m}} = 1.18 \text{ kN/m}^2$$

○ **Total, Cargas Muertas Posteriores**

Tabla 4-45. Peso de las Cargas Muertas Posteriores.

Material	Sección	Cantidad	Peso/m ² t/m ²	Ancho m	Longitud m	Peso Ton
Concreto	Bordillo	2	0.118	6.1	330.00	237.60
Asfalto	Pavimento	1	0.110	6.1	330.00	222.36
Total			0.228			458.96

Nota. Autoría propia.

4.6.4.1.3 Reacciones en la Base por Carga Muerta

Del modelo estructural se obtienen las siguientes reacciones en la base, precisando que FZ serían las que van en dirección de la gravedad, y corresponden a las cargas totales producidas por efecto del peso propio de la estructura y sus cargas muertas posteriores.

Tabla 4-46. Reacciones en la base de la estructura SAP2000.

CARGA	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m
DEAD	-6.813E-10	2.525E-10	1860.98	6.424E-08	70772.86	-3.019E-08
CMPOST	-1.677E-10	-1.505E-10	458.96	5.298E-08	19757.15	2.764E-08
TOTAL	-8.49E-10	1.021E-10	2319.95	1.172E-07	90530.01	-2.55E-09

Nota. Autoría propia.

4.6.4.2 Carga Viva Vehicular

La carga viva es el peso de las cargas móviles aplicadas de los vehículos y peatones. La principal carga viva que se considerará para efectos de análisis es la producida por un camión y/o carga de carril que se asignará según la normativa, es de aclarar que el puente se construyó hace 60 años, por tanto, su diseño no contempla parámetros colombianos del CCDSP-95 ni del CCP-14.

Tabla 4-47. Reseña histórica de camión y/o carga de carril en Colombia.

Año	Carga Viva
<1960	H20-44
1960 – 1985	HS-20-44
1985 – 1995	3-S-2
1995 – 2015	C40-95
≥ 2015	CCP-14

Nota. Autoría propia.

De la información recopilada en campo (Figura 4-1) se evidencia que el puente se diseñó con la carga vehicular H20-44 especificada por la AASHO (posteriormente AASHTO) y el tablero con una calzada de 6.1 m tiene el ancho justo para considerar dos carriles de carga.

Tabla 4-48. Carriles de Tráfico según Ancho de Calzada.

Ancho Calzada					Número de Carriles de Diseño	
ft		mm				
20	a	30	6096	a	9144	2
30	a	42	9144	a	12802	3
42	a	54	12802	a	16459	4
54	a	66	16459	a	20117	5
66	a	78	20117	a	23774	6
78	a	90	23774	a	27432	7
90	a	102	27432	a	31090	8
102	a	114	31090	a	34747	9
114	a	126	34747	a	38405	10

*El carril de carga o camión estándar se asume que ocupa un ancho de 10 pies = 3048 mm.

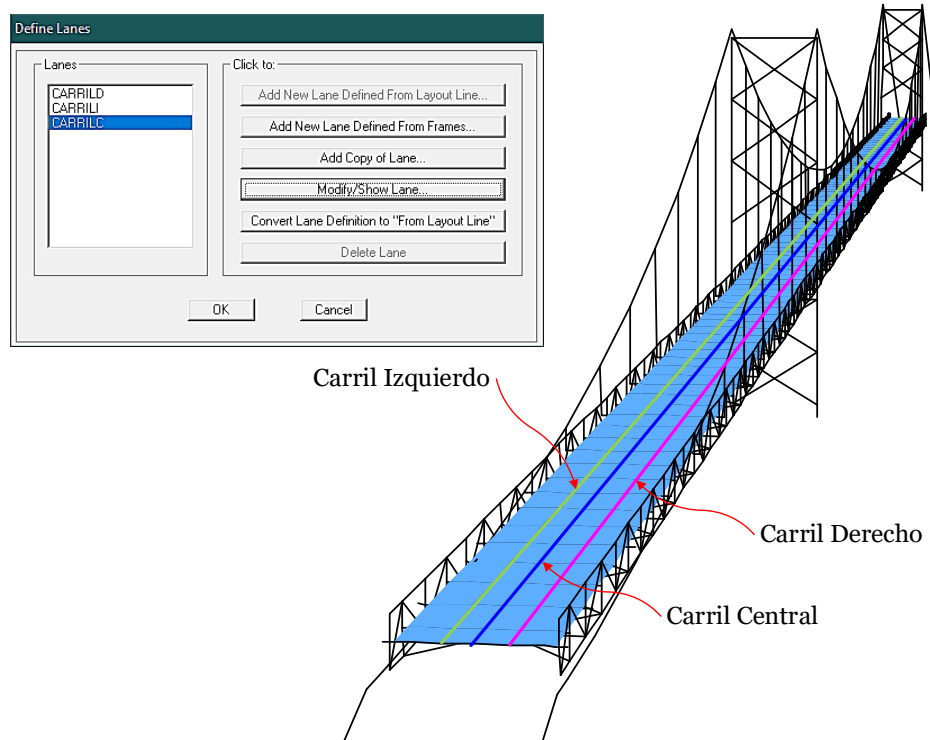
**El ancho de calzada se refiere a la distancia entre los bordillos.

Nota. Adaptado de American Association of State Highway Officials, 1949.

Por lo tanto, con el modelo estructural del puente, se analizó el comportamiento estructural preliminarmente para el camión y carril de carga H20-44 (de la “Standard Specifications for Highway Bridges”), la carga vehicular vigente en el país CC-14 (de la “Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14”) dado que también se pretende valorar la condición actual. Y debido al objeto del estudio los análisis se encauzaron esencialmente en la tipología de vehículo 3S3, tractocamión de tres ejes con semirremolque de tres ejes (NTC 4788-1:2011. Tipología para

vehículos de transporte de carga terrestre. parte 1: vehículos convencionales, 2011) circulando por un único carril central para determinar la viabilidad de su tránsito y las posibles zonas y elementos que podrían verse más afectados por su paso.

Figura 4-110. Ejes de los carriles considerados durante la modelización estructural en SAP2000.



*Se supone tránsito de los vehículos H20-44 y CC-14 por carriles izquierdo y derecho, mientras que 3S3 circula únicamente por un carril central.

Nota. Autoría propia.

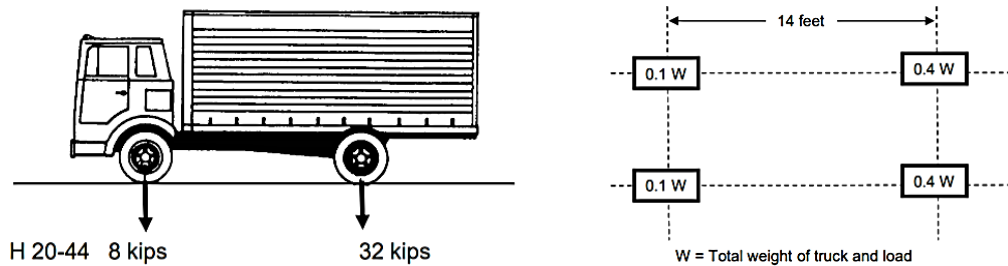
4.6.4.2.1 Carga De Carreteras H20-44

Según la American Association of State Highway Officials (1949) en el Standard Specifications for Highway Bridges las cargas vivas móviles en los puentes vehiculares o estructuras incidentales deberá consistir del camión estándar o de la carga de carril la cuál es equivalente a un tren de camiones.

- **Camión estándar o línea de carga**

La carga H consiste en un camión de dos ejes o la línea de carga correspondiente. Su denominación se explica del siguiente modo: H por su alcance para autopistas (highway) y para referirse al camión de dos ejes, 20 por el peso bruto en toneladas cortas del camión estándar y, por último, 44 por el año en el cual se contempló dentro del código de diseño (Figura 4-111).

Figura 4-111. Camión H-20-44.



Nota. Tomado de “Standard Specifications for Highway Bridges” (AASHTO, 1949).

Esta carga se ingresa al programa de análisis estructural, como se evidencia en la Figura 4-112.

Figura 4-112. Camión H20-44 en SAP2000.

General Vehicle Data

Vehicle name: Truck H20-44 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None

Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

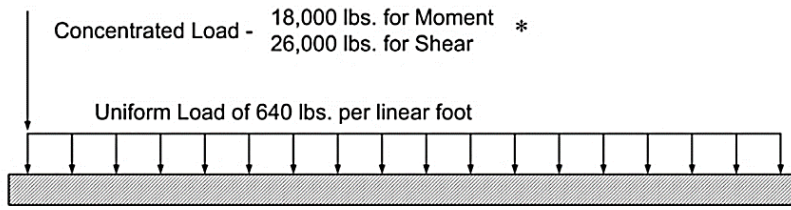
Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Nota. Autoría propia.

○ **Línea de carga**

Cada línea de carga consiste en una carga uniforme por metro lineal de carril y una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de luces continuas). Se supone que, tanto la carga concentrada como la uniforme se distribuyen en un ancho de 3.05 m sobre una línea normal al eje del carril, de esta manera, para efectos de la modelización estructural se definen la ubicación de los carriles de tránsito izquierdo y derecho tal como se muestran en la Figura 4-110.

Figura 4-113. Línea de Carga H-20-44.



H20-44 Loading

Nota. Tomado de “Standard Specifications for Highway Bridges” (AASHTO, 1949).

Figura 4-114. Línea de Carga H20-44 en SAP2000.

The screenshot shows the 'General Vehicle Data' dialog box in SAP2000. The vehicle name is 'H20-44' and the units are 'Kip. ft. F'. The floating axle loads are defined as follows:

For	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	18.0001	Fixed Width Line	10.
For Other Responses	26.	Fixed Width Line	10.

Usage options are checked for Lane Negative Moments at Supports, Interior Vertical Support Forces, and All other Responses. The Loads table is as follows:

Load	Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite			0.64	Fixed Width	10.	0.	One Point	
Leading Load	Infinite			0.64	Fixed Width	10.	0.	One Point	

Nota. Autoría propia.

○ **Impacto y reducción de intensidad de las cargas**

La carga viva de los vehículos debe incrementarse por efectos de impacto para la superestructura, pilas, torres y parte de los elementos que están por encima del terreno. El incremento por efecto del impacto, I (máximo 30%) se determina a partir de la ecuación (4.52), donde L corresponde a la longitud de la luz que produce los máximos esfuerzos en el elemento, en cuyo caso sería la luz más corta del puente, 104.1 m.

$$I = \frac{16}{L+40} = \frac{16}{104.1 \text{ m}+40} = 0.111 = 11.1\% \quad (4.52)$$

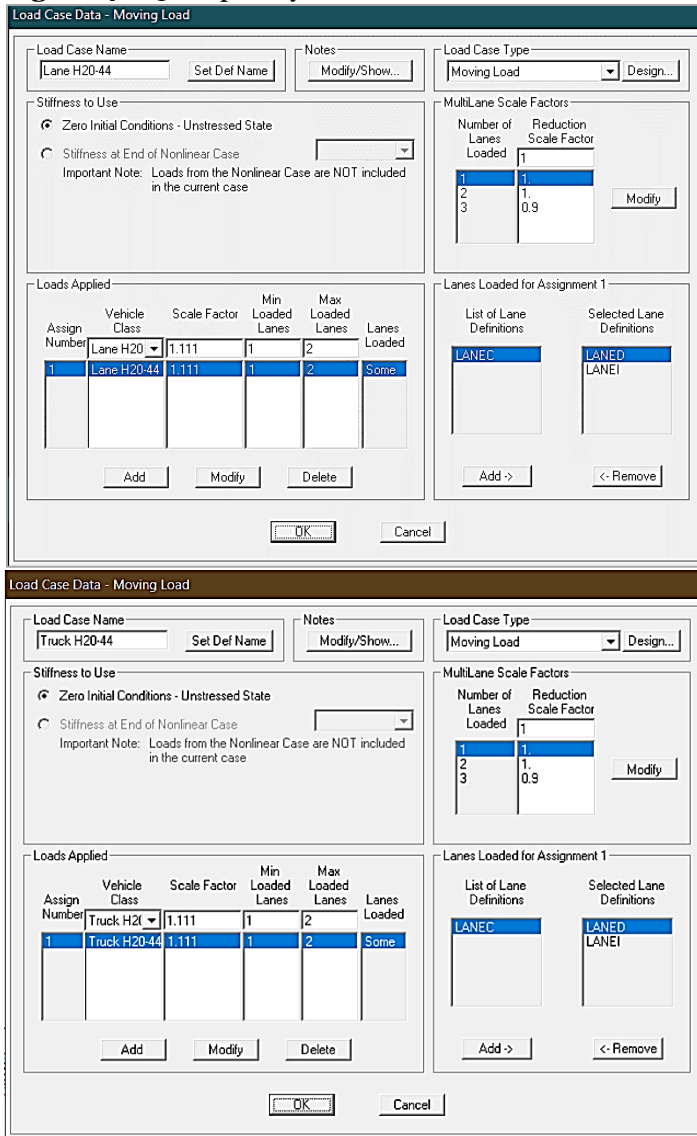
Cuando los esfuerzos máximos en cualquier miembro provienen de haber cargado un número de carriles simultáneamente, se usan los siguientes porcentajes de carga viva, teniendo en cuenta la baja probabilidad de la coincidencia de cargas máximas.

Tabla 4-49. Reducción de intensidad de las cargas.

Carriles	Porcentaje
1 ó 2	100
3	90
4 ó más	75

Nota. Tomado de “Standard Specifications for Highway Bridges” (AASHTO, 1949).

Figura 4-115. Impacto y factor carril en SAP2000.



Nota. Autoría propia.

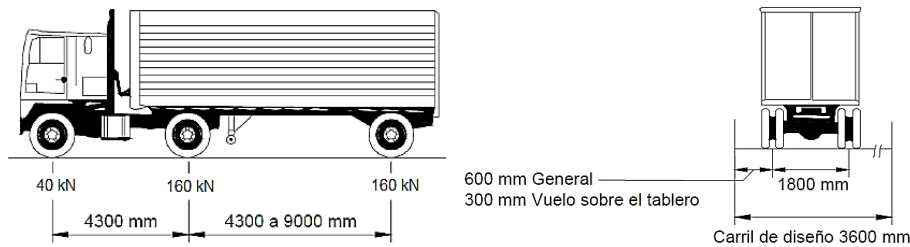
4.6.4.2.2 Carga Viva Vehicular CC-14

Según la Norma Colombiana de Diseño de Puentes (2014), la carga viva vehicular en las calzadas del puente o en estructuras incidentales, debe consistir en una combinación de camión o tándem de diseño, y carga de carril de diseño. Debe suponerse que las cargas ocupan 3.0 m transversalmente dentro del carril de diseño.

○ Camión de diseño

El camión de diseño está definido para las vías de la Red Primaria y Secundaria de la clasificación del Instituto Nacional de Vías.

Figura 4-116. Camión Estándar CC-14.



Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014, 2014. Figura 3.6.1.2.2-1.

Figura 4-117. Asignación del Camión CC-14 en SAP2000.

The screenshot shows the 'General Vehicle Data' dialog box in SAP2000. The vehicle name is 'CC14' and the units are 'Tonf, m, C'. The 'Floating Axle Loads' section shows 'For Lane Moments' and 'For Other Responses' both set to 0. The 'Usage' section has 'Lane Negative Moments at Supports', 'Interior Vertical Support Forces', and 'All other Responses' checked. The 'Min Dist Allowed From Axle Load' section shows 'Lane Exterior Edge' as 0.3048 and 'Lane Interior Edge' as 0.6096. The 'Length Effects' section has 'Axle' and 'Uniform' both set to 'None'. The 'Loads' table is as follows:

Load	Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite			0.	Zero Width		4.	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite			0.	Zero Width		4.	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3			0.	Zero Width		16.	Two Points	1.8
Variable Length	4.3	9.		0.	Zero Width		16.	Two Points	1.8

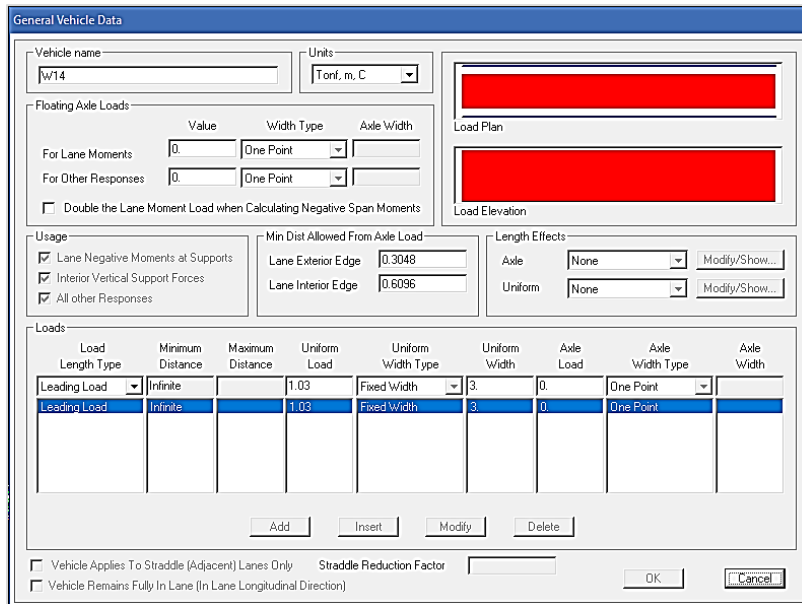
Buttons for 'Add', 'Insert', 'Modify', and 'Delete' are visible below the table. At the bottom, there are checkboxes for 'Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only' and 'Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)', along with 'Straddle Reduction Factor' and 'OK'/'Cancel' buttons.

Nota. Autoría propia.

○ **Carga de carril**

La carga de carril de diseño debe consistir en una carga de 10.3 kN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente, la carga distribuida deberá suponerse uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.0 m.

Figura 4-118. Asignación de Carga de Carril W14 en SAP2000.



Nota. Autoría propia.

○ **Amplificación dinámica y presencia múltiple de carga viva**

Los efectos estáticos del camión se incrementaron por el porcentaje de la Tabla 4-50 para amplificarlos por carga dinámica.

Tabla 4-50. Factores de amplificación dinámica.

Componente	IM
Juntas de tablero-todos los estados límite	75%
Todos los demás componentes:	
-Estado límite de fatiga y fractura	15%
-Todos los demás estados límite	33%

Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014, 2014. Tabla 3.6.2.1-1.

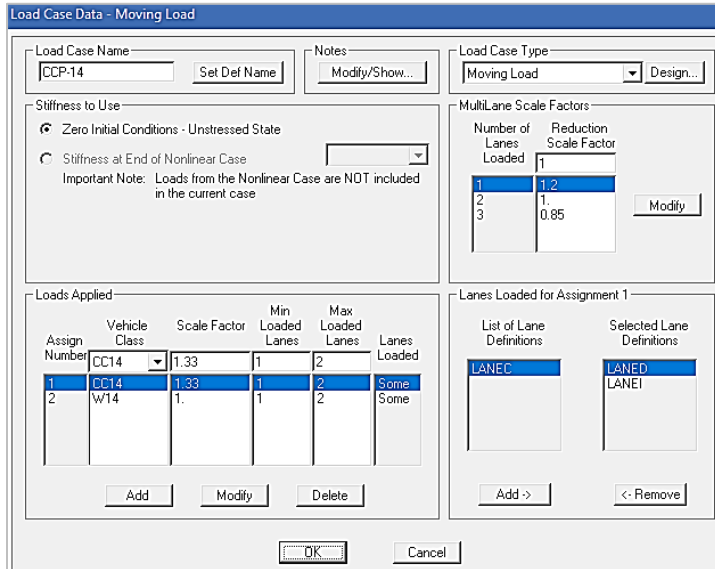
La fuerza de carga viva extrema debe determinarse considerando cada combinación posible del número de carriles cargados multiplicados por un factor correspondiente de presencia múltiple para tener en cuenta la probabilidad de ocupación simultánea de los carriles por la carga viva completa.

Tabla 4-51. Factor de presencia múltiple.

Carriles	Porcentaje
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014, 2014. Tabla 3.6.1.1.2-1.

Figura 4-119. Asignación del factor de amplificación dinámica y presencia múltiple en SAP2000.



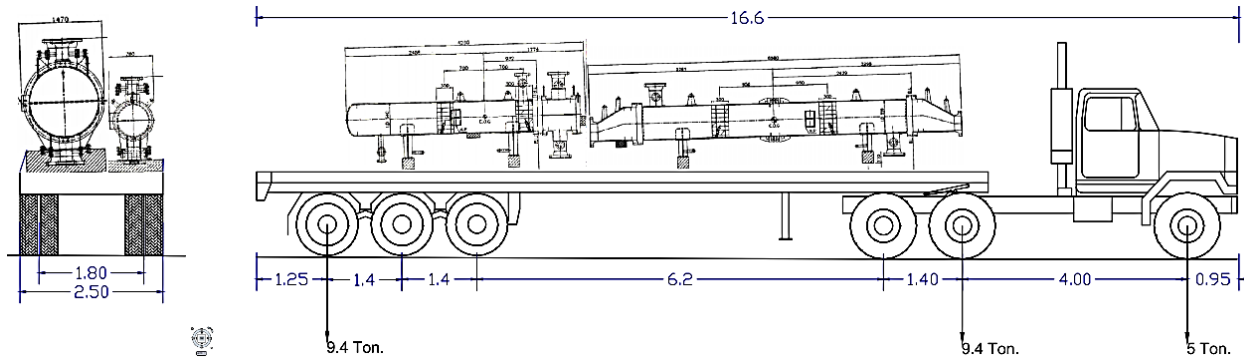
Nota. Autoría propia.

En la Figura 4-119, se detalla la inclusión de los anteriores factores de la carga vehicular CCP-14 en el modelo estructural de SAP2000. Teniendo en cuenta que, se consideró una amplificación de carga dinámica de 33%; y que las fuerzas de la carga de carril no se someten a una amplificación dinámica. Así mismo, los carriles de diseño empleados para la modelización estructural son el carril izquierdo y derecho tal como se muestran en la Figura 4-110.

4.6.4.2.3 Carga Vehicular 3S3

La carga viva vehicular designada 3S3 consiste en un tractocamión de 3 ejes con un semirremolque de tres ejes, con ancho de 1.80 m y con un peso máximo total 52 t, donde el peso del vehículo y de carga útil es de 22 t y 30 t, respectivamente.

Figura 4-120. Esquema de Tractomula 3S3.



Nota. Tipología de Vehículos. Ministerio de Transporte.

En la comprobación de la capacidad de carga se considera que el vehículo especial estará como único vehículo sobre el puente, circulando por el eje longitudinal de la estructura (carril central) y a baja velocidad (una velocidad inferior de los 5km/h) para eliminar el efecto del impacto por cargas dinámicas sobre el puente y el factor de presencia múltiple. En la Figura 4-121 y Figura 4-122 se muestra la forma de ingreso de la tractomula 3S3 para el modelo estructural del puente, el carril de diseño considerado para su circulación y revisión estructural es el carril central tal como se muestran en la Figura 4-110.

Figura 4-121. Carga de Tractomula 3S3 en SAP2000.

General Vehicle Data

Vehicle name: TRACTOMULA Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Load Plan

Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		5.	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		5.	Two Points	1.8
Fixed Length	4.		0.	Zero Width		9.4	Two Points	1.8
Fixed Length	5.4		0.	Zero Width		9.4	Two Points	1.8
Fixed Length	11.6		0.	Zero Width		9.4	Two Points	1.8
Fixed Length	13.		0.	Zero Width		9.4	Two Points	1.8
Fixed Length	14.4		0.	Zero Width		9.4	Two Points	1.8

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

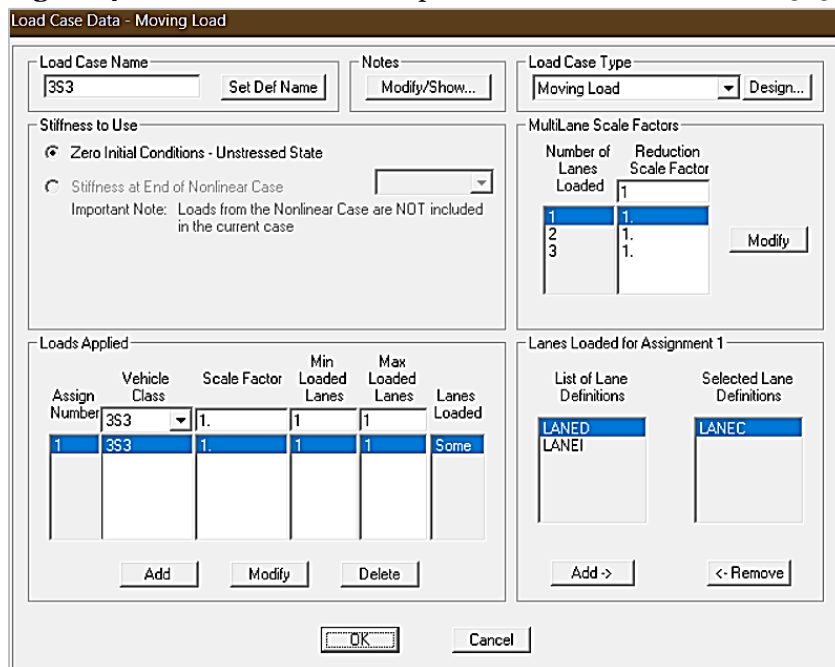
Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Buttons: OK, Cancel

Nota. Autoría propia.

Figura 4-122. Eliminación del Impacto Dinámico de Tractomula 3S3 en SAP2000.



Nota. Autoría propia.

4.6.4.2.4 Carga Vehicular con Restricción Actual

En la actualidad se vienen realizando controles con el fin de restringir el paso de vehículos que superen las 30 toneladas, además de limitar la velocidad de flujo a 20 km/h para el resto de los vehículos que usen el puente.

Para esto se consideró la carga viva vehicular designada 3S3 cargada al 57.7% de su capacidad total en la combinación de carga del modelo estructural, de tal manera que resulte en un peso de vehículo y de carga útil total de 30 t (15 t +15t).

Además, en la comprobación de la capacidad de carga se tiene en cuenta que la restricción actual para este tipo de vehículos incluye el estar como único vehículo sobre el puente, circulando por el eje longitudinal de la estructura (carril central) y a baja velocidad, lo que permite eliminar el efecto del impacto por cargas dinámicas sobre el puente y el factor de presencia múltiple.

4.6.4.3 Cargas Sísmicas

Las fuerzas sísmicas son los efectos causados por los movimientos sísmicos de diseño expresados como fuerzas horizontales y calculadas por algún método de análisis que depende de la zona sísmica, regularidad y clasificación operacional del puente.

Los puentes deben diseñarse para que tengan una baja probabilidad de colapso, pero se admite que puedan sufrir daño significativo e interrupción del servicio cuando se sometan a movimientos sísmicos del terreno que tengan el 7% de probabilidad de ser excedidos en 75 años, equivalente aproximadamente a mil años de período de retorno promedio y puede requerirse un reemplazo parcial o total del puente (Norma Colombiana de Diseño de Puentes, 2014).

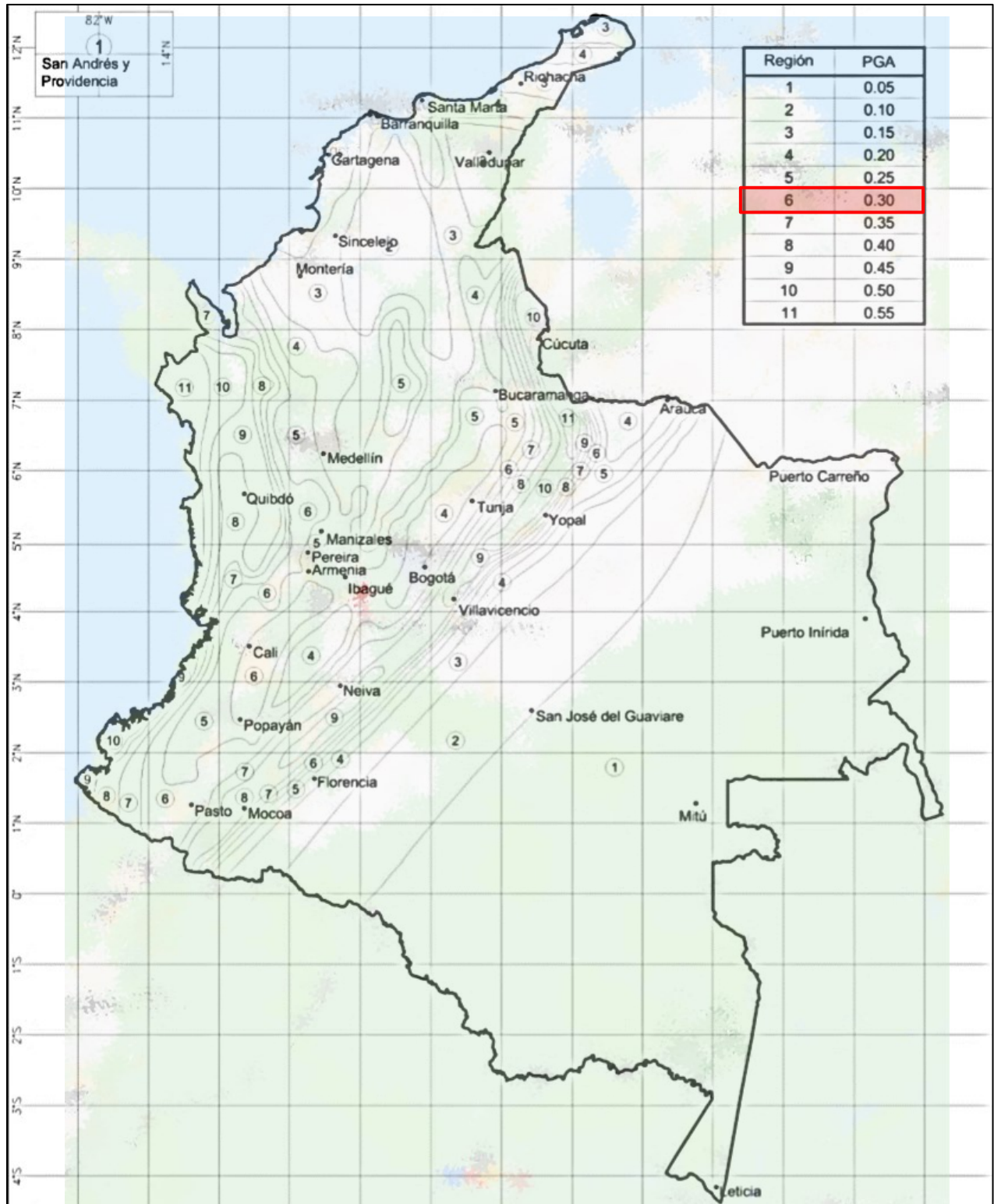
En el país, para la fecha de construcción del puente aún no se tenía una norma propia, la primera normativa sísmo resistente del país, fue aprobada por medio del Decreto 1400 del 7 de junio de 1984 (Código Colombiano de Construcciones Sísmo Resistentes), casi 30 años después de la construcción del puente. Por tanto, se presume a partir de la información recopilada en campo que el puente se diseñó siguiendo lineamientos de la normativa estadounidense AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges” del año 1953, versión que no contemplaba dentro de sus cargas y análisis, las cargas sísmicas para los puentes, por lo que es muy probable que el puente no cuente con un diseño sísmico.

Sin embargo, debido a que no se cuenta con memoria de cálculo y diseño estructural, no es posible corroborar esta hipótesis. Y en todo caso, se analizará su comportamiento sísmico solo para tener una noción de su respuesta frente a un sismo según los parámetros sísmicos vigentes en el país, por tanto, se usará la norma CCP-14 para este análisis, esto permitirá analizar la anterior hipótesis.

4.6.4.3.1 Coeficientes De Aceleración Espectral

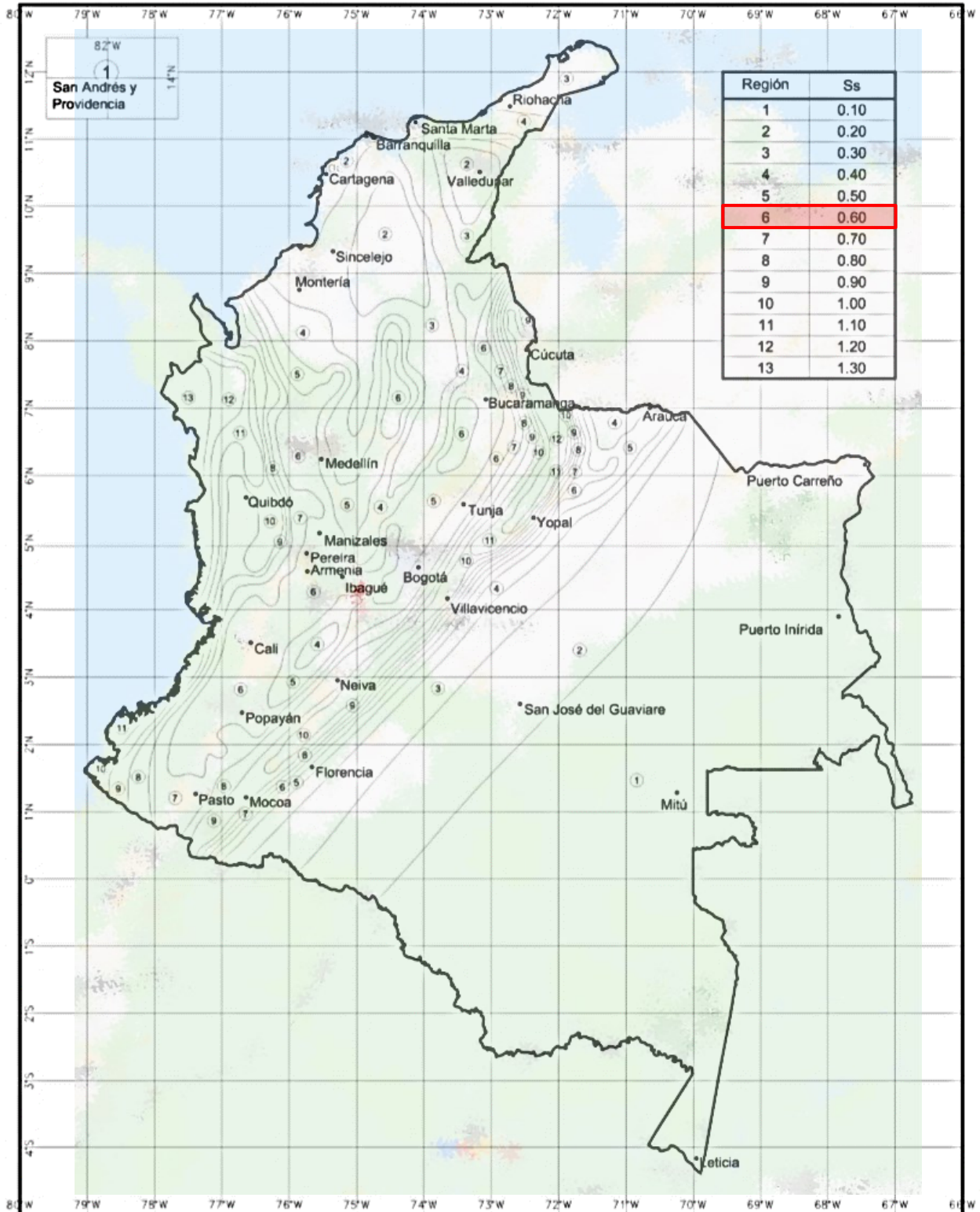
Para la construcción del espectro debe usarse el coeficiente de Aceleración Pico del Terreno (PGA) y los coeficientes de período corto y largo (S_s y S_1 respectivamente). Los efectos locales deben incluirse dentro de la descripción del sismo de diseño según el tipo de perfil de suelo. De la Figura 4-123, Figura 4-124 y Figura 4-125 se pueden extraer los valores de coeficientes para la elaboración del espectro de aceleraciones resumidos en la Tabla 4-52.

Figura 4-123. Aceleración Pico Horizontal del Terreno con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años expresada en la aceleración de la gravedad (g).



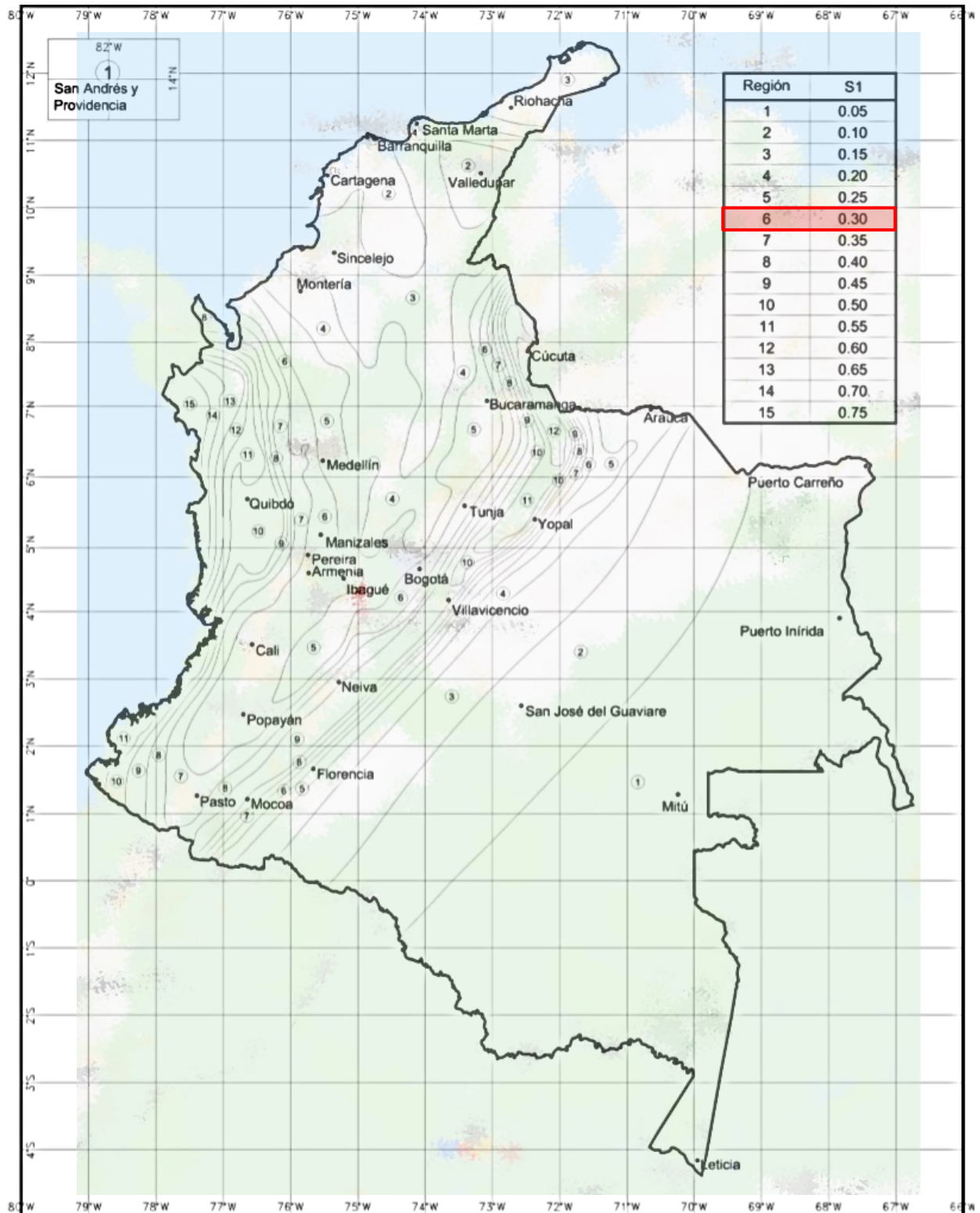
Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Figura 3.10.2.1-1 y Google Maps.

Figura 4-124. Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un T de 0.2s para ξ del 5% y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años expresada en g.



Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Figura 3.10.2.1-2 y Google Maps.

Figura 4-125. Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un T de 1s para ξ del 5% y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años expresada en g.



Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Figura 3.10.2.1-3 y Google Maps.

Tabla 4-52. Coeficientes para construcción de espectro de Aceleraciones.

Coeficientes		Región	Valor
Aceleración Pico del Terreno	PGA	6	0.3 g
Coeficiente de Período Corto	S _s	6	0.6 g
Coeficiente de Período Largo	S ₁	6	0.3 g

Nota. Autoría propia.

4.6.4.3.2 Tipo De Perfil De Suelo

El desempeño del puente durante un sismo está fuertemente relacionado con las condiciones del suelo en el sitio. Los suelos pueden amplificar los movimientos del terreno en la roca subyacente, a veces con factores de dos o más, dependiendo del tipo de perfil del suelo en el sitio y de la intensidad de la vibración en la roca. Los sitios se clasifican por tipo y perfil con el fin de definir la amenaza sísmica total, que se cuantifica como el producto entre la amplificación del suelo y la intensidad de la vibración en la roca.

Por tal motivo, para este procedimiento el tipo de perfil de suelo se clasifica según el estudio geofísico teniendo en cuenta los siguientes resultados:

- Se estableció en el subsuelo la presencia de dos unidades geológicas que corresponden a depósitos aluviales (Qal), que reposan en forma discordante sobre areniscas arcillosas que hacen parte de la Formación Honda (Tsh).
- En la línea sísmica 1, el depósito aluvial alcanzó espesores entre 5 y 6 metros, con velocidad promedio de 497 m/s; las areniscas de la Formación Honda registraron una velocidad de 1663 m/s.
- En la línea sísmica 2, el depósito aluvial alcanzó espesores entre 4 y 5.5 metros, con velocidad promedio de 613 m/s; las areniscas de la Formación Honda registraron una velocidad de 1631 m/s.
- En la línea sísmica 3, el depósito aluvial alcanzó espesores entre 8 y 12 metros, con velocidad promedio de 754 m/s; las areniscas de la Formación Honda registraron velocidades que variaron entre 1756 y 2138 m/s.
- En la línea sísmica 4, el depósito aluvial alcanzó espesores entre 8 y 9 metros, con velocidad promedio de 820 m/s; las areniscas de la Formación Honda registraron velocidades que variaron entre 1825 y 2437 m/s.

- En la línea sísmica 5, el depósito aluvial alcanzó espesores entre 6 y 7 metros, con velocidad promedio de 640 m/s; las areniscas de la Formación Honda registraron una velocidad de 2054 m/s.

Con base en lo anterior y según la Tabla 4-53 se puede clasificar el perfil de suelo de manera conservadora para las pilas del puente como tipo C.

Tabla 4-53. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > \bar{v}_s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w $\geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) > \bar{s}_u
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Nota.

\bar{v}_s = velocidad promedio de la onda de cortante para los 30 m superiores del perfil de suelo.

N = número de golpes promedio del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) en golpes/pie, (Norma ASTM D1586) para los 30 m superiores del perfil de suelo.

\bar{s}_u = resistencia promedio al cortante no drenado para los 30 m superiores del perfil de suelo en MPa [Norma NTC 1527 (ASTM D2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D2850)].

IP = índice de plasticidad (Norma ASTM D4318).

ω = contenido de humedad (Norma ASTM D2216).

Tomado de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Tabla A.2.4-1.

4.6.4.3.3 Factores De Sitio

A partir de la clasificación anterior y con los resultados de la Tabla 4-52 es posible determinar los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v especificados en la Tabla 4-54, Tabla 4-55 y Tabla 4-56.

Tabla 4-54. Valores del factor de Sitio, F_{pga} , en el período de vibración cero del espectro de aceleraciones.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos <small>(Véase la Nota 1)</small>				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Tabla 3.10.3.2-1.

Tabla 4-55. Valores del factor de sitio, F_a , en el intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones.

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de $0.2s$ <small>(Véase la Nota 1)</small>				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Nota. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_s , lo que resulta para un $S_s=0.60$ en un valor de $F_a=1.16$. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Tabla 3.10.3.2-2.

Tabla 4-56. Valores del factor de sitio, F_v , en el intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones.

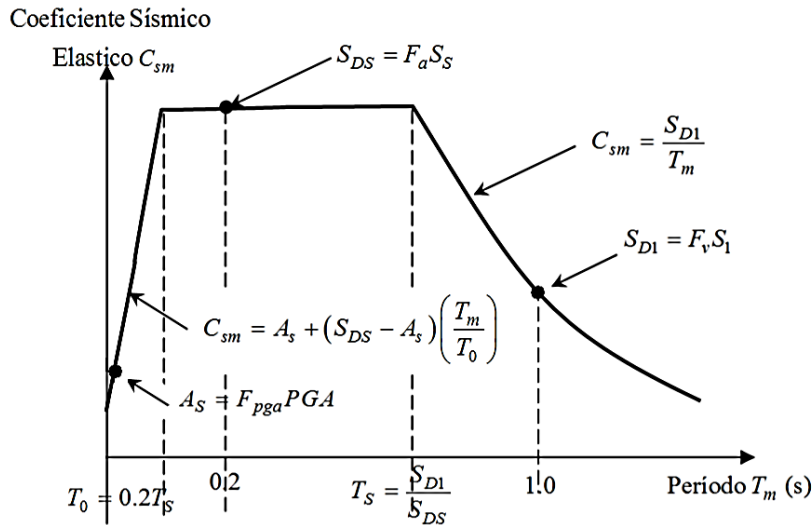
Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de $1.0s$ <small>(Véase la Nota 1)</small>				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Tabla 3.10.3.2-3.

4.6.4.3.4 Espectro De Aceleraciones

El espectro de diseño para 5% de amortiguamiento (Figura 4-126), se elabora calculando el coeficiente elástico de respuesta sísmico, C_{sm} (Tabla 4-57), para diferentes valores de período.

Figura 4-126. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento.



Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Figura 3.10.4.1-1.

Tabla 4-57. Cálculo del Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica, C_{sm} según el valor del período, T .

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \cdot \frac{T_m}{T_0} \quad \rightarrow \quad T \leq T_0 \quad (4-53)$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad \rightarrow \quad T_0 \leq T \leq T_s \quad (4-54)$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \rightarrow \quad T \geq T_s \quad (4-55)$$

Nota.

$$A_s = F_{pga} \cdot PGA$$

$$S_{DS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1$$

T = período de vibración del modo de vibración en segundos.

T_0 = período de vibración de referencia empleado para definir la forma espectral e igual a 0.2 segundos.

T_s = período de vibración que define el punto en el cual el espectro de aceleraciones cambia de la zona donde es independiente del período a ser inversamente proporcional al período = S_{D1}/S_{DS} , en segundos.

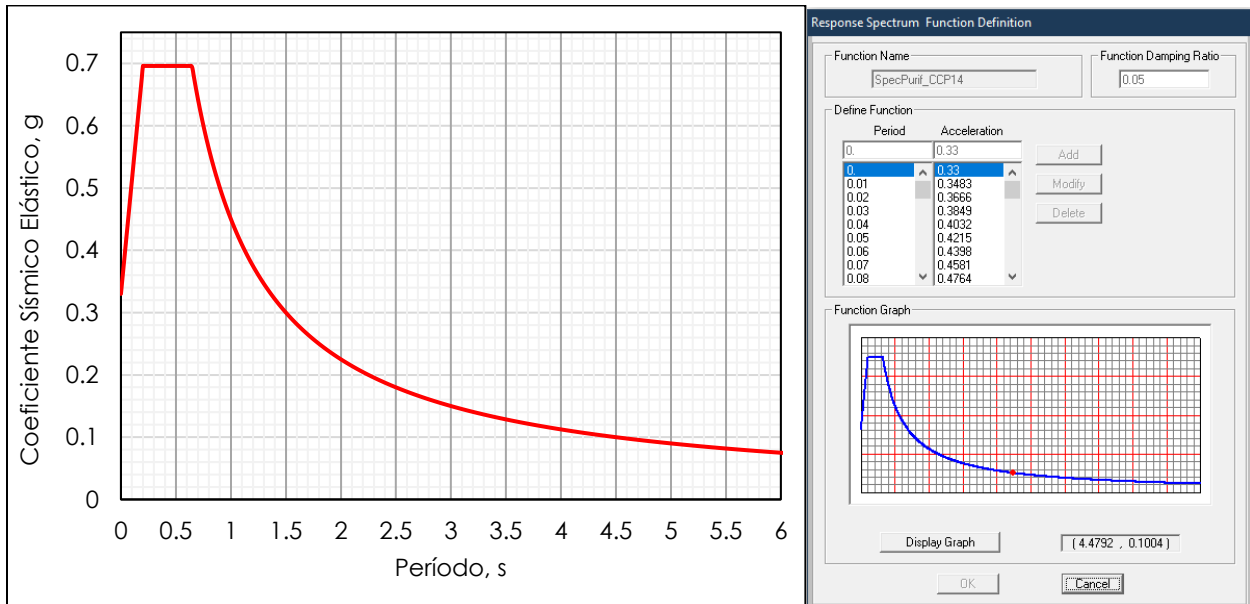
A su vez, el coeficiente elástico de respuesta sísmica se calcula usando los valores obtenidos de los mapas para los coeficientes PGA, S_s y S_1 , escalados por los factores de sitio del período cero, del intervalo corto de períodos y del intervalo de períodos largos.

Tabla 4-58. Factores para Espectro de Aceleraciones.

F_{pga}	F_a	F_v	A_s	S_{DS}	S_{D1}	T_s	T_0
1.1	1.16	1.5	0.33 g	0.696 g	0.45 g	0.64655 s	0.12931 s

Nota. Autoría propia.

Figura 4-127. Espectro de aceleraciones para 5% de amortiguamiento.



Nota. Autoría propia.

4.6.4.3.5 Zona De Desempeño Sísmico

Así mismo, es posible asignarle una zona de desempeño sísmico al puente según el valor S_{D1} , estas zonas sísmicas reflejan la variación del riesgo sísmico en el país y son usadas para permitir determinar los requisitos mínimo para métodos de análisis (Tabla 4-61), longitudes mínimas de apoyos, detalles y procedimientos de diseño.

Tabla 4-59. Zonas de desempeño sísmico.

Coefficiente de aceleración espectral S_{D1}	Zona de Desempeño Sísmico
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Tabla 3.10.6-1.

4.6.4.3.6 Requisitos mínimos de análisis

Los requisitos mínimos de análisis deben ser los que se especifican en la Tabla 4-61, se puede usar un procedimiento de análisis más riguroso en lugar del mínimo recomendado.

Según el Artículo 3.10.5 de la CCP-14 (Norma Colombiana de Diseño de Puentes, 2014)

determina que la clasificación operacional del puente puede ser una de las siguientes:

- Ordinario (Otros puentes), para puentes que son diseñados para proteger la vida ante un sismo de diseño con un período de retorno de 1000 años. Su comportamiento esperado implica que resistan sismos pequeños sin daños importantes y para el sismo de diseño sufra grandes daños sin colapso.
- Esencial, para puentes que como mínimo deben permanecer abiertos para el paso de vehículos de emergencia y seguridad inmediatamente después del sismo de diseño con una período de retorno de 1000 años.
- Crítico, para puentes de gran envergadura que deben permanecer abiertos para cualquier tipo de tráfico después del sismo de diseño de 1000 años de período de retorno y permitir el paso de vehículos de emergencia y seguridad inmediatamente después de un sismo de grandes dimensiones caracterizado por un período de retorno de 2500 años.

Dentro de las cuáles se puede clasificar como un puente esencial, pues es una estructura vial de importancia para el municipio, pero que en todo caso cuenta con vías alternas en caso de cierre.

Por otro lado, la regularidad es función del número de luces y de la distribución del peso y rigidez. Los puentes regulares tienen menos de siete luces; no tienen cambios abruptos o inusuales en el peso, rigidez, o geometría; y tampoco grandes cambios en estos parámetros entre luces o entre apoyos, excluyendo los estribos. Lo que permite considerarlo como un puente “regular”.

Tabla 4-60. Requisitos para puentes regulares.

Parámetro	Valor				
Número de luces	2	3	4	5	6
Máximo ángulo de subtendido para puentes curvos	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de luz a luz	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigideces de pórticos de apoyo y pilas [Bent/pier] de luz a luz	-	4	4	3	2

Nota. El puente que satisfaga estos requisitos se puede considerar puente “regular”. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014, 2014. Tabla 4.7.4.3.1-2.

Para el puente se realizará el análisis por medio del método elástico multimodal, teniendo en cuenta que se trata de un puente esencial, regular y en zona de desempeño sísmico 3. El número de modo incluidos en el análisis debe ser por lo menos tres veces el número de luces del modelo y se debe usar el espectro de diseño sísmico que se especifica en el Artículo 3.10.4 de la CCP-14 (Norma Colombiana de Diseño de Puentes, 2014).

Tabla 4-61. Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos.

Zona Sísmica	Puentes de una sola luz	Puentes de múltiples luces					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Nota.

- * no se requiere análisis sísmico
- UL método elástico de fuerza uniforme
- SM método elástico de un solo modo
- MM método elástico multimodal
- TH método de respuesta contra el tiempo

Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014, 2014. Tabla 4.7.4.3.1-1.

Las fuerzas y desplazamientos en los miembros se pueden estimar combinando los respectivos valores de las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento, o desplazamiento relativo) de los modos individuales usando el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

4.6.4.3.7 Factor De Modificación De Respuesta

Según el Artículo 3.10.9.4 de la CCP-14 (Norma Colombiana de Diseño de Puentes, 2014) para estructuras localizadas en las Zonas 3 y 4, las fuerzas de diseño de cada componente deben ser las menores de las determinadas usando fuerzas de diseño modificadas o fuerzas inelásticas en la articulación plástica, y debido a que se demostró que el puente se diseñó bajo una filosofía elástica, es más coherente determinar estas fuerzas a partir de la primera disposición de la norma.

Las fuerzas de diseño modificadas deben determinarse para todos los componentes incluyendo pórticos sobre pilas y muros de contención (excepto para las cimentaciones cuyo R será igual a 1.0), dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas por el factor de modificación de respuesta, R, apropiado especificado en la Tabla 4-62. Sin embargo, dado que no se trata de una estructura nueva y considerando su antigüedad y estado actual, no se considera apropiado asignar al coeficiente de modificación de respuesta un valor de 3.5, por lo cual, se usará 1.5 considerando este un valor más conservador y acorde a la realidad de la estructura.

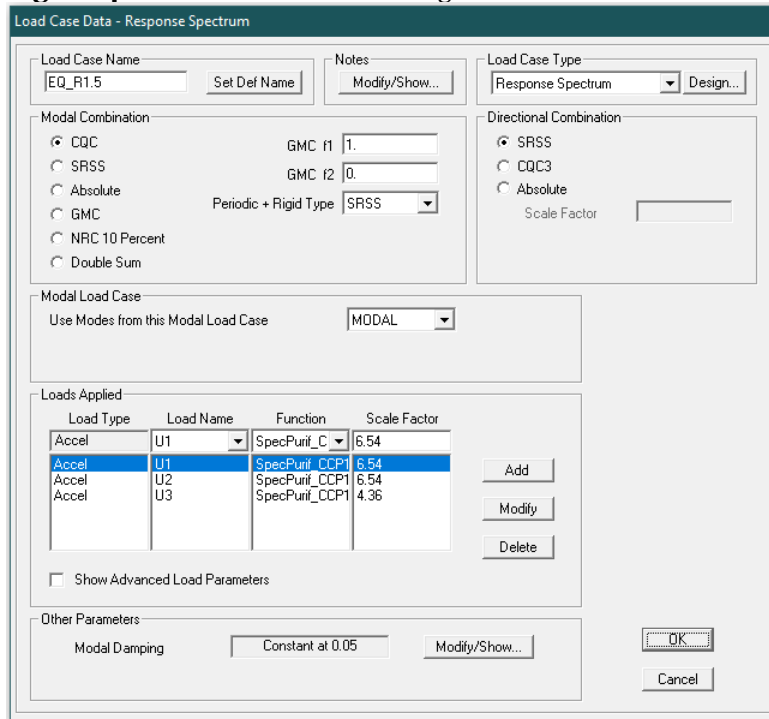
Tabla 4-62. Factores de Modificación de Respuesta - Subestructuras.

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de concreto reforzado			
• Pilas verticales únicamente	1.5	2.0	3.0
• Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto			
• Pilas verticales únicamente	1.5	3.5	5.0
• Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Tabla 3.10.7.1-1.

En la Figura 4-128 se muestra la manera en que se ingresa este factor de modificación de respuesta sísmica en el software de análisis estructural.

Figura 4-128. Definición de las Cargas Sísmicas en SAP2000.



Nota. Autoría propia.

4.6.4.4 Cargas de Viento

De manera similar a la cargas sísmicas, para la fecha de construcción del puente (1957-1958) no se tenía información, ni caracterización de zonas con velocidades de vientos en el país (mapas de amenaza eólica). Según Daniel et al. (2015), el archivo de información meteorológica de Colombia inició en 1969 con la creación del Sistema Nacional de Meteorología e Hidrología;

luego, en 1976 a través del Decreto No. 2259 del 22 de octubre se creó en Colombia el Instituto Colombiano de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras (HIMAT), el cual se encargó de las redes de estaciones meteorológicas del país. Posteriormente, en 1984, el CCCSR-84 (Código Colombiano de Construcción Sismoresistente, 1984) en el artículo B.6.4.2 consideró indistintamente una velocidad de 100km/h para todo el territorio nacional. Y fue hasta 1987 (casi 30 años después de la construcción del puente) que comenzaron a asomar los primeros valores de velocidades básicas de viento más realistas, establecidos principalmente para el diseño de torres de transmisión a partir de estudios adelantados por Consultoría Colombiana Ltda. (I.I.E. S.A., 1987) y Fedestructuras (Federación Colombiana de Fabricantes de Estructuras Metálicas, 1987); y que sirvieron para desarrollar el mapa de amenaza eólica de Colombia incluido en la NSR-98 y posteriormente en la NSR-10.

Por todo lo anterior, se presume que, si el puente se diseñó frente a cargas eólicas (situación que no se sabe con certeza al no disponer de memorias de cálculo) habría usado lineamientos de la normativa estadounidense AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges” de 1953. En todo caso, se reitera que el objetivo del estudio no es reacondicionar el puente a una normativa específica, se analizará la estructura para tener una noción básica de su comportamiento frente al viento, según los parámetros antiguos de la AASHTO 1949 (al no disponer de la versión 1953) y los vigentes en el país del CCP-14, para este último se consideraron métodos de análisis básicos (teniendo en cuenta que hay métodos más avanzados como túnel de viento).

4.6.4.4.1 *Standard Specifications for Highway Bridges, 1949*

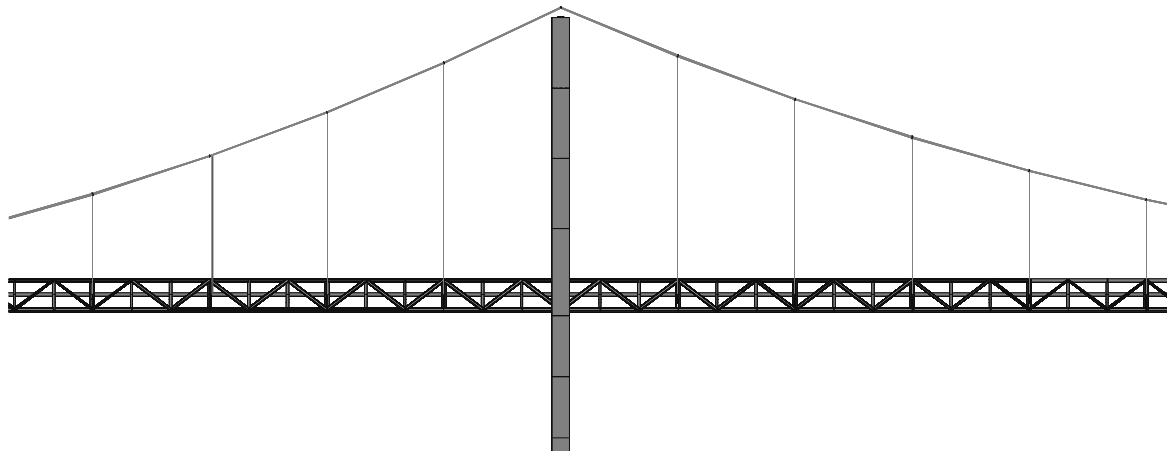
Según la American Association of State Highway Officials (1949) en el Artículo 3.2.14 del “Standard Specifications for Highway Bridges”, la fuerza de viento sobre la estructura deberá asumirse como una carga horizontal en movimiento igual a 30 lb/ft² (0.00144 MPa) sobre 1 1/2 veces el área de la estructura en una vista en elevación (Figura 4-129), incluyendo el tablero y barandas y sobre 0.5 veces el área de todas las cerchas o vigas que excedan una cantidad de dos en la luz. En todo caso, la fuerza de viento total asumida no deberá ser menor de 300lb/ft (0.41 kN/m) a barlovento y 150 lb/ft (0.20 kN/n) a sotavento.

Tabla 4-63. Cargas de Viento según AASHTO 1949.

Sección	h	Barlovento			Sotavento		
		P _D	Carga Viento		P _D	Carga Viento	
			MPa	kN/m		kN/m	MPa
CS1	260	0.00144	0.37	0.41	0.00072	0.19	0.20
CS2	269	0.00144	0.39	0.41	0.00072	0.19	0.20
CS2R	280	0.00144	0.40	0.41	0.00072	0.20	0.20
CI3	320	0.00144	0.46	0.46	0.00072	0.23	0.23
CI3R	320	0.00144	0.46	0.46	0.00072	0.23	0.23
CI4	320	0.00144	0.46	0.46	0.00072	0.23	0.23
CI4R	320	0.00144	0.46	0.46	0.00072	0.23	0.23
D1	160	0.00144	0.23	0.41	0.00072	0.12	0.20
D2	160	0.00144	0.23	0.41	0.00072	0.12	0.20
D3	180	0.00144	0.26	0.41	0.00072	0.13	0.20
D4	180	0.00144	0.26	0.41	0.00072	0.13	0.20
D5	220	0.00144	0.32	0.41	0.00072	0.16	0.20
D6	200	0.00144	0.29	0.41	0.00072	0.14	0.20
D7	240	0.00144	0.35	0.41	0.00072	0.17	0.20
D8	260	0.00144	0.37	0.41	0.00072	0.19	0.20
ARRI	-	0.00144	0.00	0.00	0.00072	0.00	0.00
ARRV	-	0.00144	0.00	0.00	0.00072	0.00	0.00
TCOL	1400	0.00144	2.02	2.02	0.00072	1.01	1.01
TV1	-	0.00144	-	-	0.00072	-	-
TV2	-	0.00144	-	-	0.00072	-	-
TARR1	-	0.00144	-	-	0.00072	-	-
TARR2	-	0.00144	-	-	0.00072	-	-
TM	-	0.00144	-	-	0.00072	-	-
Tablero	240	0.00144	0.35	0.41	0.00072	0.17	0.20
VTA	-	0.00144	-	-	0.00072	-	-
VTB	-	0.00144	-	-	0.00072	-	-
VTE	-	0.00144	-	-	0.00072	-	-
M1	63.8	0.00144	0.09	0.41	0.00072	0.05	0.20
M2	41.92	0.00144	0.06	0.41	0.00072	0.03	0.20

Nota. Autoría propia.

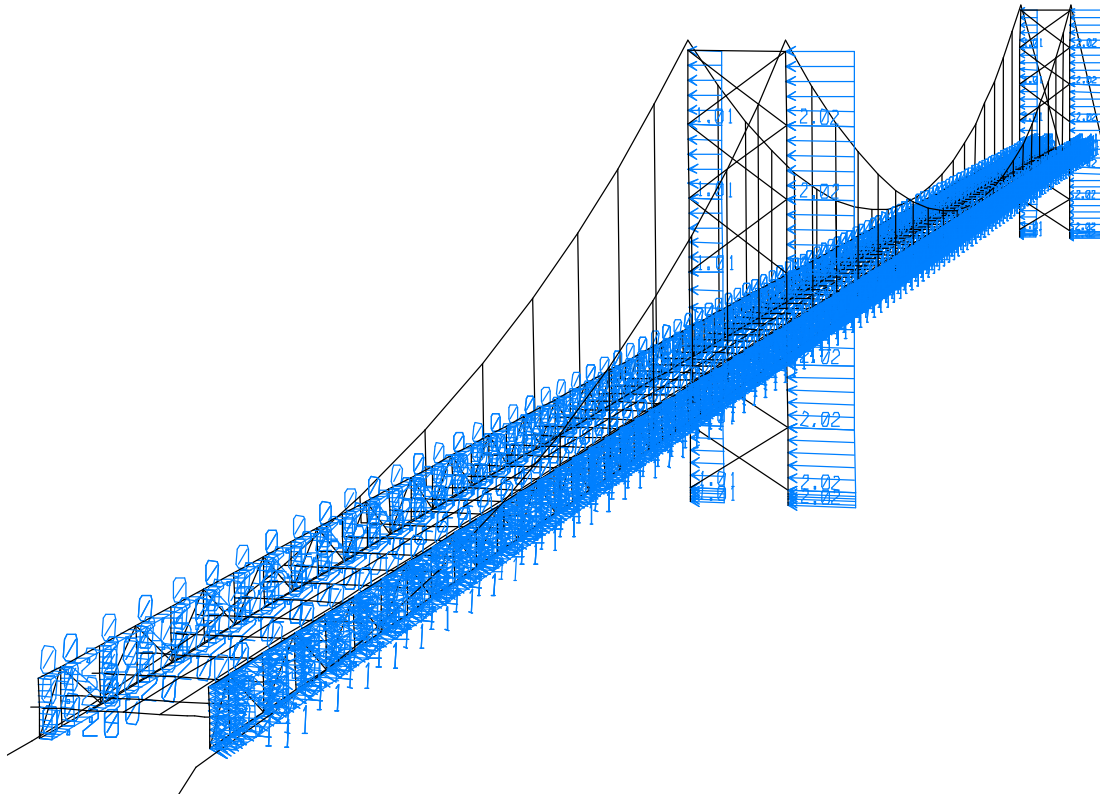
Figura 4-129. Vista en elevación de una sección de la estructura.



Nota. Autoría propia

En la siguiente imagen (Figura 4-130) se presenta un esquema de la adición de las fuerzas en el modelo estructural, en la que se evidencia la inclusión de las fuerzas de viento, siendo las fuerzas de presión de viento a barlovento más grandes que las de sotavento.

Figura 4-130. Aplicación de cargas de viento en el modelo estructural.



Nota. Autoría propia.

4.6.4.4.2 Normativa CCP-14

○ **Presión Horizontal de Viento**

Según la Norma Colombiana de Diseño de Puentes (2014), debe asumirse que la presión horizontal de viento es causada por una velocidad de viento básica de diseño, V_B , de 160km/h.

i. Velocidad del Viento de Diseño. Para puentes o partes de puentes y barreras de sonido a más de 10 m por encima del nivel del terreno del agua, la velocidad de diseño del viento, V_{DZ} , debería ajustarse según la siguiente ecuación **(4.56)**.

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (4.56)$$

donde:

V_{DZ} = velocidad del viento de diseño a la elevación, Z (km/h).

V_{30} = velocidad del viento a 10000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de diseño del agua (km/h).

V_B = velocidad básica del viento de 160 km/h a 10000 mm de altura, que generan las presiones de diseño.

Z = altura de la estructura a la cual se calculan las cargas de viento medida desde el nivel del terreno, o desde el nivel del agua, >10000 mm.

V_o = velocidad de fricción, característica meteorológica del viento tomada de la Tabla 4-64, para varias características de la superficie contra el viento (km/h).

Z_o = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica del viento tomada de la Tabla 4-64 (mm).

Tabla 4-64. Valores de V_o y Z_o para varias condiciones de superficie aguas arriba.

Condición	Campo Abierto	Suburbano	Ciudad
V_o (km/h)	13.20	17.50	19.30
Z_o (m)	0.07	1.00	2.50

Nota. Tomado de Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014. Tabla 3.8.1.1-1.

De esta manera, teniendo en cuenta que aguas arriba del puente se tiene un terreno plano descampado (campo abierto), que el galibo del puente es de 12.05 m, y que a falta de mejores criterios se supone $V_{30}=V_B=160$ km/h se obtiene:

$$V_{DZ}=2.5 (13.20) \left(\frac{160}{160}\right) \ln\left(\frac{12050}{70}\right)=169.9 \text{ km/h}$$

ii. Presión del Viento sobre la Estructura. A falta de datos más precisos, la presión del viento puede determinarse a partir de la siguiente ecuación (4.57).

$$P_D=P_B \frac{V_{DZ}^2}{25600} \quad (4.57)$$

donde:

P_B = presión de viento básica, para cerchas, columnas y arcos, 0.0024 MPa en el plano de barlovento y 0.0012 MPa en el plano de sotavento.

V_{DZ} = velocidad del viento de diseño a la altura del galibo del puente, 170 km/h.

Obteniendo:

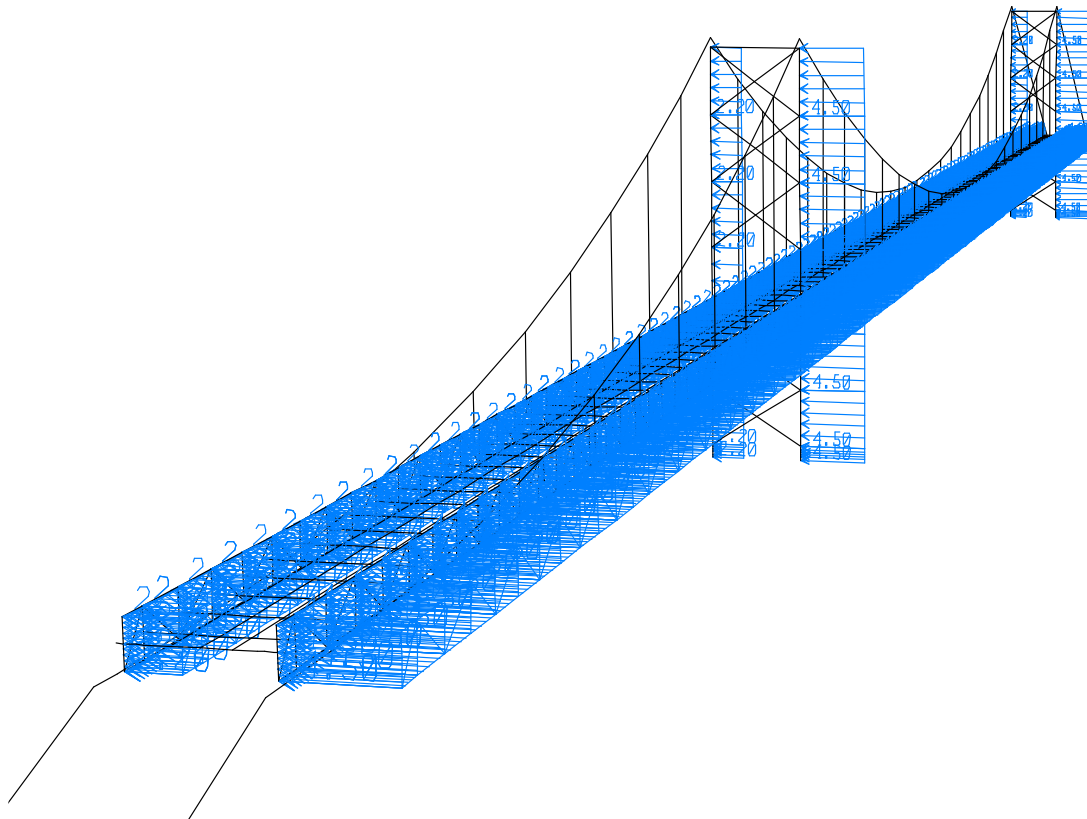
A barlovento:
$$P_D = 0.0024 \frac{170^2}{160^2} = 0.0027 \text{ MPa}$$

A sotavento:
$$P_D = 0.0012 \cdot \frac{170^2}{160^2} = 0.0014 \text{ MPa}$$

En todo caso, la carga total de viento no debe ser menor que 4.5 kN/m en el plano de barlovento de una cuerda de cercha o arco y 2.2 kN/m en el plano de sotavento, y no menor que 4.5kN/m sobre vigas.

Con estos resultados se aplica la carga de viento básica en los elementos de la superestructura, suponiéndola uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento (Figura 4-129). Esta área debe ser la suma de las áreas de todos los componentes, como se ven en una vista en alzada perpendicular a la dirección supuesta del viento, incluyendo el sistema de piso, las barandillas y las barreras de sonido.

Figura 4-131. Aplicación de cargas de viento según CCP-14 en el modelo estructural.



Nota. Autoría propia.

Tabla 4-65. Valores de Presión de Viento a Barlovento y Sotavento según Geometría del Elemento.

Sección		h	Barlovento				Sotavento		
			P _D		Carga Viento		P _D		Carga Viento
			mm	MPa	kN/m	kN/m	MPa	kN/m	kN/m
CS1	Cordón Superior Tipo 1	260	0.0027	0.70	4.50	0.0014	0.36	2.20	
CS2	Cordón Superior Tipo 2	269	0.0027	0.73	4.50	0.0014	0.38	2.20	
CS2R	Cordón Superior Tipo 2	280	0.0027	0.76	4.50	0.0014	0.39	2.20	
CI3	Cordón Inferior Tipo 3	320	0.0027	0.86	4.50	0.0014	0.45	2.20	
CI3R	Cordón Inferior Tipo 3	320	0.0027	0.86	4.50	0.0014	0.45	2.20	
CI4	Cordón Inferior Tipo 4	320	0.0027	0.86	4.50	0.0014	0.45	2.20	
CI4R	Cordón Inferior Tipo 4	320	0.0027	0.86	4.50	0.0014	0.45	2.20	
D1	Diagonal Tipo 1	160	0.0027	0.43	4.50	0.0014	0.22	2.20	
D2	Diagonal Tipo 2	160	0.0027	0.43	4.50	0.0014	0.22	2.20	
D3	Diagonal Tipo 3	180	0.0027	0.49	4.50	0.0014	0.25	2.20	
D4	Diagonal Tipo 4	180	0.0027	0.49	4.50	0.0014	0.25	2.20	
D5	Diagonal Tipo 5	220	0.0027	0.59	4.50	0.0014	0.31	2.20	
D6	Diagonal Tipo 6	200	0.0027	0.54	4.50	0.0014	0.28	2.20	
D7	Diagonal Tipo 7	240	0.0027	0.65	4.50	0.0014	0.34	2.20	
D8	Diagonal Tipo 8	260	0.0027	0.70	4.50	0.0014	0.36	2.20	
ARRI	Arriostre	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
ARRV	Viga Inferior Arriostre	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
TCOL	Columna Torre	1400	0.0027	3.78	4.50	0.0014	1.96	2.20	
TV1	Viga Torre Tipo 1	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
TV2	Viga Torre Tipo 2	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
TARR1	Arriostrado Torre Tipo 1	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
TARR2	Arriostrado Torre Tipo 2	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
TM	Vertical Torre	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
Bordillo	Bordillo	400	0.0027	1.08	4.50	0.0014	0.34	2.20	
VTA	Sección Viga Apoyo	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
VTB	Sección Viga Apoyo	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
VTE	Sección Viga Apoyo	-	0.0027	-	-	0.0014	-	-	
M1	Montante Tipo 1	63.8	0.0027	0.17	4.50	0.0014	0.09	2.20	
M2	Montante Tipo 2	41.92	0.0027	0.11	4.50	0.0014	0.06	2.20	

Nota. h corresponde a la altura a la vista en dirección paralela al viento. Autoría propia.

○ **Inestabilidad Aeroelástica**

El puente tiene una relación vano/profundidad (208 m/7.4 m) de 28 menor de 30, lo que permite disminuir su probabilidad de ser sensible al viento, sin embargo, esto es únicamente una declaración simple por la complejidad de los análisis necesarios para una evaluación más a fondo de la aeroelasticidad estructural. El valor de 30 es un parámetro arbitrario útil solo para identificar casos probablemente sensibles al viento.

Si se requiriera ahondar más (algo que no está dentro del alcance para el estudio); para determinar esta sensibilidad y sus efectos, para puentes flexibles, podrían ser necesarios estudios especiales basados en información de túnel de viento. Los ensayos de túnel de viento de puentes representan una tecnología altamente avanzada, que puede usarse para estudiar las características de respuesta al viento de un modelo estructural, de tal manera que podría obtenerse estimativos más precisos de las presiones de viento y determinar la probabilidad de ocurrencia de fenómenos aeroelásticos como excitación de vórtices, galope, flameo y divergencia.

4.6.5 Combinaciones de Carga

4.6.5.1 Análisis Sísmico

Se analizó su comportamiento sísmico solo para tener una noción de su respuesta según los parámetros sísmicos vigentes en el país, por tanto, se usará la norma CCP-14 para este análisis, variando el vehículo de análisis por el 3S3. Para efectos de la evaluación dinámica se usará la combinación “Evento Extremo 1”, combinación de carga que incluye sismo, usando los factores para carga de componentes y accesorios de 0.9.

$$\text{Evento Extremo I} = \gamma_p(\text{DC}+\text{DW}) + \gamma_{\text{EQ}} (\text{LL})+ 1.0 (\text{EQ}) \quad \mathbf{(4.58)}$$

donde:

γ_p = factor para carga permanente, asumido como 0.9,

DC= peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales,

DW=peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones,

γ_{EQ} = factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas, asumido como 0.5, esto implica una probabilidad baja de concurrencia de la máxima carga viva vehicular y eventos extremos;

LL= carga viva vehicular, y

EQ=carga sísmica.

4.6.5.2 Análisis de Cargas de Viento

De manera similar al caso sísmico, se analizó el comportamiento frente a cargas de viento solo para tener una noción de su respuesta según algunos parámetros normativos, por tanto, se usó la norma CCP-14 y la norma SSHB-49 para este análisis (no se cuenta con la normativa SSHB-53 pero se presume que por la diferencia en tiempo de 4 años no habría cambios significativos).

Una vez aplicadas las cargas en el modelo estructural del puente, se procede a realizar la combinación de carga apropiada según la Norma Colombiana de Diseño de Puentes, Servicio I – combinación de carga relacionada con la operación normal de uso del puente con los valores de viento estipulados por la SSBH-53 y también la norma CCP-14 y con todas las cargas tomadas en sus valores nominales.

$$\text{Servicio I} = 1.00 (\text{DC} + \text{DW}) + 1.00 (\text{LL} + \text{IM}) + 0.30 (\text{WS}) \quad (4.59)$$

donde:

DC= peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales,

DW=peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones,

LL= carga viva vehicular,

IM= incremento de carga dinámica vehicular (en el caso que aplique), y

WS= carga de viento sobre la estructura.

4.6.5.3 Análisis frente a Cargas Móviles Vehiculares

Para el análisis estructural se consolidaron los resultados arrojados por el software de análisis para cada uno de los casos de carga viva determinados: H20-44, CCP-14, vehículo 3S3 y vehículo con restricción actual (30t), en combinación con la carga muerta y se estudiaron las sollicitaciones y esfuerzos en los elementos para posteriormente compararlos con los esfuerzos admisibles, lo que permite determinar si se presentan sobrecargas por corte, flexión o fuerza

axial.

Para efectos de esta evaluación se usará la combinación de carga “Servicio 1”, relacionada con la operación normal de uso del puente y en la que se incluirá para efectos del análisis las cargas nominales debidas al peso propio de componentes y accesorios, y a las cargas móviles vehiculares.

$$\text{Servicio I} = 1.0 (\text{DC} + \text{DW}) + 1.0 (\text{LL} + \text{IM}) \quad (4.60)$$

donde:

DC= peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales.

DW= peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones.

LL= carga viva vehicular.

IM= incremento de carga dinámica vehicular (en el caso que aplique).

4.6.6 Análisis Estructural – Condición Sin Reparación

El análisis estructural se realiza utilizando el programa SAP 2000 a partir de un modelo matemático elaborado con la geometría recopilada en campo del levantamiento topográfico detallado y teniendo en cuenta una reducción del área de los elementos deteriorados identificados en Afectaciones Críticas. Primeramente, se determinará la resistencia de los elementos estructurales de la superestructural del puente, en términos de esfuerzos admisibles según lo concebido en Metodología de Diseño, así mismo se analizarán diferentes casos de carga para conocer la respuesta de la estructura.

4.6.6.1 Convenciones para el Análisis Estructural

Dentro de los resultados se analizarán las fuerzas internas en los elementos para los siguientes tipos de esfuerzos:

- ✓ Compresión y tensión pura (P): se determinó su magnitud y si los elementos del puente están sometidos a tensión (signo positivo “+”) o compresión (signo negativo “-”), con relación a los esfuerzos máximos permitidos según la norma en este tipo de elementos.
- ✓ Flexión (f_b) y cortante (f_v): para elementos sometidos a flexión y cortante se aplicaron los criterios de las normas relacionadas anteriormente.

- ✓ Para elementos que estén sometidos a solicitaciones combinadas se analizará la acción mutua de estos esfuerzos de acuerdo con las consideraciones de las ecuaciones de interacción.

Los resultados del análisis estructural consignados en tablas y gráficas presentan la siguientes nomenclaturas:

4.6.6.1.1 Información general de los elementos.

- ID: Número de identificación del elemento (“frame”) en la modelización estructural.
- Frame: Traducción de “elemento estructural” en la modelización estructural.
- Tipo: Presenta la designación del perfil según la clasificación de su geometría y del lugar y/o función que ocupan en la estructura.

4.6.6.1.2 Resistencia del elemento estructural.

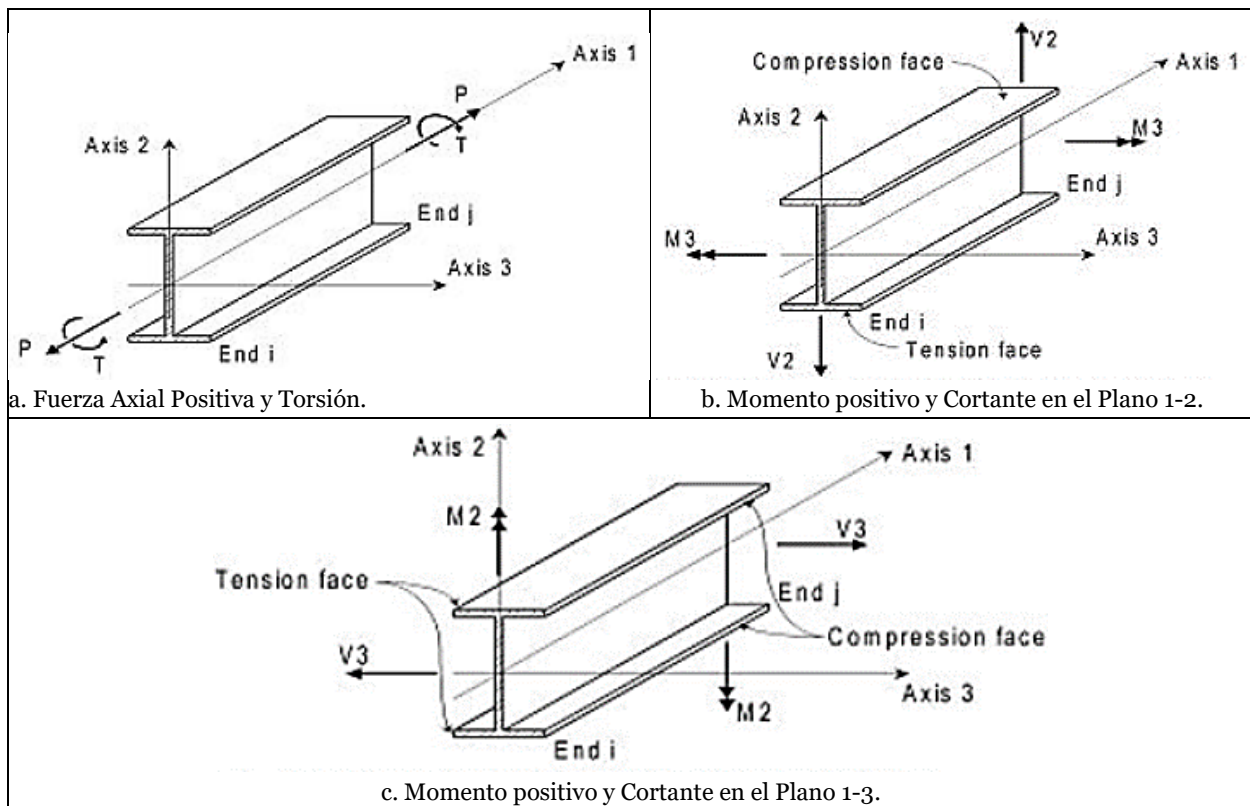
- F_a : esfuerzo axial de compresión admisible.
- F_t : esfuerzo axial de tensión admisible.
- F_{bMaj} : esfuerzo de flexión admisible sobre el eje mayor del elemento.
- F_{bMin} : esfuerzo de flexión admisible sobre el eje menor del elemento.
- F_{eMaj} : esfuerzo crítico de pandeo sobre el eje mayor del elemento.
- F_{eMin} : esfuerzo crítico de pandeo sobre el eje menor del elemento.
- F_{vMaj} : esfuerzo de corte admisible sobre el eje mayor del elemento.
- F_{vMin} : esfuerzo de corte admisible sobre el eje menor del elemento.

4.6.6.1.3 Demanda en los elementos estructurales – Solicitaciones.

- P : carga axial en el elemento, la tensión se nota con un signo positivo mientras que la compresión con signo negativo.
- V_2 : fuerza cortante en el plano 1-2 del elemento, dirección principal.
- V_3 : fuerza cortante en el plano 1-3 del elemento, dirección del eje débil.
- M_{22} : momento flector en el plano 1-3 (alrededor del eje 2).
- M_{33} : momento flector en el plano 1-2 (alrededor del eje 3).

En la Figura 4-132, se presentan de manera gráfica las convenciones de las solicitaciones en los elementos estructurales según su eje de actuación.

Figura 4-132. Fuerzas y momentos en el elemento indicando el sentido positivo



Nota. Fuerzas internas en Elementos [Imagen], por CSI América. Recuperado de http://docs.csiamerica.com/help-files/etabs/Output_Conventions/Frame_Element_Internal_Forces.html.

4.6.6.1.4 Demanda en los elementos estructurales – Esfuerzos Actuantes

- f_a : esfuerzo axial ya sea a compresión o en tensión.
- f_{bMajor} : esfuerzo normal de flexión en la dirección principal.
- f_{bMinor} : esfuerzo normal de flexión en el eje débil del elemento.
- f_{vMajor} : esfuerzo de corte en la dirección principal del elemento.
- f_{vMinor} : esfuerzo de corte en dirección del eje débil del elemento.

4.6.6.1.5 Índice de Sobreesfuerzo en Elementos -Demanda/Capacidad

Posteriormente, se analizaron todas las sollicitaciones producidas por los diferentes tipos de carga con relación a la resistencia del elemento, para determinar el índice de sobreesfuerzo en los elementos estructurales del puente para cada caso.

- $V_{Major} = f_{vMajor}/F_{vMajor}$
- $V_{Minor} = f_{vMinor}/F_{vMinor}$

- $M_{Major} = f_{bMajor}/F_{bMajor}$
- $M_{Minor} = f_{bMinor}/F_{vMinor}$
- $P_R = f_a / (F_t \text{ o } F_a)$ dependiendo la sollicitación que gobierna el elemento.
- PMM: en la evaluación de los índices de sobreesfuerzo a fuerza axial/momento biaxial se toman en cuenta secciones (o estaciones como se llama en el programa de análisis estructural) a lo largo de la longitud del elemento, primero se calcula para cada combinación la relación fuerza/momento actuantes en el elemento y su sobreesfuerzo correspondiente. Luego, las relaciones de sobreesfuerzo se evalúan en cada estación bajo la influencia de todas las combinaciones de carga, usando las respectivas ecuaciones de interacción definidas anteriormente en Revisión de Elementos a Flexo-Compresión. Posteriormente, de las estaciones analizadas se obtiene la relación de sobreesfuerzo que gobierna.

Se siguió una notación de color similar a la del programa de análisis estructural para facilidad de interpretación, que sigue los patrones de colores que continuación se presentan:

- **Rojo:** para relaciones de esfuerzos mayores de 0.95.
- **Naranja:** para relaciones de esfuerzos mayores de 0.9 y menores o iguales a 0.95
- **Amarillo:** para relaciones de esfuerzos mayores de 0.7 y menores o iguales a 0.9
- **Verde:** para relaciones de esfuerzos mayores de 0.5 y menores o iguales a 0.7
- **Azul:** para relaciones de esfuerzos entre 0 y 0.5

Por tal motivo, los elementos resaltados en **ROJO** en el modelo estructural representan relaciones de esfuerzos mayores de 0.95, en relación con las diferentes combinaciones de carga contempladas con diferentes consideraciones de cargas móviles, lo que significa que estos elementos se verían sobreesforzados.

NOTA: cabe aclarar que, debido al volumen de resultados, solo se presentarán resultados numéricos en este apartado para el vehículo de interés, el 3S3, los demás resultados numéricos se consignarán en los Anexos.

Se presentarán a su vez, en conjunto con la gráfica una tabla resumen que permite conocer el número de secciones afectadas con el valor máximo de sobreesfuerzo, se debe aclarar que las secciones aquí consignadas en algunos casos no representan el número nominal de elementos de la estructura, debido a que para efectos de modelización un elemento se debe dividir matemáticamente en donde se conecta con otro, pero esto no necesariamente implica una

división física; por tal motivo, las cantidades en la tabla son únicamente un indicio que permite tener algunos órdenes de magnitud de elementos que se verían afectados y permite apreciar más clara la diferencia entre combinaciones de carga. Para los cordones (superior e inferior) las secciones equivalen a un tramo de elemento de longitud igual a la distancia entre montantes; para los montantes, equivale a un tramo de elemento de longitud igual desde el cordón (inferior o superior) hasta la unión con la viga travesaño, para las torres se presentan varias secciones, por lo que habría que recurrir a los resultados detallados en el anexo, para las diagonales y pendolones se podría afirmar que la sección que se indica sí representa el elemento “completo”.

4.6.6.2 Resistencia de los Elementos Estructurales

Tabla 4-66. Resultados de resistencia de los elementos estructurales del puente.

Tipo	Axial		Flexión				Cortante	
	Fa Tonf/m2	Ft Tonf/m2	FbMajor Tonf/m2	FbMinor Tonf/m2	FeMajor Tonf/m2	FeMinor Tonf/m2	FvMajor Tonf/m2	FvMinor Tonf/m2
ARRI	4683.36	17131.23	17131.23	17131.23	4683.36	4683.36	11420.82	11420.82
ARRV	7561.6	17131.23	17131.23	17131.23	191056.79	7563.26	11420.82	11420.82
CI3	15812.5	17131.23	17131.23	17131.23	131083.53	185585.65	11420.82	11420.82
CI3R	15728.19	17131.23	17131.23	17131.23	118996.88	224238.32	11420.82	11420.82
CI4	15664.97	17131.23	17131.23	17131.23	111123.81	158685.65	11420.82	11420.82
CI4R	15619.64	17131.23	17131.23	17131.23	106007.72	196956.82	11420.82	11420.82
CS1	15432.81	17131.23	17131.23	17131.23	88618.58	135936.87	11420.82	11420.82
CS2	15380.62	17131.23	17131.23	17131.23	84615.3	130332.83	11420.82	11420.82
CS2R	15359.08	17131.23	17131.23	17131.23	83052.93	198684.52	11420.82	11420.82
D1	12944.79	17131.23	17131.23	17131.23	23463.71	86856.4	11420.82	11420.82
D2	12146.18	17131.23	17131.23	17131.23	18337.8	112197.5	11420.82	11420.82
D3	13563.83	17131.23	17131.23	17131.23	29497.22	88326.59	11420.82	11420.82
D4	12926.25	17131.23	17131.23	17131.23	23316.9	116474.85	11420.82	11420.82
D5	14412.39	17131.23	17131.23	17131.23	43783.06	92009.61	11420.82	11420.82
D6	13512	17131.23	17131.23	17131.23	28891.63	120689.88	11420.82	11420.82
D7	14705.76	17131.23	17131.23	17131.23	51821.44	93639.61	11420.82	11420.82
D8	14954.29	17131.23	17131.23	17131.23	60877.23	95944.47	11420.82	11420.82
M1	16440.35	17131.23	17131.23	17131.23	372480.19	753010.2	11420.82	11420.82
M2	13699.23	17131.23	17131.23	20458.66	365070.2	31188.54	11420.82	11420.82
PEND	64.11	14683.91	18354.89	18354.89	64.11	64.11	9789.28	9789.28

Nota. Autoría propia.

4.6.6.3 Resultados del Análisis Estructural

Se resalta que el objetivo del presente estudio no es reacondicionar el puente según el código actual del país (CCP-14) o a una normatividad determinada (como la que se cree fue la base de su diseño, la Standard Specifications for Highway Bridges de 1953), ya que, en primera instancia, la antigüedad de la estructura implica diferencias significativas en la concepción de diseño de la estructura con respecto al código actual, dentro de estas se destacan la filosofía de diseño, las provisiones sísmicas, la carga viva vehicular y la carga de viento. En segundo lugar, a pesar de que se presume con cierta certeza la normatividad base de diseño (SSHB-53), no se conocen con claridad los parámetros y valores implementados para su diseño (debido a que no se cuentan con memorias de diseño), por ejemplo, parámetros como viento y carga viva vehicular,

En todo caso, se desarrollan análisis sísmicos, de viento y de carga móvil según consideraciones del CCP-14 y la SSHB-53, pero únicamente para tener una noción del comportamiento estructural frente a diferentes consideraciones. Sin embargo, el estudio se circunscribe en su objetivo principal, que es la evaluación de la estructura frente a la circulación de una tractomula tipo 3S3. Para esto, la estructura se evalúa revisando diferentes combinaciones de carga, lo que permite calcular la capacidad de carga teórica actual y determinar los elementos que se verían sobreesforzados, para su posterior reparación o reforzamiento.

Figura 4-133. Resultados para combinación con Sismo: Evento Extremo 1.

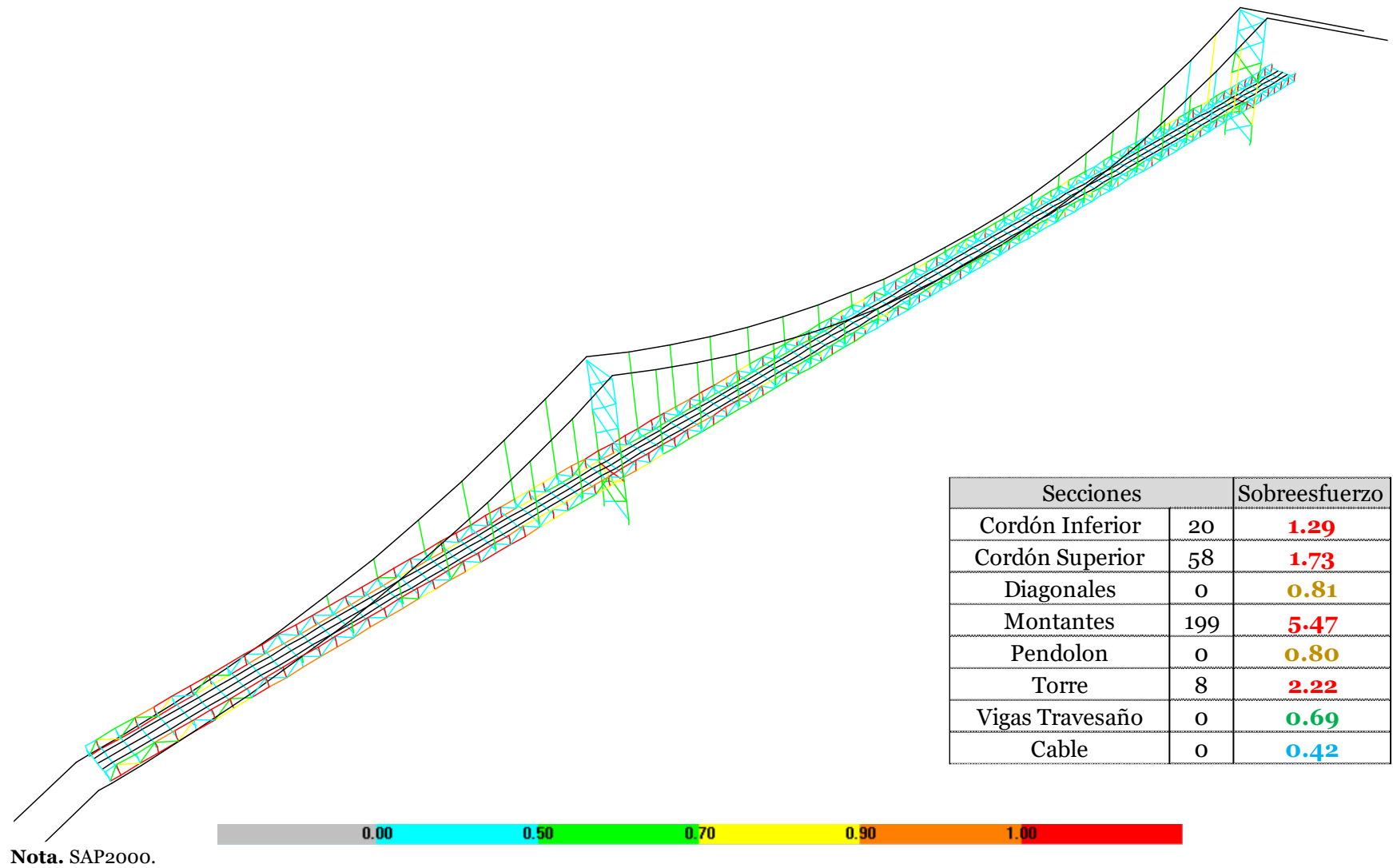
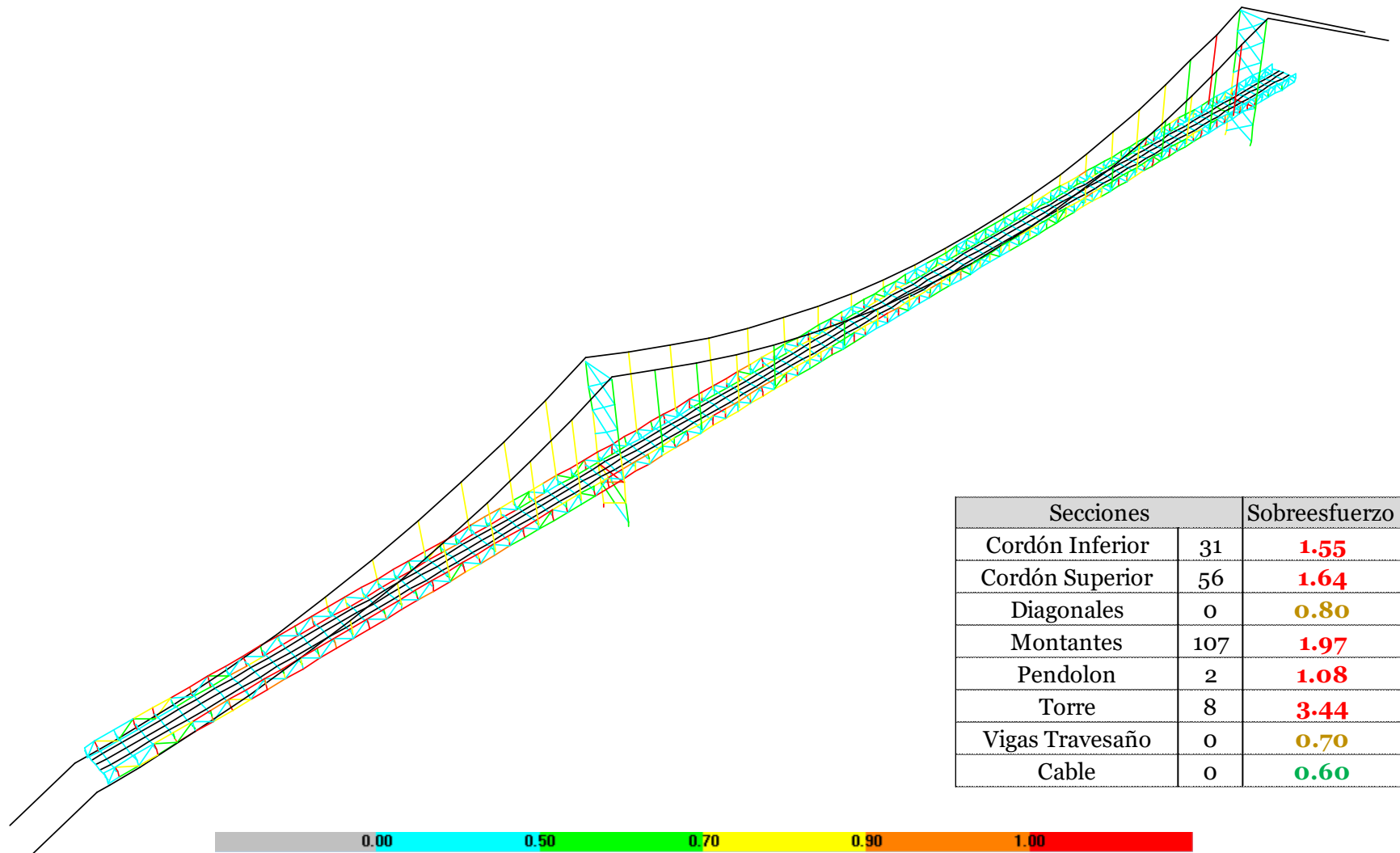


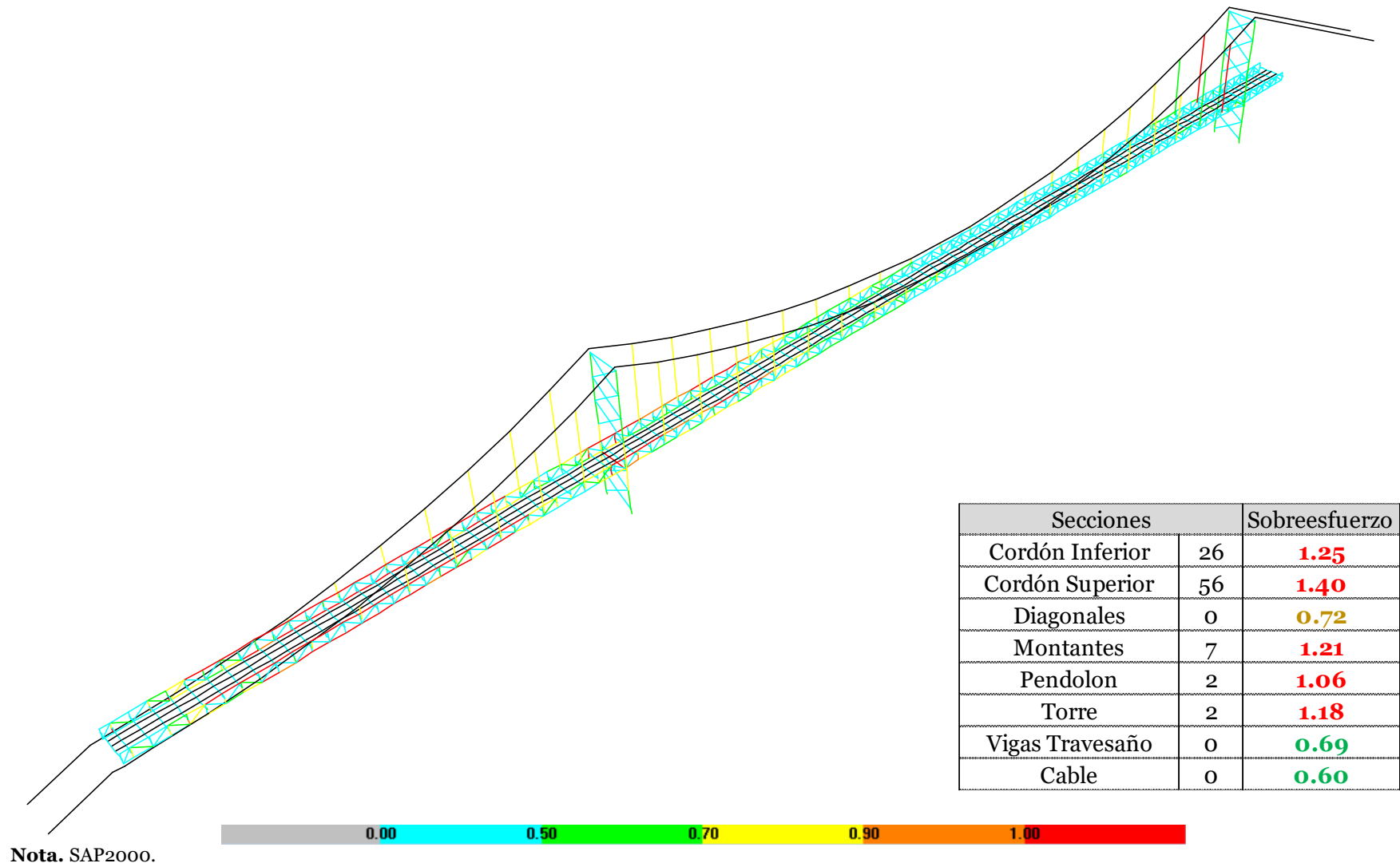
Figura 4-134. Resultados para combinación con Viento 1: D+3s3+0.3WS (CCP-14)



Secciones		Sobreesfuerzo
Cordón Inferior	31	1.55
Cordón Superior	56	1.64
Diagonales	0	0.80
Montantes	107	1.97
Pendolon	2	1.08
Torre	8	3.44
Vigas Travesaño	0	0.70
Cable	0	0.60

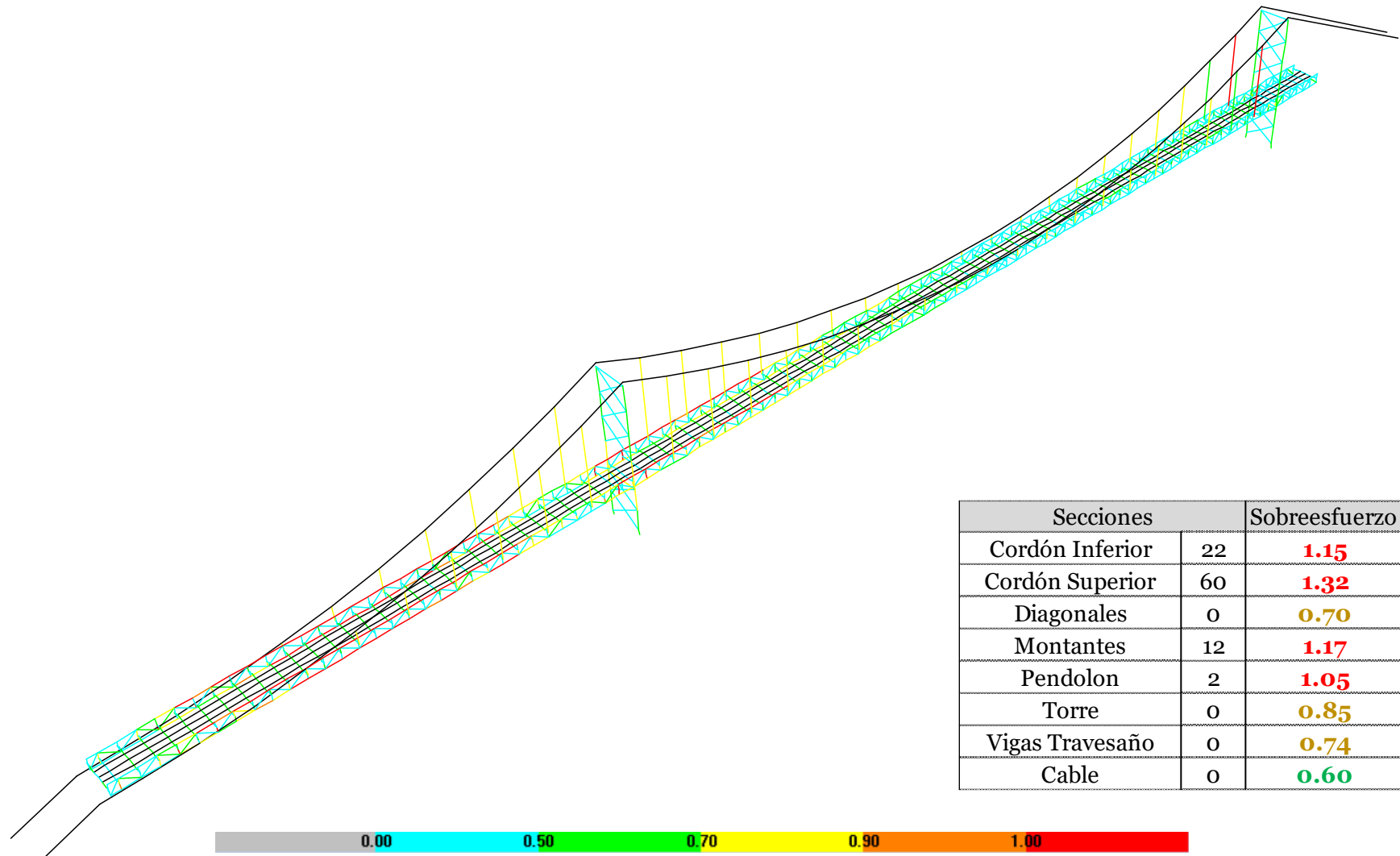
Nota. SAP2000.

Figura 4-135. Resultados para combinación con Viento 2: D+3s3+0.3WS (SSHB-49)



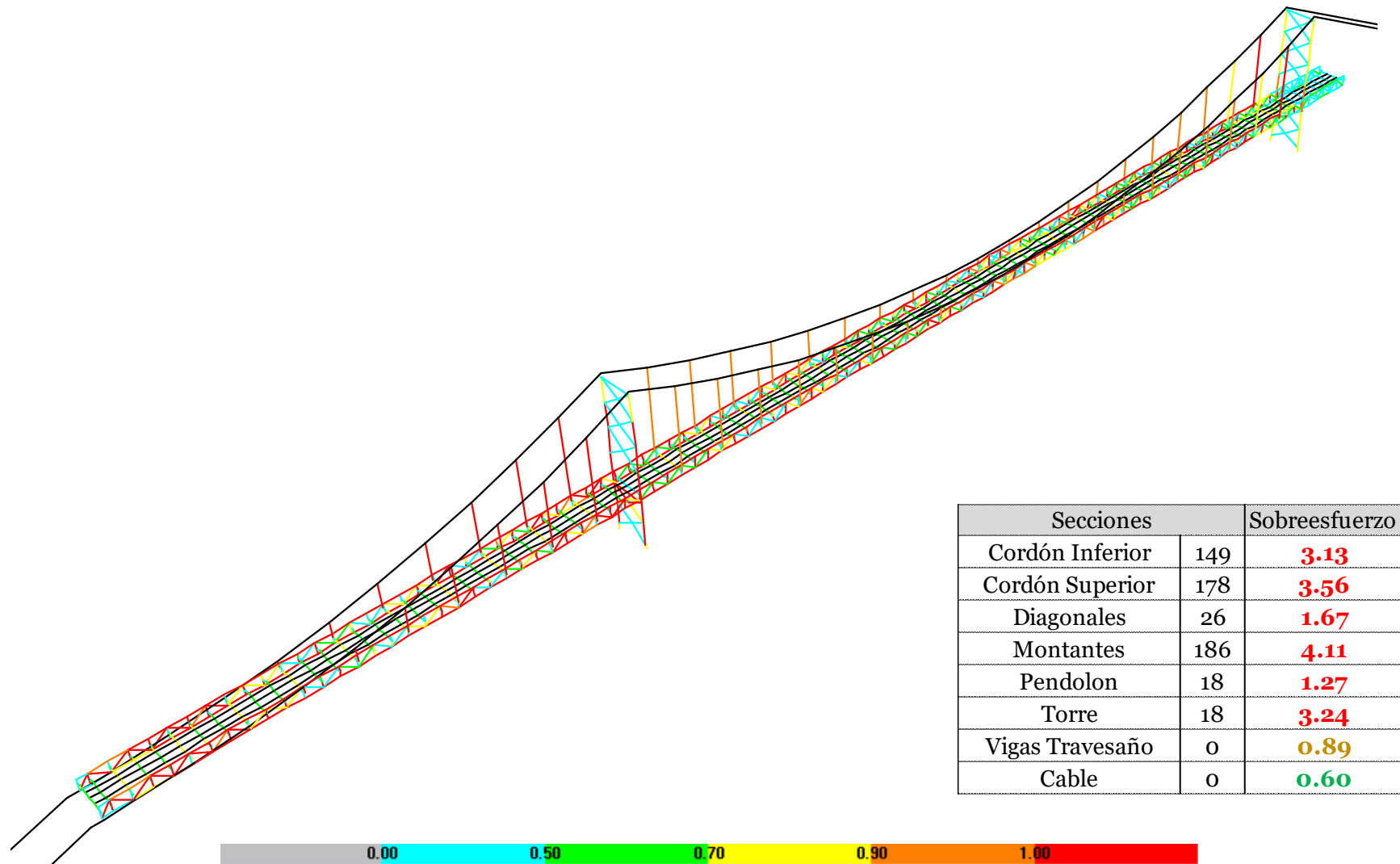
Nota. SAP2000.

Figura 4-136. Resultados para combinación con Carga Vehicular: DEAD + Camión H20-44.



Nota. SAP2000.

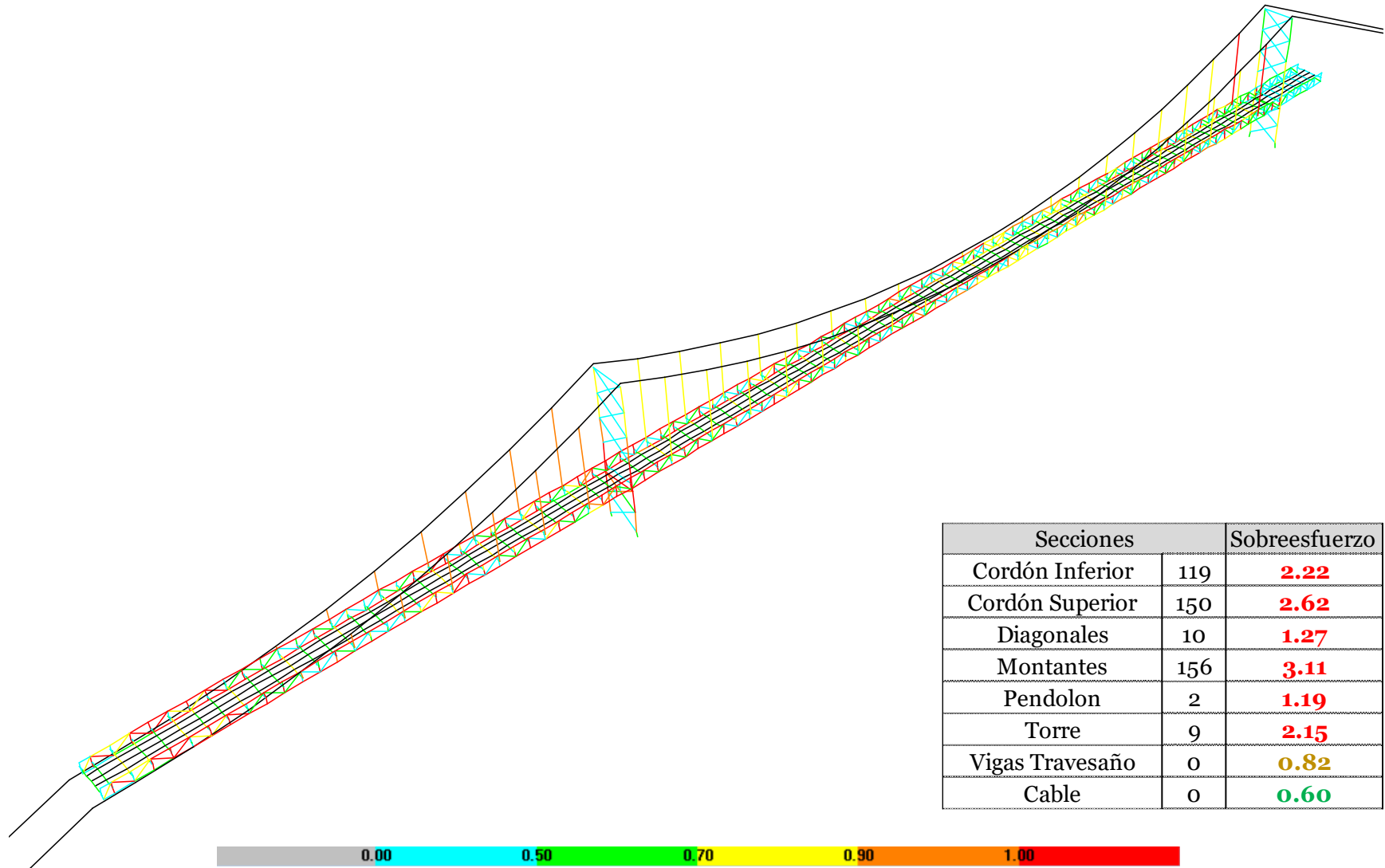
Figura 4-137. Resultados par combinación con Carga Vehicular: DEAD + Carga de Carril H20-44.



Secciones		Sobreesfuerzo
Cordón Inferior	149	3.13
Cordón Superior	178	3.56
Diagonales	26	1.67
Montantes	186	4.11
Pendolon	18	1.27
Torre	18	3.24
Vigas Travesaño	0	0.89
Cable	0	0.60

Nota. SAP2000.

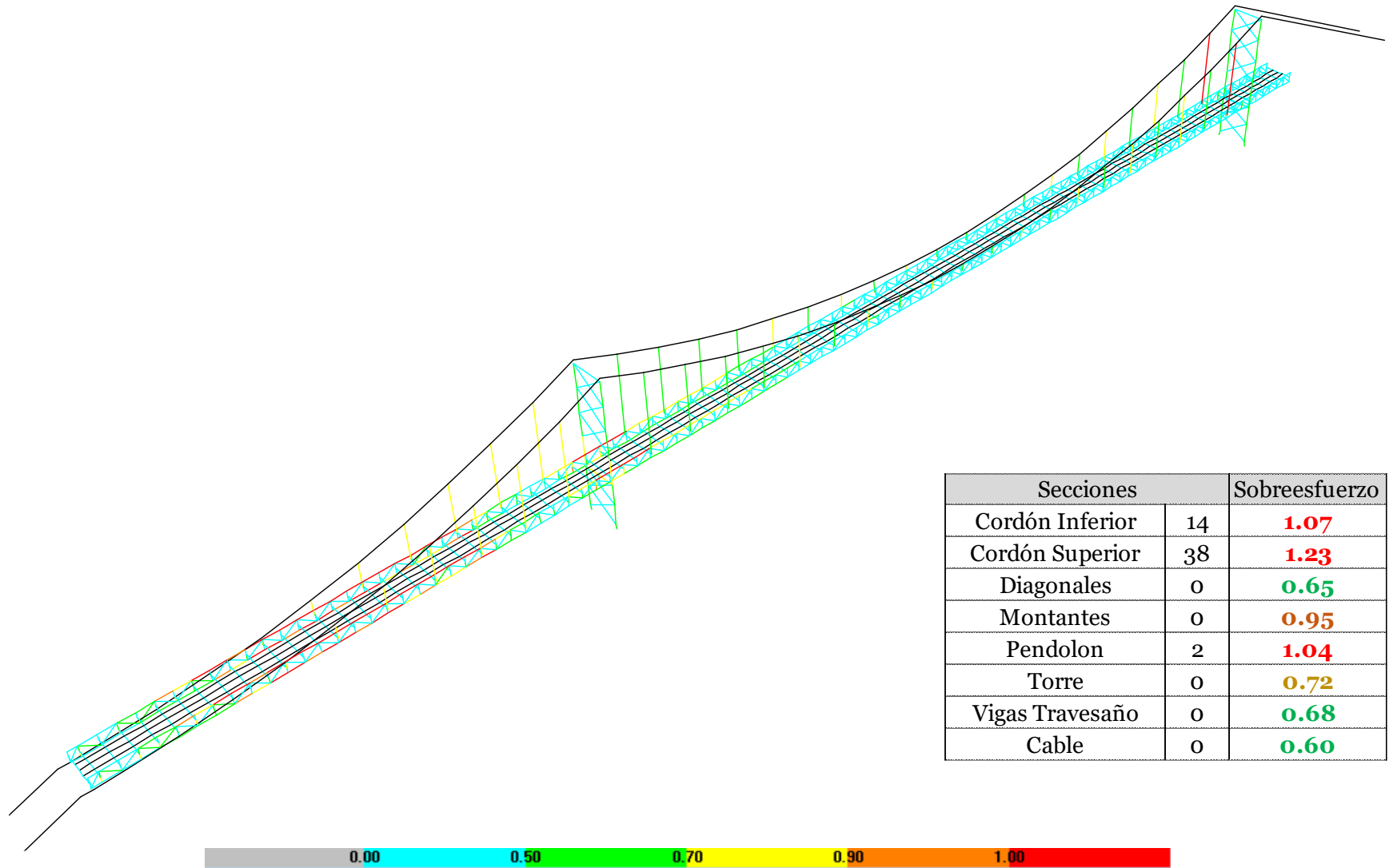
Figura 4-138. Resultados para combinación con Carga Vehicular: DEAD+CC14.



Secciones		Sobreesfuerzo
Cordón Inferior	119	2.22
Cordón Superior	150	2.62
Diagonales	10	1.27
Montantes	156	3.11
Pendolon	2	1.19
Torre	9	2.15
Vigas Travesaño	0	0.82
Cable	0	0.60

Nota. SAP2000.

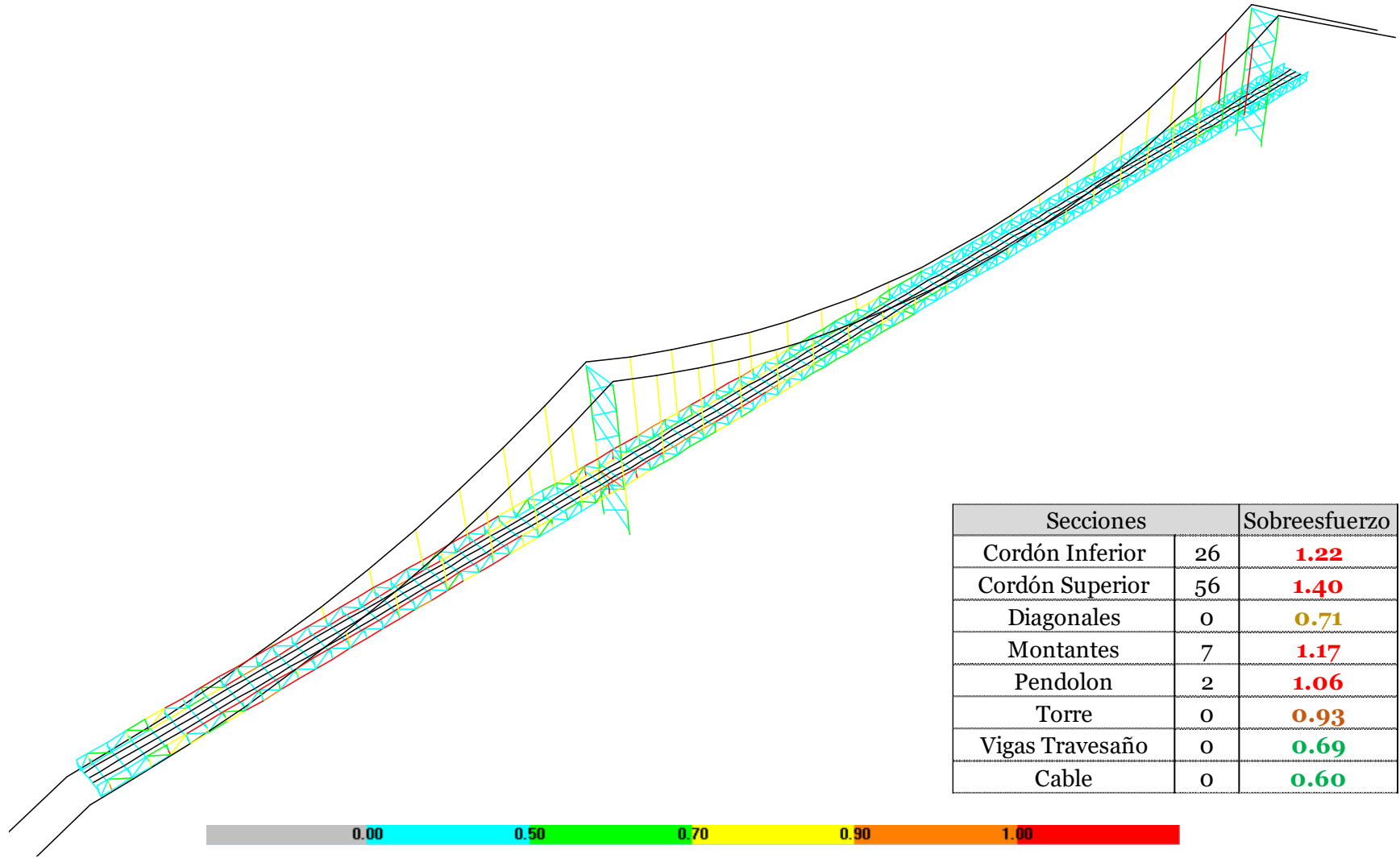
Figura 4-139. Resultados para combinación con Carga Viva Vehicular: DEAD+ Vehículo 30t



Secciones		Sobreesfuerzo
Cordón Inferior	14	1.07
Cordón Superior	38	1.23
Diagonales	0	0.65
Montantes	0	0.95
Pendolon	2	1.04
Torre	0	0.72
Vigas Travesaño	0	0.68
Cable	0	0.60

Nota. SAP2000

Figura 4-140. Resultados para combinación con Carga Vehicular Objetivo: DEAD+3S3.



Nota. SAP2000.

○ **Cordón Superior**

Tabla 4-67. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para el Cordón Superior.

S ₁ [D+T+3S ₃]		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
		Axial		Flexión		Cortante	Axial		Flexión		Cortante	Cortante	Flexión		Axial	PMM	
Elemento	P	M ₃₃	M ₂₂	V ₂	V ₃	fa	fb _{Mayor}	fb _{Minor}	fv _{Mayor}	fv _{Minor}	V _{Mayor}	V _{Minor}	M _{Mayor}	M _{Minor}	P	PMM	
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	-	-	-	-	-	
756	CS2	298	-3.37	0.28	0.83	0.47	19299	4462	251	161.7	76.0	0.01	0.01	0.26	0.01	1.13	1.40
755	CS2	298	-3.37	0.28	0.86	0.47	19299	4462	247	166.3	76.0	0.01	0.01	0.26	0.01	1.13	1.40
22	CS2	297	-3.36	-0.28	0.83	0.47	19256	4449	252	160.7	76.4	0.01	0.01	0.26	0.01	1.12	1.40
21	CS2	297	-3.36	-0.28	0.85	0.47	19256	4449	248	165.6	76.4	0.01	0.01	0.26	0.01	1.12	1.40
758	CS2	281	-2.97	-1.96	0.74	0.11	18253	3925	1739	143.1	17.1	0.01	0.00	0.23	0.10	1.07	1.40
24	CS2	281	-2.98	1.97	0.74	0.11	18222	3939	1745	143.3	17.1	0.01	0.00	0.23	0.10	1.06	1.40
759	CS2	268	-2.97	-1.96	0.81	0.11	17359	3925	1738	156.2	17.1	0.01	0.00	0.23	0.10	1.01	1.34
25	CS2	267	-2.98	1.97	0.81	0.11	17333	3939	1745	156.6	17.1	0.01	0.00	0.23	0.10	1.01	1.34
753	CS2	276	-2.81	1.48	0.69	0.05	17870	3717	1311	132.7	8.7	0.01	0.00	0.22	0.08	1.04	1.34
19	CS2	275	-2.81	-1.49	0.69	0.05	17823	3722	1319	133.1	8.7	0.01	0.00	0.22	0.08	1.04	1.33
772	CS1	207	-2.18	-2.45	0.50	0.16	17092	3098	2658	101.8	48.1	0.01	0.00	0.18	0.16	1.00	1.33
38	CS1	206	-2.18	2.46	0.50	0.16	17057	3098	2674	102.5	48.2	0.01	0.00	0.18	0.16	1.00	1.33
757	CS2	281	-1.71	-1.61	0.33	0.11	18254	2263	1428	64.4	17.1	0.01	0.00	0.13	0.08	1.07	1.28
763	CS2	-219	1.05	5.49	0.59	1.78	14228	1388	4873	114.1	287.3	0.01	0.03	0.08	0.27	0.93	1.28
23	CS2	281	-1.70	1.62	0.33	0.11	18223	2254	1434	63.7	17.1	0.01	0.00	0.13	0.08	1.06	1.28
867	CS2	-219	1.04	5.49	0.59	1.56	14205	1381	4872	114.7	251.6	0.01	0.02	0.08	0.27	0.92	1.28
762	CS2	255	-3.46	-0.61	1.17	0.62	16525	4581	542	227.4	100.2	0.02	0.01	0.27	0.03	0.96	1.26
761	CS2	255	-3.46	-0.60	0.96	0.62	16525	4581	535	186.1	100.2	0.02	0.01	0.27	0.03	0.96	1.26
28	CS2	254	-3.45	0.61	1.17	0.62	16495	4570	540	226.4	100.6	0.02	0.01	0.27	0.03	0.96	1.26
754	CS2	275	-1.72	1.65	0.36	0.05	17853	2281	1468	69.6	8.7	0.01	0.00	0.13	0.09	1.04	1.26
27	CS2	254	-3.45	0.60	0.96	0.62	16495	4570	533	185.1	100.6	0.02	0.01	0.27	0.03	0.96	1.26
20	CS2	275	-1.72	-1.66	0.36	0.05	17805	2269	1476	68.9	8.7	0.01	0.00	0.13	0.09	1.04	1.26
752	CS2	255	-2.81	1.48	0.75	0.05	16518	3717	1312	144.4	8.7	0.01	0.00	0.22	0.08	0.96	1.26
18	CS2	254	-2.81	-1.49	0.75	0.05	16471	3722	1319	144.8	8.7	0.01	0.00	0.22	0.08	0.96	1.26
760	CS2	268	-1.52	-2.31	0.37	0.11	17362	2008	2049	71.9	17.1	0.01	0.00	0.12	0.12	1.01	1.25
26	CS2	267	-1.51	2.31	0.37	0.11	17336	2000	2054	71.1	17.1	0.01	0.00	0.12	0.12	1.01	1.25
29	CS2	-212	1.05	-5.51	0.75	1.80	13761	1384	4894	144.4	291.6	0.01	0.03	0.08	0.27	0.89	1.25
773	CS1	206	-1.48	-1.93	0.51	0.16	17063	2104	2100	104.9	48.1	0.01	0.00	0.12	0.12	1.00	1.24
39	CS1	206	-1.47	1.95	0.51	0.16	17030	2098	2114	104.3	48.2	0.01	0.00	0.12	0.12	0.99	1.24
194	CS2	-212	0.84	-5.51	0.80	1.55	13732	1118	4892	154.7	249.9	0.01	0.02	0.07	0.27	0.89	1.23

Elemento		P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	-
868	CS2	-193	1.75	4.91	0.50	0.24	12541	2316	4357	97.2	39.3	0.01	0.00	0.13	0.26	0.82	1.22
869	CS2	-193	1.85	4.68	0.75	0.24	12521	2441	4153	146.0	39.3	0.01	0.00	0.14	0.25	0.81	1.21
195	CS2	-189	1.79	-4.81	0.54	0.25	12281	2374	4270	104.7	39.6	0.01	0.00	0.14	0.26	0.80	1.20
196	CS2	-189	1.86	-4.70	0.78	0.25	12258	2458	4167	150.9	39.6	0.01	0.00	0.14	0.25	0.80	1.19
750	CS2	234	-3.36	-0.04	0.96	0.35	15181	4448	31	185.3	57.0	0.02	0.00	0.26	0.00	0.89	1.15
749	CS2	234	-3.36	-0.03	1.18	0.35	15181	4448	28	228.6	57.0	0.02	0.00	0.26	0.00	0.89	1.15
751	CS2	255	-1.48	1.30	0.39	0.05	16539	1958	1155	75.1	8.7	0.01	0.00	0.11	0.07	0.97	1.15
16	CS2	233	-3.35	0.04	0.95	0.36	15143	4436	31	184.5	57.4	0.02	0.01	0.26	0.00	0.88	1.14
15	CS2	233	-3.35	0.03	1.17	0.36	15143	4436	28	227.5	57.4	0.02	0.01	0.26	0.00	0.88	1.14
17	CS2	254	-1.47	-1.31	0.38	0.05	16493	1947	1162	74.4	8.7	0.01	0.00	0.11	0.07	0.96	1.14
771	CS1	162	-2.18	-2.45	0.54	0.16	13404	3098	2657	110.7	48.1	0.01	0.00	0.18	0.16	0.78	1.12
37	CS1	162	-2.18	2.46	0.55	0.16	13386	3098	2673	111.5	48.2	0.01	0.00	0.18	0.16	0.78	1.12
874	CS2	-186	1.70	-3.60	0.33	0.22	12079	2244	3196	64.8	35.7	0.01	0.00	0.13	0.19	0.79	1.11
201	CS2	-186	1.69	3.62	0.34	0.22	12059	2234	3209	65.8	35.8	0.01	0.00	0.13	0.19	0.78	1.10
875	CS2	-186	1.76	-3.18	0.69	0.22	12069	2334	2826	134.3	35.7	0.01	0.00	0.14	0.17	0.78	1.08
202	CS2	-186	1.77	3.20	0.70	0.22	12048	2337	2838	135.3	35.8	0.01	0.00	0.14	0.17	0.78	1.08
12	CS1	175	-1.98	1.03	0.66	0.03	14499	2819	1114	134.4	8.1	0.01	0.00	0.16	0.07	0.85	1.08
747	CS1	176	-1.96	-1.02	0.65	0.03	14531	2795	1106	133.9	8.1	0.01	0.00	0.16	0.06	0.85	1.08
36	CS1	162	-0.68	3.50	0.29	0.16	13411	970	3793	58.3	48.2	0.01	0.00	0.06	0.22	0.78	1.06
770	CS1	162	-0.67	-3.48	0.30	0.16	13430	958	3773	60.5	48.1	0.01	0.00	0.06	0.22	0.78	1.06
203	CS2	-190	1.80	1.74	0.72	0.22	12309	2383	1548	138.8	35.8	0.01	0.00	0.14	0.09	0.80	1.03
876	CS2	-190	1.80	-1.73	0.71	0.22	12317	2379	1539	137.7	35.7	0.01	0.00	0.14	0.09	0.80	1.03
204	CS2	-190	1.80	1.74	0.30	0.22	12305	2383	1548	57.5	35.8	0.01	0.00	0.14	0.08	0.80	1.02
877	CS2	-190	1.80	-1.73	0.29	0.22	12313	2379	1539	56.7	35.7	0.00	0.00	0.14	0.08	0.80	1.02
748	CS1	175	-1.16	-1.11	0.47	0.03	14475	1646	1199	96.0	8.1	0.01	0.00	0.10	0.07	0.84	1.01
13	CS1	175	-1.15	1.11	0.46	0.03	14444	1635	1208	94.9	8.1	0.01	0.00	0.10	0.07	0.84	1.01
873	CS2	-166	1.36	-3.91	0.56	0.94	10738	1803	3475	108.2	151.9	0.01	0.01	0.10	0.19	0.70	0.99
200	CS2	-165	1.35	3.93	0.56	0.94	10714	1784	3488	107.6	152.2	0.01	0.01	0.10	0.19	0.70	0.99
870	CS2	-162	1.63	3.08	0.73	0.24	10501	2151	2730	140.5	39.3	0.01	0.00	0.12	0.16	0.68	0.96
197	CS2	-161	1.62	-3.08	0.73	0.25	10450	2149	2734	141.8	39.6	0.01	0.00	0.12	0.16	0.68	0.96
871	CS2	-162	1.63	3.08	0.34	0.24	10484	2151	2730	66.8	39.3	0.01	0.00	0.12	0.16	0.68	0.96
198	CS2	-161	1.62	-3.08	0.35	0.25	10432	2149	2734	68.1	39.6	0.01	0.00	0.12	0.16	0.68	0.96

Nota. Autoría propia.

○ **Cordón Inferior**

Tabla 4-68. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para el Cordón Inferior.

S1		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
[D+T+3S3]		Axial	Flexión		Cortante	Axial	Flexión		Cortante	Cortante	Flexión		Axial	PMM			
Elemento	P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM	
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	
138	CI4	-285	-4.53	0.00	0.99	0.00	16135	3334	0	85.7	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	1.03	1.22
131	CI3	-195	-3.03	0.00	0.65	0.00	16722	2865	0	107.8	0.0	0.01	0.00	0.16	0.00	1.06	1.22
790	CI3	-195	-3.03	0.00	0.64	0.00	16712	2866	0	106.9	0.0	0.01	0.00	0.16	0.00	1.06	1.22
797	CI4	-284	-4.51	0.00	0.99	0.00	16089	3320	0	85.5	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	1.03	1.22
137	CI4	-279	-4.53	0.00	1.08	0.00	15813	3334	0	94.1	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	1.01	1.20
140	CI4	-275	-4.88	0.00	1.14	0.00	15560	3594	0	99.2	0.0	0.01	0.00	0.21	0.00	0.99	1.20
799	CI4	-275	-4.89	0.00	1.15	0.00	15537	3603	0	99.9	0.0	0.01	0.00	0.21	0.00	0.99	1.20
796	CI4	-279	-4.51	0.00	1.08	0.00	15772	3320	0	93.8	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	1.01	1.20
141	CI4	-272	-4.91	0.00	1.19	0.00	15401	3615	0	103.6	0.0	0.01	0.00	0.21	0.00	0.98	1.19
800	CI4	-272	-4.92	0.00	1.20	0.00	15384	3624	0	104.0	0.0	0.01	0.00	0.21	0.00	0.98	1.19
143	CI4	-274	-4.27	0.00	0.91	0.00	15485	3145	0	78.7	0.0	0.01	0.00	0.18	0.00	0.99	1.17
802	CI4	-273	-4.27	0.00	0.90	0.00	15475	3142	0	78.4	0.0	0.01	0.00	0.18	0.00	0.99	1.17
791	CI3	-186	-3.03	0.00	0.59	0.00	15922	2866	0	97.8	0.0	0.01	0.00	0.16	0.00	1.01	1.17
132	CI3	-186	-3.03	0.00	0.59	0.00	15918	2865	0	98.7	0.0	0.01	0.00	0.16	0.00	1.01	1.17
144	CI4	-271	-4.27	0.00	0.99	0.00	15327	3145	0	86.3	0.0	0.01	0.00	0.18	0.00	0.98	1.16
803	CI4	-271	-4.27	0.00	0.99	0.00	15310	3142	0	86.0	0.0	0.01	0.00	0.18	0.00	0.98	1.16
139	CI4	-280	-2.59	0.00	0.46	0.00	15851	1908	0	39.5	0.0	0.00	0.00	0.11	0.00	1.01	1.12
135	CI4	-253	-4.97	0.00	1.31	0.00	14308	3661	0	114.1	0.0	0.01	0.00	0.21	0.00	0.91	1.12
794	CI4	-253	-4.98	0.00	1.32	0.00	14293	3669	0	114.8	0.0	0.01	0.00	0.21	0.00	0.91	1.12
798	CI4	-279	-2.60	0.00	0.46	0.00	15813	1917	0	40.1	0.0	0.00	0.00	0.11	0.00	1.01	1.12
142	CI4	-275	-2.61	0.00	0.50	0.00	15586	1924	0	43.2	0.0	0.00	0.00	0.11	0.00	0.99	1.11
801	CI4	-275	-2.62	0.00	0.50	0.00	15576	1932	0	43.5	0.0	0.00	0.00	0.11	0.00	0.99	1.11
57	CI4	-232	-5.22	0.00	1.46	0.00	13128	3844	0	126.9	0.0	0.01	0.00	0.22	0.00	0.84	1.05
781	CI4	-231	-5.23	0.00	1.47	0.00	13082	3854	0	127.4	0.0	0.01	0.00	0.22	0.00	0.84	1.05
134	CI4	-224	-5.01	0.00	1.61	0.00	12653	3692	0	139.9	0.0	0.01	0.00	0.21	0.00	0.81	1.01
793	CI4	-223	-5.02	0.00	1.62	0.00	12644	3700	0	140.6	0.0	0.01	0.00	0.21	0.00	0.81	1.01
136	CI4	-246	-2.29	0.00	0.50	0.00	13947	1685	0	43.6	0.0	0.00	0.00	0.10	0.00	0.89	0.99
795	CI4	-246	-2.30	0.00	0.51	0.00	13909	1694	0	44.1	0.0	0.00	0.00	0.10	0.00	0.89	0.98

Nota. Autoría propia.

○ **Diagonales**

Tabla 4-69. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para las Diagonales.

S1		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
[D+T+3S3]		Axial	Flexión		Cortante	Axial	Flexión		Cortante	Cortante	Flexión		Axial	PMM			
Elemento	P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM	
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	
682	D1	57	0.06	0.00	0.06	0.00	11930	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.70	0.71
67	D1	57	0.06	0.00	0.06	0.00	11907	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.70	0.71
65	D3	-50	0.07	0.00	0.07	0.00	9100	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.67	0.69
680	D3	-50	0.07	0.00	0.07	0.00	9090	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.67	0.69
686	D1	-40	0.06	0.00	0.06	0.00	8482	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.03	0.00	0.66	0.68
71	D1	-40	0.06	0.00	0.06	0.00	8462	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.03	0.00	0.65	0.68
699	D1	-39	0.06	0.00	0.06	0.00	8098	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.63	0.65
84	D1	-38	0.06	0.00	0.06	0.00	8084	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.62	0.65
683	D3	-44	0.07	0.00	0.07	0.00	7856	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.58	0.60
68	D3	-44	0.07	0.00	0.07	0.00	7855	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.58	0.60
828	D1	-34	0.06	0.00	0.06	0.00	7200	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.56	0.58
153	D1	-34	0.06	0.00	0.06	0.00	7195	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.56	0.58
708	D7	79	0.11	0.00	0.11	0.00	9373	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.55	0.56
705	D7	-66	0.11	0.00	0.11	0.00	7921	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.54	0.55
93	D7	77	0.11	0.00	0.11	0.00	9211	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.54	0.55
90	D7	-65	0.11	0.00	0.11	0.00	7800	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.53	0.54
709	D7	-65	0.11	0.00	0.11	0.00	7760	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.53	0.54
94	D7	-64	0.11	0.00	0.11	0.00	7610	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.52	0.53
392	D1	-28	0.06	0.00	0.06	0.00	5810	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.45	0.47
939	D1	-28	0.06	0.00	0.06	0.00	5805	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.45	0.47
159	D3	-34	0.07	0.00	0.07	0.00	6088	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.45	0.47
834	D3	-34	0.07	0.00	0.07	0.00	6083	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.45	0.47
385	D3	-33	0.07	0.00	0.07	0.00	5986	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.44	0.46
932	D3	-33	0.07	0.00	0.07	0.00	5983	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.44	0.46
403	D1	-25	0.06	0.00	0.06	0.00	5318	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.41	0.43
950	D1	-25	0.06	0.00	0.06	0.00	5315	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.41	0.43
1081	D1	34	0.03	0.00	0.03	0.00	7151	114	0	14.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.42	0.42

Nota. Autoría propia.

○ **Montantes**

Tabla 4-70. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Montantes.

S1		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
[D+T+3S3]		Axial	Flexión		Cortante	Axial	Flexión		Cortante	Cortante	Flexión		Axial	PMM			
Elemento	P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM	
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	
2793	M2	1	3.23	-0.81	2.50	0.63	238	11978	9384	1738.4	262.5	0.15	0.02	0.70	0.46	0.01	1.17
2595	M2	1	-3.27	-0.74	2.54	0.57	286	12129	8529	1760.4	238.4	0.15	0.02	0.71	0.42	0.02	1.14
2617	M2	2	2.86	-0.72	2.22	0.56	366	10600	8281	1538.3	231.3	0.13	0.02	0.62	0.40	0.02	1.04
2559	M2	-11	0.00	1.35	0.00	1.05	2614	0	15578	0.0	435.7	0.00	0.04	0.00	0.83	0.19	1.02
2757	M2	-11	0.00	1.34	0.00	1.04	2621	0	15547	0.0	435.3	0.00	0.04	0.00	0.83	0.19	1.02
2815	M2	1	-2.87	-0.68	2.23	0.53	252	10653	7859	1546.0	219.3	0.14	0.02	0.62	0.38	0.01	1.02
2794	M2	11	2.45	-0.58	2.02	0.48	2639	9083	6723	1405.7	200.8	0.12	0.02	0.53	0.33	0.15	1.01
2596	M2	11	-2.48	-0.53	2.05	0.44	2591	9196	6085	1423.5	181.4	0.12	0.02	0.54	0.30	0.15	0.99
2753	M2	-1	-0.20	1.58	0.16	1.23	279	743	18290	111.9	511.3	0.01	0.04	0.04	0.89	0.02	0.96
2618	M2	12	2.17	-0.56	1.79	0.47	2896	8035	6494	1243.9	193.8	0.11	0.02	0.47	0.32	0.17	0.96
2555	M2	-1	0.20	1.58	0.16	1.22	249	748	18222	112.7	509.4	0.01	0.04	0.04	0.89	0.02	0.95
2816	M2	12	-2.18	-0.52	1.80	0.43	2744	8076	5975	1250.1	177.9	0.11	0.02	0.47	0.29	0.16	0.92
2561	M2	-12	0.00	1.09	0.00	0.85	2863	0	12622	0.0	353.8	0.00	0.03	0.00	0.68	0.21	0.89
2759	M2	-12	0.00	1.09	0.00	0.84	2870	0	12554	0.0	351.9	0.00	0.03	0.00	0.68	0.21	0.89
2755	M2	0	0.16	1.42	0.13	1.10	70	598	16402	89.4	458.7	0.01	0.04	0.03	0.80	0.01	0.84
2557	M2	0	-0.16	1.42	0.13	1.10	62	603	16389	90.2	458.3	0.01	0.04	0.04	0.80	0.00	0.84
2556	M2	7	0.15	1.19	0.13	0.99	1665	574	13778	91.2	411.6	0.01	0.04	0.03	0.67	0.10	0.80
2754	M2	7	-0.15	1.20	0.13	0.99	1561	570	13828	90.5	413.2	0.01	0.04	0.03	0.68	0.09	0.80
2558	M2	11	-0.12	1.08	0.11	0.90	2633	457	12517	72.9	374.2	0.01	0.03	0.03	0.61	0.15	0.79
2756	M2	11	0.12	1.08	0.10	0.90	2614	455	12539	72.3	374.5	0.01	0.03	0.03	0.61	0.15	0.79
2785	M2	0	-1.63	-0.66	1.26	0.51	86	6042	7646	878.1	214.3	0.08	0.02	0.35	0.37	0.01	0.73
2563	M2	-1	-0.60	1.01	0.47	0.79	317	2213	11711	327.4	328.1	0.03	0.03	0.13	0.57	0.02	0.72
2587	M2	0	1.64	-0.64	1.28	0.50	72	6093	7410	885.7	207.6	0.08	0.02	0.36	0.36	0.01	0.72
2761	M2	-1	0.59	1.01	0.47	0.78	317	2198	11622	325.2	325.6	0.03	0.03	0.13	0.57	0.02	0.72
2787	M2	0	0.98	-0.88	0.77	0.68	57	3654	10160	532.6	284.6	0.05	0.02	0.21	0.50	0.00	0.71
2786	M2	11	-1.23	-0.50	1.02	0.42	2642	4580	5754	710.1	174.2	0.06	0.02	0.27	0.28	0.15	0.70
2589	M2	0	-1.00	-0.85	0.78	0.66	61	3708	9784	540.4	273.7	0.05	0.02	0.22	0.48	0.00	0.70

Nota. Autoría propia.

○ **Travesaños**

Tabla 4-71. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Travesaños.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
		Axial		Flexión		Cortante	Axial		Flexión		Cortante	Cortante		Flexión		Axial	PMM
Elemento		P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	-
2325	VTB	0	19.62	0.00	14.26	0.00	0	11886	3	2335.8	0.0	0.20	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69
2324	VTB	0	19.62	0.00	14.27	0.00	0	11885	3	2337.5	0.0	0.20	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69
1495	VTA	0	17.26	0.00	47.97	0.00	0	11829	0	8372.2	0.0	0.73	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69
1497	VTA	0	17.26	0.00	47.96	0.00	0	11826	0	8370.0	0.0	0.73	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69
3123	VTB	0	15.88	0.00	15.11	0.00	0	9619	18	2474.0	0.0	0.22	0.00	0.56	0.00	0.00	0.56
3122	VTB	0	15.87	0.00	15.09	0.00	0	9613	18	2471.4	0.0	0.22	0.00	0.56	0.00	0.00	0.56
3075	VTB	0	15.68	0.01	14.46	0.00	0	9499	32	2368.1	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.56
3074	VTB	0	15.67	0.01	14.44	0.00	0	9493	32	2365.3	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.56
3099	VTB	0	15.55	-0.01	13.57	0.00	0	9421	23	2222.4	0.0	0.19	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3134	VTB	0	15.59	0.00	14.71	0.00	0	9443	0	2409.2	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3135	VTB	0	15.58	0.00	14.70	0.00	0	9441	0	2407.1	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3098	VTB	0	15.54	-0.01	13.55	0.00	0	9415	23	2220.0	0.0	0.19	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3086	VTB	0	15.48	0.00	14.36	0.00	0	9376	1	2352.3	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3087	VTB	0	15.48	0.00	14.36	0.00	0	9376	1	2352.0	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3111	VTB	0	15.44	0.00	14.02	0.00	0	9353	1	2296.4	0.0	0.20	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3110	VTB	0	15.44	0.00	14.03	0.00	0	9351	1	2297.7	0.0	0.20	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3051	VTB	0	15.31	-0.01	13.35	0.00	0	9277	55	2186.6	0.0	0.19	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
3050	VTB	0	15.30	-0.01	13.32	0.00	0	9267	55	2181.6	0.0	0.19	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2511	VTA	0	13.58	0.00	37.74	0.00	0	9305	0	6586.3	0.0	0.58	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2512	VTA	0	13.57	0.00	37.72	0.00	0	9301	0	6583.9	0.0	0.58	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
3062	VTB	0	15.32	0.00	13.68	0.00	0	9279	2	2240.3	0.0	0.20	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
3063	VTB	0	15.32	0.00	13.66	0.00	0	9279	2	2237.3	0.0	0.20	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2507	VTA	0	13.53	0.00	37.60	0.00	0	9271	0	6562.3	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2509	VTA	0	13.53	0.00	37.60	0.00	0	9270	0	6561.5	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2508	VTA	0	13.52	0.00	37.59	0.00	0	9267	0	6559.7	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2510	VTA	0	13.52	0.00	37.58	0.00	0	9266	0	6559.0	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2503	VTA	0	13.50	0.00	37.53	0.00	0	9253	0	6550.1	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54

Nota. Autoría propia.

○ **Torre**

Tabla 4-72. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para elementos de la Torre.

S ₁		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
[D+T+3S ₃]		Axial	Flexión		Cortante	Axial	Flexión		Cortante	Cortante	Flexión	Axial	PMM				
Elemento	P	M ₃₃	M ₂₂	V ₂	V ₃	fa	fb _{Mayor}	fb _{Minor}	fv _{Mayor}	fv _{Minor}	V _{Mayor}	V _{Minor}	M _{Mayor}	M _{Minor}	P	PMM	
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	-	-	-	-	-	
185	TV2	11	0.71	47.08	0.97	14.78	463	532	14922	143.8	1474.7	0.01	0.13	0.03	0.87	0.03	0.93
603	TV2	11	0.69	47.10	0.97	14.78	465	513	14927	143.3	1474.7	0.01	0.13	0.03	0.87	0.03	0.93
1472	TCOL	-767	-18.03	-117.92	2.76	4.53	8245	621	4447	152.0	103.0	0.01	0.01	0.04	0.26	0.48	0.78
1474	TCOL	-767	18.03	-117.95	2.76	4.53	8242	621	4448	152.0	103.0	0.01	0.01	0.04	0.26	0.48	0.78
631	TCOL	-745	-19.43	-109.84	8.01	8.34	8011	669	4142	442.0	189.7	0.04	0.02	0.04	0.24	0.47	0.75
638	TCOL	-745	19.32	-109.86	7.99	8.34	8011	666	4143	440.8	189.7	0.04	0.02	0.04	0.24	0.47	0.75
1483	TCOL	-789	-21.54	-64.37	3.23	2.47	8484	742	2427	178.1	56.2	0.02	0.00	0.04	0.13	0.52	0.69
1486	TCOL	-789	21.55	-64.38	3.23	2.47	8481	742	2428	178.1	56.2	0.02	0.00	0.04	0.13	0.52	0.69
668	TCOL	-811	-12.85	-60.95	7.24	4.80	8716	443	2298	399.6	109.2	0.03	0.01	0.03	0.13	0.51	0.67
675	TCOL	-810	12.84	-60.96	7.24	4.80	8713	442	2299	399.5	109.2	0.03	0.01	0.03	0.13	0.51	0.67
633	TCOL	-760	2.08	-84.46	0.16	4.52	8168	72	3185	8.8	102.8	0.00	0.01	0.00	0.19	0.48	0.67
640	TCOL	-759	-2.07	-84.47	0.16	4.52	8165	71	3186	8.6	102.8	0.00	0.01	0.00	0.19	0.48	0.67
637	TCOL	-756	-26.10	-63.22	8.00	9.88	8127	899	2384	441.4	224.9	0.04	0.02	0.05	0.14	0.47	0.67
630	TCOL	-756	26.10	-63.22	8.00	9.88	8127	899	2384	441.3	224.8	0.04	0.02	0.05	0.14	0.47	0.67
667	TCOL	-820	26.60	-34.73	8.21	5.44	8815	916	1310	452.8	123.8	0.04	0.01	0.05	0.08	0.51	0.64
674	TCOL	-820	-26.61	-34.73	8.20	5.44	8812	917	1310	452.6	123.8	0.04	0.01	0.05	0.08	0.51	0.64
442	TV2	10	-11.86	-5.28	42.02	8.06	448	8874	1672	6225.1	804.4	0.55	0.07	0.52	0.10	0.03	0.64
256	TV2	10	-11.84	-5.27	41.94	8.06	446	8864	1671	6214.6	804.3	0.54	0.07	0.52	0.10	0.03	0.64
602	TV2	11	8.63	-12.75	28.59	14.78	465	6461	4040	4236.3	1474.7	0.37	0.13	0.38	0.24	0.03	0.64
450	TV2	11	8.51	-12.76	28.23	14.78	463	6373	4044	4182.9	1474.7	0.37	0.13	0.37	0.24	0.03	0.64
634	TCOL	-758	2.19	-57.62	1.39	4.53	8154	76	2173	76.5	103.0	0.01	0.01	0.00	0.11	0.50	0.61
641	TCOL	-758	-2.20	-57.63	1.39	4.53	8151	76	2173	76.5	103.1	0.01	0.01	0.00	0.11	0.50	0.61
670	TCOL	-782	1.89	-46.11	0.16	2.47	8402	65	1739	9.0	56.1	0.00	0.00	0.00	0.09	0.51	0.60
677	TCOL	-781	-1.89	-46.12	0.16	2.47	8399	65	1739	9.1	56.2	0.00	0.00	0.00	0.09	0.51	0.60
666	TCOL	-828	-28.93	0.00	12.33	5.59	8901	997	0	680.2	127.1	0.06	0.01	0.06	0.00	0.52	0.58
673	TCOL	-828	28.86	0.00	12.29	5.59	8898	994	0	677.9	127.1	0.06	0.01	0.06	0.00	0.52	0.58
671	TCOL	-781	2.71	-31.46	1.20	2.47	8396	93	1186	66.3	56.3	0.01	0.00	0.00	0.06	0.51	0.57

Nota. Autoría propia.

○ **Pendolones**

Tabla 4-73. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Pendolones.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas	Esfuerzos Actuantes	Demanda/Capacidad
		Axial	Axial	Axial
Elemento		P	fa	P
ID	Tipo	Tonf	Tonf/m2	-
192	PENDOLON	48	15547	1.06
97	PENDOLON	48	15543	1.06
436	PENDOLON	38	12084	0.82
122	PENDOLON	38	12079	0.82
438	PENDOLON	38	12073	0.82
124	PENDOLON	38	12069	0.82
437	PENDOLON	38	12065	0.82
439	PENDOLON	38	12061	0.82
123	PENDOLON	38	12060	0.82
162	PENDOLON	38	12057	0.82
434	PENDOLON	38	12056	0.82
120	PENDOLON	38	12051	0.82
433	PENDOLON	38	12031	0.82
435	PENDOLON	38	12030	0.82
119	PENDOLON	37	12027	0.82
121	PENDOLON	37	12026	0.82
432	PENDOLON	37	11988	0.82
118	PENDOLON	37	11980	0.82
260	PENDOLON	34	10898	0.74
99	PENDOLON	34	10894	0.74
262	PENDOLON	33	10580	0.72
101	PENDOLON	33	10576	0.72
419	PENDOLON	33	10570	0.72
416	PENDOLON	33	10570	0.72
108	PENDOLON	33	10566	0.72
105	PENDOLON	33	10566	0.72
316	PENDOLON	33	10565	0.72
421	PENDOLON	33	10563	0.72
103	PENDOLON	33	10561	0.72
110	PENDOLON	33	10559	0.72
423	PENDOLON	33	10553	0.72
112	PENDOLON	33	10549	0.72
418	PENDOLON	33	10544	0.72
417	PENDOLON	33	10543	0.72
415	PENDOLON	33	10542	0.72
107	PENDOLON	33	10540	0.72
420	PENDOLON	33	10539	0.72
106	PENDOLON	33	10539	0.72
104	PENDOLON	33	10538	0.72
429	PENDOLON	33	10536	0.72
109	PENDOLON	33	10535	0.72
422	PENDOLON	33	10533	0.72
114	PENDOLON	33	10532	0.72
430	PENDOLON	33	10530	0.72
111	PENDOLON	33	10529	0.72

Elemento		P	fa	P
ID	Tipo	Tonf	Tonf/m2	-
115	PENDOLON	33	10527	0.72
307	PENDOLON	33	10525	0.72
424	PENDOLON	33	10523	0.72
102	PENDOLON	33	10522	0.72
113	PENDOLON	33	10519	0.72
431	PENDOLON	33	10439	0.71
116	PENDOLON	33	10431	0.71
261	PENDOLON	33	10426	0.71
100	PENDOLON	32	10422	0.71
257	PENDOLON	29	9167	0.62
98	PENDOLON	29	9163	0.62

Nota. Autoría propia.

○ **Cables**

Tabla 4-74. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Cables.

S ₁ [D+T+3S ₃]		Fuerzas Internas	Esfuerzos Actuantes	Demanda/Capacidad
		Axial	Axial	Axial
Frame		P	fa	P
ID	Tipo	Tonf	Tonf/m2	-
536	CABLE	944	38630	0.43
571	CABLE	944	38616	0.43
534	CABLE	923	37782	0.42
570	CABLE	923	37768	0.42
533	CABLE	905	37025	0.41
569	CABLE	905	37012	0.41
537	CABLE	1313	53707	0.60
186	CABLE	1313	53707	0.60
532	CABLE	895	36614	0.41
568	CABLE	894	36601	0.41
539	CABLE	846	34599	0.38
538	CABLE	845	34595	0.38
377	CABLE	846	34611	0.38
310	CABLE	846	34608	0.38
549	CABLE	933	38183	0.42
451	CABLE	933	38197	0.42
548	CABLE	918	37561	0.42
427	CABLE	918	37575	0.42
452	CABLE	918	37555	0.42
550	CABLE	917	37541	0.42
426	CABLE	903	36946	0.41
547	CABLE	903	36932	0.41
515	CABLE	906	37072	0.41
551	CABLE	906	37059	0.41
425	CABLE	890	36436	0.40
546	CABLE	890	36422	0.40
531	CABLE	884	36157	0.40
567	CABLE	883	36144	0.40
530	CABLE	875	35815	0.40

Frame		P	fa	P
ID	Tipo	Tonf	Tonf/m2	-
566	CABLE	875	35803	0.40
383	CABLE	878	35941	0.40
545	CABLE	878	35928	0.40
516	CABLE	894	36577	0.41
552	CABLE	894	36564	0.41
378	CABLE	847	34645	0.38
540	CABLE	846	34632	0.38
382	CABLE	869	35556	0.39
544	CABLE	869	35543	0.39
517	CABLE	884	36182	0.40
553	CABLE	884	36169	0.40
381	CABLE	861	35220	0.39
543	CABLE	860	35207	0.39
518	CABLE	875	35796	0.40
554	CABLE	875	35783	0.40
529	CABLE	867	35484	0.39
565	CABLE	867	35471	0.39
380	CABLE	854	34956	0.39
542	CABLE	854	34943	0.39
519	CABLE	868	35500	0.39
555	CABLE	867	35487	0.39
528	CABLE	861	35241	0.39
564	CABLE	861	35228	0.39
379	CABLE	850	34765	0.39
541	CABLE	849	34752	0.39
520	CABLE	861	35228	0.39
556	CABLE	861	35215	0.39
527	CABLE	856	35037	0.39
563	CABLE	856	35024	0.39
521	CABLE	856	35027	0.39
557	CABLE	856	35015	0.39
526	CABLE	853	34890	0.39
562	CABLE	852	34878	0.39
522	CABLE	853	34890	0.39
558	CABLE	852	34878	0.39
525	CABLE	851	34801	0.39
561	CABLE	850	34789	0.39
523	CABLE	850	34798	0.39
559	CABLE	850	34789	0.39
524	CABLE	850	34771	0.39
560	CABLE	849	34758	0.39

Nota. Autoría propia.

4.6.6.4 Análisis de Resultados

Tabla 4-75. Comparativa de Resultados para las Diferentes Combinaciones de Carga.

ELEMENTO	COMBINACIÓN															
	C-H20-44+D		L-H20-44+D		CC-14+D		3S3+D		30T+D		3S3+W1+D		3S3+W2+D		E+3S3+D	
CI3	4	1.14	12	3.06	12	2.22	4	1.22	2	1.04	4	1.55	4	1.25	6	1.29
CI3R	0	0.73	4	1.82	4	1.34	0	0.77	0	0.69	2	1.08	0	0.79	12	1.23
CI4	18	1.15	129	3.13	99	2.20	22	1.22	12	1.07	25	1.33	22	1.23	2	1.03
CI4R	0	0.73	4	1.91	4	1.38	0	0.77	0	0.68	0	0.85	0	0.78	0	0.86
Cordón Inferior	22	1.15	149	3.13	119	2.22	26	1.22	14	1.07	31	1.55	26	1.25	20	1.29
CS1	8	1.24	24	3.51	24	2.59	12	1.33	4	1.13	11	1.51	12	1.35	13	1.48
CS2	52	1.32	118	3.56	97	2.62	44	1.40	34	1.23	45	1.64	44	1.40	45	1.73
CS2R	0	0.84	36	2.09	29	1.64	0	0.76	0	0.57	0	0.76	0	0.75	0	0.63
Cordón Superior	60	1.32	178	3.56	150	2.62	56	1.40	38	1.23	56	1.64	56	1.40	58	1.73
D1	0	0.70	16	1.54	6	1.19	0	0.71	0	0.65	0	0.80	0	0.72	0	0.81
D2	0	0.42	0	0.71	0	0.65	0	0.37	0	0.32	0	0.42	0	0.38	0	0.36
D3	0	0.66	4	1.67	4	1.27	0	0.69	0	0.61	0	0.73	0	0.70	0	0.72
D4	0	0.31	0	0.55	0	0.49	0	0.26	0	0.22	0	0.32	0	0.27	0	0.28
D5	0	0.52	0	0.79	0	0.65	0	0.41	0	0.37	0	0.44	0	0.42	0	0.37
D6	0	0.33	0	0.69	0	0.55	0	0.34	0	0.31	0	0.38	0	0.35	0	0.30
D7	0	0.53	6	1.27	0	0.95	0	0.56	0	0.50	0	0.65	0	0.56	0	0.54
D8	0	0.29	0	0.82	0	0.60	0	0.30	0	0.26	0	0.32	0	0.30	0	0.34
Diagonales	0	0.70	26	1.67	10	1.27	0	0.71	0	0.65	0	0.80	0	0.72	0	0.81
M1	0	0.33	0	0.42	0	0.38	0	0.33	0	0.32	0	0.35	0	0.33	0	0.24
M2	12	1.17	186	4.11	156	3.11	7	1.17	0	0.95	107	1.97	7	1.21	199	5.47
Montantes	12	1.17	186	4.11	156	3.11	7	1.17	0	0.95	107	1.97	7	1.21	199	5.47
Pendolón	2	1.05	18	1.27	2	1.19	2	1.06	2	1.04	2	1.08	2	1.06	0	0.80
TARR1	0	0.16	0	0.24	0	0.22	0	0.16	0	0.16	0	0.18	0	0.16	0	0.68

ELEMENTO	COMBINACIÓN															
	C-H20-44+D		L-H20-44+D		CC-14+D		3S3+D		30T+D		3S3+W1+D		3S3+W2+D		E+3S3+D	
TARR2	0	0.37	2	1.32	0	0.91	0	0.39	0	0.30	0	0.99	0	0.44	0	0.76
TCOL	0	0.75	10	1.58	4	1.23	0	0.78	0	0.71	1	1.04	0	0.79	0	0.76
TM	0	0.26	0	0.40	0	0.32	0	0.20	0	0.16	0	0.20	0	0.20	0	0.16
TV1	0	0.06	0	0.09	0	0.08	0	0.06	0	0.05	0	0.06	0	0.06	0	0.05
TV2	0	0.85	6	3.24	5	2.15	0	0.93	0	0.72	7	3.44	2	1.18	8	2.22
Torre	0	0.85	18	3.24	9	2.15	0	0.93	0	0.72	8	3.44	2	1.18	8	2.22
VTA	0	0.69	0	0.83	0	0.78	0	0.69	0	0.68	0	0.70	0	0.69	0	0.45
VTB	0	0.74	0	0.89	0	0.80	0	0.69	0	0.68	0	0.70	0	0.69	0	0.69
VTE	0	0.65	0	0.83	0	0.82	0	0.50	0	0.42	0	0.53	0	0.51	0	0.35
Vigas Travesaño	0	0.74	0	0.89	0	0.82	0	0.69	0	0.68	0	0.70	0	0.69	0	0.69
Cable	4	0.60	4	0.60	4	0.60	4	0.60	4	0.60	4	0.60	0	0.60	32	0.42

Las combinaciones presentadas corresponden a abreviaciones de la combinación completa, como sigue:

C-H20-44+D = Combinación D+T+Camión H20-44

L-H20-44+D = Combinación D+T+Carga de Carril H20-44

CC-14+D = Combinación D+T+Carga CC-14

3s3+D = Combinación D+T+Tractomula 3S3

30T+D = Combinación D+T+0.577 Tractomula 3S3

3S3+W1+D = Combinación D+T+Tractomula 3s3+0.3 W (CCP-14)

3S3+W2+D = Combinación D+T+Tractomula 3s3+0.3 W (SSHB-1949)

E+3S3+D = 0.9 D + T + EQ/1.5 + 0.5 Tractomula 3S3

Nota. Elaboración propia.

4.6.6.4.1 Análisis Sísmico (Combinación EE1: 0.9D + T + (EQ/R) + 0.5LL)

De los resultados del análisis sísmico por medio del método multimodal espectral de la Norma Colombiana de Diseño Sísmico de Puentes CCP-14, en la Figura 4-133, al evaluar la combinación de carga de evento extremo 1, con algunas variaciones respecto a la carga viva (se usa en este caso el vehículo tipo 3S3) se obtienen un número significativo de secciones de elementos que requerirían de alguna intervención, se observan gran cantidad de elementos sobreesforzados en color rojo, secciones del cordón inferior y cordón superior, montantes y algunos elementos de la torre. Dentro de estos se destacan principalmente, los montantes que presentan índices de sobreesfuerzo máximo de 4.88, lo que indica de manera aproximada que la sección debería ser casi 5 veces la actual para suplir las deficiencias estructurales y soportar adecuadamente las sollicitaciones sísmicas de diseño.

Por tanto, del análisis se puede estimar (con un alto grado de certeza) que el puente, desde su diseño y construcción no concebía provisiones sísmicas y esto se puede soportar, en primer lugar, con el estudio de la revisión normativa anteriormente desarrollado, en donde se evidencia que muy probablemente el puente se basó y desarrolló con la normativa SSHB-53, en cuyas especificaciones no se contempla el tema sísmico; y, en segundo lugar, los altos índices de sobreesfuerzos permiten deducir que estos elementos no fueron diseñados con ese objetivo.

En conclusión, no es pertinente ni viable llevar el puente a los parámetros sísmicos de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, debido a que, contemplando los altos índices de sobreesfuerzo se requeriría adicionar una cantidad importante de elementos de acero de una magnitud y peso considerables, lo que conllevaría a que se disminuya significativamente la capacidad de carga útil de la estructura, desatendiendo el objeto principal del presente estudio.

4.6.6.4.2 Análisis Estructural con Cargas de Viento

Se analizaron los dos casos de viento contemplando valores de la norma colombiana actual, CCP-14, y posteriormente, los valores que muy probablemente se usaron durante su diseño inicial, es decir con la norma SSHB-1949.

Se observa en color rojo los elementos que no cumplen las sollicitaciones debidas a la combinación expuesta anteriormente, aunque en comparación con el análisis sísmico, son menores los elementos que no cumplen, se debería reforzar una cantidad significativa de elementos del cordón superior, cordón inferior y montantes.

Se evidencian índices de sobreesfuerzos del orden del 40% y 97%, para SSHB-49 y CCP-14, respectivamente, en elementos del cordón superior e inferior y montantes, principalmente. Se anota que no se encuentra viable reforzar para cumplir cargas de viento según CCP-14 o SSHB-49, debido a que demasiados elementos requerirían intervención, lo que disminuye la capacidad útil del puente.

4.6.6.4.3 Análisis frente a Cargas Móviles Vehiculares

Carga H20-44

En la Figura 4-136 y Figura 4-137 se consolidan los resultados estructurales para la carga del camión H20-44 y la carga de carril estipuladas por la SSHB-49, se evaluaron los dos casos, aun cuando se supone que el que gobierna en este caso es la carga de carril, en vista que es la que produce los mayores esfuerzos; sin embargo, se trae a colación el análisis con el camión, ya que este presenta un comportamiento más coherente con los elementos existentes del puente.

Con la carga de carril se evidencian índices de sobreesfuerzo excesivo, de hasta un 3.13 con gran cantidad de elementos sobreesforzados, mientras que con la carga de camión el índice de sobreesfuerzo se reduce a 1.32 (32%) y los elementos sobreesforzados se reducen drásticamente (se detectan alrededor de 90 secciones). Este comportamiento estructural, genera cierta perplejidad, puesto que, observando los comportamientos estructurales, el diseño del puente original estaría más alineado a responder únicamente frente a las cargas de camión (y no a las de carril). Sin embargo, en vista que no se cuenta con unas memorias, no es posible respaldar completamente esta afirmación.

Pero es muy posible, que se haya usado el camión H20-44, sustentado en que para la época; primero, seguramente la SSHB-57 no era una normativa oficial (más bien una guía en esa época, por lo que no se obligaba a su estricto cumplimiento), y en esa medida, el ingeniero estructural pudo considerar (tal vez soportado con estudios de tránsito de la época) que la carga de carril era excesiva y nunca se presentaría en esa época, considerando que esa consiste en un tren de carga de camiones. También pudieron existir razones económicas.

Carga CC-14

La Figura 4-138 refleja el comportamiento estructural frente a la carga vehicular que rige actualmente el país, donde se evidencia importantes índices de sobreesfuerzo, de 2.62, el

máximo. Lo que significa, que también no es viable intervenir el puente con el objeto de aumentar su capacidad de carga, pues de manera similar, son tantos elementos que se vería afectada su capacidad útil.

Restricción Actual – 30t

En la Figura 4-139 se presentan los resultados del análisis para la restricción actual de 30t, en la cual los elementos en rojo son los que presentan sobreesfuerzo, entre estos elementos está el cordón inferior y cordón superior del primer tramo del puente. Son principalmente, 10 secciones del cordón superior de longitud de 3.3 m las que se encuentran más solicitadas con un sobreesfuerzo máximo del 23%, los demás tienen un grado de sobreesfuerzo bajo.

A partir de los resultados del análisis, se puede concluir que frente a la estructura existente el puente queda al límite de su capacidad con un camión de 30 toneladas y por lo tanto en este momento se podría pasar un camión de 30 toneladas de peso total (15 toneladas de carga neta) a baja velocidad (un solo camión sobre el puente). Se deben monitorear los elementos deteriorados y el puente en general para observar cualquier posible indicio de degradación o mal comportamiento. Ante la aparición de cualquier signo de degradación se debe suspender el paso de camiones inmediatamente. La falla de un elemento puede dar lugar a sobreesfuerzo de elementos aledaños, y al aumento significativo del deterioro del puente si no se interrumpe el paso de camiones.

Con base en la información disponible, no se pueden calcular probabilidades de falla ni número seguro de repeticiones de carga.

Tractomula 3S3

Al considerar la Figura 4-140 se evidencia un sobreesfuerzo de tractomula 3s3 circulando por el centro del puente, principalmente en elementos del cordón superior, registrando índices de sobreesfuerzo de un 40%, sin embargo, con baja cantidad de secciones de elementos sobreesforzadas (alrededor de 82), lo que muy posiblemente permita la intervención de la estructura para actualizarla en capacidad de carga, permitiendo el tránsito de vehículos similares a 3s3. Esta alternativa se revisará en el siguiente apartado para determinar su viabilidad.

4.7 Reparación Para Recuperación De Capacidad De Carga

Como resultado de los análisis con la tractomula 3S3 se evidencian sobreesfuerzos en varios elementos principalmente del cordón superior e inferior, por lo que se hace necesario recuperar y/o aumentar la capacidad de carga del puente. Para esto se propone una intervención que permita la circulación del 3s3 como único vehículo sobre el puente, respondiendo a la combinación de carga propuesta de Servicio I = 1.0 (DC+DW) + 1.0·3s3, en donde el vehículo circula a una velocidad baja, por el eje longitudinal del puente y sin considerar efectos de viento y parámetros sísmicos (debido al alto número de elementos que requerirían intervención y que terminarían por reducir la capacidad útil de la estructura). Para satisfacer este requerimiento se adicionarán piezas nuevas de acero a los elementos existentes, ubicadas de tal manera que sea viable y fácil su instalación en campo y que permitan mejorar las propiedades geométricas (como área, inercia, radio de giro, entre otros) y, por ende, la capacidad de los elementos y de la estructura general.

4.7.1 Especificación de la Reparación

Debido a la alta afluencia de elementos tipo perno, remache y platabanda (Figura 4-141) en el área superior e inferior de los cordones, se consideró la adición de elementos tipo placa soldados a los costados del elemento sobre ambos patines de los perfiles UPN, de tal manera que conformen una caja. A su vez las placas que pueden ser de dos espesores, 1/2" ó 3/8", pueden ir a ambos costados del perfil (cara interna y cara externa) o a un solo costado, según el requerimiento de esfuerzos del elemento.

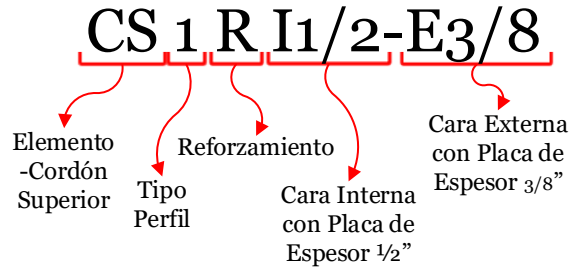
Figura 4-141. Superficie superior del cordón superior.



Nota. Autoría propia.

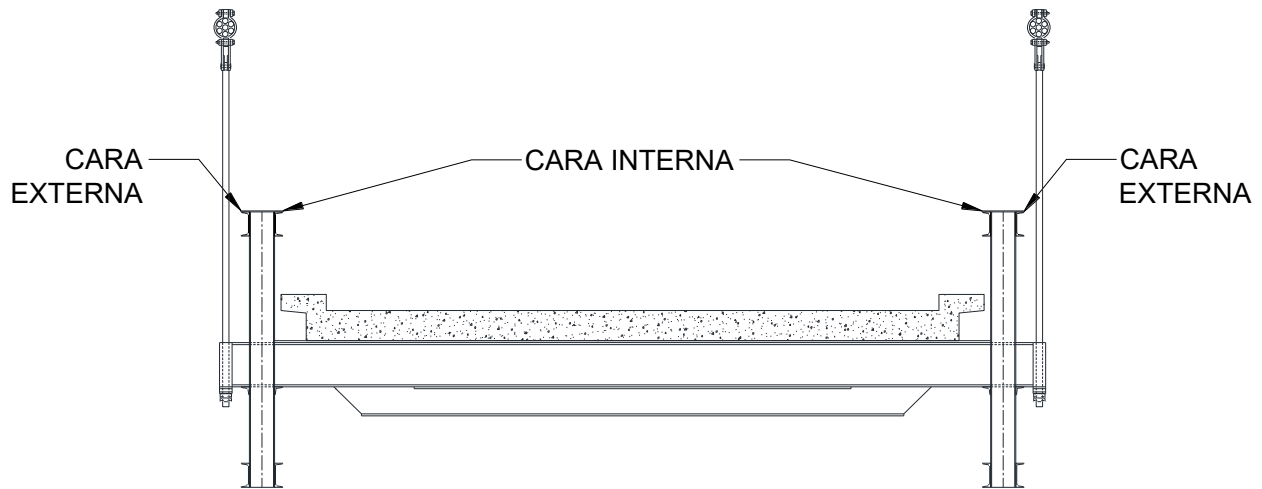
A continuación, se explica la notación seguida para designar el tipo de intervención al elemento, a su vez se presentarán el tipo de modificaciones realizadas a los elementos.

Figura 4-142. Ejemplo de Notación en Planos de Reparación.



Nota. Autoría propia.

Figura 4-143. Descripción de la cara interna y externa en los cordones de la viga celosía.



Nota. Autoría propia

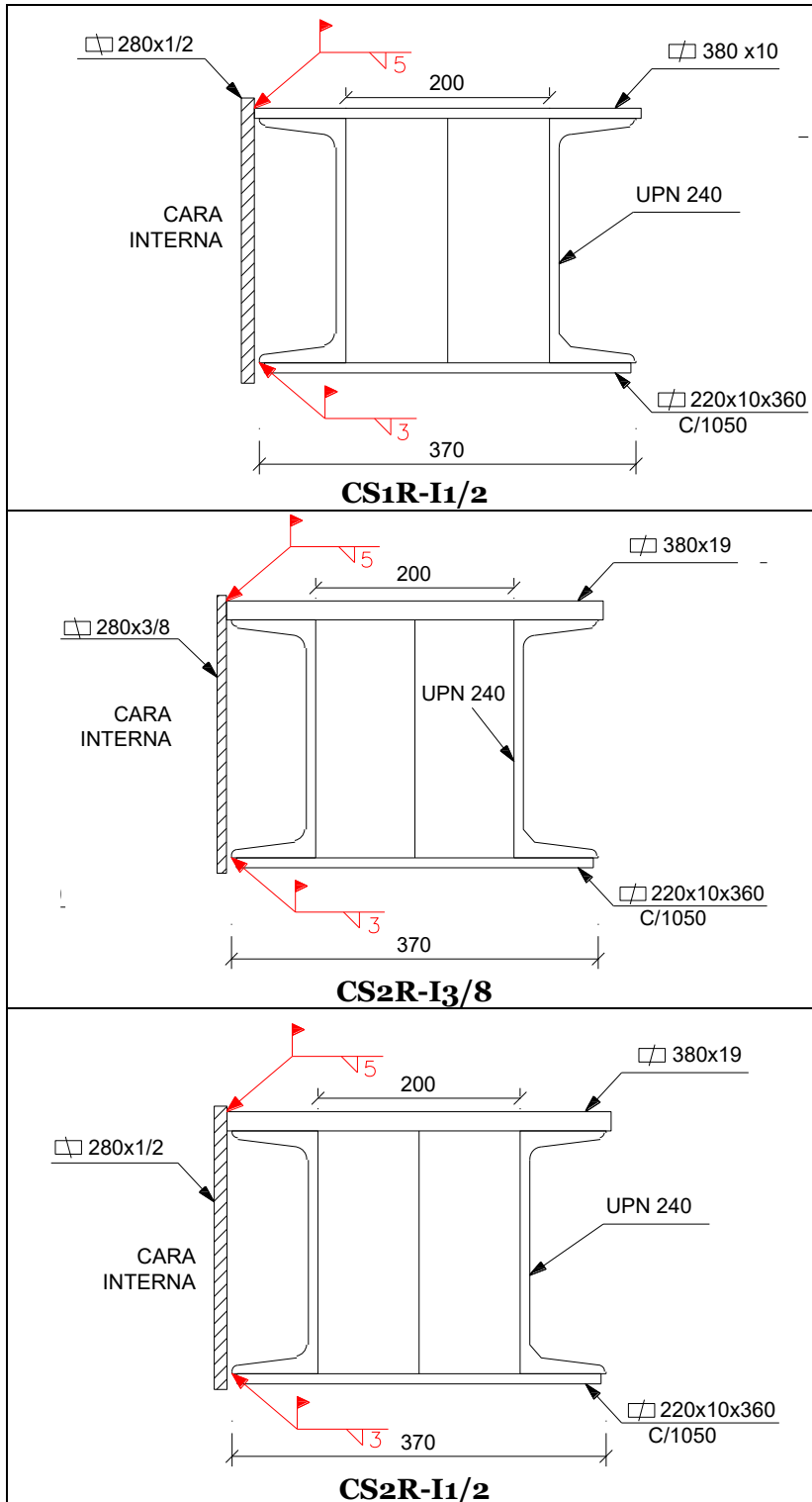
Tabla 4-76. Designación de los elementos modificados.

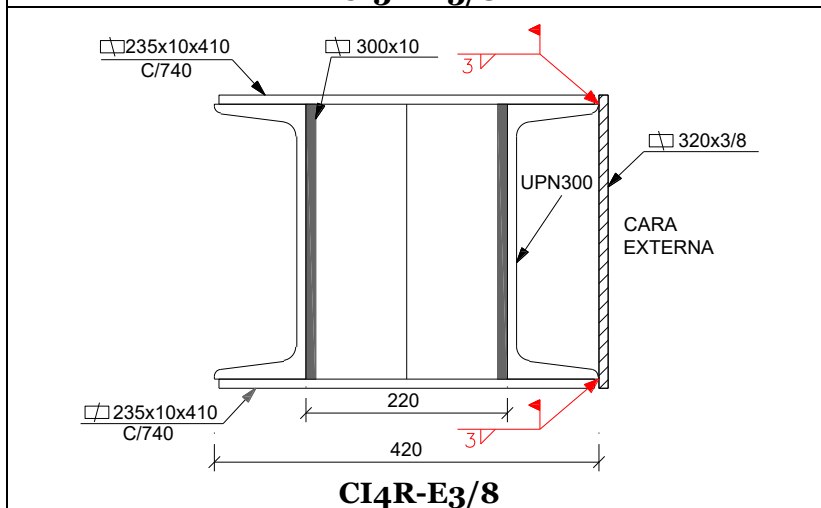
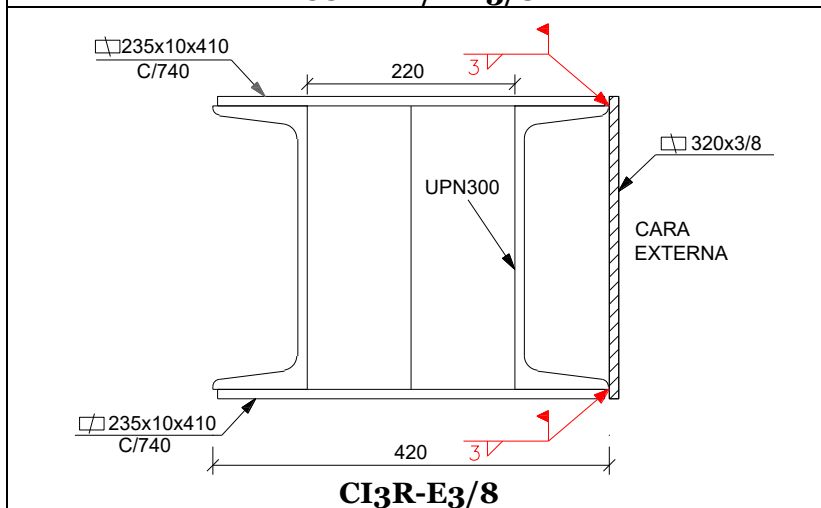
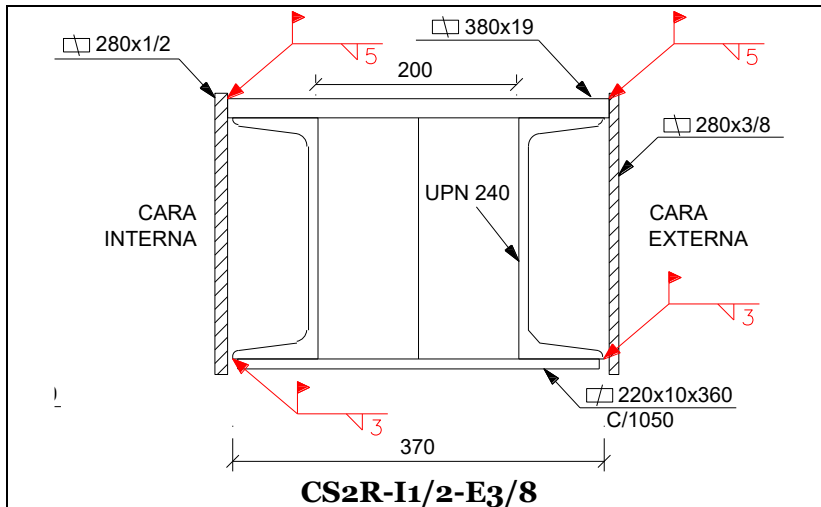
Elemento	Reparación		
		Designación Plano Estructural	Designación Elemento SAP2000
Cordón Inferior	CI3	CI3R-E3/8	CI3R1C10
	CI4	CI4R-E3/8	CI4R1C12
Cordón Superior	CS1	CS1R-I1/2	CS1R1C12
	CS2	CS2R-I3/8	CS2R1C10
		CS2R-I1/2	CS2R1C12
		CS2R-I1/2-E3/8	CS2R2C12-10

Nota. La designación en el software estructural inicia con el elemento, por ejemplo, cordón inferior tipo 3 (CI3), el reforzamiento a una o dos caras (R1 ó R2) y el espesor de este en milímetros (10 mm o 12 mm). Autoría propia.

4.7.1.1 Reparación de los Perfiles Existentes

Tabla 4-77. Perfiles Reparados.



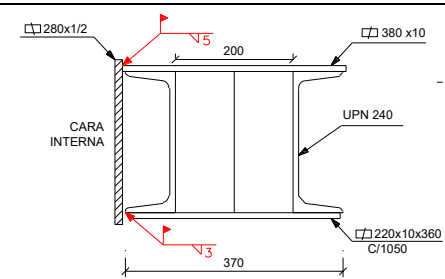
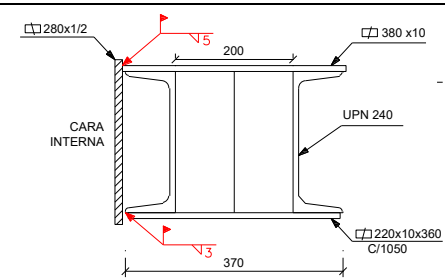
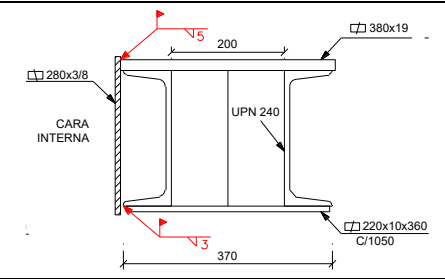
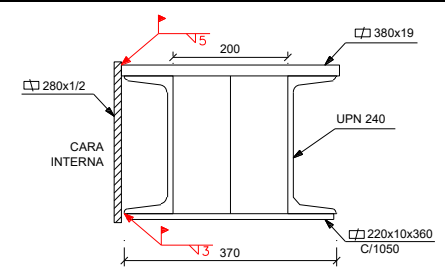


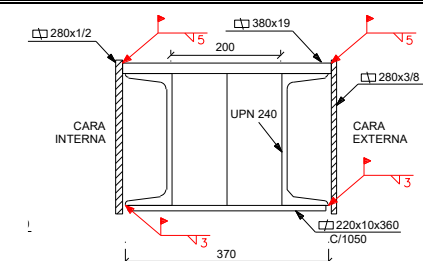
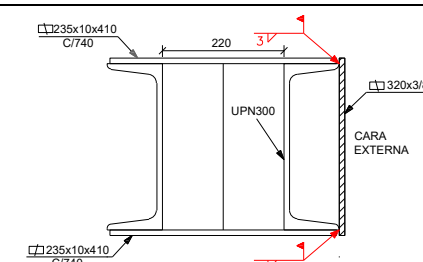
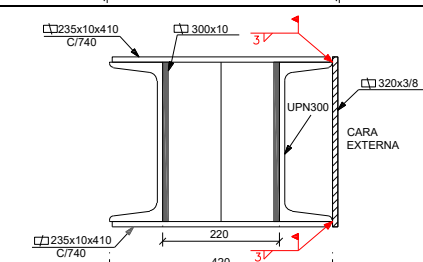
Elementos Adicionales

Nota. Algunas cotas de soldadura podrían ser revisadas y ajustadas en campo debido a las incertidumbres geométricas del estado actual de la estructura, estado de dichos perfiles y dificultades para realizar la unión propuesta. Autoría propia.

4.7.1.2 Propiedades Geométricas de los Perfiles Reparados

Tabla 4-78. Propiedades geométricas de los perfiles después de la reparación.

Sección			Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m
CORDÓN SUPERIOR VIGA DE RIGIDEZ											
CS1R-I1/2	Cordón Superior Tipo 1 Reforzado		156.45	13732.19	845.28	9.37	27180.06	1188.78	13.18	-	122.82
CS2R-I3/8	Cordón Superior Tipo 2 Reforzado		180.79	15827.69	868.45	9.36	29123.11	1366.63	12.69	-	141.92
CS2R-I1/2	Cordón Superior Tipo 2 Reforzado		189.75	16565.49	918.99	9.34	31501.91	1425.55	12.88	-	148.96

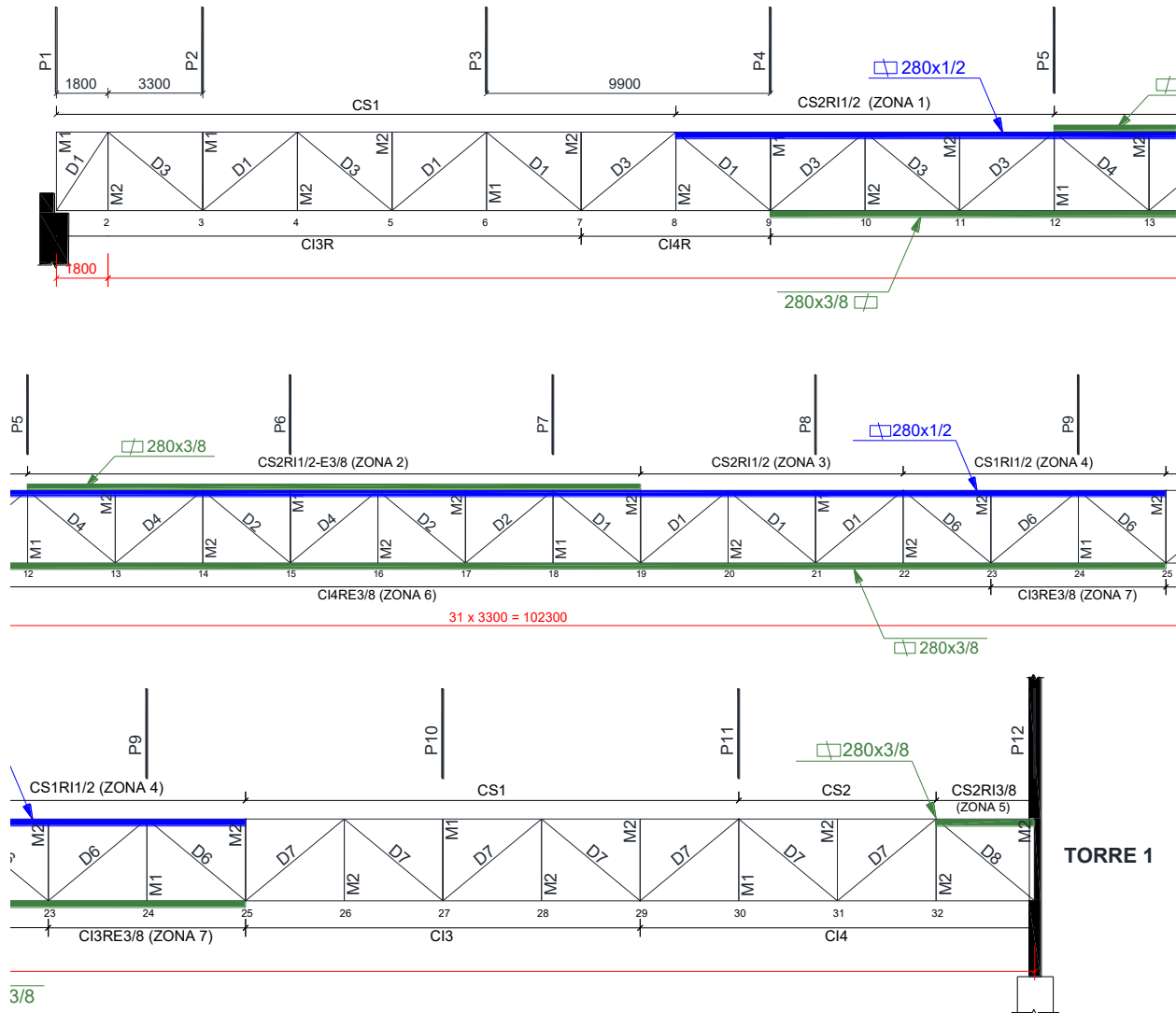
Sección			Área	I_x	S_x	r_x	I_y	S_y	r_y	L_t	Peso
			cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	m	kg/m
CS2R-I1/2-E3/8	Cordón Superior Tipo 2 Reforzado		225.31	19374.09	1114.07	9.27	47072.13	2373.19	14.45	-	176.87
CORDÓN INFERIOR VIGA DE RIGIDEZ											
CI3R-E3/8	Cordón Inferior Tipo 3 Reforzado		147.08	18459.08	1153.69	11.20	33715.52	1324.03	15.14	-	115.46
CI4R-E3/8	Cordón Inferior Tipo 4 Reforzado		207.08	22965.56	1398.07	10.53	41184.88	1703.90	14.10	-	162.56

Nota. Autoría propia.

4.7.1.3 Zonas de la Reparación

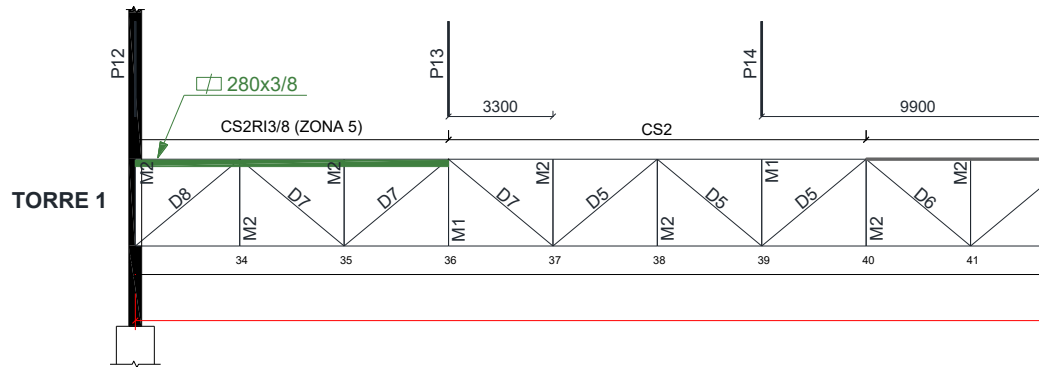
Debido a la simetría geométrica del puente respecto a su eje longitudinal las siguientes zonas a intervenir durante la reparación corresponden tanto aguas abajo como aguas arriba.

Figura 4-144. Reparación Viga de Rigidez Tramo 1 (Sentido noroeste-suroeste).



Nota. Autoría propia.

Figura 4-145. Reparación Viga de Rigidez Tramo 2 (Sentido noroeste-suroriente).



Nota. Autoría propia.

4.7.1.4 Detallado de las Reparaciones

Tabla 4-79. Intervenciones en el Cordón Superior.

Zona	Elemento	Cara por intervenir	Espesor		Altura mm	Posición según verticales	Longitud mm	Peso kg
			in	mm				
1	CS2RI1/2	INTERNA	1/2	12.7	280	8 a 12	13200	368.5
2	CS2RI1/2-E3/8	INTERNA	1/2	12.7	280	12 a 19	23100	644.8
		EXTERNA	3/8	9.5	280		23100	483.6
3	CS2RI1/2	INTERNA	1/2	12.7	280	19 a 22	9900	276.4
4	CS1RI1/2	INTERNA	1/2	12.7	280	22 a 25	9900	276.4
5	CS2RI3/8	INTERNA	3/8	9.5	280	32 a 36	13200	276.4
Total, por viga de rigidez								2326.0
TOTAL								4652.0

Nota. Autoría propia.

Tabla 4-80. Intervenciones en el Cordón Inferior.

INTERVENCIONES EN EL CORDÓN INFERIOR								
Zona	Elemento	Cara por intervenir	Espesor		Altura Mm	Posición según verticales	Longitud Mm	Peso Kg
			In	Mm				
6	CI4RE3/8	EXTERNA	3/8	9.5	320	9 a 23	46200	1105.4
7	CI3RE3/8	EXTERNA	3/8	9.5	320	23 a 25	6600	157.9
Total, por viga de rigidez								1263.3
TOTAL								2526.7

Nota. Autoría propia.

4.7.1.5 Especificaciones Constructivas

A continuación, se presentarán los requerimientos mínimos para la reparación con fines de recuperación de carga de la estructura metálica del puente, se tratan de requisitos similares a los

presentados en Reparación de Afectaciones Críticas. Se presentan los requerimientos mínimos de personal, equipo y materiales.

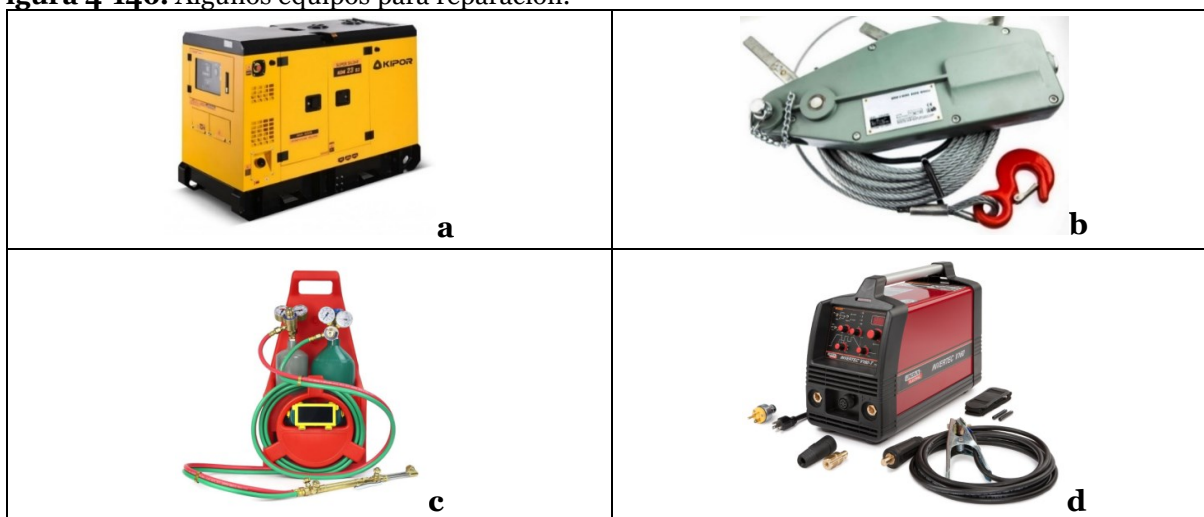
4.7.1.5.1 Personal

El personal mínimo durante todo el tiempo de construcción de la obra deberá estar conformado por un soldador calificado y con experiencia en trabajos de reparación en estructura metálica de puentes, más sus auxiliares y/o ayudantes. Todo el personal en soldadura deberá cumplir con las normas de seguridad exigidas por la entidad competente.

4.7.1.5.2 Equipos y Herramienta Menor

A continuación, se presentan algunos de los equipos indispensables para la reparación:

Figura 4-146. Algunos equipos para reparación.



Nota.

- a) Generador eléctrico, por Rembrak, 2020, ¿Cómo elegir un generador eléctrico? Recuperado de: <https://mydatascope.com/blog/es/como-elegir-un-generador-electrico/>.
- b) Equipo para izaje de cargas tipo Tirfor, por Insumos y Máquinas, 2019, ¿Qué es un aparejo tipo Tirfor y para qué sirve? Recuperado de: <https://insumosymaquinas.com.ar/que-es-un-aparejo-tipo-tirfor-y-para-que-sirve/>.
- c) Equipo de Oxicorte, por CorteMetal S.A.S., 2020, Equipo Oxicorte: 1 cilindro de oxígeno + 1 cilindro de acetileno o gas propano. Recuperado de: <http://cortemetal.com.co/equipo-oxicorte-2-cilindros-equipo-oxicortecarro-transportador/>.
- d) Equipo de soldadura: electrodo revestido, por De Máquinas y Herramientas, 2013, ¿Qué es la Soldadura SMAW?. Recuperado de: <https://www.demaquinasyherramientas.com/soldadura/soldadura-smaw-que-es-y-procedimiento>.

- Pulidora 9” y 4”
- Tirfor de 3t
- Diferencial 3t
- Gato 25t
- Equipo de soldadura
- Planta eléctrica
- Guaya
- Manila
- Línea de vida
- Plataformas de trabajo

- Equipo de corte (oxicorte)
- Extensiones 110V
- Extensión trifásica
- Elementos de protección personal
- Señalización vertical
- Equipo de pintura

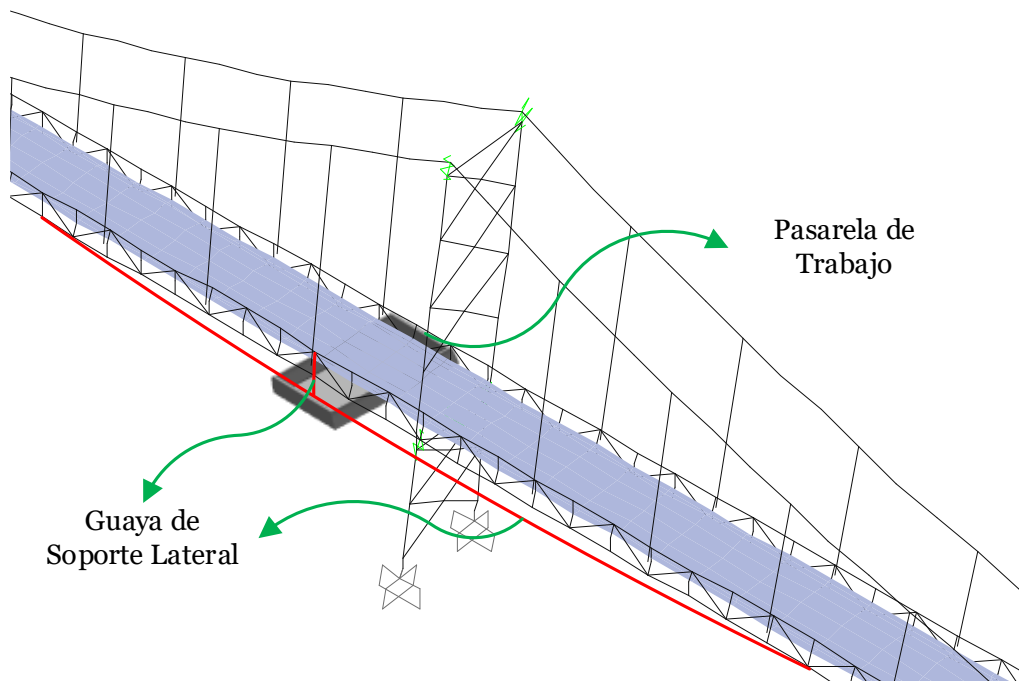
4.7.1.5.3 *Materiales*

- Acero ASTM A36 o superior
- Soldadura E7018 o superior
- Anticorrosivo
- Pintura
- Otros

4.7.1.5.4 *Actividades Preliminares*

Para la ejecución de los trabajos se deben instalar dos guayas longitudinales y paralelas a la luz del puente.

Figura 4-147. Montaje pasarela de trabajo.



Nota. Autoría propia.

Estas guayas cumplirán la función de soporte para la instalación de plataformas que permitirán realizar las labores e inspecciones pertinentes debajo de la superestructura. En la Figura 4-147 se muestra la posición de estas herramientas de trabajo.

4.7.1.5.5 *Etapa preparatoria*

- Estudiar los diseños.
- Verificar las dimensiones en campo.
- Correcciones por diferencias encontradas.

4.7.2 *Avalúo de Cargas de La Estructura Reparada*

A continuación, se presenta el avalúo de cargas para la estructura contemplando la masa debido a la reparación de perfiles detallada anteriormente

4.7.2.1 **Cargas Muertas**

4.7.2.1.1 *Carga Muerta debida al Peso Propio (Dead) Reparado*

- **Por elementos**

Tabla 4-81. Peso de la superestructura discriminada por elementos con reparación.

Elementos	Designación	Cantidad	Longitud (m)	Peso (ton)
Arriostramiento	ARRI	206	997.64	18.00
Total		206	997.64	18.00
Cable Catenario	CABLE	70	817.84	156.90
Total		70	817.84	156.90
Columna Torre	TCOL	28	146.80	107.18
Total		28	146.80	107.18
Arriostramiento Torre	TARR1	24	120.53	7.83
	TARR2	16	76.79	8.55
Total		40	197.32	16.38
Cordón Inferior	CI3	20	62.40	5.72
	CI3R	12	36.60	4.46
	CI4	134	442.20	61.32
	CI4R	4	13.20	2.23
	CI3R1C10	4	13.20	1.52
	CI4R1C10	28	92.40	15.02
Total		202	660.00	90.27
Cordón Superior	CS1	34	106.20	10.08
	CS2	90	296.40	35.87
	CS2R	36	118.80	20.64
	CS2R2C12-10	14	46.20	7.85
	CS2R1C10	8	26.40	3.75
	CS2R1C12	14	46.20	6.88

Elementos	Designación	Cantidad	Longitud (m)	Peso (ton)
	CSiR1C12	6	19.80	2.43
Total		202	660.00	87.50
Diagonal	D1	42	171.76	6.42
	D2	30	124.20	7.27
	D3	42	163.72	7.12
	D4	30	124.20	8.43
	D5	22	90.14	5.25
	D6	14	57.96	4.50
	D7	22	91.08	6.00
	D8	4	16.56	1.24
Total		206	839.63	46.23
Losa Concreto	Losa0.24	0	0.00	1160.83
Total		0	0.00	1160.83
Montante	M1	124	155.00	7.76
	M2	288	360.00	11.85
Total		412	515.00	19.61
Montante Torre	TM	2	5.15	0.48
Total		2	5.15	0.48
Pendolones	PENDOLON	56	475.26	11.63
Total		56	475.26	11.63
Viga Inferior de Arriostramiento	ARRV	42	154.98	14.33
Total		42	154.98	14.33
Viga Torre	TV1	2	16.20	2.03
	TV2	8	16.20	2.93
Total		10	32.40	4.96
Viga Travesaño	VTA	62	22.32	2.06
	VTB	621	193.64	23.04
	VTE	412	566.50	108.77
Total		1095	782.46	133.88
Total, general		2571	6284.49	1868.15

Nota. Autoría propia.

○ **Por material**

Tabla 4-82. Peso de la superestructura reparada discriminada por material.

Material	Especificación	Peso Total	Número de Piezas
		Ton	Cantidad
Acero	St37.11	538.79	2445
Acero	Cable	156.90	70
Acero	St37.12	11.63	56
Concreto	21 MPa	1160.826	N/A
Total		1868.15	-

Nota. Autoría propia.

4.7.2.1.2 Reacciones en la Base por Carga Muerta

Del modelo estructural se obtienen las siguientes reacciones en la base, precisando que FZ serían las que van en dirección de la gravedad, y corresponden a las cargas totales producidas por efecto del peso de la estructura y sus cargas posteriores.

Tabla 4-83. Reacciones en la base de la estructura reparada SAP2000.

CARGA	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
DEAD	-4.761E-10	5.269E-10	1868.15	1.553E-08	71875.34	-9.196E-08
CMPOST	-1.677E-10	-1.505E-10	458.96	5.298E-08	19757.15	2.764E-08
TOTAL	-5.902E-10	6.133E-10	2327.12	6.526E-08	91632.48	-8.367E-08

Nota. Autoría propia.

4.7.3 Análisis Estructural – Condición Reparado

El análisis estructural se realiza utilizando el programa SAP 2000 a partir de modificaciones al modelo previamente analizado, que considere las reparaciones anteriormente especificadas. Se evalúa el comportamiento del puente frente a las diferentes cargas, para determinar la capacidad de carga de este, y la pertinencia de la reparación propuesta.

4.7.3.1 Resistencia de los Elementos Estructurales Reparados

Tabla 4-84. Resultados de resistencia de los elementos estructurales reparados del puente.

Tipo	Axial		Flexión				Cortante	
	Fa	Ft	FbMajor	FbMinor	FeMajor	FeMinor	FvMajor	FvMinor
	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
CI3R1C10	15743.11	17131.23	17131.23	17131.23	120994.49	220996.5	11420.82	11420.82
CI4R1C10	15627.98	17131.23	17131.23	17131.23	106918.22	191739.87	11420.82	11420.82
CS1R1C12	15380.68	17131.23	17131.23	17131.23	84620.33	167488.67	11420.82	11420.82
CS2R1C10	15377.72	17131.23	17131.23	17131.23	84402.48	155301.4	11420.82	11420.82
CS2R1C12	15374.49	17131.23	17131.23	17131.23	84165.65	160054.37	11420.82	11420.82
CS2R2C12-10	15361.79	17131.23	17131.23	17131.23	83246.74	193945.43	11420.82	11420.82

Nota. Autoría propia.

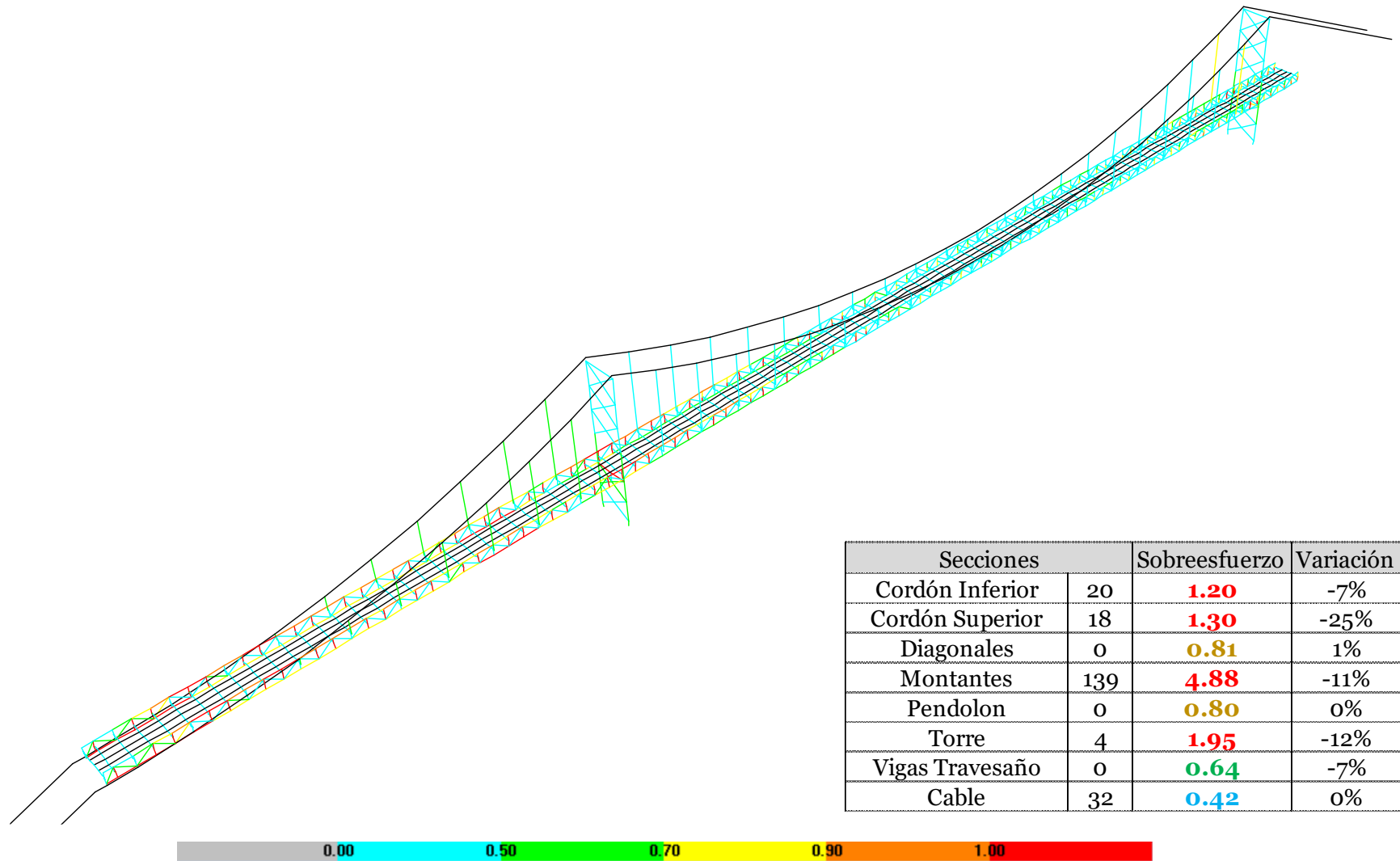
4.7.3.2 Resultados del Análisis Estructural para la Estructura Reparada

Para el análisis de la estructura reparada se consolidaron los resultados arrojados por el software estructural para cada uno de los casos de carga analizados anteriormente, de manera, que puedan compararse las variaciones con la estructura sin reparar.

Se revisaron nuevamente los mismos casos de carga y combinaciones (H20-44, CCP-14, vehículo 3S3 y restricción actual en combinación con la carga muerta; asimismo, análisis sísmicos, de viento y de carga móvil según consideraciones del CCP-14 y la SSHB-53). Con los resultados se estudiaron las solicitaciones y esfuerzos en los elementos para posteriormente compararlos con los esfuerzos admisibles, lo que permite evaluar nuevamente índices de sobreesfuerzo.

Se recalca que la evaluación de la reparación se concentró y se detalló en su objetivo principal, que es la revisión de la estructura frente a la circulación de una tractomula tipo 3S3.

Figura 4-148. Resultados para combinación con Sismo: Evento Extremo 1.



Nota. SAP2000.

Figura 4-149. Resultados para combinación con Viento 1: D+3s3+0.3WS (CCP-14)

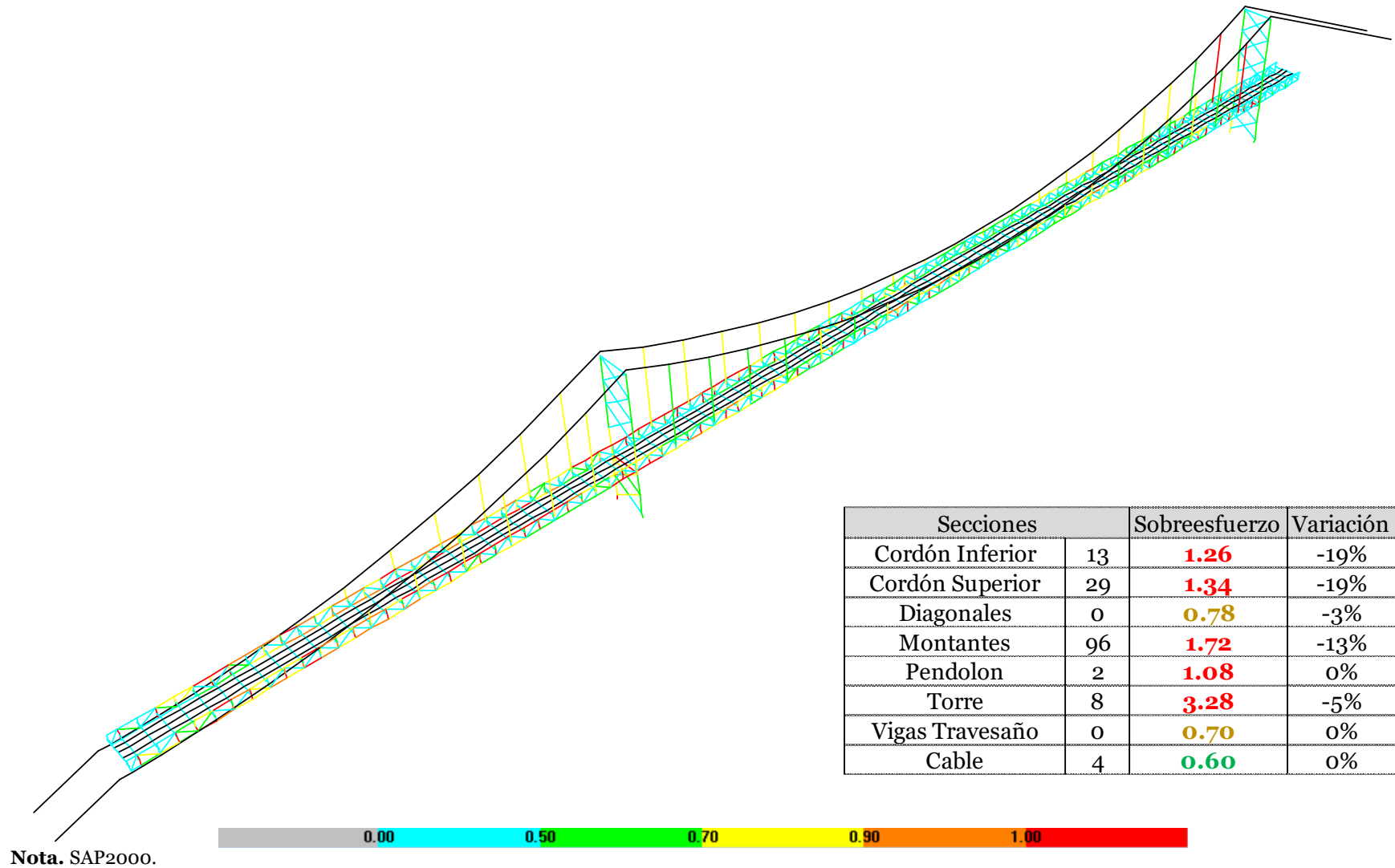
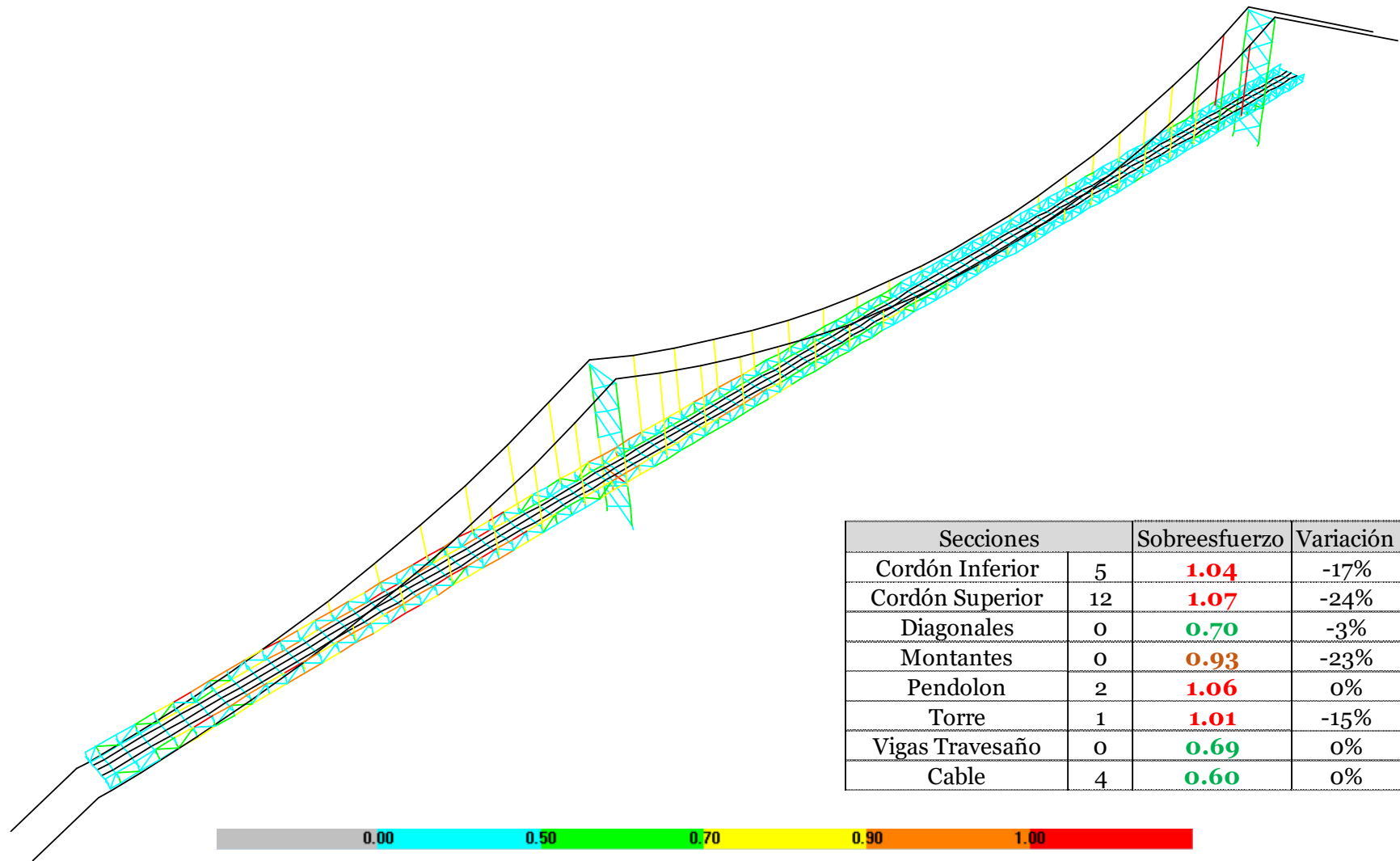
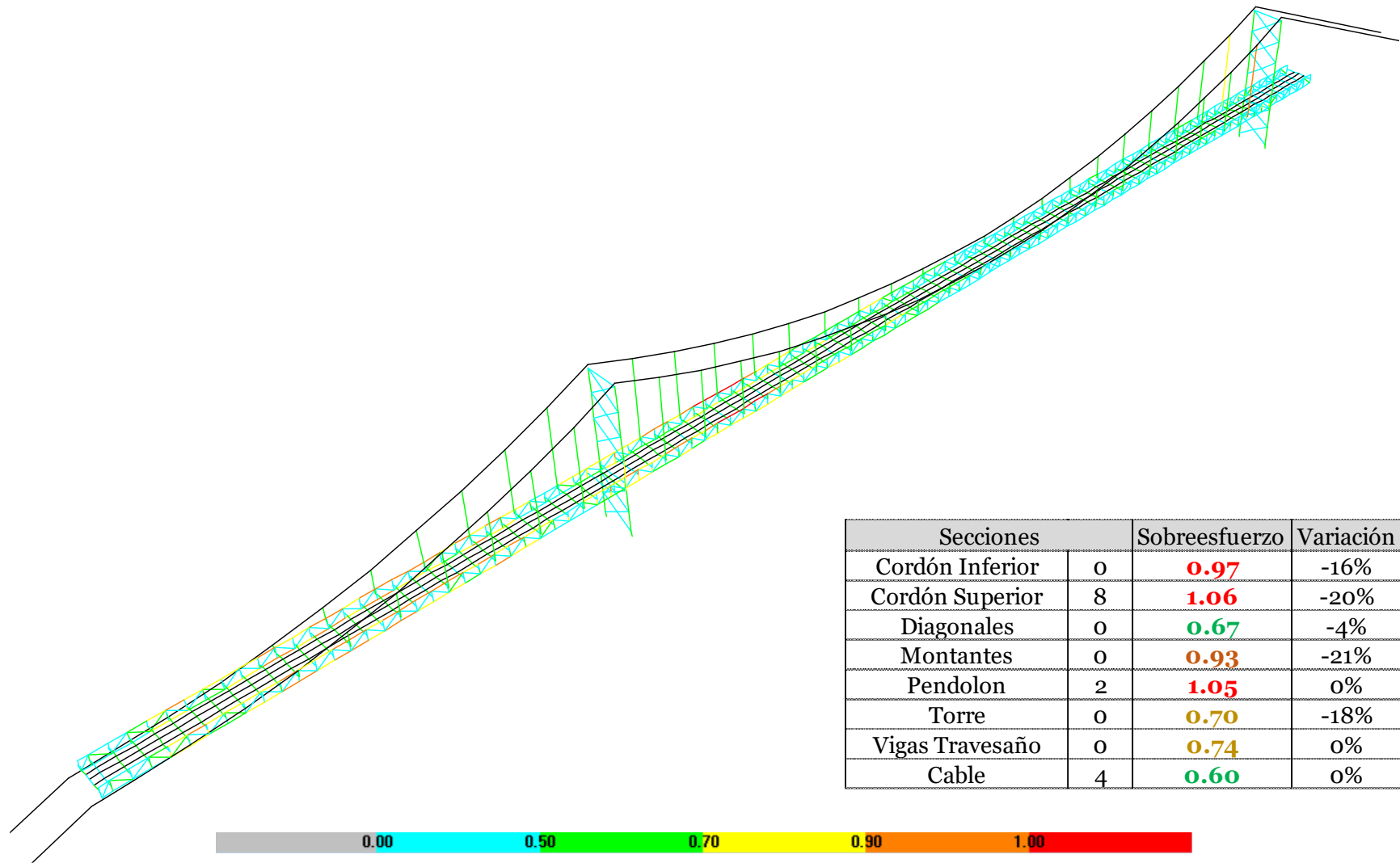


Figura 4-150. Resultados para combinación con Viento 2: D+3s3+0.3WS (SSHB-49)



Nota. SAP2000.

Figura 4-151. Resultados para combinación con Carga Vehicular: DEAD + Camión H20-44.



Nota. SAP2000.

Figura 4-152. Resultados par combinación con Carga Vehicular: DEAD + Carga de Carril H20-44.

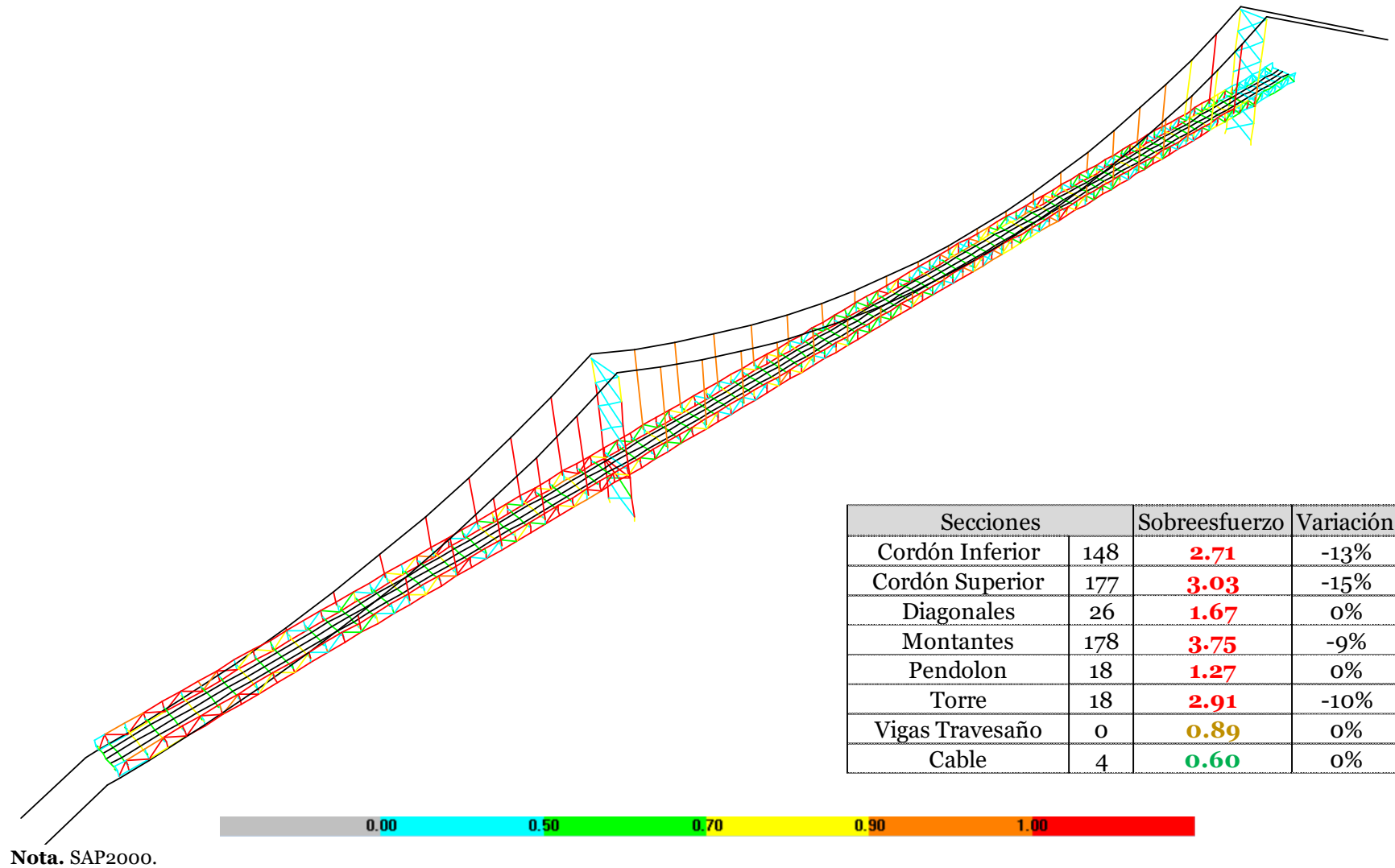
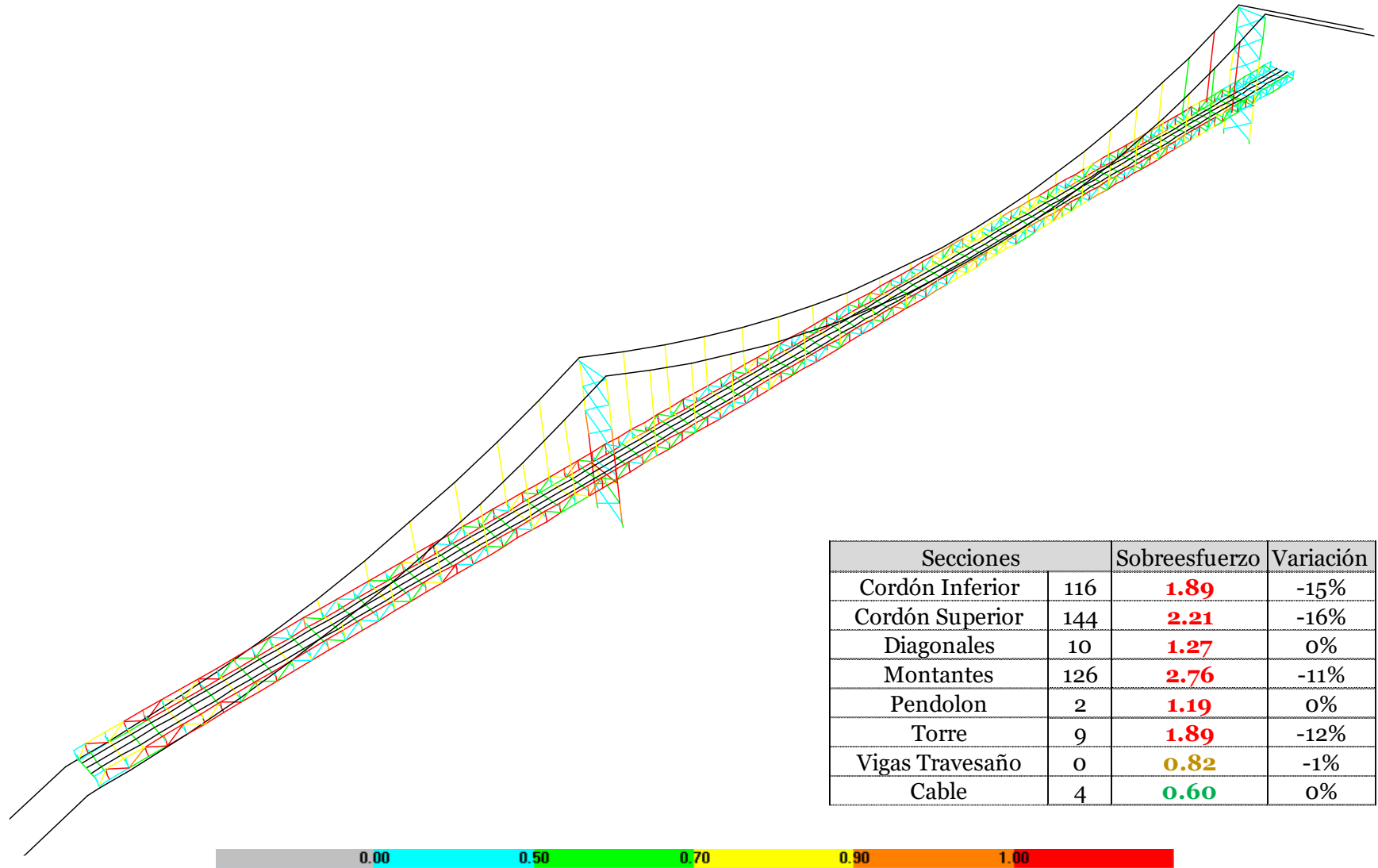
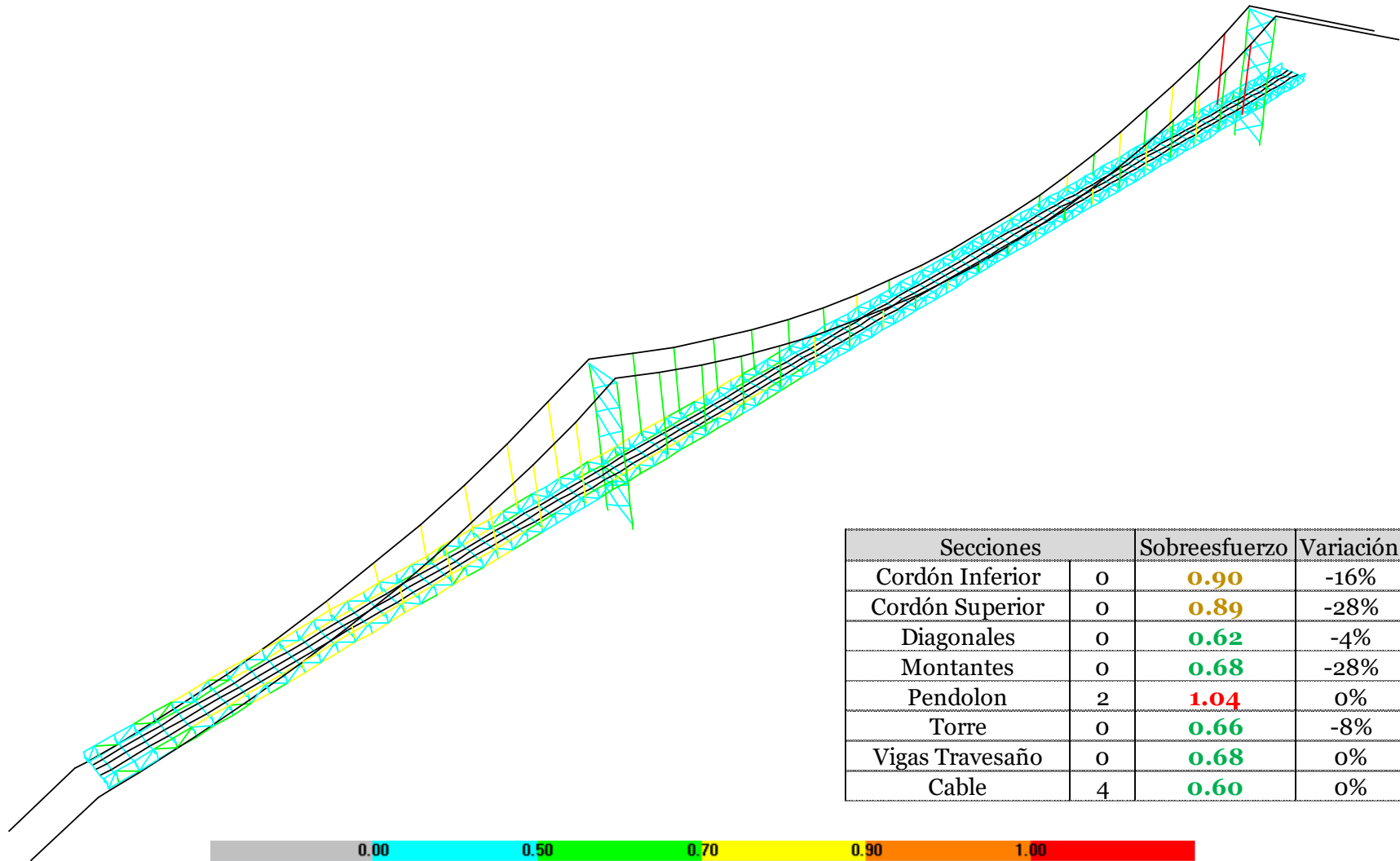


Figura 4-153. Resultados para combinación con Carga Vehicular: DEAD+CC14.



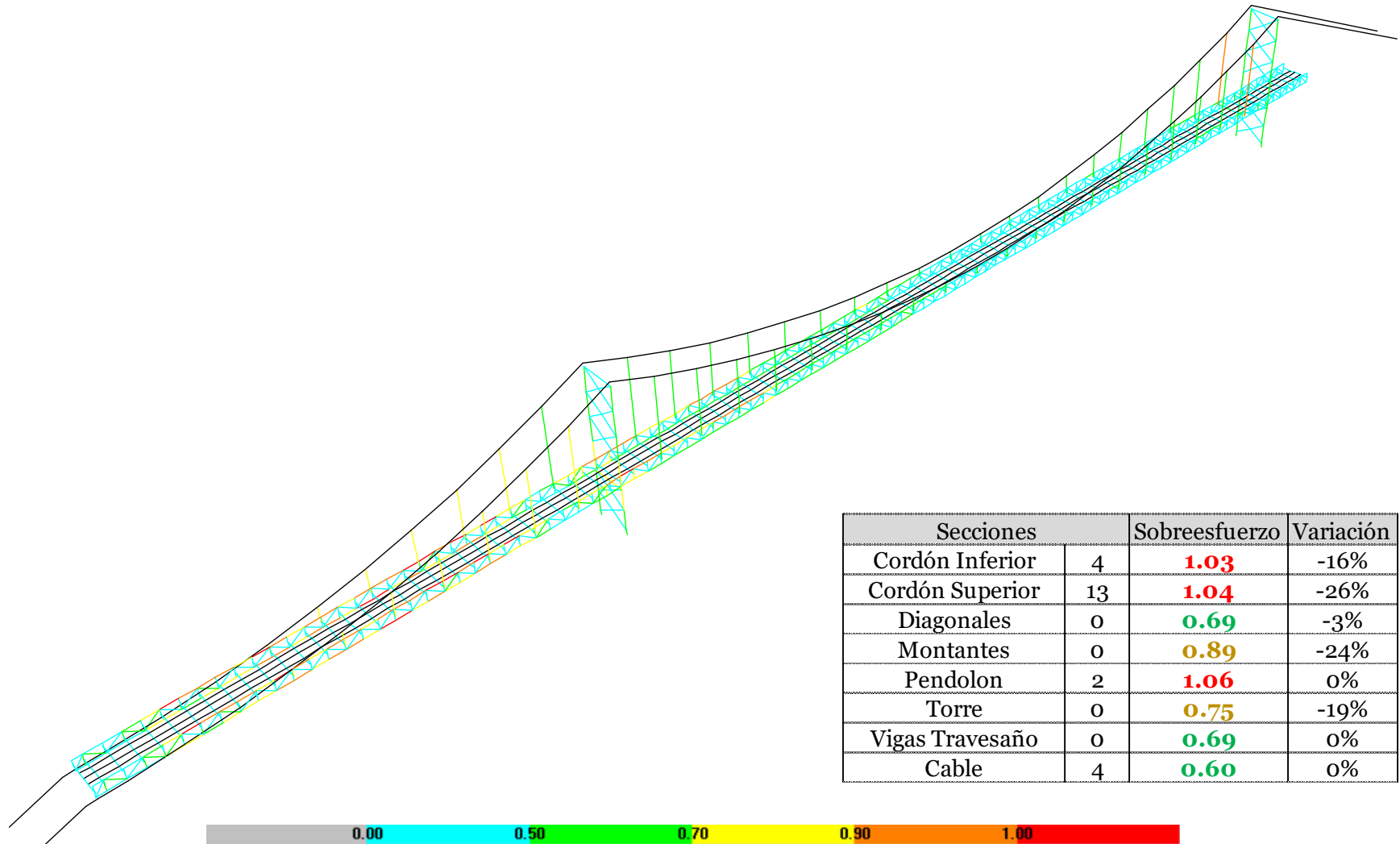
Nota. SAP2000.

Figura 4-154. Resultados para combinación con Carga Viva Vehicular: DEAD+ Vehículo 30t



Nota. SAP2000

Figura 4-155. Resultados para combinación con Carga Vehicular Objetivo: DEAD+3S3.



Secciones		Sobreesfuerzo	Variación
Cordón Inferior	4	1.03	-16%
Cordón Superior	13	1.04	-26%
Diagonales	0	0.69	-3%
Montantes	0	0.89	-24%
Pendolon	2	1.06	0%
Torre	0	0.75	-19%
Vigas Travesaño	0	0.69	0%
Cable	4	0.60	0%

Nota. SAP2000.

○ **Cordón Superior**

Tabla 4-85. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para el Cordón Superior.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
		Axial		Flexión		Cortante	Axial		Flexión		Cortante	Cortante		Flexión		Axial	PMM
Frame	P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM	
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	-	
770	CS1	166	-1.02	-2.51	0.28	0.12	13703	1450	2723	57.3	35.6	0.01	0.00	0.08	0.16	0.80	1.04
36	CS1	165	-1.01	2.52	0.27	0.12	13688	1445	2739	55.3	35.7	0.00	0.00	0.08	0.16	0.80	1.04
772	CS1R1C12	206	-2.33	-2.13	0.63	0.12	13157	2752	1791	78.0	28.6	0.01	0.00	0.16	0.10	0.77	1.03
38	CS1R1C12	206	-2.33	2.14	0.63	0.12	13136	2753	1803	78.4	28.7	0.01	0.00	0.16	0.11	0.77	1.03
762	CS2R1C12	250	-3.69	-0.68	1.31	0.62	13168	4018	479	155.8	84.4	0.01	0.01	0.23	0.03	0.77	1.03
761	CS2R1C12	250	-3.69	-0.68	1.09	0.62	13168	4018	475	130.0	84.4	0.01	0.01	0.23	0.03	0.77	1.03
28	CS2R1C12	249	-3.69	0.68	1.30	0.62	13146	4011	476	155.2	84.7	0.01	0.01	0.23	0.03	0.77	1.03
27	CS2R1C12	249	-3.69	0.67	1.09	0.62	13146	4011	473	129.5	84.7	0.01	0.01	0.23	0.03	0.77	1.03
752	CS2R1C12	245	-3.34	1.47	0.98	0.07	12908	3636	1032	116.3	9.7	0.01	0.00	0.21	0.06	0.75	1.03
18	CS2R1C12	244	-3.35	-1.48	0.98	0.07	12874	3640	1038	116.6	9.7	0.01	0.00	0.21	0.06	0.75	1.02
747	CS1	169	-1.95	-0.62	0.67	0.02	13993	2774	677	137.0	5.7	0.01	0.00	0.16	0.04	0.82	1.02
12	CS1	169	-1.96	0.63	0.67	0.02	13962	2794	682	137.5	5.7	0.01	0.00	0.16	0.04	0.82	1.02
867	CS2R1C10	-200	1.22	5.15	0.53	1.37	11085	1405	3771	69.1	190.6	0.01	0.02	0.08	0.20	0.72	1.00
758	CS2R2C12-10	272	-3.78	-2.06	1.06	0.10	12577	3551	965	98.0	12.4	0.01	0.00	0.21	0.06	0.73	1.00
24	CS2R2C12-10	272	-3.79	2.06	1.06	0.10	12556	3560	967	98.2	12.3	0.01	0.00	0.21	0.06	0.73	1.00
874	CS2	-170	1.59	-2.74	0.32	0.17	11001	2109	2430	62.1	27.3	0.01	0.00	0.12	0.14	0.72	0.98
201	CS2	-169	1.59	2.75	0.32	0.17	10983	2102	2440	62.8	27.4	0.01	0.00	0.12	0.14	0.71	0.98
760	CS2R1C12	260	-1.25	-2.40	0.35	0.10	13710	1356	1681	41.7	13.9	0.00	0.00	0.08	0.10	0.80	0.98
26	CS2R1C12	260	-1.24	2.40	0.35	0.10	13689	1351	1684	41.3	13.8	0.00	0.00	0.08	0.10	0.80	0.98
756	CS2R2C12-10	287	-3.51	0.27	0.88	0.51	13267	3294	128	81.4	61.1	0.01	0.01	0.19	0.01	0.77	0.97
755	CS2R2C12-10	287	-3.51	0.27	0.91	0.51	13267	3294	126	84.6	61.1	0.01	0.01	0.19	0.01	0.77	0.97
22	CS2R2C12-10	286	-3.50	-0.28	0.87	0.51	13240	3285	129	80.9	61.4	0.01	0.01	0.19	0.01	0.77	0.97
21	CS2R2C12-10	286	-3.50	-0.27	0.91	0.51	13240	3285	128	84.3	61.4	0.01	0.01	0.19	0.01	0.77	0.97
759	CS2R2C12-10	260	-3.78	-2.06	1.14	0.10	12027	3551	964	105.4	12.4	0.01	0.00	0.21	0.06	0.70	0.97
25	CS2R2C12-10	260	-3.79	2.06	1.14	0.10	12009	3560	967	105.5	12.3	0.01	0.00	0.21	0.06	0.70	0.97
194	CS2R1C10	-194	1.00	-5.18	0.76	1.36	10704	1148	3789	100.2	189.5	0.01	0.02	0.07	0.20	0.70	0.96
875	CS2	-170	1.64	-2.42	0.68	0.17	10994	2164	2147	131.5	27.3	0.01	0.00	0.12	0.12	0.71	0.96
202	CS2	-169	1.64	2.43	0.68	0.17	10975	2166	2156	132.2	27.4	0.01	0.00	0.12	0.12	0.71	0.96
763	CS2R1C10	-201	1.07	4.31	0.57	1.51	11096	1227	3152	75.1	209.8	0.01	0.02	0.07	0.17	0.72	0.96
748	CS1	169	-1.08	-0.68	0.43	0.02	13967	1538	742	88.2	5.7	0.01	0.00	0.09	0.04	0.82	0.95

Frame		P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	-
13	CS1	168	-1.07	0.69	0.43	0.02	13935	1528	748	87.2	5.7	0.01	0.00	0.09	0.04	0.81	0.95
773	CS1R1C12	206	-1.33	-1.75	0.53	0.12	13148	1572	1470	66.3	28.6	0.01	0.00	0.09	0.09	0.77	0.95
39	CS1R1C12	205	-1.32	1.76	0.53	0.12	13127	1567	1481	65.9	28.7	0.01	0.00	0.09	0.09	0.77	0.94
868	CS2R1C10	-176	1.62	4.78	0.49	0.26	9747	1860	3500	64.6	35.8	0.01	0.00	0.10	0.20	0.63	0.94
753	CS2R2C12-10	265	-3.34	1.47	0.94	0.07	12248	3135	689	86.9	8.7	0.01	0.00	0.18	0.04	0.71	0.94
19	CS2R2C12-10	264	-3.35	-1.48	0.94	0.07	12219	3139	693	87.1	8.7	0.01	0.00	0.18	0.04	0.71	0.94
29	CS2R1C10	-194	1.03	-4.32	0.76	1.53	10718	1186	3164	100.2	213.1	0.01	0.02	0.07	0.17	0.70	0.93
203	CS2	-174	1.68	1.32	0.70	0.17	11301	2225	1172	136.3	27.4	0.01	0.00	0.13	0.07	0.73	0.93
876	CS2	-174	1.68	-1.31	0.70	0.17	11309	2222	1165	135.5	27.3	0.01	0.00	0.13	0.07	0.74	0.93
749	CS2R1C12	226	-3.57	0.13	1.28	0.27	11907	3888	88	151.7	36.0	0.01	0.00	0.23	0.01	0.70	0.93
750	CS2R1C12	226	-3.57	0.12	1.08	0.27	11907	3888	86	128.9	36.0	0.01	0.00	0.23	0.01	0.70	0.93
877	CS2	-174	1.73	-1.23	0.28	0.17	11308	2291	1096	54.4	27.3	0.00	0.00	0.13	0.06	0.74	0.93
204	CS2	-174	1.73	1.24	0.28	0.17	11300	2292	1102	55.0	27.4	0.00	0.00	0.13	0.06	0.73	0.93
15	CS2R1C12	225	-3.56	-0.13	1.27	0.27	11879	3879	88	151.1	36.2	0.01	0.00	0.23	0.01	0.69	0.92
16	CS2R1C12	225	-3.56	-0.12	1.08	0.27	11879	3879	87	128.4	36.2	0.01	0.00	0.23	0.01	0.69	0.92
869	CS2R1C10	-176	1.70	4.30	0.76	0.26	9735	1959	3146	99.8	35.8	0.01	0.00	0.11	0.18	0.63	0.92
195	CS2R1C10	-172	1.60	-4.68	0.53	0.26	9534	1842	3427	70.1	36.1	0.01	0.00	0.10	0.20	0.62	0.92
196	CS2R1C10	-172	1.72	-4.32	0.79	0.26	9519	1980	3158	103.5	36.1	0.01	0.00	0.11	0.18	0.62	0.91
37	CS1R1C12	165	-2.33	2.14	0.65	0.12	10570	2753	1802	80.5	28.7	0.01	0.00	0.16	0.11	0.62	0.88
771	CS1R1C12	166	-2.33	-2.13	0.64	0.12	10581	2752	1790	80.1	28.6	0.01	0.00	0.16	0.10	0.62	0.88
751	CS2R1C12	245	-1.23	1.23	0.37	0.07	12912	1334	866	44.4	9.7	0.00	0.00	0.08	0.05	0.75	0.88
17	CS2R1C12	244	-1.22	-1.24	0.37	0.07	12879	1326	872	44.0	9.7	0.00	0.00	0.08	0.05	0.75	0.88
35	CS1	130	-0.72	2.91	0.52	0.68	10738	1023	3156	105.4	210.4	0.01	0.02	0.06	0.18	0.63	0.87
769	CS1	130	-0.71	-2.89	0.52	0.68	10731	1014	3138	106.4	208.4	0.01	0.02	0.06	0.18	0.63	0.87
873	CS2	-148	1.28	-2.98	0.56	0.72	9592	1694	2643	109.4	116.1	0.01	0.01	0.09	0.14	0.62	0.86
200	CS2	-148	1.27	2.99	0.56	0.72	9570	1680	2653	109.0	116.3	0.01	0.01	0.09	0.14	0.62	0.86
757	CS2R2C12-10	272	-1.54	-1.38	0.44	0.10	12579	1444	648	41.2	12.4	0.00	0.00	0.08	0.04	0.73	0.86
23	CS2R2C12-10	272	-1.55	1.39	0.45	0.10	12558	1451	651	41.3	12.3	0.00	0.00	0.08	0.04	0.73	0.86
754	CS2R2C12-10	265	-1.42	1.94	0.36	0.07	12245	1335	910	33.7	8.7	0.00	0.00	0.08	0.05	0.71	0.85
20	CS2R2C12-10	264	-1.43	-1.95	0.37	0.07	12215	1339	915	33.9	8.7	0.00	0.00	0.08	0.05	0.71	0.84
870	CS2	-143	1.48	2.60	0.71	0.26	9286	1954	2309	137.0	41.6	0.01	0.00	0.11	0.13	0.60	0.84
197	CS2	-143	1.48	-2.61	0.71	0.26	9242	1953	2312	138.1	41.9	0.01	0.00	0.11	0.13	0.60	0.84

Nota. Autoría propia.

○ **Cordón Inferior**

Tabla 4-86. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para el Cordón Inferior.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
		Axial		Flexión		Cortante	Axial		Flexión		Cortante	Cortante		Flexión		Axial	PMM
Frame	P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM	
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	-	
138	CI4R1C10	-272	-4.67	0.00	1.20	0.00	13141	3344	0	84.8	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.84	1.03
797	CI4R1C10	-272	-4.66	0.00	1.19	0.00	13114	3334	0	84.2	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.84	1.03
137	CI4R1C10	-268	-4.67	0.00	1.26	0.00	12923	3344	0	88.9	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.83	1.02
796	CI4R1C10	-267	-4.66	0.00	1.26	0.00	12899	3334	0	88.8	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.83	1.01
131	CI3R1C10	-194	-3.06	0.00	0.73	0.00	13214	2654	0	83.9	0.0	0.01	0.00	0.15	0.00	0.84	0.99
790	CI3R1C10	-194	-3.06	0.00	0.72	0.00	13206	2654	0	83.3	0.0	0.01	0.00	0.15	0.00	0.84	0.99
143	CI4R1C10	-260	-4.41	0.00	1.10	0.00	12562	3155	0	77.9	0.0	0.01	0.00	0.18	0.00	0.80	0.98
802	CI4R1C10	-260	-4.41	0.00	1.10	0.00	12550	3151	0	77.5	0.0	0.01	0.00	0.18	0.00	0.80	0.98
144	CI4R1C10	-258	-4.41	0.00	1.15	0.00	12477	3155	0	81.0	0.0	0.01	0.00	0.18	0.00	0.80	0.98
140	CI4R1C10	-262	-4.12	0.00	1.02	0.00	12641	2945	0	72.1	0.0	0.01	0.00	0.17	0.00	0.81	0.97
803	CI4R1C10	-258	-4.41	0.00	1.14	0.00	12459	3151	0	80.8	0.0	0.01	0.00	0.18	0.00	0.80	0.97
799	CI4R1C10	-261	-4.13	0.00	1.02	0.00	12624	2952	0	72.3	0.0	0.01	0.00	0.17	0.00	0.81	0.97
141	CI4R1C10	-259	-4.14	0.00	1.08	0.00	12486	2958	0	76.4	0.0	0.01	0.00	0.17	0.00	0.80	0.97
800	CI4R1C10	-258	-4.14	0.00	1.08	0.00	12472	2964	0	76.6	0.0	0.01	0.00	0.17	0.00	0.80	0.96
791	CI3R1C10	-186	-3.06	0.00	0.70	0.00	12675	2654	0	80.9	0.0	0.01	0.00	0.15	0.00	0.81	0.95
132	CI3R1C10	-186	-3.06	0.00	0.71	0.00	12674	2654	0	81.5	0.0	0.01	0.00	0.15	0.00	0.81	0.95
135	CI4R1C10	-243	-4.87	0.00	1.38	0.00	11748	3484	0	97.2	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.75	0.95
794	CI4R1C10	-243	-4.88	0.00	1.38	0.00	11738	3490	0	97.6	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.75	0.95
139	CI4R1C10	-266	-1.81	0.00	0.36	0.00	12831	1293	0	25.3	0.0	0.00	0.00	0.07	0.00	0.82	0.89
798	CI4R1C10	-265	-1.80	0.00	0.36	0.00	12809	1287	0	25.2	0.0	0.00	0.00	0.07	0.00	0.82	0.89
142	CI4R1C10	-261	-1.69	0.00	0.37	0.00	12603	1207	0	26.1	0.0	0.00	0.00	0.07	0.00	0.81	0.87
801	CI4R1C10	-261	-1.70	0.00	0.37	0.00	12591	1213	0	26.3	0.0	0.00	0.00	0.07	0.00	0.81	0.87
57	CI4R1C10	-221	-4.78	0.00	1.41	0.00	10688	3422	0	99.3	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.68	0.87
781	CI4R1C10	-221	-4.79	0.00	1.41	0.00	10652	3430	0	99.7	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.68	0.87
134	CI4R1C10	-218	-4.90	0.00	1.66	0.00	10506	3505	0	117.6	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.67	0.87
793	CI4R1C10	-217	-4.91	0.00	1.67	0.00	10499	3510	0	118.1	0.0	0.01	0.00	0.19	0.00	0.67	0.86
129	CI3	-127	-2.56	0.00	0.69	0.00	10844	2420	0	114.9	0.0	0.01	0.00	0.13	0.00	0.69	0.82

Nota. Autoría propia.

○ **Diagonales**

Tabla 4-87. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para las Diagonales.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
		Axial		Flexión		Cortante	Axial		Flexión		Cortante	Cortante		Flexión		Axial	PMM
Frame		P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	-
682	D1	55	0.06	0.00	0.06	0.00	11521	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.67	0.69
67	D1	55	0.06	0.00	0.06	0.00	11499	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.67	0.69
65	D3	-49	0.07	0.00	0.07	0.00	8870	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.65	0.67
680	D3	-49	0.07	0.00	0.07	0.00	8858	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.65	0.67
686	D1	-39	0.06	0.00	0.06	0.00	8293	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.03	0.00	0.64	0.67
71	D1	-39	0.06	0.00	0.06	0.00	8279	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.03	0.00	0.64	0.66
699	D1	-36	0.06	0.00	0.06	0.00	7668	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.59	0.62
84	D1	-36	0.06	0.00	0.06	0.00	7647	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.59	0.62
683	D3	-42	0.07	0.00	0.07	0.00	7527	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.55	0.57
68	D3	-42	0.07	0.00	0.07	0.00	7524	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.55	0.57
828	D1	-34	0.06	0.00	0.06	0.00	7074	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.55	0.57
153	D1	-34	0.06	0.00	0.06	0.00	7070	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.55	0.57
708	D7	75	0.11	0.00	0.11	0.00	8993	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.52	0.54
93	D7	74	0.11	0.00	0.11	0.00	8841	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.52	0.53
705	D7	-63	0.11	0.00	0.11	0.00	7535	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.51	0.53
90	D7	-62	0.11	0.00	0.11	0.00	7429	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.51	0.52
709	D7	-62	0.11	0.00	0.11	0.00	7360	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.50	0.51
94	D7	-61	0.11	0.00	0.11	0.00	7230	190	0	24.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.49	0.50
392	D1	-28	0.06	0.00	0.06	0.00	5862	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.45	0.47
939	D1	-28	0.06	0.00	0.06	0.00	5858	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.45	0.47
159	D3	-33	0.07	0.00	0.07	0.00	5999	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.44	0.46
834	D3	-33	0.07	0.00	0.07	0.00	5996	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.44	0.46
385	D3	-33	0.07	0.00	0.07	0.00	5913	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.44	0.45
932	D3	-33	0.07	0.00	0.07	0.00	5910	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.44	0.45
403	D1	-25	0.06	0.00	0.06	0.00	5284	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.41	0.43
950	D1	-25	0.06	0.00	0.06	0.00	5282	280	0	25.6	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.41	0.43
391	D3	-30	0.07	0.00	0.07	0.00	5394	251	0	25.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.40	0.42

Nota. Autoría propia.

○ **Montantes**

Tabla 4-88. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Montantes.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
		Axial	Flexión		Cortante		Axial	Flexión		Cortante		Cortante		Flexión		Axial	PMM
Frame		P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	-
2793	M2	1	2.73	-0.51	2.12	0.39	180	10139	5862	1471.9	163.8	0.13	0.01	0.59	0.29	0.01	0.89
2595	M2	1	-2.77	-0.47	2.15	0.36	241	10273	5418	1491.0	151.3	0.13	0.01	0.60	0.26	0.01	0.88
2617	M2	1	2.58	-0.50	2.00	0.39	267	9577	5795	1390.1	161.9	0.12	0.01	0.56	0.28	0.02	0.86
2815	M2	1	-2.59	-0.48	2.01	0.37	159	9616	5497	1395.5	153.6	0.12	0.01	0.56	0.27	0.01	0.84
2618	M2	11	1.96	-0.38	1.62	0.32	2688	7261	4390	1124.1	131.7	0.10	0.01	0.42	0.21	0.16	0.80
2794	M2	11	2.07	-0.35	1.71	0.29	2532	7688	4028	1190.2	120.0	0.10	0.01	0.45	0.20	0.15	0.79
2596	M2	11	-2.10	-0.32	1.74	0.26	2509	7789	3667	1205.7	109.2	0.11	0.01	0.45	0.18	0.15	0.78
2816	M2	11	-1.96	-0.34	1.62	0.29	2550	7289	3988	1128.4	118.9	0.10	0.01	0.43	0.19	0.15	0.77
2559	M2	-11	0.00	0.82	0.00	0.64	2601	0	9482	0.0	266.0	0.00	0.02	0.00	0.51	0.19	0.70
2757	M2	-11	0.00	0.82	0.00	0.64	2607	0	9446	0.0	265.0	0.00	0.02	0.00	0.50	0.19	0.69
2753	M2	-1	-0.12	1.04	0.10	0.81	272	446	12030	66.5	337.1	0.01	0.03	0.03	0.59	0.02	0.63
2555	M2	-1	0.12	1.04	0.10	0.81	242	450	12007	67.2	336.4	0.01	0.03	0.03	0.59	0.02	0.63
2918	M2	12	1.32	-0.24	1.09	0.20	2777	4885	2789	757.0	83.7	0.07	0.01	0.29	0.14	0.16	0.58
2720	M2	12	-1.32	-0.23	1.09	0.20	2772	4902	2708	759.5	81.4	0.07	0.01	0.29	0.13	0.16	0.58
2917	M2	1	1.74	-0.33	1.35	0.26	164	6445	3850	936.1	108.2	0.08	0.01	0.38	0.19	0.01	0.57
2719	M2	1	-1.74	-0.32	1.35	0.25	160	6467	3757	939.2	105.5	0.08	0.01	0.38	0.18	0.01	0.57
2561	M2	-12	0.00	0.57	0.00	0.45	2832	0	6595	0.0	186.3	0.00	0.02	0.00	0.35	0.21	0.56
2759	M2	-12	0.00	0.56	0.00	0.44	2838	0	6524	0.0	184.2	0.00	0.02	0.00	0.35	0.21	0.56
2556	M2	7	0.09	0.75	0.08	0.63	1680	332	8711	54.3	260.6	0.00	0.02	0.02	0.43	0.10	0.54
2754	M2	7	-0.09	0.75	0.08	0.63	1576	329	8719	53.8	261.3	0.00	0.02	0.02	0.43	0.09	0.54
2558	M2	11	-0.07	0.65	0.06	0.54	2640	254	7503	41.6	225.3	0.00	0.02	0.01	0.37	0.15	0.54
2756	M2	11	0.07	0.65	0.06	0.54	2623	251	7491	41.1	224.9	0.00	0.02	0.01	0.37	0.15	0.53
2875	M2	-1	-1.55	-0.30	1.20	0.23	336	5747	3452	834.7	97.1	0.07	0.01	0.34	0.17	0.02	0.53
2677	M2	-1	1.55	-0.29	1.21	0.23	340	5768	3359	837.8	94.5	0.07	0.01	0.34	0.16	0.02	0.53
2557	M2	0	-0.09	0.88	0.07	0.69	61	335	10232	51.5	286.8	0.00	0.03	0.02	0.50	0.00	0.52
2755	M2	0	0.09	0.88	0.07	0.69	69	331	10219	50.8	286.4	0.00	0.03	0.02	0.50	0.01	0.52
2626	M2	12	-1.07	-0.21	0.89	0.18	2807	3979	2436	617.3	73.0	0.05	0.01	0.23	0.12	0.16	0.52

Nota. Autoría propia.

○ **Travesaños**

Tabla 4-89. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Travesaños.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
		Axial	Flexión		Cortante		Axial	Flexión		Cortante		Cortante		Flexión		Axial	PMM
Frame		P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fvMajor	fvMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	-
2325	VTB	0	19.61	0.00	14.26	0.00	0	11880	3	2336.2	0.0	0.20	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69
2324	VTB	0	19.61	0.00	14.27	0.00	0	11878	3	2337.8	0.0	0.20	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69
1495	VTA	0	17.25	0.00	47.94	0.00	0	11820	0	8366.2	0.0	0.73	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69
1497	VTA	0	17.24	0.00	47.92	0.00	0	11818	0	8364.1	0.0	0.73	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69
3123	VTB	0	15.77	0.00	14.73	0.00	0	9552	5	2411.8	0.0	0.21	0.00	0.56	0.00	0.00	0.56
3122	VTB	0	15.76	0.00	14.71	0.00	0	9547	5	2409.8	0.0	0.21	0.00	0.56	0.00	0.00	0.56
3075	VTB	0	15.61	0.00	14.18	0.00	0	9454	19	2322.7	0.0	0.20	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3074	VTB	0	15.60	0.00	14.17	0.00	0	9449	19	2320.5	0.0	0.20	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3087	VTB	0	15.58	0.00	14.39	0.00	0	9440	1	2357.5	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3134	VTB	0	15.58	0.00	14.77	0.00	0	9441	0	2418.8	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3086	VTB	0	15.58	0.00	14.39	0.00	0	9439	1	2357.4	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3135	VTB	0	15.58	0.00	14.76	0.00	0	9439	0	2417.2	0.0	0.21	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3111	VTB	0	15.53	0.00	14.10	0.00	0	9411	0	2309.1	0.0	0.20	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3110	VTB	0	15.53	0.00	14.10	0.00	0	9409	0	2310.0	0.0	0.20	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
3099	VTB	0	15.37	0.00	13.08	0.00	0	9312	10	2142.2	0.0	0.19	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
3098	VTB	0	15.36	0.00	13.07	0.00	0	9307	10	2140.6	0.0	0.19	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
3051	VTB	0	15.31	-0.01	13.33	0.00	0	9274	39	2182.6	0.0	0.19	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
3050	VTB	0	15.29	-0.01	13.30	0.00	0	9265	39	2178.5	0.0	0.19	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2511	VTA	0	13.57	0.00	37.71	0.00	0	9298	0	6581.4	0.0	0.58	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2512	VTA	0	13.56	0.00	37.70	0.00	0	9294	0	6579.1	0.0	0.58	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2509	VTA	0	13.54	0.00	37.63	0.00	0	9278	0	6567.3	0.0	0.58	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2507	VTA	0	13.53	0.00	37.62	0.00	0	9275	0	6565.2	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2510	VTA	0	13.53	0.00	37.62	0.00	0	9274	0	6564.9	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2508	VTA	0	13.53	0.00	37.60	0.00	0	9271	0	6562.8	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
3063	VTB	0	15.29	0.00	13.57	0.00	0	9261	1	2223.1	0.0	0.19	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
3062	VTB	0	15.29	0.00	13.59	0.00	0	9261	1	2225.6	0.0	0.19	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54
2505	VTA	0	13.51	0.00	37.55	0.00	0	9259	0	6554.3	0.0	0.57	0.00	0.54	0.00	0.00	0.54

Nota. Autoría propia.

Torre

Tabla 4-90. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para elementos de la Torre.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas					Esfuerzos Actuantes					Demanda/Capacidad					
		Axial	Flexión		Cortante		Axial	Flexión		Cortante		Cortante		Flexión		Axial	PMM
Frame	P	M33	M22	V2	V3	fa	fbMajor	fbMinor	fVMajor	fVMinor	VMajor	VMinor	MMajor	MMinor	P	PMM	
ID	Tipo	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	-	-	-	-	-	
603	TV2	10	-0.68	37.43	0.93	11.74	447	512	11864	138.1	1172.1	0.01	0.10	0.03	0.69	0.03	0.75
185	TV2	10	0.68	37.42	0.93	11.74	445	509	11860	138.5	1172.1	0.01	0.10	0.03	0.69	0.03	0.75
1472	TCOL	-767	-18.43	-93.70	2.81	3.60	8244	635	3534	155.0	81.8	0.01	0.01	0.03	0.19	0.51	0.73
1474	TCOL	-767	18.43	-93.73	2.81	3.60	8241	635	3535	155.0	81.9	0.01	0.01	0.03	0.19	0.51	0.73
631	TCOL	-748	-19.22	-87.30	8.03	6.63	8038	662	3292	443.1	150.8	0.04	0.01	0.04	0.19	0.47	0.70
638	TCOL	-748	19.12	-87.33	8.01	6.63	8039	659	3293	442.0	150.8	0.04	0.01	0.04	0.19	0.47	0.70
1483	TCOL	-789	-21.54	-62.93	3.23	2.42	8479	742	2373	178.0	55.0	0.02	0.00	0.04	0.13	0.52	0.69
1486	TCOL	-788	21.54	-62.94	3.23	2.42	8476	742	2373	178.0	55.0	0.02	0.00	0.04	0.13	0.52	0.69
668	TCOL	-810	-12.84	-59.61	7.24	4.70	8710	442	2248	399.4	106.9	0.03	0.01	0.03	0.13	0.51	0.67
675	TCOL	-810	12.83	-59.62	7.24	4.70	8708	442	2248	399.3	106.9	0.03	0.01	0.03	0.13	0.51	0.67
667	TCOL	-819	26.59	-33.96	8.20	5.32	8809	916	1281	452.5	121.0	0.04	0.01	0.05	0.06	0.53	0.64
674	TCOL	-819	-26.59	-33.96	8.20	5.32	8806	916	1281	452.4	121.0	0.04	0.01	0.05	0.06	0.53	0.64
637	TCOL	-759	-26.32	-50.25	8.08	7.86	8156	907	1895	445.7	178.7	0.04	0.02	0.05	0.11	0.48	0.64
630	TCOL	-759	26.33	-50.25	8.08	7.86	8156	907	1895	445.6	178.7	0.04	0.02	0.05	0.11	0.48	0.64
442	TV2	10	-11.85	-5.12	42.01	7.88	447	8874	1623	6224.4	786.5	0.55	0.07	0.52	0.09	0.03	0.64
256	TV2	10	-11.84	-5.12	41.94	7.88	446	8863	1622	6214.4	786.4	0.54	0.07	0.52	0.09	0.03	0.64
633	TCOL	-760	2.08	-67.12	0.15	3.59	8168	72	2531	8.1	81.7	0.00	0.01	0.00	0.13	0.50	0.63
640	TCOL	-759	-2.07	-67.13	0.14	3.59	8165	71	2532	7.9	81.7	0.00	0.01	0.00	0.13	0.50	0.63
670	TCOL	-781	1.89	-45.08	0.16	2.41	8397	65	1700	9.0	54.9	0.00	0.00	0.00	0.09	0.51	0.60
677	TCOL	-781	-1.89	-45.08	0.16	2.41	8394	65	1700	9.1	54.9	0.00	0.00	0.00	0.09	0.51	0.60
634	TCOL	-758	2.26	-45.79	1.37	3.60	8154	78	1727	75.6	81.9	0.01	0.01	0.00	0.09	0.50	0.59
641	TCOL	-758	-2.27	-45.80	1.37	3.60	8151	78	1727	75.6	81.9	0.01	0.01	0.00	0.09	0.50	0.59
666	TCOL	-827	-28.91	0.00	12.32	5.46	8896	996	0	679.6	124.3	0.06	0.01	0.06	0.00	0.52	0.58
673	TCOL	-827	28.85	0.00	12.28	5.46	8893	994	0	677.6	124.3	0.06	0.01	0.06	0.00	0.52	0.58
671	TCOL	-780	2.71	-30.75	1.20	2.42	8391	93	1160	66.3	55.0	0.01	0.00	0.00	0.06	0.51	0.57
678	TCOL	-780	-2.72	-30.76	1.20	2.42	8388	94	1160	66.3	55.0	0.01	0.00	0.00	0.06	0.51	0.57
602	TV2	10	7.97	-10.13	26.46	11.74	447	5963	3210	3920.6	1172.1	0.34	0.10	0.35	0.19	0.03	0.56

Nota. Autoría propia.

○ **Pendolones**

Tabla 4-91. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Pendolones.

S1 [D+T+3S3]		Fuerzas Internas	Esfuerzos Actuales	Demanda/Capacidad
		Axial	Axial	Axial
Frame		P	fa	P
ID	Tipo	Tonf	Tonf/m2	-
192	PENDOLON	48	15536	1.06
97	PENDOLON	48	15532	1.06
436	PENDOLON	38	12090	0.82
122	PENDOLON	38	12086	0.82
438	PENDOLON	38	12079	0.82
124	PENDOLON	38	12074	0.82
437	PENDOLON	38	12073	0.82
439	PENDOLON	38	12072	0.82
123	PENDOLON	38	12069	0.82
162	PENDOLON	38	12067	0.82
434	PENDOLON	38	12066	0.82
120	PENDOLON	38	12062	0.82
435	PENDOLON	38	12035	0.82
433	PENDOLON	38	12033	0.82
121	PENDOLON	38	12031	0.82
119	PENDOLON	37	12030	0.82
432	PENDOLON	37	11997	0.82
118	PENDOLON	37	11989	0.82
260	PENDOLON	34	10891	0.74
99	PENDOLON	34	10887	0.74
262	PENDOLON	33	10573	0.72
101	PENDOLON	33	10569	0.72
419	PENDOLON	33	10563	0.72
416	PENDOLON	33	10563	0.72
108	PENDOLON	33	10559	0.72
105	PENDOLON	33	10559	0.72
316	PENDOLON	33	10558	0.72
421	PENDOLON	33	10556	0.72
103	PENDOLON	33	10554	0.72
110	PENDOLON	33	10552	0.72
423	PENDOLON	33	10546	0.72
112	PENDOLON	33	10542	0.72
418	PENDOLON	33	10537	0.72
417	PENDOLON	33	10536	0.72
415	PENDOLON	33	10535	0.72
107	PENDOLON	33	10533	0.72
420	PENDOLON	33	10533	0.72
106	PENDOLON	33	10532	0.72
104	PENDOLON	33	10531	0.72
429	PENDOLON	33	10529	0.72
109	PENDOLON	33	10529	0.72
422	PENDOLON	33	10526	0.72
114	PENDOLON	33	10525	0.72
430	PENDOLON	33	10523	0.72
111	PENDOLON	33	10522	0.72

Frame		P	fa	P
ID	Tipo	Tonf	Tonf/m2	-
115	PENDOLON	33	10520	0.72
307	PENDOLON	33	10519	0.72
424	PENDOLON	33	10516	0.72
102	PENDOLON	33	10515	0.72
113	PENDOLON	33	10512	0.72
431	PENDOLON	33	10433	0.71
116	PENDOLON	32	10426	0.71
261	PENDOLON	32	10419	0.71
100	PENDOLON	32	10416	0.71
257	PENDOLON	29	9161	0.62
98	PENDOLON	29	9157	0.62

Nota. Autoría propia.

○ Cables

Tabla 4-92. Resultados de Fuerzas Internas, Esfuerzos y Relación de Esfuerzos para los Cables.

S ₁ [D+T+3S ₃]		Fuerzas Internas	Esfuerzos Actuantes	Demanda/Capacidad
		Axial	Axial	Axial
Frame		P	fa	P
ID	Tipo	Tonf	Tonf/m2	-
186	CABLE	1313	53706	0.60
537	CABLE	1313	53706	0.60
536	CABLE	943	38602	0.43
571	CABLE	943	38589	0.43
451	CABLE	934	38214	0.42
549	CABLE	934	38201	0.42
534	CABLE	923	37757	0.42
570	CABLE	922	37744	0.42
427	CABLE	919	37592	0.42
548	CABLE	918	37579	0.42
452	CABLE	917	37531	0.42
550	CABLE	917	37518	0.42
515	CABLE	905	37048	0.41
551	CABLE	905	37036	0.41
533	CABLE	904	37001	0.41
569	CABLE	904	36988	0.41
426	CABLE	903	36963	0.41
547	CABLE	903	36950	0.41
532	CABLE	894	36590	0.41
568	CABLE	894	36577	0.41
516	CABLE	893	36553	0.41
552	CABLE	893	36541	0.40
425	CABLE	891	36452	0.40
546	CABLE	891	36440	0.40
517	CABLE	884	36159	0.40
553	CABLE	883	36146	0.40
531	CABLE	883	36134	0.40
567	CABLE	883	36122	0.40
383	CABLE	879	35958	0.40

Frame		P	fa	P
ID	Tipo	Tonf	Tonf/m2	-
545	CABLE	878	35945	0.40
530	CABLE	875	35792	0.40
566	CABLE	874	35780	0.40
518	CABLE	874	35772	0.40
554	CABLE	874	35760	0.40
382	CABLE	869	35572	0.39
544	CABLE	869	35560	0.39
519	CABLE	867	35477	0.39
555	CABLE	867	35465	0.39
529	CABLE	867	35461	0.39
565	CABLE	866	35449	0.39
381	CABLE	861	35236	0.39
543	CABLE	861	35224	0.39
528	CABLE	861	35218	0.39
564	CABLE	860	35206	0.39
520	CABLE	860	35205	0.39
556	CABLE	860	35193	0.39
527	CABLE	856	35014	0.39
521	CABLE	855	35005	0.39
563	CABLE	855	35002	0.39
557	CABLE	855	34992	0.39
380	CABLE	854	34961	0.39
542	CABLE	854	34949	0.39
522	CABLE	852	34868	0.39
526	CABLE	852	34868	0.39
558	CABLE	852	34856	0.39
562	CABLE	852	34856	0.39
379	CABLE	850	34781	0.39
523	CABLE	850	34779	0.39
525	CABLE	850	34779	0.39
541	CABLE	850	34769	0.39
559	CABLE	850	34767	0.39
561	CABLE	850	34767	0.39
524	CABLE	849	34748	0.39
560	CABLE	849	34736	0.38
378	CABLE	847	34661	0.38
540	CABLE	847	34649	0.38
377	CABLE	846	34627	0.38
310	CABLE	846	34624	0.38
539	CABLE	846	34615	0.38
538	CABLE	846	34612	0.38

Nota. Autoría propia.

4.7.3.3 Análisis de Resultados – Condición Reparado

Tabla 4-93. Comparativa de Resultados para las Diferentes Combinaciones de Carga.

ELEMENTO	COMBINACIÓN															
	C-H20-44+D		L-H20-44+D		CC-14+D		3S3+D		3oT+D		3S3+W1+D		3S3+W2+D		E+3S3+D	
CI3	0	0.76	8	2.22	8	1.59	0	0.82	0	0.66	2	1.10	0	0.84	4	1.03
CI3R	0	0.71	4	1.83	4	1.33	0	0.75	0	0.67	1	1.05	0	0.77	12	1.20
CI3R1C10	0	0.92	4	2.54	4	1.83	0	0.99	0	0.84	2	1.26	1	1.02	4	1.06
CI4	0	0.80	100	1.81	68	1.43	0	0.78	0	0.66	4	1.25	0	0.82	0	0.86
CI4R	0	0.69	4	1.85	4	1.34	0	0.73	0	0.64	0	0.80	0	0.73	0	0.81
CI4R1C10	0	0.97	28	2.71	28	1.89	4	1.03	0	0.90	4	1.13	4	1.04	0	0.86
Cordón Inferior	0	0.97	148	2.71	116	1.89	4	1.03	0	0.90	13	1.26	5	1.04	20	1.20
CS1	0	0.96	18	3.03	18	2.21	4	1.04	0	0.89	6	1.28	4	1.07	4	1.30
CS1R1C12	0	0.96	6	2.81	6	2.06	2	1.03	0	0.86	3	1.17	2	1.05	0	0.96
CS2	8	1.06	81	2.41	56	1.93	0	0.98	0	0.77	9	1.20	0	0.98	0	0.96
CS2R	0	0.78	36	1.94	28	1.53	0	0.69	0	0.50	0	0.71	0	0.68	0	0.57
CS2R1C10	0	0.93	8	2.83	8	2.00	1	1.00	0	0.81	4	1.34	0	0.99	4	1.03
CS2R1C12	0	0.97	14	2.84	14	2.05	6	1.03	0	0.89	5	1.13	6	1.04	8	1.16
CS2R2C12-10	0	0.94	14	2.62	14	1.92	0	1.00	0	0.86	2	1.02	0	1.00	2	1.03
Cordón Superior	8	1.06	177	3.03	144	2.21	13	1.04	0	0.89	29	1.34	12	1.07	18	1.30
D1	0	0.67	16	1.55	6	1.18	0	0.69	0	0.62	0	0.78	0	0.70	0	0.81
D2	0	0.41	0	0.70	0	0.65	0	0.36	0	0.31	0	0.42	0	0.37	0	0.34
D3	0	0.64	4	1.67	4	1.27	0	0.67	0	0.59	0	0.72	0	0.68	0	0.69
D4	0	0.31	0	0.54	0	0.49	0	0.27	0	0.22	0	0.32	0	0.27	0	0.26
D5	0	0.52	0	0.78	0	0.65	0	0.41	0	0.37	0	0.44	0	0.42	0	0.34
D6	0	0.31	0	0.67	0	0.53	0	0.33	0	0.30	0	0.36	0	0.33	0	0.28
D7	0	0.51	6	1.23	0	0.92	0	0.54	0	0.48	0	0.63	0	0.54	0	0.51
D8	0	0.29	0	0.81	0	0.59	0	0.29	0	0.24	0	0.31	0	0.29	0	0.31
Diagonales	0	0.67	26	1.67	10	1.27	0	0.69	0	0.62	0	0.78	0	0.70	0	0.81
M1	0	0.33	0	0.42	0	0.38	0	0.33	0	0.32	0	0.35	0	0.33	0	0.22

ELEMENTO	COMBINACIÓN															
	C-H20-44+D		L-H20-44+D		CC-14+D		3S3+D		30T+D		3S3+W1+D		3S3+W2+D		E+3S3+D	
M2	0	0.93	178	3.75	126	2.76	0	0.89	0	0.68	96	1.72	0	0.93	139	4.88
Montantes	0	0.93	178	3.75	126	2.76	0	0.89	0	0.68	96	1.72	0	0.93	139	4.88
Pendolón	2	1.05	18	1.27	2	1.19	2	1.06	2	1.04	2	1.08	2	1.06	0	0.80
TARR1	0	0.16	0	0.24	0	0.21	0	0.16	0	0.16	0	0.18	0	0.16	0	0.15
TARR2	0	0.31	2	1.19	0	0.81	0	0.32	0	0.24	0	0.98	0	0.38	0	0.54
TCOL	0	0.70	10	1.49	4	1.15	0	0.73	0	0.66	1	1.05	0	0.74	0	0.60
TM	0	0.26	0	0.40	0	0.32	0	0.20	0	0.17	0	0.20	0	0.20	0	0.15
TV1	0	0.06	0	0.08	0	0.08	0	0.06	0	0.05	0	0.06	0	0.06	0	0.04
TV2	0	0.67	6	2.91	5	1.89	0	0.75	0	0.55	7	3.28	1	1.01	4	1.95
Torre	0	0.70	18	2.91	9	1.89	0	0.75	0	0.66	8	3.28	1	1.01	4	1.95
VTA	0	0.68	0	0.83	0	0.78	0	0.69	0	0.68	0	0.70	0	0.69	0	0.43
VTB	0	0.74	0	0.89	0	0.80	0	0.69	0	0.68	0	0.70	0	0.69	0	0.64
VTE	0	0.65	0	0.82	0	0.82	0	0.50	0	0.42	0	0.53	0	0.51	0	0.32
Vigas Travesaño	0	0.74	0	0.89	0	0.82	0	0.69	0	0.68	0	0.70	0	0.69	0	0.64
Cable	0	0.60	0	0.60	0	0.60	0	0.60	0	0.60	0	0.60	0	0.60	0	0.42

Las combinaciones presentadas corresponden a abreviaciones de la combinación completa, como sigue:

C-H20-44+D = Combinación D+T+Camión H20-44

L-H20-44+D = Combinación D+T+Carga de Carril H20-44

CC-14+D = Combinación D+T+Carga CC-14

3s3+D = Combinación D+T+Tractomula 3S3

30T+D = Combinación D+T+0.577 Tractomula 3S3

3S3+W1+D = Combinación D+T+Tractomula 3s3+0.3 W (CCP-14)

3S3+W2+D = Combinación D+T+Tractomula 3s3+0.3 W (SSHB- 49)

E+3S3+D = 0.9 D + T + EQ/1.5 + 0.5 Tractomula 3S3

Nota. Elaboración propia.

4.7.3.3.1 Análisis Sísmico

Se percibe que una vez se efectuó el reforzamiento los índices de sobreesfuerzo se han reducido significativamente para esta combinación de carga incluyendo el sismo, para los elementos de cordón superior e inferior los índices máximos son de 1.20 y 1.30, respectivamente, lo que significa que frente a este evento sísmico de diseño (Evento Extremo 1) esos elementos podrían tener solicitaciones de un 20% o 30% más para lo que fueron diseñados.

El caso crítico está en los montantes, y es lo que dificulta la rehabilitación sísmica, dado que los índices de sobreesfuerzo son de casi 5 (4.88) lo que se traduce en que la sección es muy insuficiente para resistir esta sollicitación sísmica, y requeriría de una intervención significativa, en el sentido de tener que reforzar para cumplir el índice de sobreesfuerzo y además que son demasiadas secciones las que requieren intervención, 139. Nota: recordar que en el modelo un montante está representando por dos secciones (frames), y, por tanto, solo una sección de un montante podría estar sobreesforzada.

4.7.3.3.2 Análisis Estructural con Cargas de Viento

Respecto a cargas de viento, se evidencia claramente más afectación según los criterios de la norma colombiana CCP-14, en comparación con las que se creen son las consideraciones originales de diseño. Para las consideraciones CCP-14, se producen índices de sobreesfuerzo máximos en cordón superior de 1.34, en el cordón inferior de 1.26, en los montantes de 1.72 y en una viga que conforma la torre de 3.28; este último valor es el valor crítico pues implica una intervención significativa en este último elemento. Asimismo, implicaría aumentar el reforzamiento a muchos más elementos disminuyendo la capacidad útil del puente. Por otro lado, respecto a las que se consideran las provisiones de viento originales, el puente se considera aceptable frente a estas cargas, pues el índice de sobreesfuerzo máximo es de 1.07, lo que es a todas luces un índice bajo, que implica solo el 7% de sobreesfuerzo.

4.7.3.3.3 Análisis frente a Cargas Móviles Vehiculares

Frente a cargas móviles, la situación más crítica sería la presentada por la sobrecarga de carril H20-44, en donde se evidencia una gran cantidad de elementos sobreesforzados y le sigue la carga estipulada por la CCP-14. Para estos dos casos, no es viable el reforzamiento ejecutado, pues todavía permanecen varios elementos afectados, lo que significa de reforzar para cumplimiento de estas cargas móviles se vería reducida significativamente la capacidad útil de la

estructura, pues es una importante cantidad de elementos que sobreesforzados frente a estas cargas.

Por otro lado, las cargas de vehículos 3s3 y camión H20-44 son aceptables para el puente, en el primer caso el sobreesfuerzo de elementos es de tan solo el 4% y en el segundo caso de 6%, este caso se puede explicar debido a que el primer camión (más pesado) tiene una separación más amplia entre llantas, a diferencia del camión H20-44 cuya separación de ejes es menor conduciendo a concentrar un poco más las cargas, además, teniendo en cuenta que para el camión H20-44 se consideró la circulación en dos sentidos. A diferencia del 3S3 cuyo vehículo se modelizo para que circule por el centro de la calzada y como único vehículo en el puente.

Por último, cabe anotar, que se aceptó este sobreesfuerzo tan bajo por el hecho, de que también se tuvieron algunos márgenes de seguridad con el material, al considerar propiedades mecánicas ligeramente más bajas que las obtenidas a través de los ensayos de tracción.

4.7.4 Aumento de Capacidad Teórica

4.7.4.1 En los Elementos

Para los elementos es posible tener en cuenta dos consideraciones, en primera instancia, la reparación puede conducir a que los esfuerzos admisibles (calculados según la normativa relacionada en Metodología de Diseño) varíen, y por otro lado, se puede lograr una disminución de los esfuerzos actuantes en los elementos debido al aumento de las áreas, inercias, entre otros; esto implica que esa disminución se convierte en capacidad adicional que permite resistir sollicitaciones mayores.

A continuación, en la Tabla 4-94 se examina la variación de los esfuerzos admisibles producto de la reparación, comparando el perfil existente (sin reparar) en contraste con el perfil reparado.

Un signo negativo significa que se está reduciendo la resistencia del elemento, mientras que un signo positivo significa que se estaría aumentando la resistencia mecánica del elemento en cierta propiedad y en determinada dirección (eje mayor o eje débil). En el caso del esfuerzo crítico de pandeo (Fe) sobre el eje mayor se observa que se reduce máximo un 7.7%, mientras que sobre el eje débil aumenta hasta un 48.8%, esto se debe a la modificación de la inercia y el área del perfil, propiedades geométricas que determinan el radio de giro con el que se calcula el esfuerzo crítico de pandeo, Fe.

Tabla 4-94. Variación de la capacidad en términos de esfuerzos admisibles del elemento.

Perfil	Axial		Flexión				Cortante	
	Fa	Ft	FbMayor	FbMinor	FeMayor	FeMinor	FvMayor	FvMinor
	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
CI3	15812.5	17131.2	17131.2	17131.23	131083.53	185585.65	11420.8	11420.8
CI3R1C10	15743.1	17131.2	17131.2	17131.23	120994.49	220996.5	11420.8	11420.8
Variación	-0.4%	0.0%	0.0%	0.0%	-7.7%	19.1%	0.0%	0.0%
CI4	15665	17131.2	17131.2	17131.23	111123.81	158685.65	11420.8	11420.8
CI4R1C10	15628	17131.2	17131.2	17131.23	106918.22	191739.87	11420.8	11420.8
Variación	-0.2%	0.0%	0.0%	0.0%	-3.8%	20.8%	0.0%	0.0%
CS1	15432.8	17131.2	17131.2	17131.23	88618.58	135936.87	11420.8	11420.8
CS1R1C12	15380.7	17131.2	17131.2	17131.23	84620.33	167488.67	11420.8	11420.8
Variación	-0.3%	0.0%	0.0%	0.0%	-4.5%	23.2%	0.0%	0.0%
CS2	15380.6	17131.2	17131.2	17131.23	84615.3	130332.83	11420.8	11420.8
CS2R1C10	15377.7	17131.2	17131.2	17131.23	84402.48	155301.4	11420.8	11420.8
Variación	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	-0.3%	19.2%	0.0%	0.0%
CS2	15380.6	17131.2	17131.2	17131.23	84615.3	130332.83	11420.8	11420.8
CS2R1C12	15374.5	17131.2	17131.2	17131.23	84165.65	160054.37	11420.8	11420.8
Variación	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	-0.5%	22.8%	0.0%	0.0%
CS2	15380.6	17131.2	17131.2	17131.23	84615.3	130332.83	11420.8	11420.8
CS2R2C12-10	15361.8	17131.2	17131.2	17131.23	83246.74	193945.43	11420.8	11420.8
Variación	-0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	-1.6%	48.8%	0.0%	0.0%

Nota. Autoría propia.

Asimismo, como indicativo también del aumento de capacidad teórica se presenta la variación de los esfuerzos que actúan en el elemento una vez se modifican por la reparación, las propiedades geométricas: área total en el caso de esfuerzo axial, módulos de sección (alrededor del eje mayor y eje menor) en el caso de esfuerzos de flexión y áreas (mayor y menor) para los esfuerzos de corte.

En todos los casos se toman solicitaciones (fuerza axial, momento y fuerza cortante) unitarias para poder evaluar las implicaciones de la reparación. El aumento de capacidad estaría reflejado por la diferencia de esfuerzos, al reforzar el elemento, por lo general, aumenta sus propiedades lo que contribuye a descargar el elemento y disminuir los esfuerzos que actúan en este, por tanto, esa diferencia de esfuerzo que se presenta sería la capacidad adicional que se le otorga al elemento.

Tabla 4-95. Variación de la capacidad en términos de esfuerzos admisibles del elemento.

Tipo	Esfuerzos Actuantes Unitarios				
	Axial	Flexión		Cortante	
	fa	fb _{Mayor}	fb _{Minor}	fv _{Mayor}	fv _{Minor}
	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
CI3	85.70	945.48	934.94	166.85	85.70
CI3R1C10	67.99	866.78	755.27	114.98	67.99
Aumento	20.7%	8.3%	19.2%	31.1%	20.7%
CI4	56.60	736.56	722.11	86.82	56.60
CI4R1C10	48.29	715.27	586.89	70.67	48.29
Aumento	14.7%	2.9%	18.7%	18.6%	14.7%
CS1	82.72	1424.14	1085.30	204.46	308.60
CS1R1C12	63.92	1183.04	841.20	124.69	247.89
Aumento	22.7%	16.9%	22.5%	39.0%	19.7%
CS2	64.85	1323.00	887.51	193.71	161.58
CS2R1C10	55.31	1151.48	731.73	131.66	139.33
Aumento	14.7%	13.0%	17.6%	32.0%	13.8%
CS2	64.85	1323.00	887.51	193.71	161.58
CS2R1C12	52.70	1088.15	701.48	118.99	135.52
Aumento	18.7%	17.8%	21.0%	38.6%	16.1%
CS2	64.85	1323.00	887.51	193.71	161.58
CS2R2C12-10	46.22	938.41	468.31	92.72	120.88
Aumento	28.7%	29.1%	47.2%	52.1%	25.2%

Nota. Autoría propia.

Con base en la Figura 4 95 se puede observar que se alcanza a reducir los esfuerzos hasta máximo un 52.1%, y en promedio en todos los elementos reparados se reducen un 22% los esfuerzos.

4.7.4.2 En el Puente

Teniendo en cuenta la restricción máxima de carga actual para el puente de 30t, la cual se modelizó con la tipología de una camión 3s3 cargado en un 57% de su capacidad máxima, se observaron en algunos elementos unos índices de sobreesfuerzo muy bajos “aceptables estructuralmente”; y a su vez, fijando la restricción máxima del puente reparado en 52t, esto significaría que el puente teóricamente aumento su capacidad en un 73%, esto es únicamente aplicable considerando el caso de la circulación del vehículo con tipología 3S3 por el eje central

de la calzada del puente, y como único vehículo, ya que como se advirtió anteriormente una distribución diferente de ejes puede conducir a que se presenten variaciones en la transferencia de esfuerzos al puente, y puede concentrarse más o menos la carga en el tablero e incidir asimismo más o menos en los elementos. Por lo tanto, este aumento de capacidad termina siendo muy “subjetiva” pues dependerá de las condiciones de la carga móvil.

4.8 Prueba de Carga

Existen dos tipos de pruebas de carga: ensayo de diagnóstico y ensayo de prueba. El ensayo de diagnóstico es realizado para determinar la respuesta del puente, para comprobar o calibrar el modelo matemático. Mientras que el ensayo de prueba se realiza para determinar la máxima capacidad de la estructura.

4.8.1 Ensayo de Diagnóstico

El ensayo de diagnóstico es utilizado generalmente cuando no se tienen los datos de diseño dados por el constructor, lo cual se necesita para poder realizar un modelo analítico que permita identificar el comportamiento aproximado del puente, o simplemente para corroborar su correcta construcción. Este ensayo incluye la medición de elementos críticos de la estructura los cuales posteriormente son comparados con los resultados analíticos para poder ajustar las características analíticas y así aproximarse más al comportamiento real de la estructura.

Durante el ensayo diagnóstico se utiliza una carga conocida para generar un comportamiento lineal, que no sobrepase su límite elástico. Existen dos formas para realizar esta prueba. Una es de forma estática y otra de forma dinámica. En el primer caso se sitúa la carga en un punto determinado, mientras los valores (dependiendo del tipo de prueba) son registrados. En el segundo caso los datos son tomados en diferentes puntos a lo largo de la superestructura del puente mientras una carga móvil pasa a una velocidad baja determinada. En algunas ocasiones la velocidad se aumenta para poder observar el comportamiento del puente frente a un impacto dinámico. Normalmente los resultados obtenidos en campo son mayores a los esperados, esto por la dificultad de proyectar la rigidez del puente y las condiciones de construcción.

Para el puente en estudio, se llevó a cabo una prueba de carga estática de ensayo diagnóstico, cuyo objeto principal fue revisar el desempeño del puente frente a cargas vehiculares típicas y calibrar el modelo matemático. Se empleará un tren de carga constituido por un camión, cuyas

dimensiones y carga por eje se deben determinar antes del inicio de las actividades. El nivel de carga alcanzado debe ser representativo de las acciones de servicio, se recomienda un camión de peso total 30t. Antes de comenzar la prueba, se comprobará mediante pesaje en báscula el peso total real de los vehículos, debiendo determinar las dimensiones de los camiones que se utilicen y las cargas por eje, garantizado que su valor no se desvía en más de un 5% del considerado.

4.8.1.1 Metodología del Monitoreo Estructural

Con el propósito de determinar propiedades, evaluar el comportamiento del puente y evitar cualquier anomalía o daño estructural frente a cargas vehiculares, se instrumentó y monitoreó el puente, revisando junto con un equipo de topografía la deflexión del puente en el centro de cada una de la luces del puente.

Al finalizar se obtuvo una cantidad importante de información, dentro de esta, las deflexiones, que se compararon con el modelo matemático, y se realizaron ajustes al mismo con el objeto de aproximarse lo más posible a las condiciones estructurales reales, los ajustes consideraron principalmente modificar las fuerzas de tensionamiento del cable.

4.8.1.1.1 Generalidades

El monitoreo estructural se define como un proceso cuyo objetivo es proporcionar, con precisión y a tiempo, información referente a la condición y desempeño de una estructura. En las últimas décadas, el monitoreo ha cobrado particular importancia por ser una herramienta muy poderosa para garantizar la seguridad de los usuarios y las estructuras, establecer esquemas más efectivos de mantenimiento preventivo, detectar anomalías asociadas a daños, determinar la capacidad de carga y pronosticar el desempeño futuro de la estructura, con esto, es posible incrementar la vida útil y los índices de servicio de las estructuras. El monitoreo puede tener un enfoque local o global, el primero enfocado a partes específicas de la estructura (ejemplo, control de fisuración de un elemento) y el segundo enfocado a la obtención de parámetros de la estructura total.

Las técnicas globales, en general, se basan en la medición de las vibraciones mecánicas que proporcionan información sobre la condición general de una estructura, pudiendo revelar cambios asociados con alteraciones estructurales vinculadas con algún tipo de daño, sin que necesariamente determinen o localicen el daño, pero son capaces de proveer una puntuación global del comportamiento de la estructura. El hecho de que estos métodos tengan un carácter global implica que la instrumentación que utilizan para sus mediciones sea distribuida por toda

la estructura y que la información que se obtiene de ésta únicamente tiene sentido si se analiza en su conjunto.

Por lo tanto, el éxito de un monitoreo estructural depende en gran medida de la correcta interpretación de la información que se obtiene a través de los sensores, es por ello que, la selección del número de sensores, el tipo, la ubicación de éstos, la configuración del sistema de adquisición de datos (frecuencia de monitoreo) y el post-procesamiento de datos, son fundamentales para obtener información suficiente, pero no excesiva, para poder identificar cambios que pudieran estar asociados con condiciones de daño o falla e identificar los potenciales problemas que pudieran llegar a presentarse en el puente.

Para el presente estudio se enfoca el monitoreo principalmente a los métodos globales de detección de daño, que operan fundamentalmente cuando el daño resultante afecta algunos de los parámetros estructurales que determinan el comportamiento dinámico de la estructura (masa, amortiguamiento o rigidez), sin importar la causa u origen del daño. Así, el tipo de sensores que se requieren en este caso son aquellos que miden el comportamiento dinámico estructural en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración o esfuerzos.

4.8.1.1.2 Sensores

Por ser los más económicos, comúnmente empleados y de relativa facilidad de empleo y procesamiento, en este estudio se recomienda la instalación de sensores de aceleración (acelerómetros), para determinar pérdidas de rigidez de la estructura.

Un acelerómetro es un dispositivo que mide la vibración o la aceleración del movimiento de una estructura. La fuerza generada por la vibración o el cambio en el movimiento (aceleración) hace que la masa "comprima" el material piezoeléctrico, generando una carga eléctrica que es proporcional a la fuerza ejercida sobre él. El hecho de que la carga sea proporcional a la fuerza y que la masa sea constante hace que la carga también sea proporcional a la aceleración.

Se recomienda la instalación de mínimo 4 de estos dispositivos espaciados a igual distancia a lo largo del puente. Así mismo, se deberá hacer una cuidadosa inspección visual del puente en general, y en particular, de los elementos críticos, teniendo en cuenta también, de controlar y advertir de manera inmediata sobre cualquier sonido extraño de la estructura, para en estos casos, detener la circulación de vehículos sobre el puente lo más pronto posible.

Para el puente se colocarán mínimo 4 (cuatro) acelerómetros, 3 (tres) en los centros del tramo 1,

tramo 2 y acceso (o acceso), y 1 (uno) en la torre 1, como se muestra en la Figura 4-156; los sensores se deberán fijar muy bien al cordón superior de la viga en celosía de aguas abajo y fuera de la vista de los peatones.

Para poder aplicar las técnicas de monitoreo necesariamente se deberán conocer los estados de la estructura en el análisis, uno inicial considerando la estructura sin carga y otro posterior durante las cargas móviles. Al presentarse alguna anomalía estructural, los sensores (acelerómetros) deberán captar un cambio en la respuesta dinámica, la cual se puede asociar con la ubicación y magnitud de una posible irregularidad.

4.8.1.1.3 Monitoreo De Deflexiones

Se entiende como registro de deflexiones el trabajo que se realizará en campo para obtener información de deflexiones del puente a partir de cargas móviles situadas en la ubicación propuesta según, con el peso estipulado y por un tiempo establecido. La ubicación exacta, el peso y tiempo a permanecer sobre la estructura del puente, será de acuerdo con el procedimiento expuesto en el presente documento. La localización de las obras se hará con personal, equipo y métodos, que permitan ofrecer suficiente precisión (± 10 mm) en la toma de información.

Tener en cuenta que se deberá registrar la deflexión en el momento justo antes del inicio del ensayo, y durante el ensayo, el registro se debe realizar con una frecuencia determinada. En caso de registrar deflexiones mayores de 25 cm para el primer tramo del puente u 20 cm en la luz principal, se deberá descargar la estructura del puente, esperar a la recuperación de esta y disminuir la carga móvil.

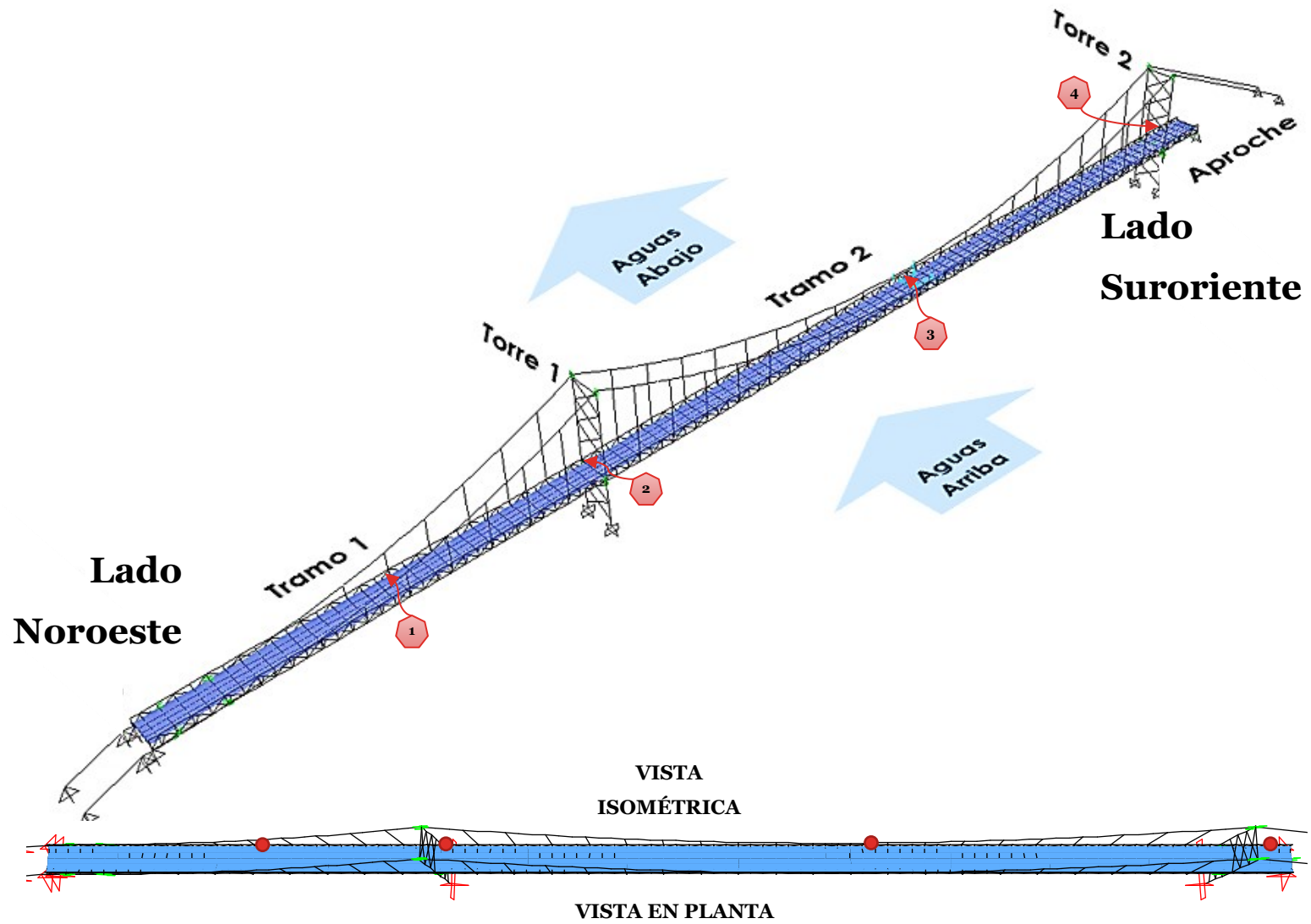
○ Procedimiento

- i. Antes de comenzar la prueba, se comprobará mediante pesaje en báscula el peso total real de los vehículos, debiendo determinar las dimensiones de los camiones que se utilicen y las cargas por eje, garantizando que su valor no se desvíe en más de un 5% del considerado.
- ii. La posición del vehículo en cada estado de carga deberá marcarse previamente sobre el tablero, de forma que pueda realizarse su colocación con suficiente precisión y de manera que no se produzcan sobre otras partes de la estructura sollicitaciones superiores a las previstas.

- iii. Como norma general, la carga se aplicará en un solo carril, sin que sea necesario someter a prueba las aceras, ubicando con precisión el vehículo en el centro de la calzada.
- iv. Se miden deflexiones en los centros de la luz de cada tramo con el puente descargado, las lecturas podrán realizar sobre el cordón inferior o cordón superior de cada centro de luz.
- v. Se coloca un camión en el centro de la luz del tramo 1, aproximadamente en el montante 17 y se miden deflexiones en los mismos puntos anteriores.
- vi. Con el vehículo todavía en su sitio se esperan varios minutos (este tiempo vendrá determinado por el criterio de estabilización de las medidas) en lo posible unos 30 minutos, si no, lo máximo que se pueda y se vuelven a medir deflexiones en todos los puntos.
- vii. Se retira el camión de la estructura y se hacen lecturas inmediatamente. Los movimientos del vehículo de carga, en general, de un punto a otro, se efectuarán con la lentitud necesaria para no provocar efectos dinámicos indeseables, 10km/h.
- viii. Se coloca el vehículo en el centro de la luz del tramo 2, aproximadamente en la zona donde se cruzan las diagonales y se hacen lecturas inmediatamente.
- ix. Con el vehículo todavía en su sitio se esperan varios minutos (determinados por el criterio de estabilización de las medidas) en lo posible unos 30 minutos, si no, lo máximo que se pueda y se vuelven a medir deflexiones en todos los puntos.
- x. Se retira el camión de la estructura (recomendablemente a 10km/h) y se hacen lecturas inmediatamente.
- xi. Será necesario proceder a la descarga total de la estructura una vez se hayan efectuado las mediciones respectivas. Una vez se haya liberado la estructura de los vehículos, se esperará un tiempo prudencial estipulado (recomendablemente 10 minutos) para normalizar el tránsito vehicular de la zona.

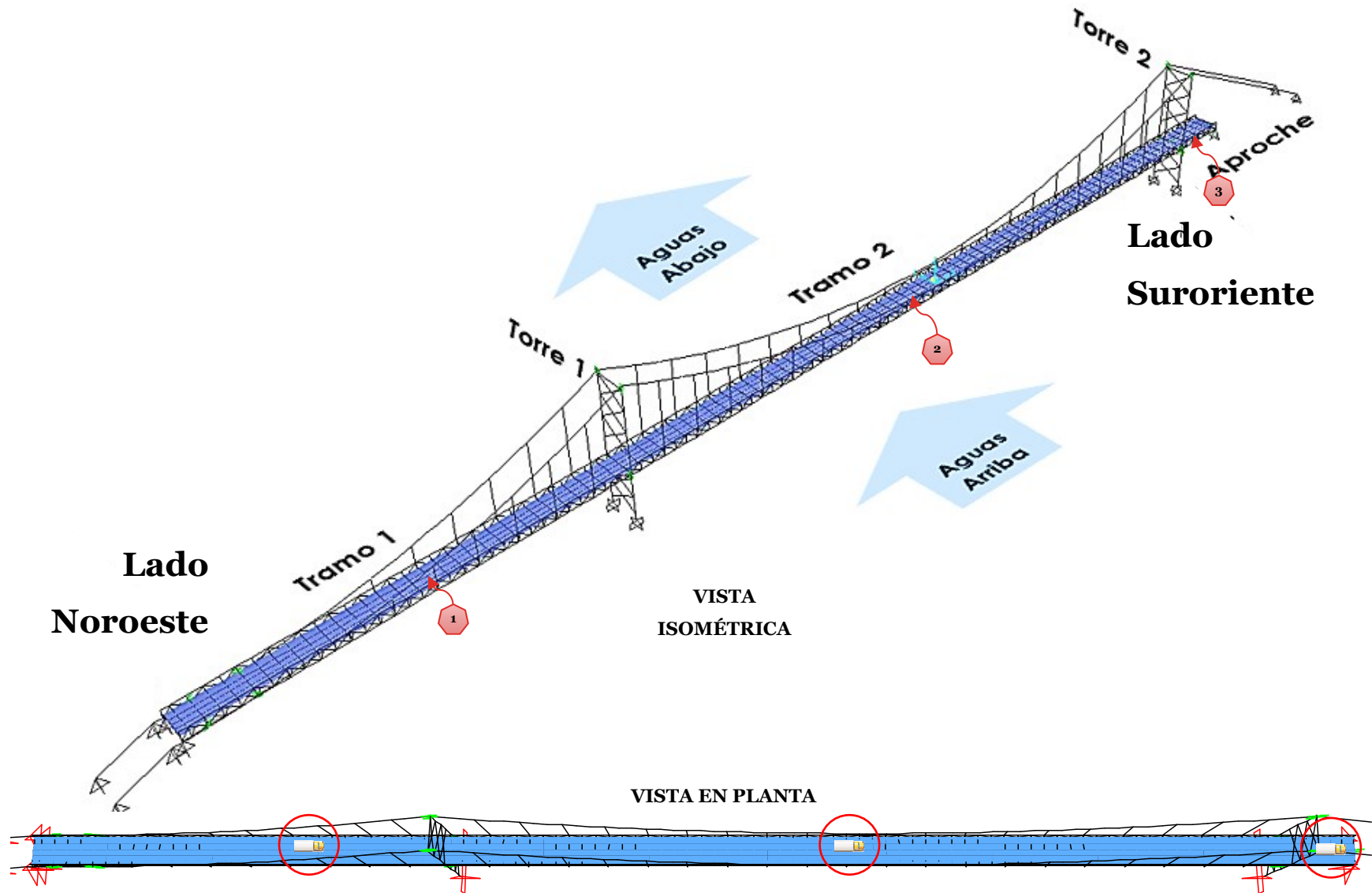
NOTA. Se recomienda indicar en el puente los puntos y referencias utilizadas, de tal forma que, si en unas semanas se quiere monitorear nuevamente, se obtengan valores que permitan hacer una comparación en el tiempo.

Figura 4-156. Esquema de ubicación de acelerómetros en el puente.



Nota. Elaboración propia.

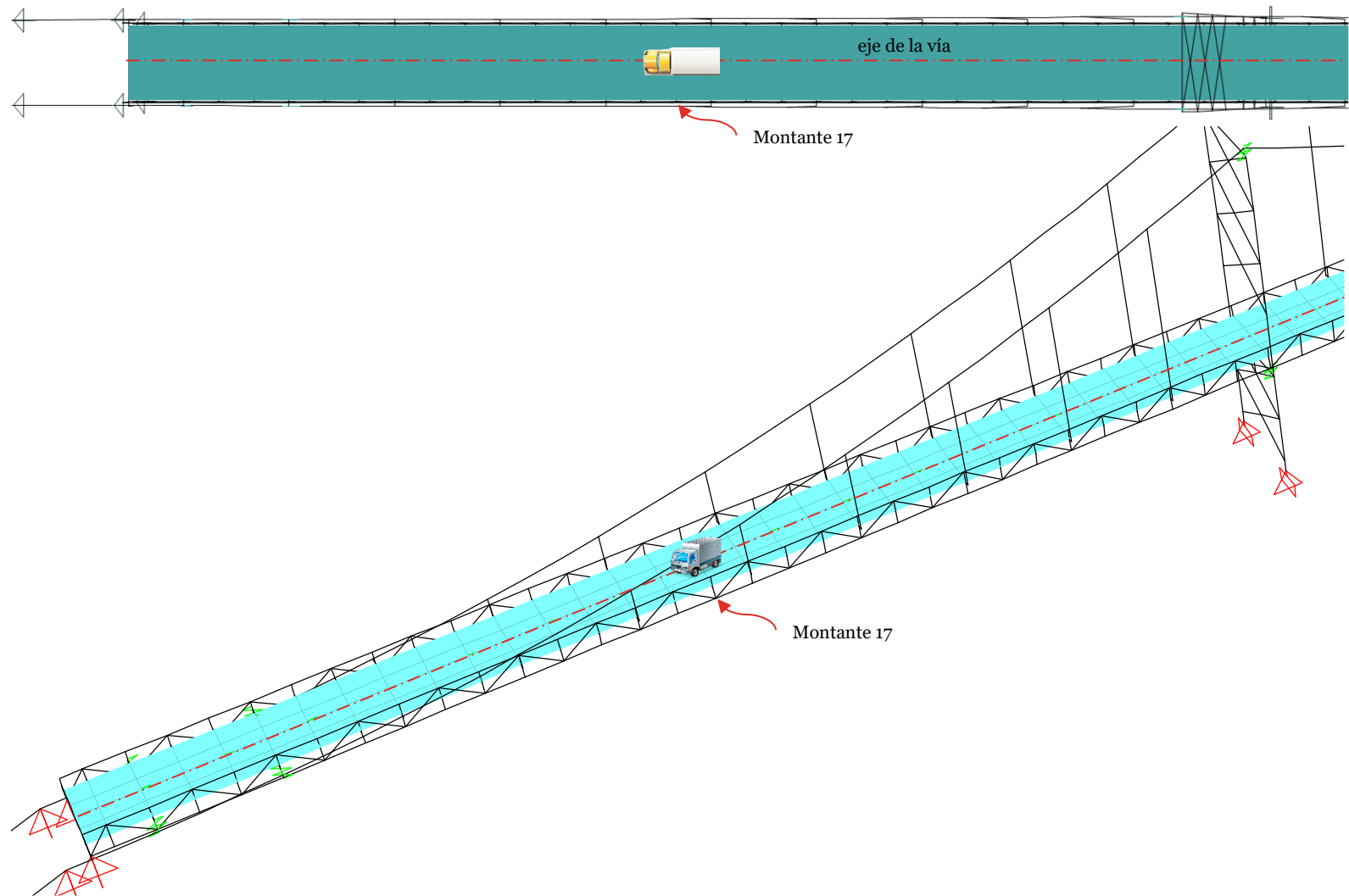
Figura 4-157. Esquema de ubicación del vehículo en el puente.



Nota. Un vehículo a la vez en cada estado de carga. Autoría propia.

4.8.1.2 Posición Tramo 1

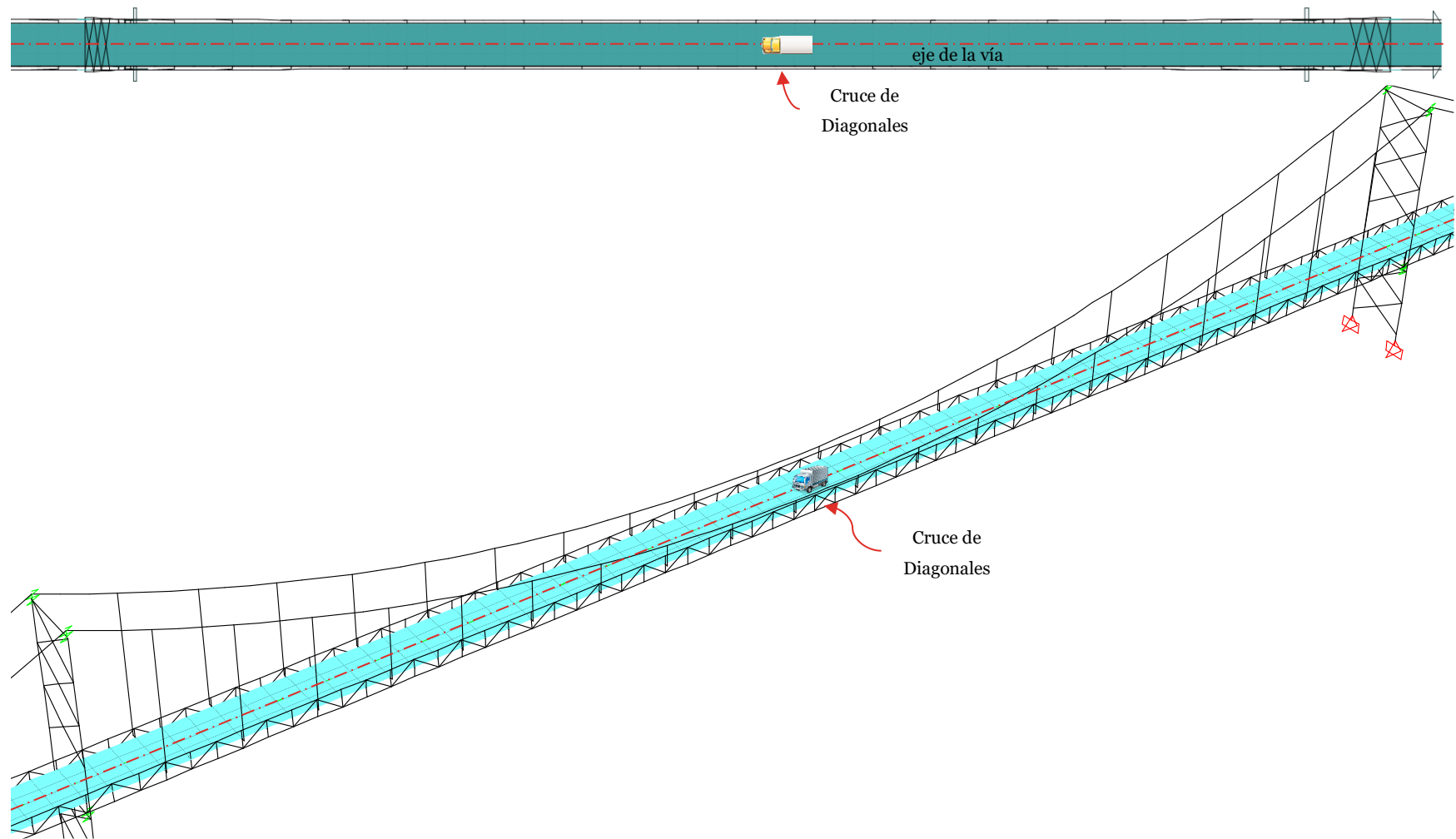
Figura 4-158. Esquema de ubicación del camión en el Tramo 1 del puente.



Nota. Autoría propia.

4.8.1.3 Posición Tramo 2

Figura 4-159. Esquema de ubicación del camión en el Tramo 2 del Puente.



Nota. Autoría propia.

4.8.1.4 Resultados del Monitoreo Estructural

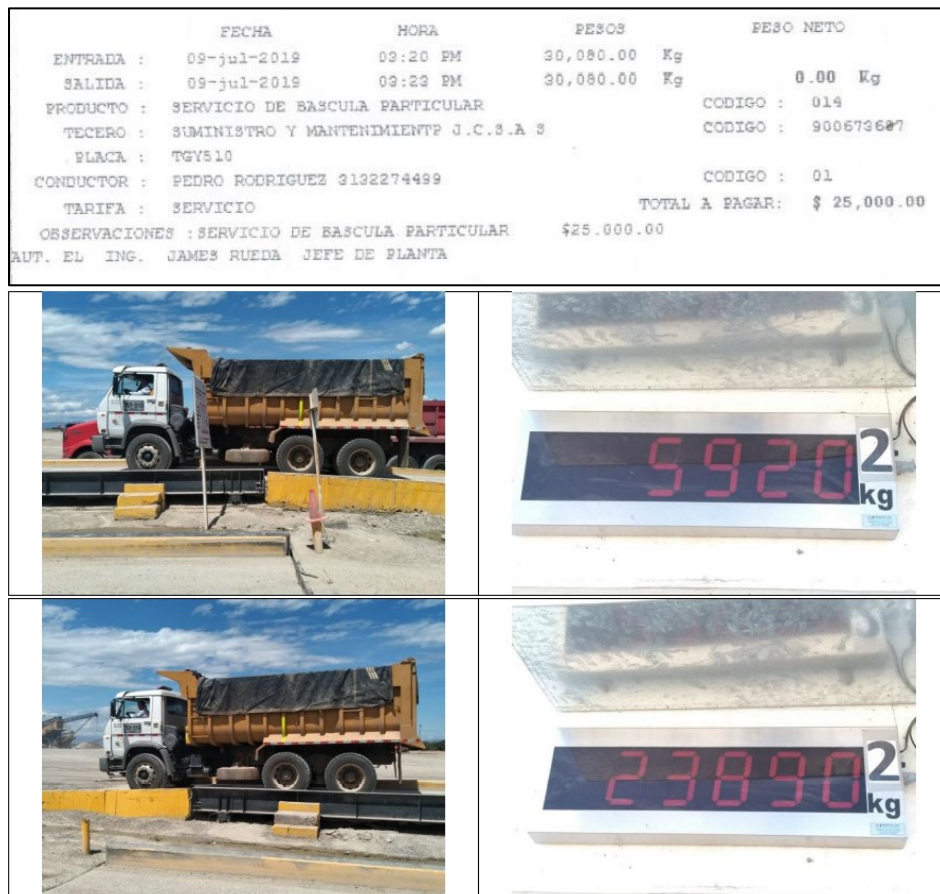
La toma de datos y determinación de deflexiones consignados en el presente apartado corresponden a resultados de la empresa GRADEX Ingeniería S.A., adaptados para el presente documento; los datos se analizaron y sirvieron de insumos para la calibración del modelo estructural.

4.8.1.4.1 Monitoreo de Deflexiones

○ Procedimiento Ejecutado

- i. El día anterior a la prueba, se realizó el pesaje del vehículo, arrojando un peso de 30.080 kg. Posteriormente se realizó un nuevo pesaje para determinar el peso en cada eje, arrojando 5.920 kg (19.9%) en el eje delantero, y 23.890 kg (80.1%) en el eje trasero.

Figura 4-160. Registro de peso en báscula.



Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

- ii. Se marcaron sobre el puente, los centros de cada luz, y el eje de la calzada, para posicionar el vehículo.
- iii. Se marcaron las posiciones de los puntos de lectura, en cada centro de luz, en los dos andenes.
- iv. Se ubicaron referencias topográficas fuera del puente.
- v. El día de la prueba, se realizaron mediciones para tres posiciones del vehículo.
- vi. Para cada posición, se realizó una medición base, para disminuir la afectación de las cotas por temperatura. Esta se denominó lectura BASE.
- vii. El vehículo ingresó en todos los casos, por el costado noroeste, a una velocidad del orden de 5 km/h.
- viii. El eje central del vehículo se ubicó en el centro cada luz, centrado en la calzada.
- ix. Inmediatamente posicionado el vehículo, se procedió a la toma de la lectura o MIN, en los seis puntos de medición.
- x. Se realizaron mediciones en los seis puntos, a los 10 minutos y 20 minutos, para establecer que el puente se había estabilizado. Si la deformación no se mantenía constante en el rango de 2 mm, se realizaba una medición a los 30 minutos.
- xi. Se retira el vehículo del puente, a 5 km/h, y con el vehículo fuera del puente, se procede a medir la recuperación de la cota del puente.
- xii. El procedimiento se repite desde el punto 7, para las otras dos posiciones del vehículo, ubicándolo en el centro de la segunda y tercera luz.

○ **Equipos**

Se utilizó una estación TOPCON GPT 9003M con una precisión de 3 segundos y simultáneamente se tomó información con estación TOPCON GTS 245 precisión de 5 segundos.

○ **Registros**

Se procedió a toma de información de longitudes de las luces del puente, dejando dos puntos (D1, D2) con coordenadas y cotas arbitrarias, para posteriores análisis de deflexiones.

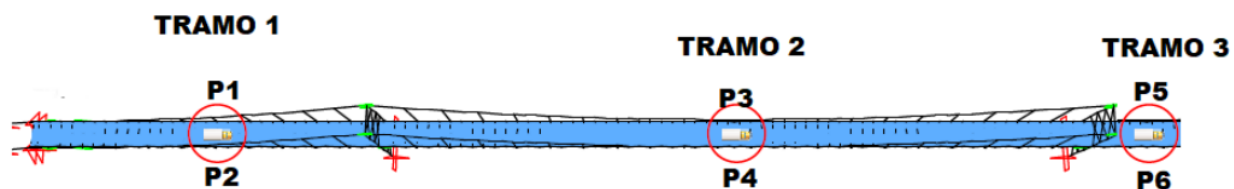
Tabla 4-96. Coordenadas puntos de amarre para posteriores estudios.

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
D1	917815,205	905103,870	302,447
D2	917808,986	905103,405	302,465

Nota. Cotas en metros. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Para la determinación de las deflexiones, se ubicaron seis puntos a lado y lado de las aceras, en el centro de cada luz, subdividiendo el puente en tres tramos y registrando coordenadas y elevaciones con el puente descargado en los puntos de análisis de deflexiones.

Figura 4-161. Puntos de análisis de deflexiones.



Nota. Autoría propia. Adaptado por GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

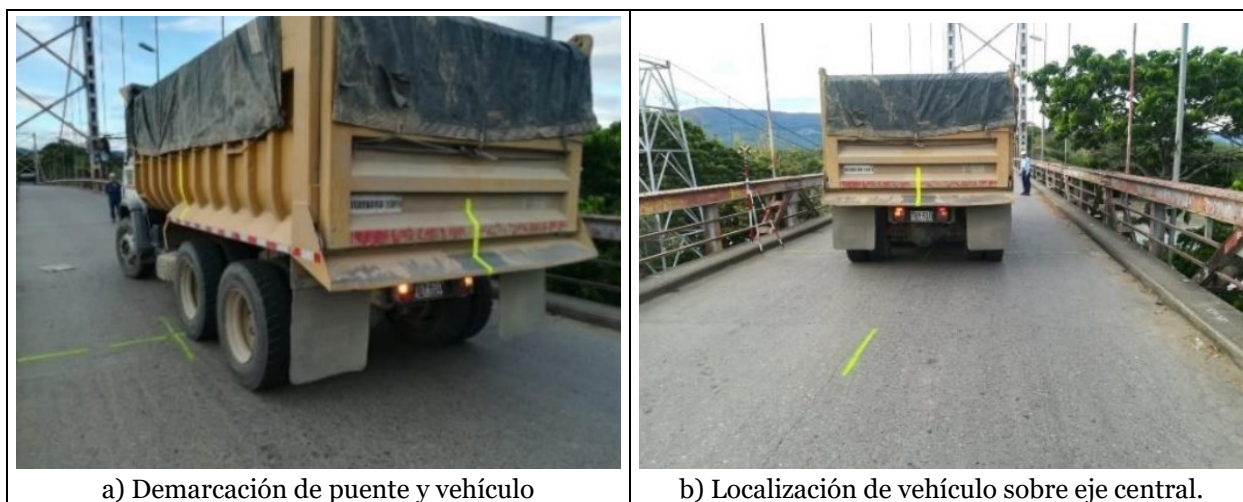
Tabla 4-97. Coordenadas y elevaciones de puntos de análisis de deflexiones.

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	TRAMO
P-1	917804,533	905167,655	303,382	TRAMO 1
P-2	917798,082	905166,548	303,394	TRAMO 1
P-3	917778,295	905321,668	304,215	TRAMO 2
P-4	917771,830	905320,553	304,234	TRAMO 2
P-5	917759,288	905433,037	304,111	TRAMO 3
P-6	917752,778	905431,955	304,110	TRAMO 3

Nota. Cotas en metros. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

La posición del vehículo en cada estado de carga se marcó previamente sobre el tablero, en la mitad de cada luz, y en el centro de la calzada. El primer estado de carga se aplicó ubicando el eje central del vehículo, en la mitad del tramo 1, ingresando el vehículo desde la margen izquierda, posteriormente, se ubica el vehículo sucesivamente por los demás puntos de carga.

Figura 4-162. Ubicación del vehículo en el puente.



a) Demarcación de puente y vehículo

b) Localización de vehículo sobre eje central.



c) Localización en punto P-4.



d) Alineación de vehículo con punto de análisis.

Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Para las mediciones, se realizó una lectura base, que corresponde al puente descargado; luego, se ubicó el vehículo previamente pesado en el centro de la luz del tramo respectivo, se realiza registro de la variación de las cotas en todos los puntos con lecturas cada 10 minutos, que permitirán calcular las deflexiones, que se toman teniendo en cuenta la altura base como altura inicial. Posteriormente, se deja un tiempo de recuperación prudencial, se vuelven a registrar lecturas base y se ubica el vehículo en el centro del siguiente tramo, para repetir el proceso de medición.

Tabla 4-98. Registro de cotas y deflexiones en primer estado de carga, en metros.

ELEVACIONES DE PUNTOS CON PESO DE 30 TONELADAS EN TRAMO 1							
LECTURA	HORA	PUNTOS TRAMO 1		PUNTOS TRAMO 2		PUNTOS TRAMO 3	
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
BASE	6:10	303,382	303,394	304,215	304,234	304,111	304,110
0 MIN	6:20	303,250	303,261	-	304,279	304,104	304,104
10 MIN	6:30	303,252	303,262	-	304,281	304,103	304,098
20 MIN	6:40	303,252	303,261	-	304,282	304,102	304,102
RECUPERACIÓN	6:50	303,382	303,395	304,208	304,224	304,106	304,103

DEFLEXIONES REGISTRADAS CON PESO DE 30 TONELADAS EN TRAMO 1							
LECTURA	HORA	PUNTOS TRAMO 1		PUNTOS TRAMO 2		PUNTOS TRAMO 3	
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
BASE	6:10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0 MIN	6:20	-0,132	-0,133	-	0,045	-0,007	-0,006
10 MIN	6:30	-0,130	-0,132	-	0,047	-0,008	-0,012
20 MIN	6:40	-0,130	-0,133	-	0,048	-0,009	-0,008
RECUPERACIÓN	6:50	0,000	0,001	-	-0,010	-0,005	-0,007

Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Tabla 4-99. Registro de cotas y deflexiones en segundo estado de carga, en metros.

ELEVACIONES DE PUNTOS CON PESO DE 30 TONELADAS EN TRAMO 2							
LECTURA	HORA	PUNTOS TRAMO 1		PUNTOS TRAMO 2		PUNTOS TRAMO 3	
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
BASE	7:20	303,383	303,398	304,195	304,206	304,085	304,085
0 MIN	7:35	303,437	303,449	304,081	304,085	-	304,085
10 MIN	7:45	303,439	303,450	304,078	304,083	-	304,084
20 MIN	7:55	303,437	303,450	304,074	304,083	-	304,084
RECUPERACIÓN	8:05	303,387	303,399	304,168	304,184	304,071	304,072

DEFLEXIONES REGISTRADAS CON PESO DE 30 TONELADAS EN TRAMO 2							
LECTURA	HORA	PUNTOS TRAMO 1		PUNTOS TRAMO 2		PUNTOS TRAMO 3	
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
BASE	7:20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0 MIN	7:35	0,054	0,051	-0,114	-0,121	-	0,000
10 MIN	7:45	0,056	0,052	-0,117	-0,123	-	-0,001
20 MIN	7:55	0,054	0,052	-0,121	-0,123	-	-0,001
RECUPERACIÓN	8:05	0,004	0,001	-0,027	-0,022	-	-0,013

Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Tabla 4-100. Registro de cotas en primer estado de carga, en metros.

ELEVACIONES DE PUNTOS CON PESO DE 30 TONELADAS EN TRAMO 3							
LECTURA	HORA	PUNTOS TRAMO 1		PUNTOS TRAMO 2		PUNTOS TRAMO 3	
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
BASE	8:30	303,389	303,401	304,158	304,169	304,066	304,071
0 MIN	8:50	303,392	303,403	304,151	304,161	304,065	304,064
10 MIN	9:00	303,394	303,404	304,143	304,141	304,060	304,064
20 MIN	9:10	303,394	303,403	304,124	304,134	304,060	304,060
30 MIN	9:20	-	-	304,123	304,135	-	-
RECUPERACIÓN	9:30	303,397	303,410	304,131	304,146	304,059	304,057

DEFLEXIONES REGISTRADAS CON PESO DE 30 TONELADAS EN TRAMO 3							
LECTURA	HORA	PUNTOS TRAMO 1		PUNTOS TRAMO 2		PUNTOS TRAMO 3	
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
BASE	8:30	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0 MIN	8:50	0,003	0,002	-0,007	-0,008	-0,001	-0,007
10 MIN	9:00	0,005	0,003	-0,015	-0,028	-0,006	-0,007
20 MIN	9:10	0,005	0,002	-0,034	-0,035	-0,006	-0,011
30 MIN	9:20	-	-	-0,035	-0,034	-	-
RECUPERACIÓN	9:30	0,008	0,009	-0,027	-0,023	-0,007	-0,014

Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Nota. Para algunos estados de carga, no se pudieron efectuar lecturas por falta de visual, esos casos registran (-), sin embargo, en todos los casos se permitió el aval, ya que la lectura del costado contrario (aguas arriba o aguas abajo) si era posible.

4.8.1.4.2 Monitoreo de Vibraciones

Se tomaron registros de vibración bajo cargas ambientales sobre el cordón superior de la viga en celosía, tanto en el lado aguas arriba como en el lado aguas abajo del puente. Se monitorearon los segmentos centrales de cada tramo del puente y los nodos ubicados sobre las torres 1 y 2, recopilando en total 12 sets de vibraciones y un total de 35 canales de información. Se consideró una longitud de registro no menor a 5 minutos. Los datos se procesaron utilizando análisis de Fourier para la elaboración de Espectros de Frecuencia y la técnica NExT-ERA para la identificación de modos y razones de amortiguamiento.

○ **Resumen**

Se reporta la identificación de las propiedades dinámicas del puente, para esto, los registros recogen la respuesta dinámica de 16 puntos de la estructura: 4 puntos sobre el tramo de acceso desde el costado noroeste, 6 puntos sobre el tramo central, 2 puntos sobre el acceso del puente (aproche), y 4 puntos sobre las dos torres centrales. Se recopilaron en total 12 sets de vibraciones, sobre los cuales se implementó la metodología NExT-ERA para la identificación de propiedades modales. El análisis inicial de los espectros de Fourier indica que el puente es altamente flexible, con varios modos de vibración por debajo de los 5 Hz. Se identifica incluso una alta densidad modal en el rango 0-20Hz, lo que indica que el puente acopla fácilmente modos de vibración cercanos unos de otros durante operación. Se reportan 5 modos de vibración identificados, siendo la frecuencia de 2.42Hz el modo fundamental. Los modos identificados (1-4) representan combinaciones de vibración en modo flexión vertical y torsional, mientras que el modo 5 representa el modo fundamental transversal.

○ **Materiales y Métodos**

La instrumentación utilizada para el registro de vibraciones consistió en 4 acelerómetros PCB 393B05 y 4 acelerómetros PCB 333B50, dos módulos de adquisición NI-9232 con capacidad para 4 canales, un chasis para adquisición USB NI cDaq-9181 y un chasis para adquisición Ethernet NI cDaq-9171.

Tabla 4-101. Descripción de equipos para adquisición de vibraciones.

Item #	S/N	Modelo	Descripción
1	42342	PCB 393B05	Acelerómetro sísmico con sensibilidad 10 V/g
2	42343	PCB 393B05	Acelerómetro sísmico con sensibilidad 10 V/g
3	42344	PCB 393B05	Acelerómetro sísmico con sensibilidad 10 V/g
4	42345	PCB 393B05	Acelerómetro sísmico con sensibilidad 10 V/g
5	LW55385	PCB 333B50	Acelerómetro multipropósito con sensibilidad de 1000 mV/g
6	LW54448	PCB 333B50	Acelerómetro multipropósito con sensibilidad de 1000 mV/g
7	LW55386	PCB 333B50	Acelerómetro multipropósito con sensibilidad de 1000 mV/g
8	LW54447	PCB 333B50	Acelerómetro multipropósito con sensibilidad de 1000 mV/g
9	HB8770739	NI 9234	Módulo de adquisición analógico con capacidad de muestreo de 51.2 kHz, resolución de 24 bits
10	HB8948611	NI 9234	Módulo de adquisición analógico con capacidad de muestreo de 51.2 kHz, resolución de 24 bits
11	19D4190	NI cDaq-9171	Chasis USB para modulo NI 9234
12	19CE218	NI cDaq-9181	Chasis Ethernet para modulo NI 9234



Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

○ Metodología del Procesamiento

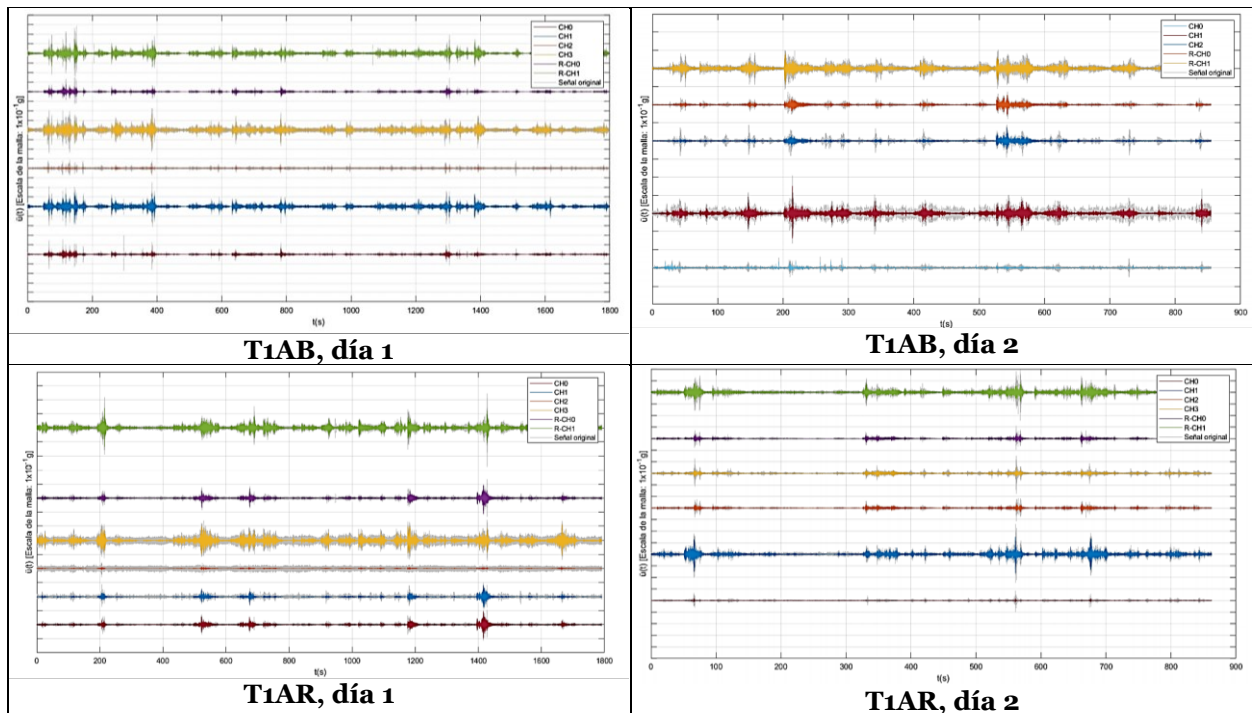
Como herramienta para el procesamiento de datos e identificación de modos de vibración, se utilizaron 2 herramientas computacionales: La Transformada Rápida de Fourier (FFT) y NExT-ERA. El análisis de Fourier es la herramienta clásica en el procesamiento de señales, aún en el área de vibraciones estructurales (Ewins, 1984; Neild, 2003). La Transformada de Fourier calcula el contenido de frecuencias de una señal discreta y de corta duración. El resultado de transformar una señal de dominio en el tiempo $x(t)$ a través de la FFT da como resultado una señal en el dominio de frecuencias, cuyos valores $X(x)$ son de naturaleza compleja, y su magnitud $|X(w)|$ representa la energía presente en cada frecuencia constitutiva de la señal original $x(t)$. La metodología NExT -Natural Excitation Technique- es una metodología utilizada para identificar modos de vibración, basada en que la señal de entrada es aleatoria. Esta suposición permite establecer que la correlación entre las señales de aceleración en un sistema estructural tiene la misma estructura que la ecuación de movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad sujeto a vibración libre (James, 1995). Esta característica permite extraer el contenido de frecuencias de una señal a través de herramientas como la FFT. Por último, se pueden identificar modos de vibración a partir de datos de vibración libre utilizando metodologías para la realización de la representación de estado de un sistema estructural. Una

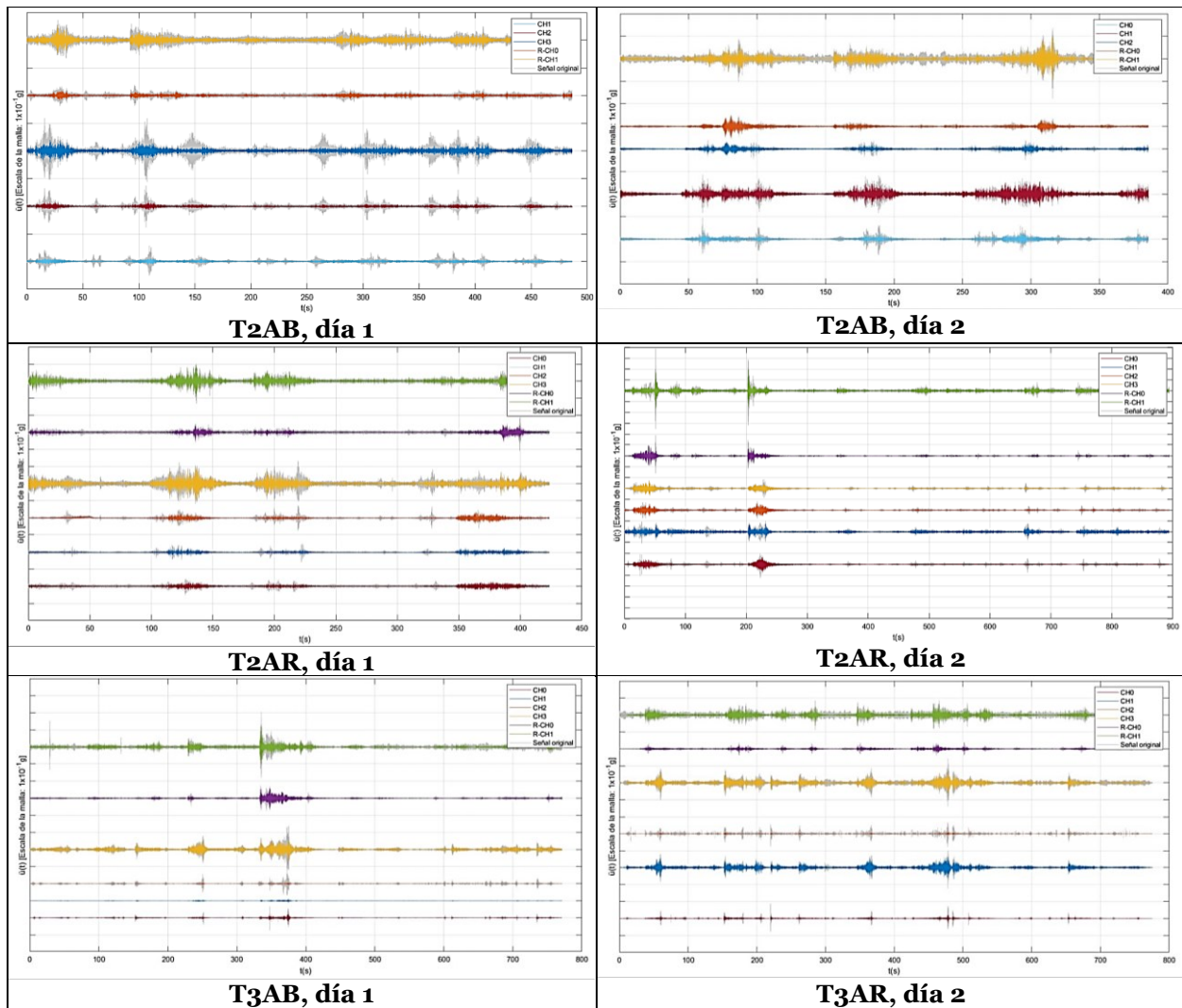
de las metodologías disponibles para ello es ERA por su nombre en inglés “Eigensystem Realization Algorithm” o algoritmo de mínima realización del sistema propio, la cual permite identificar frecuencias, modos, y razones de amortiguamiento a partir del concepto de mínima realización o identificación mínima de las matrices de estado (Juang, 1985; Caicedo, 2010). La implementación de las metodologías NEXt-ERA permite correlacionar los registros de vibración ambiental, correlaciones que son equivalentes a la respuesta impulsiva de la estructura para la identificación de las propiedades modales.

○ **Registros de Vibración**

Los 12 sets de registros de vibración recopilados corresponden al monitoreo de los 3 tramos del puente: Tramo 1 (T1), Tramo 2 (T2) y Tramo 3 (T3), tanto aguas arriba (AR), como aguas abajo (AB), como se muestra en la Figura 4-161. Los registros originales fueron muestreados a una tasa de 1642 Hz. Durante el post-procesamiento, los registros son filtrados con un filtro digital pasa-bajas (fp: 100, 200 y 400 Hz), y remuestreados (fr: 50, 100 y 200 Hz) para asegurar la consistencia estadística de los resultados. En la Tabla 4-102 se muestran los registros para el caso fp: 100Hz y fr: 50 Hz, superpuestas sobre las señales originales con fs: 1642 Hz.

Tabla 4-102. Registros de Vibración.



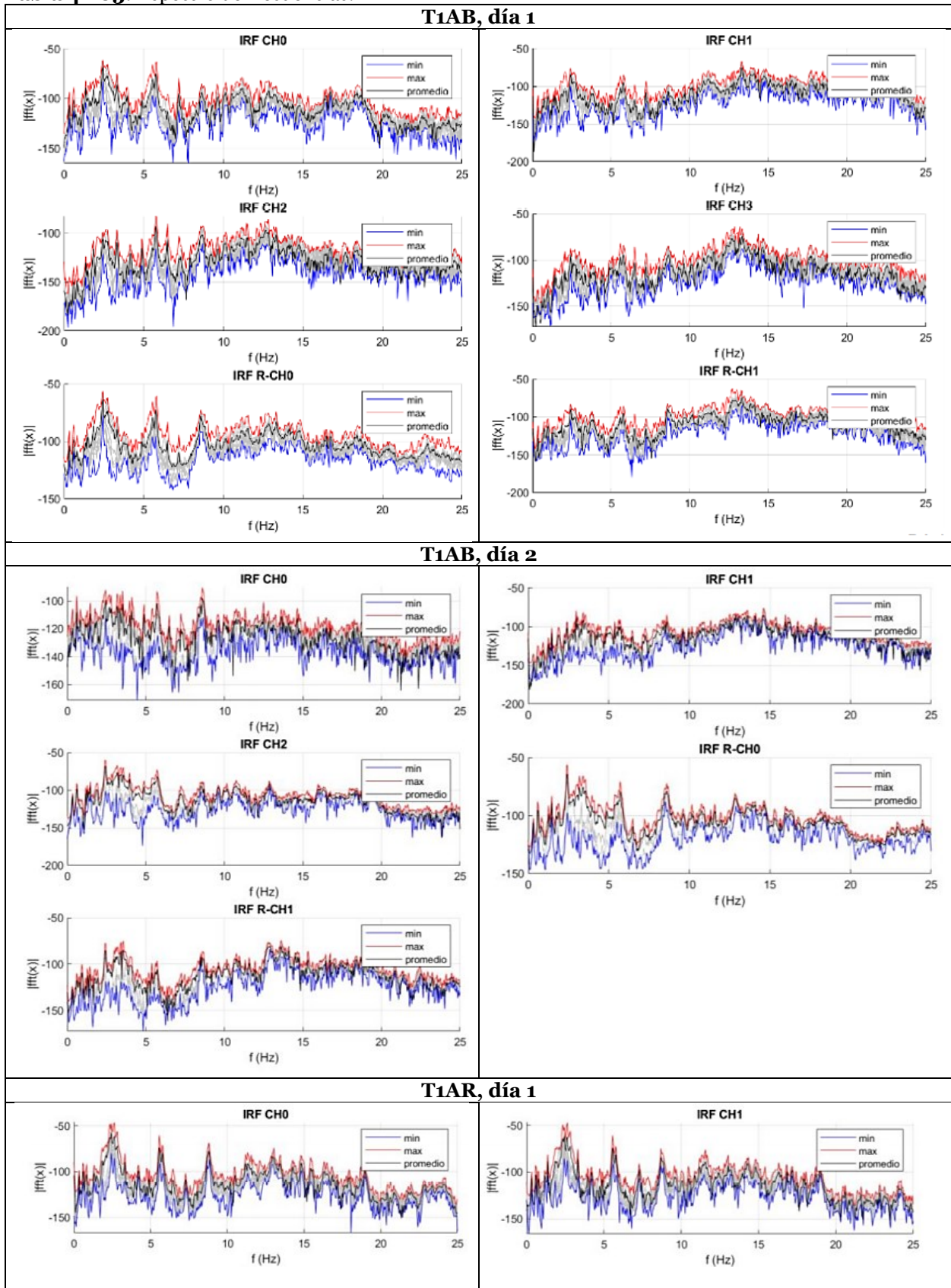


Nota. Escala de la malla de ordenadas: $1 \times 10^{-3}g$. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

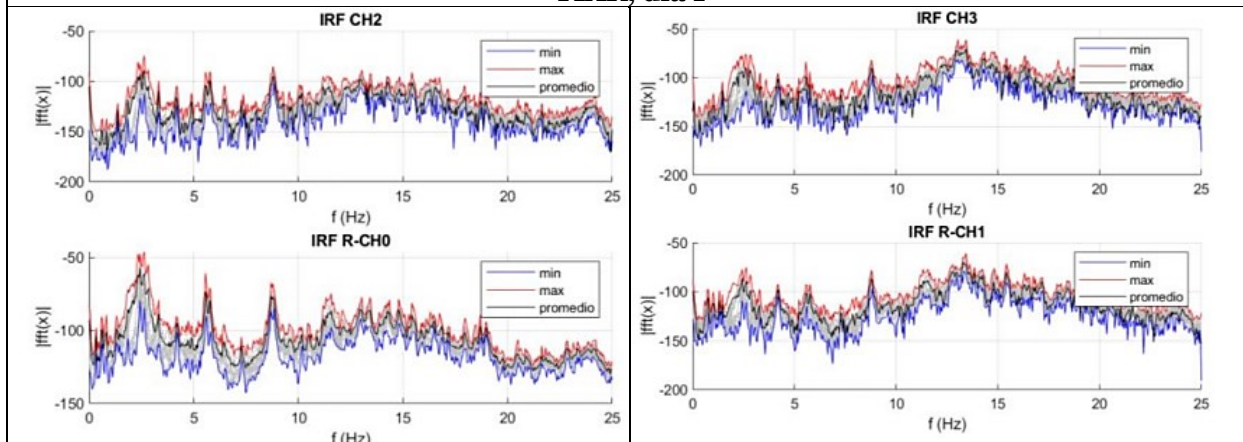
○ **Espectros de frecuencias**

El primer paso para la identificación de frecuencias de vibración en los registros de aceleraciones consiste en la elaboración de espectros de frecuencia de los registros de correlaciones entre canales (NEXt). Al aplicar Fourier (FFT) sobre estos registros, se obtiene la función de transferencia de cada canal, para un impulso unitario (IRF). La FFT se configura para calcularse sobre segmentos de 300 segundos, con traslapo de 50% entre sí. Los picos de mayor energía indican modos de vibración.

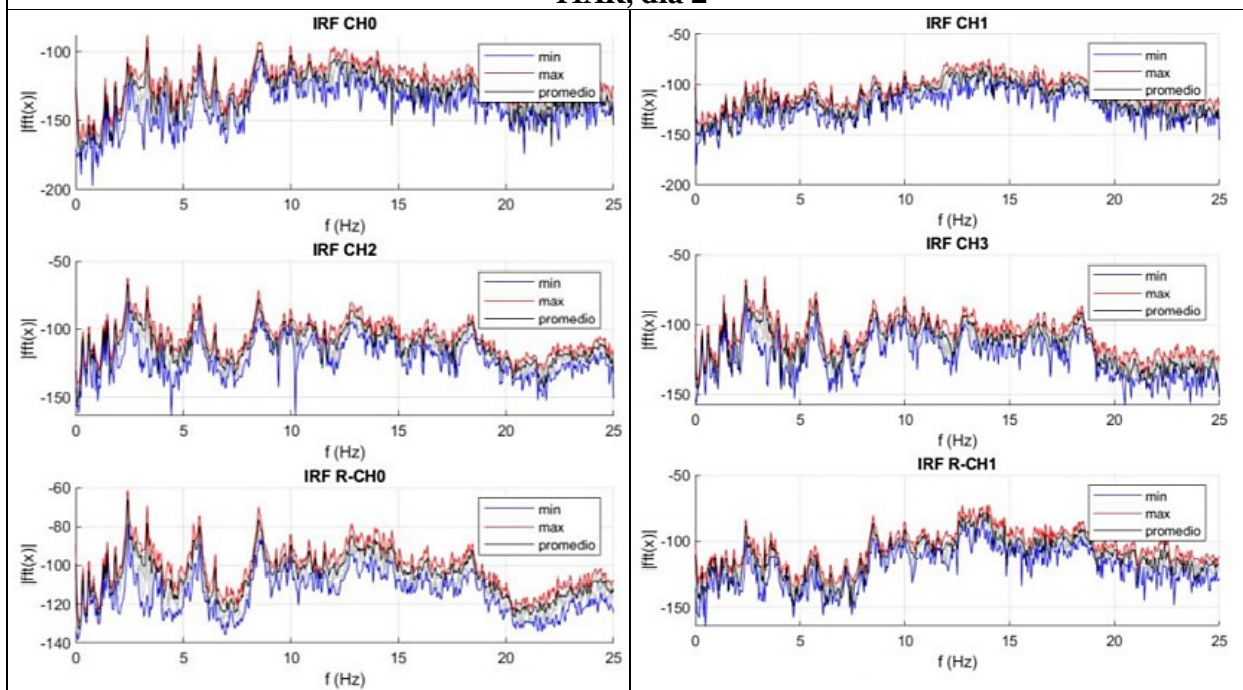
Tabla 4-103. Espectro de frecuencias.



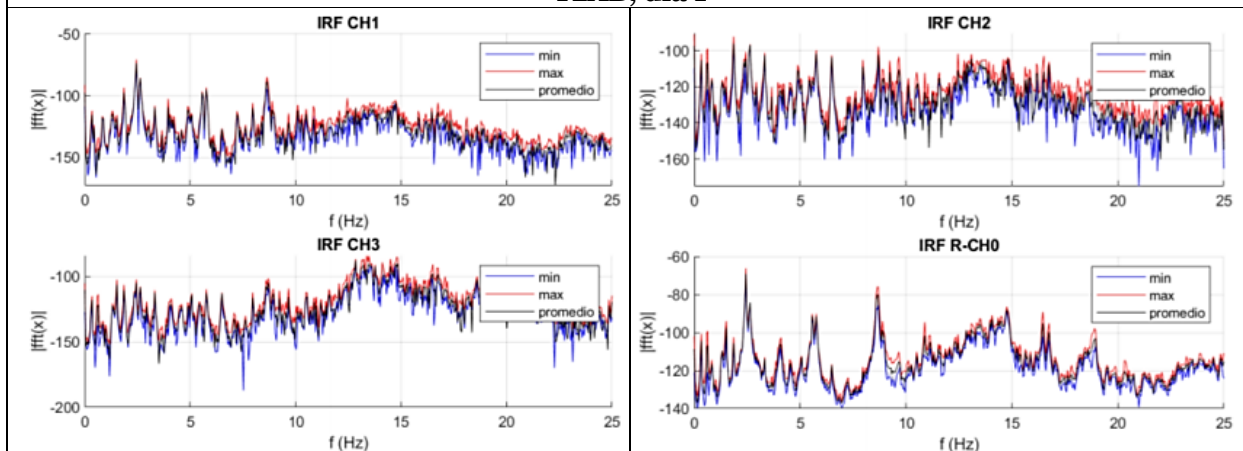
T1AR, día 1



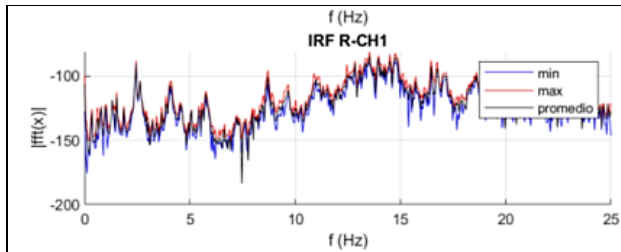
T1AR, día 2



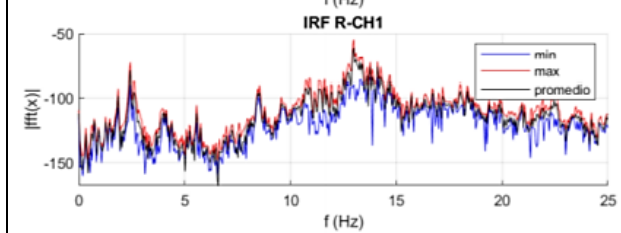
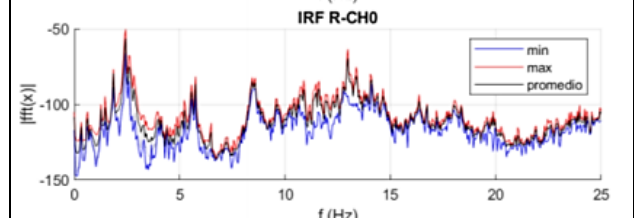
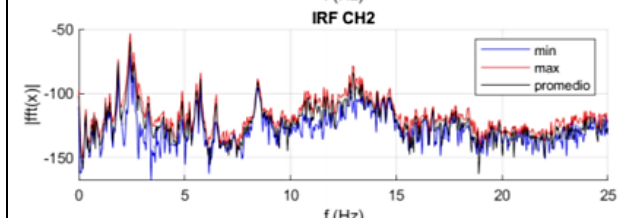
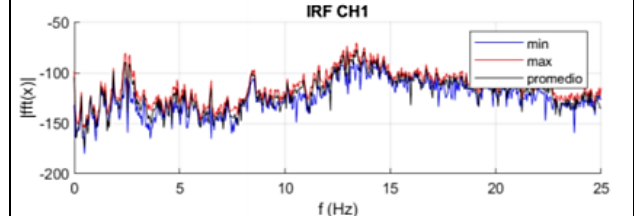
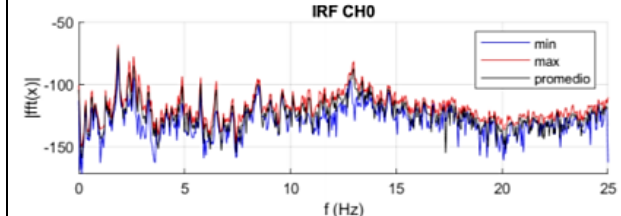
T2AB, día 1



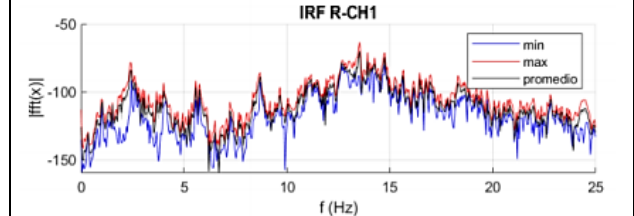
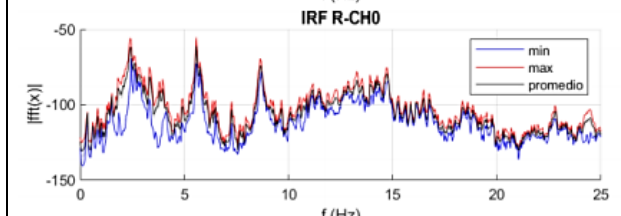
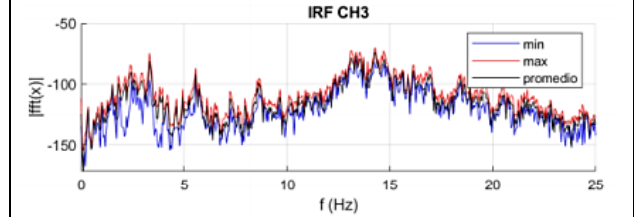
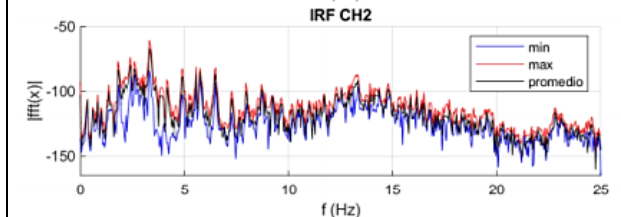
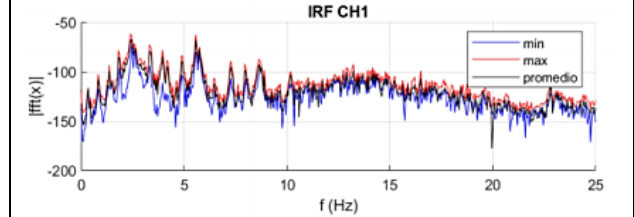
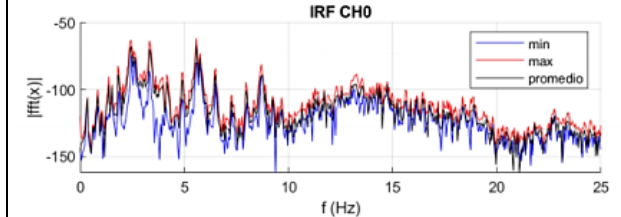
T2AB, día 1



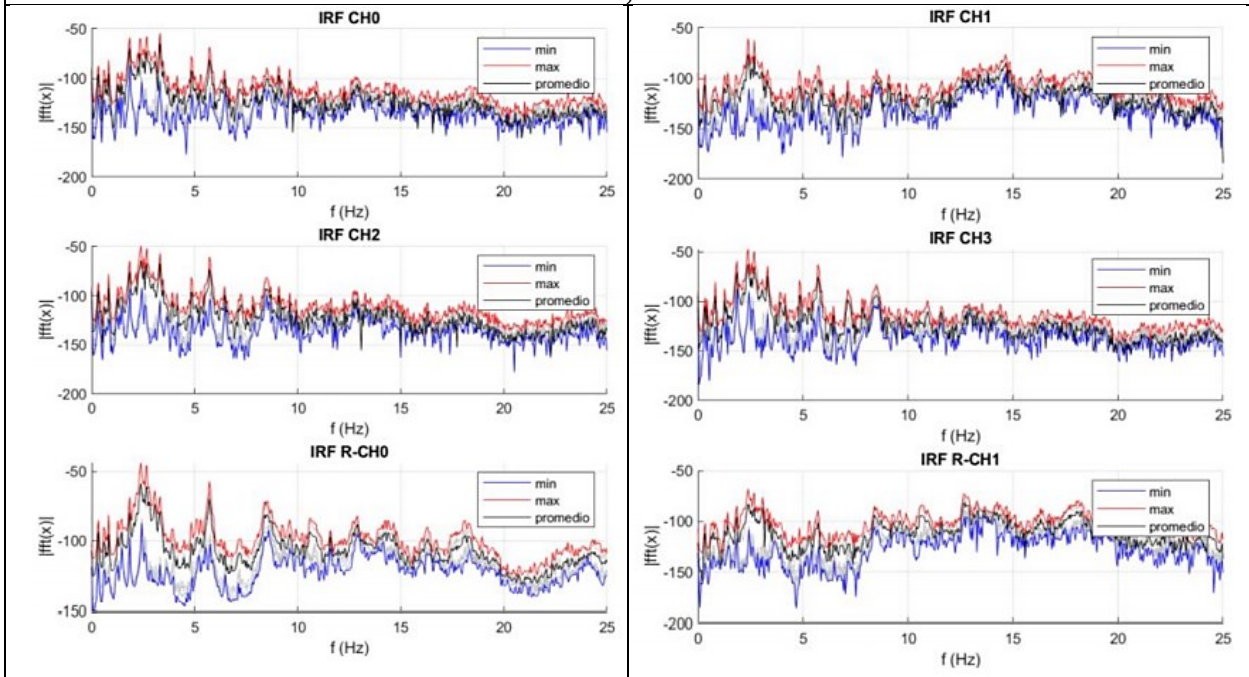
T2AB, día 2



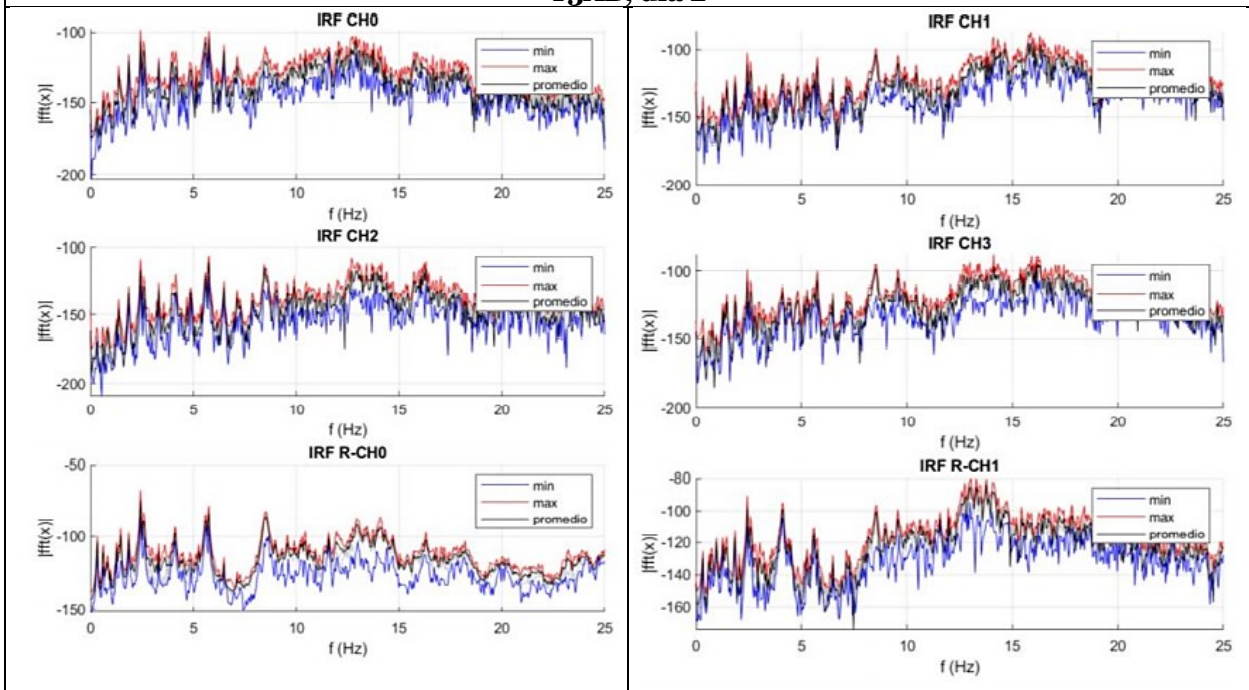
T2AR, día 1



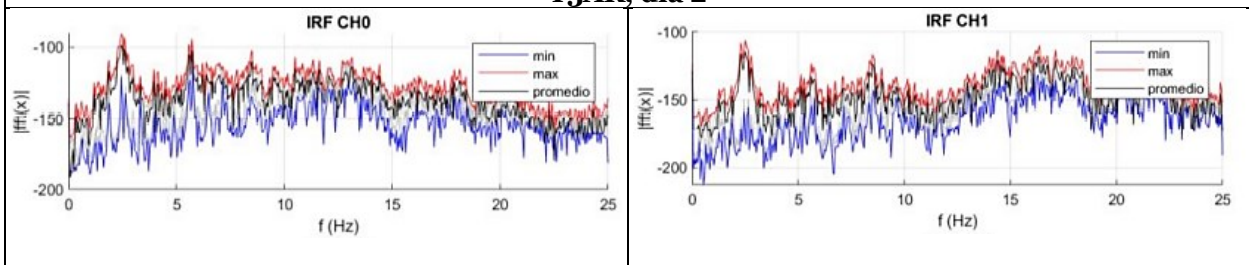
T2AR, día 2

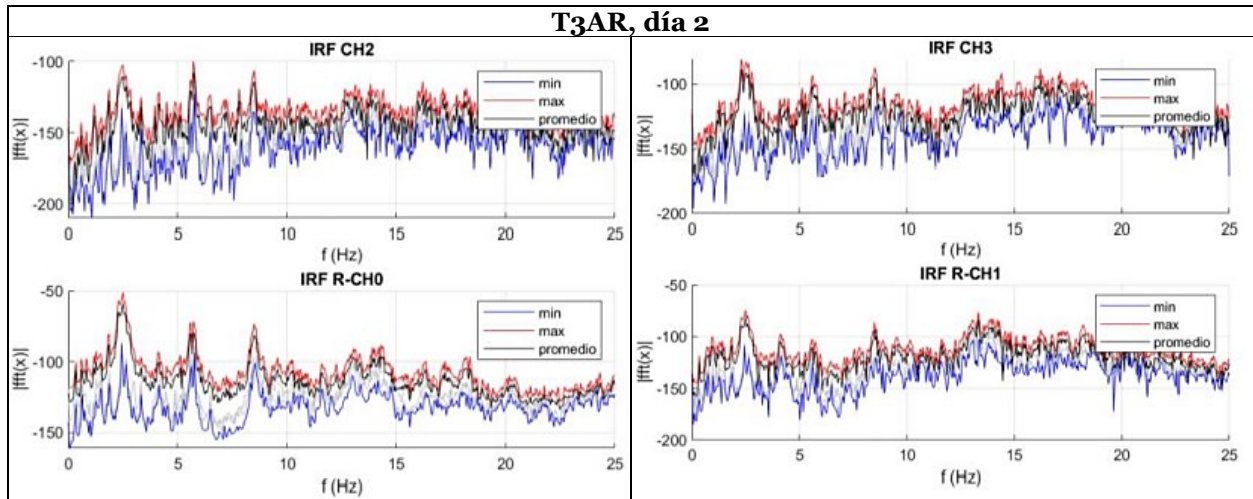


T3AB, día 2



T3AR, día 2





Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

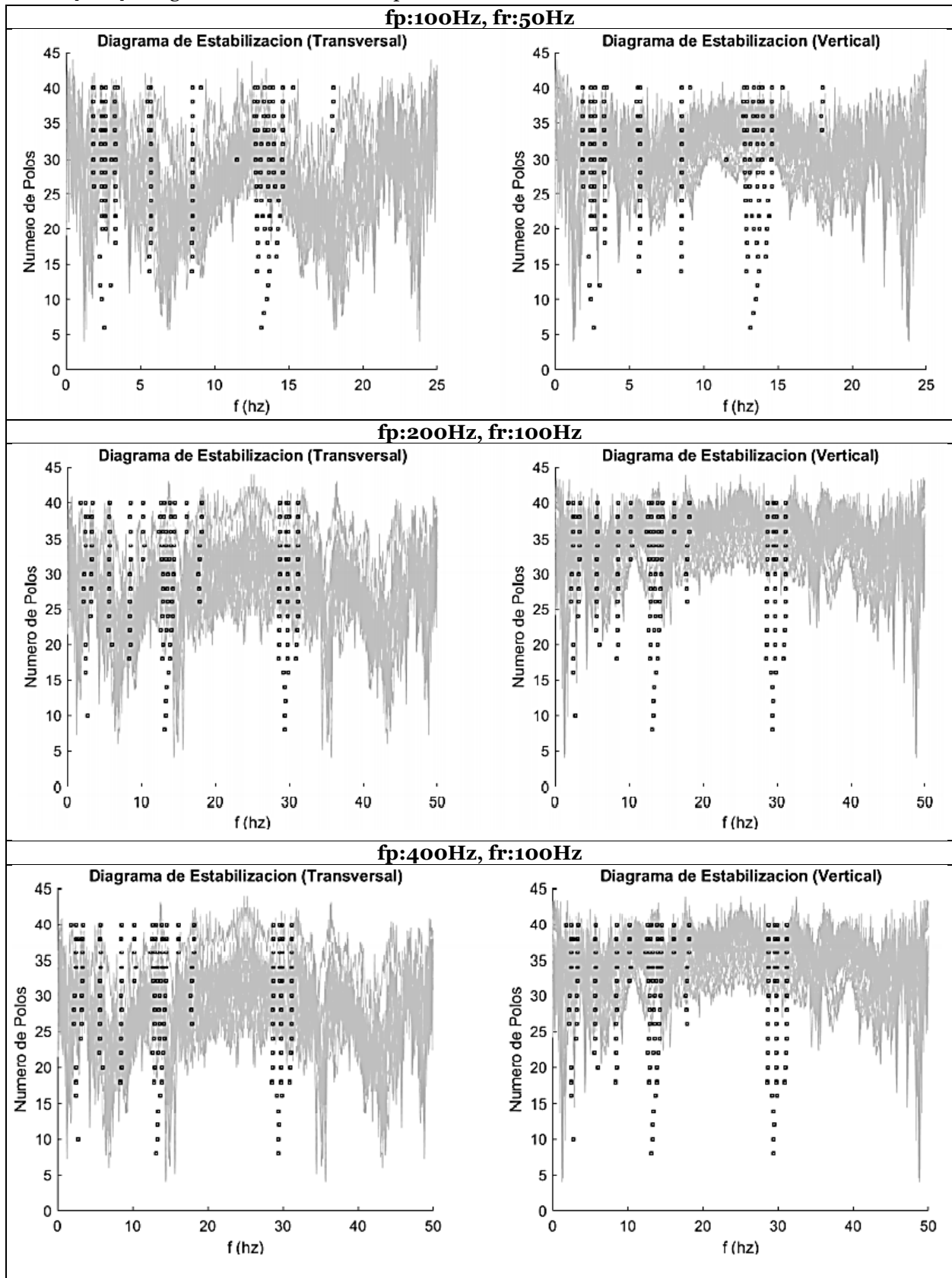
La revisión de los espectros de frecuencias anteriores (Tabla 4-103) permite inferir que hay por lo menos un modo de vibración entre 0-5 Hz y por lo menos 2 modos de vibración en el rango 5-10 Hz. Los modos superiores a 10 Hz no son del todo claros en los espectros de frecuencia presentados

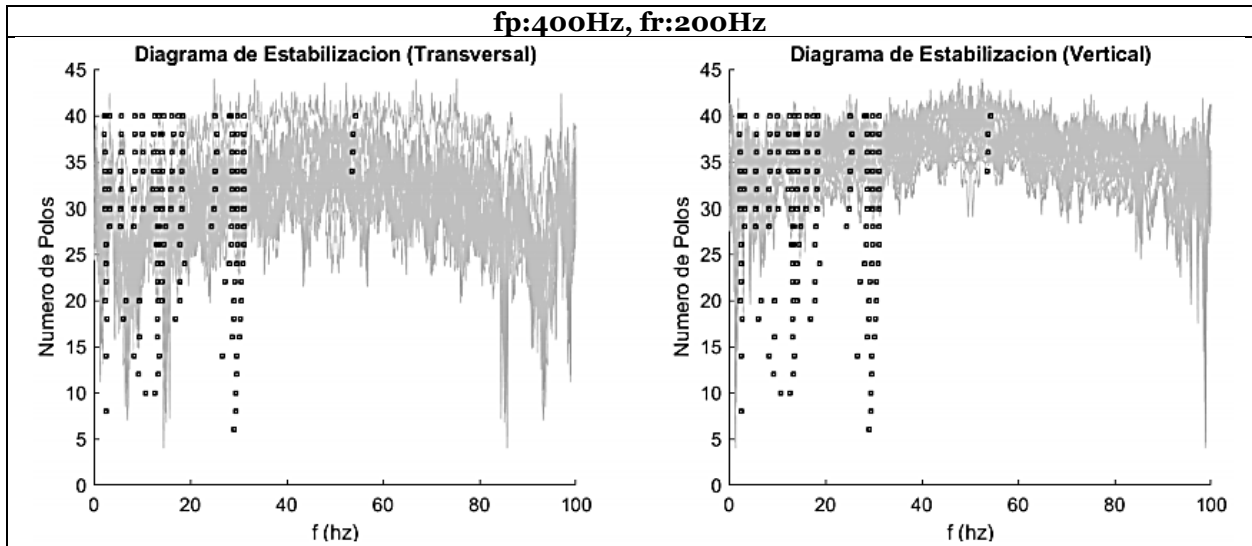
○ **Identificación de Modos de Vibración**

La inspección de los espectros de frecuencia indica que hay densidad de modos de vibración entre los 0 y 20Hz. Esto es, es difícil distinguir con claridad las frecuencias de vibración en este rango. Esto puede deberse a que la estructura presenta modos locales de vibración debido a discontinuidades estructurales. Este análisis se podrá ver reflejado al aplicar la metodología ERA, la cual posiblemente identifique muchos modos de vibración en este rango. Para mejorar la identificación de los modos de vibración, se elaborarán diagramas de estabilización, los cuales permiten identificar modos de vibración a partir de su recurrencia en el proceso de identificación.

Como ya se había mencionado, se probaron diferentes tasas de filtrado y remuestreo. A continuación, se muestran los diagramas de estabilización para las configuraciones de filtrado y remuestreo probadas. Cada diagrama de estabilización es elaborado variando el número de polos que se pretenden identificar, parámetro necesario para la metodología ERA.

Tabla 4-104. Diagramas de estabilización para señales.



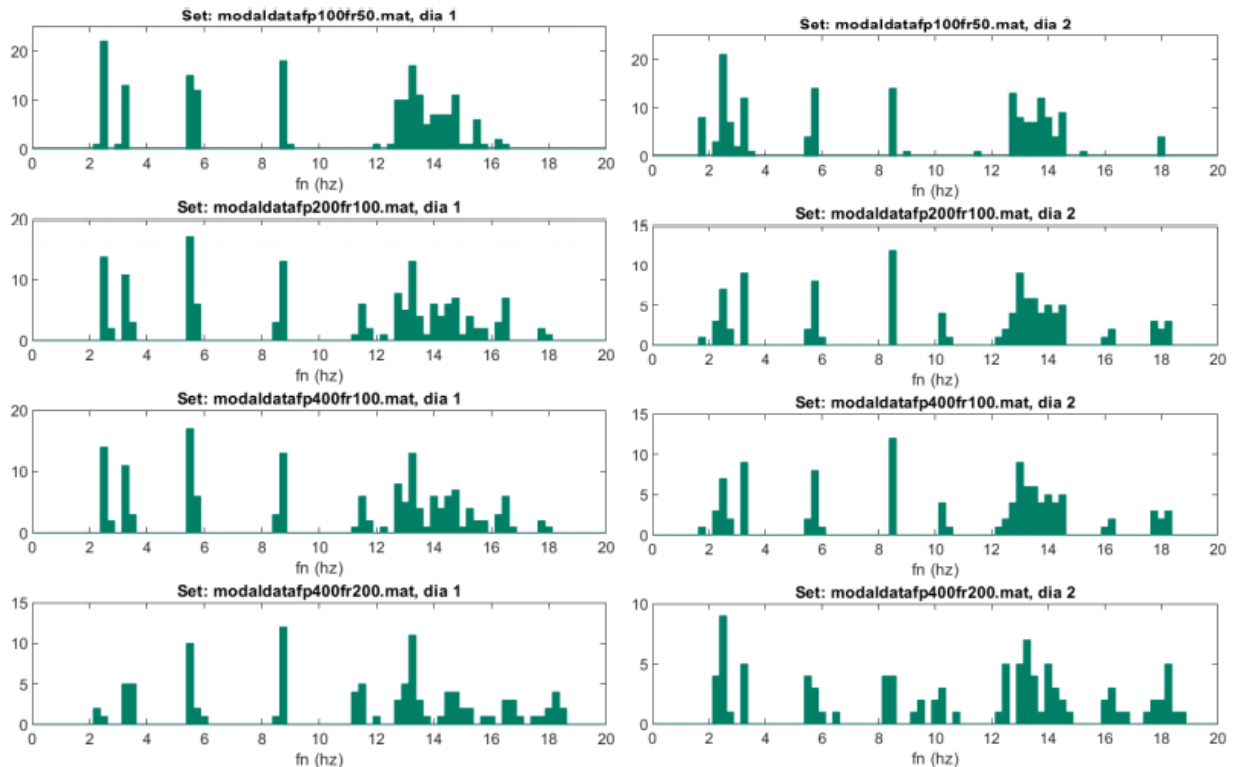


Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

○ **Interpretación de Resultados**

Los histogramas mostrados en la siguiente figura muestran la repetibilidad de los modos encontrados a través de la metodología ERA:

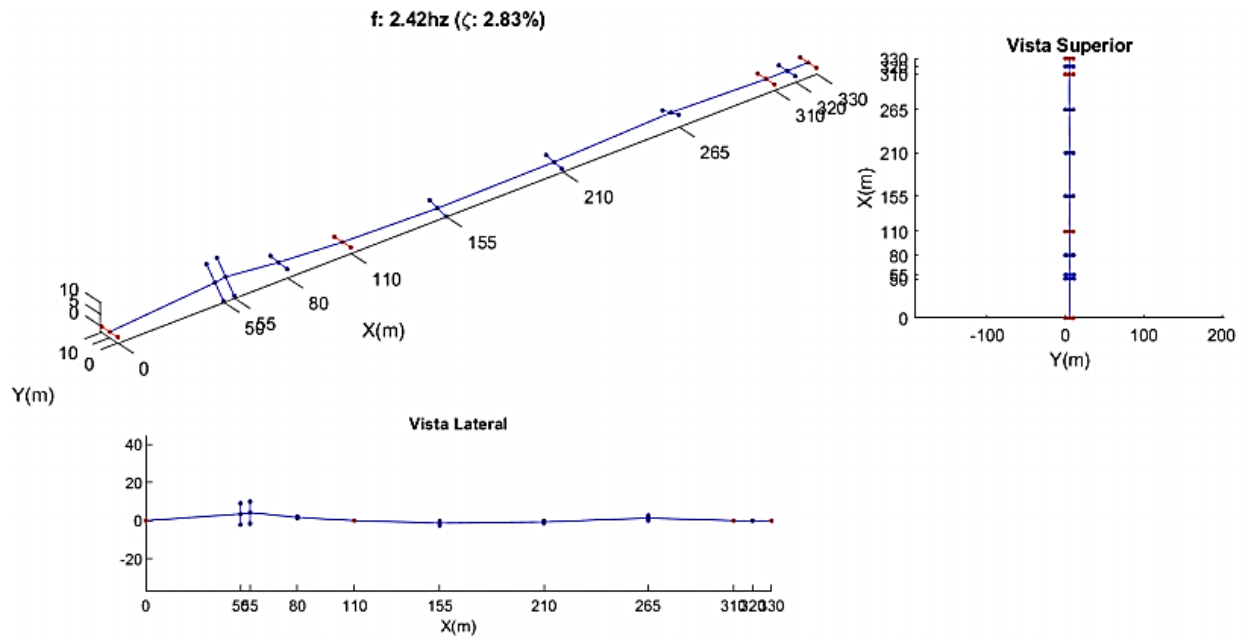
Figura 4-163. Histograma de frecuencias identificadas por ERA.



Nota. Adaptado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

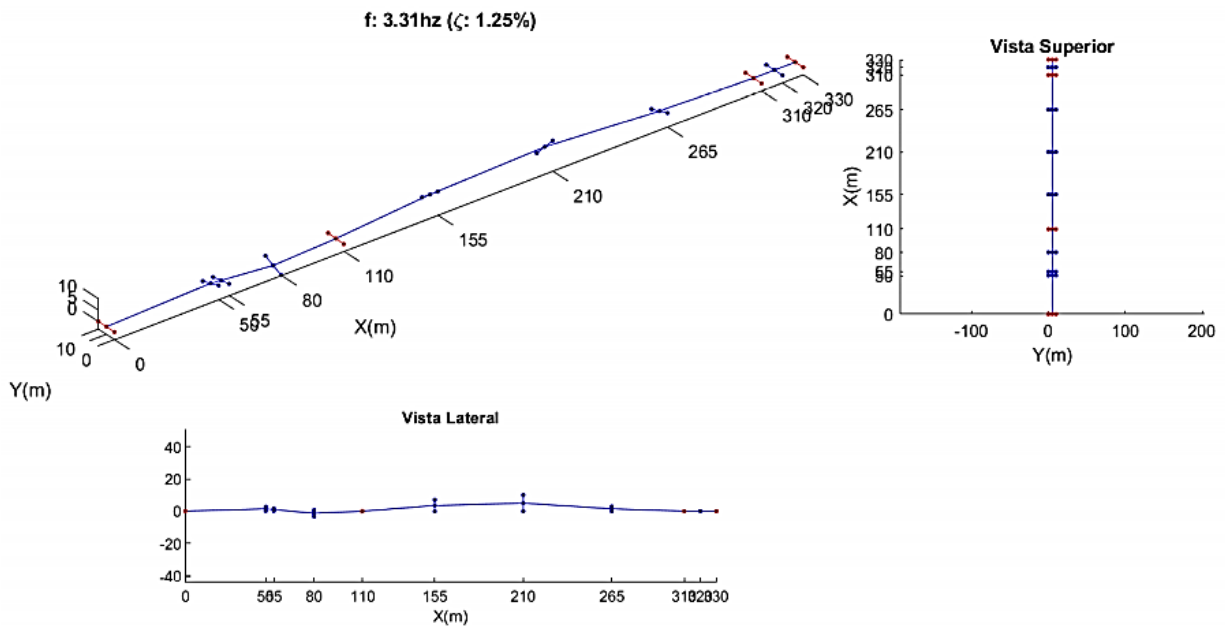
De los histogramas de la mostrados en la Figura 4-163, es claro que el modo fundamental de vibración de la estructura es de 2.42 Hz. Algunos de los modos superiores al fundamental son de 3.31 Hz, 5.71Hz, 8.51 Hz y 13.65 Hz.

Figura 4-164. Modo fundamental de vibración, $f_n: 2.42\text{Hz}$, $\zeta = 2.83\%$



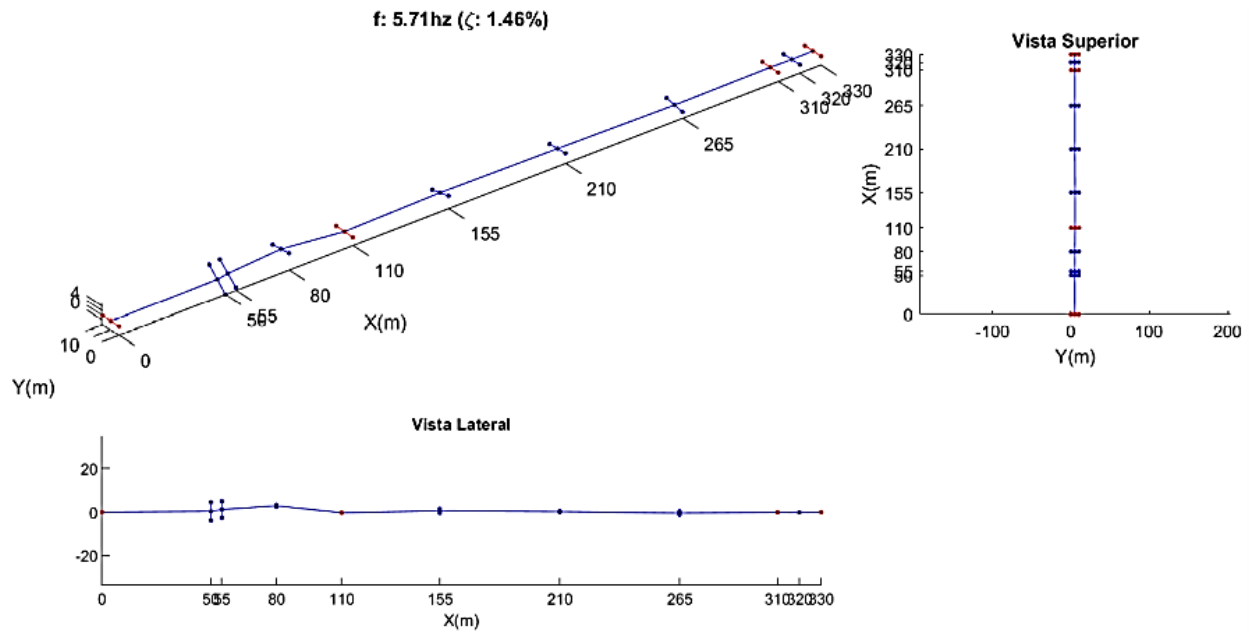
Nota. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Figura 4-165. Modo de vibración superior, $f_n: 3.31\text{Hz}$, $\zeta = 1.25\%$



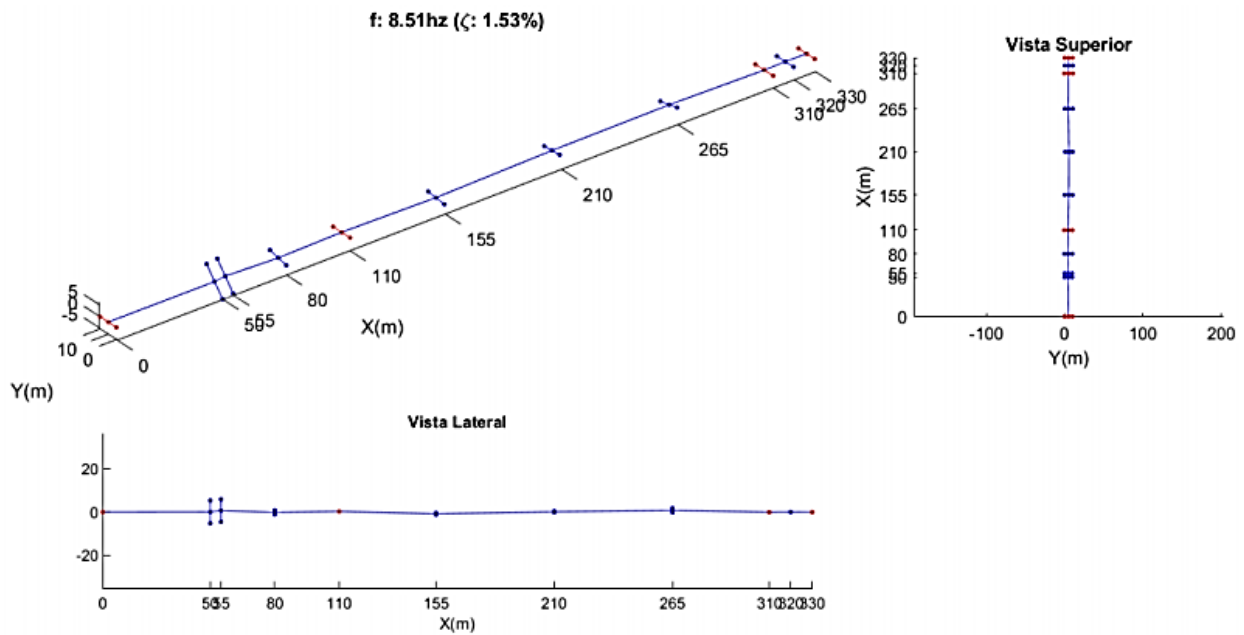
Nota. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Figura 4-166. Modo de vibración superior, $f_n: 5.71\text{Hz}$, $\zeta = 1.46\%$



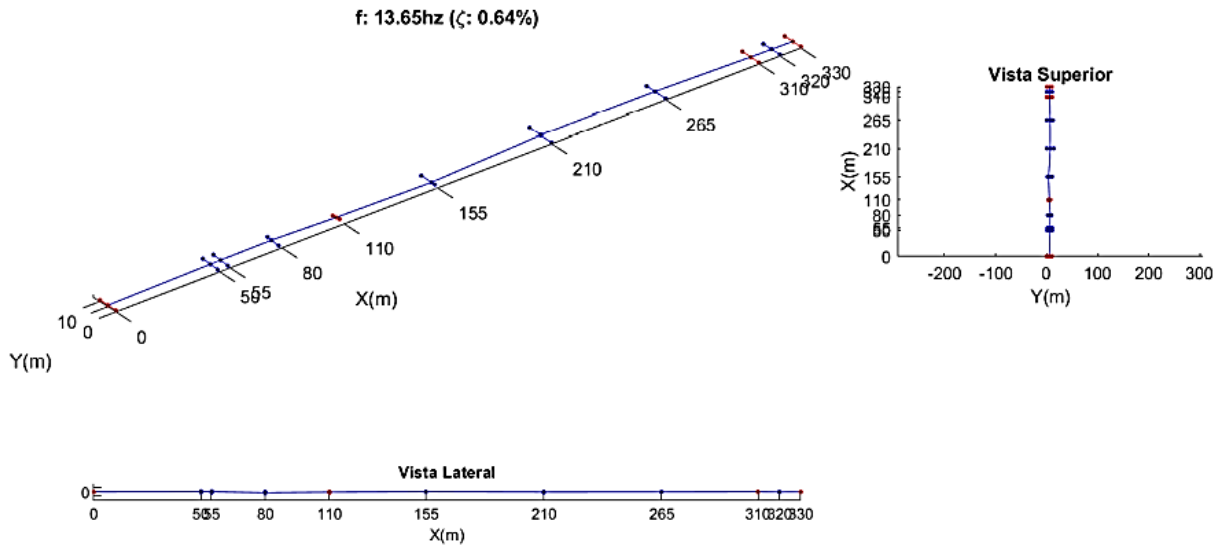
Nota. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Figura 4-167. Modo de vibración superior, $f_n: 8.51\text{Hz}$, $\zeta = 1.53\%$



Nota. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Figura 4-168. Modo de vibración superior, $f_n: 13.65\text{Hz}$, $\zeta = 0.64\%$.



Nota. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

○ **Análisis de Resultados**

La inspección de los espectros de frecuencia para los diferentes sets de datos muestra una alta densidad de modos en el rango 0-20 Hz. Al incorporar variación en los parámetros de entrada para la metodología de procesamiento, se logra encontrar consistencia estadística con al menos 5 modos de vibración, de los cuales el fundamental corresponde a los 2.42 Hz. Es posible que existan más modos de vibración en rango 0-20Hz reportados en este documento, pero se requeriría de un mayor número de puntos instrumentados para diferenciarlos entre sí. De manera general, los modos de vibración 1-4 corresponden a modos típicos de vibración de un puente flexible, en el que se combinan la flexión vertical y la torsión. El 5to modo de vibración identificado en este documento corresponde al primer modo de vibración completamente lateral, con un valor de 13.65Hz y una razón de amortiguamiento de 0.64%.

Identificación de Modos

La Tabla 4-105 y Tabla 4-106 resumen los resultados de la metodología ERA aplicada a las diferentes configuraciones de procesamiento.

Tabla 4-105. Resumen de modos identificados, día 1.

Configuración de procesamiento	Modos Identificados				
	fn [hz]	std(fn) [hz]	ζ [%]	std(ζ) [%]	n
f_p : 100 hz. f_r : 50 hz	2.46	0.00	2.61	0.00	16
	3.31	0.06	0.80	1.14	14
	5.75	0.08	1.26	0.15	10
	8.69	0.04	0.96	0.61	15
	13.56	0.00	0.58	0.00	5
f_p : 200 hz. f_r : 100 hz	2.41	0.00	2.99	0.00	8
	3.31	0.05	1.23	0.38	14
	5.69	0.03	1.24	1.15	6
	8.67	0.00	1.20	0.00	16
f_p : 400 hz. f_r : 100 hz	2.41	0.00	2.99	0.00	8
	3.31	0.05	1.23	0.39	14
	5.69	0.03	1.24	1.15	6
	8.67	0.00	1.20	0.00	16
f_p : 400 hz. f_r : 200 hz	2.39	0.05	4.28	0.52	3
	3.32	0.11	1.50	1.82	10
	5.64	0.10	1.87	0.53	13
	8.69	0.00	1.33	0.00	12

Nota. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Tabla 4-106. Resumen de modos identificados, día 2.

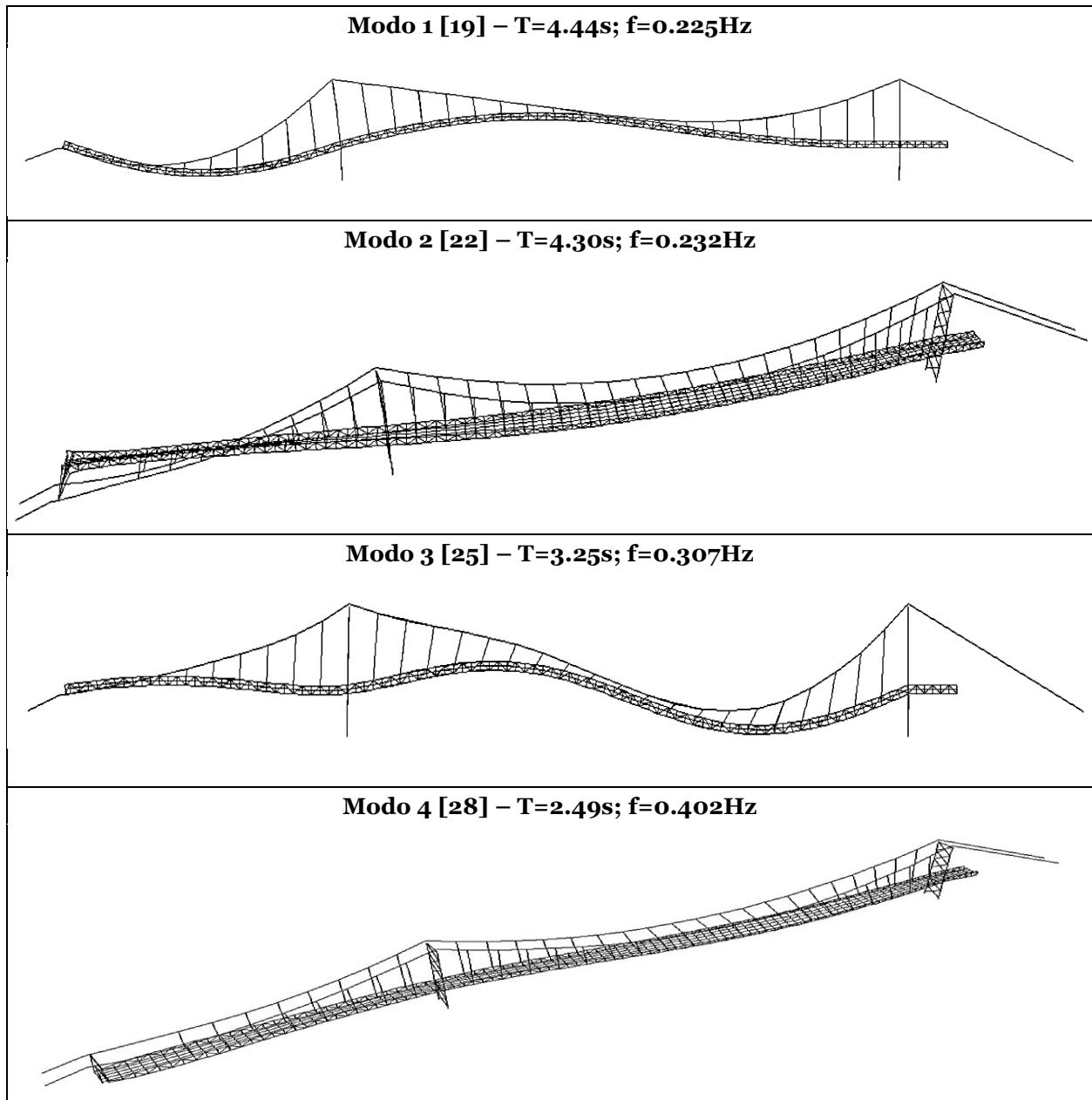
Configuración de procesamiento	Modos Identificados				
	fn [hz]	std(fn) [hz]	ζ [%]	std(ζ) [%]	n
f_p : 100 hz. f_r : 50 hz	2.42	0.00	2.83	0.00	14
	3.31	0.00	1.25	0.00	12
	5.71	0.00	1.46	0.00	14
	8.51	0.00	1.53	0.00	14
	13.65	0.00	0.64	0.00	8
f_p : 200 hz. f_r : 100 hz	2.48	0.05	3.41	0.30	8
	3.28	0.11	2.98	1.13	9
	5.71	0.00	2.41	0.00	11
	8.5	0.07	2.05	1.27	12
	13.6	0.04	1.65	0.21	19
f_p : 400 hz. f_r : 100 hz	2.48	0.05	3.41	0.30	8
	3.28	0.11	2.98	1.13	9
	5.71	0.00	2.41	0.00	11
	8.50	0.07	2.05	1.27	12
	13.6	0.04	1.65	0.21	19
f_p : 400 hz. f_r : 200 hz	2.45	0.00	2.02	0.00	12
	3.19	0.00	3.38	0.00	4
	5.77	0.13	2.58	1.50	9
	8.42	0.02	2.09	0.85	7

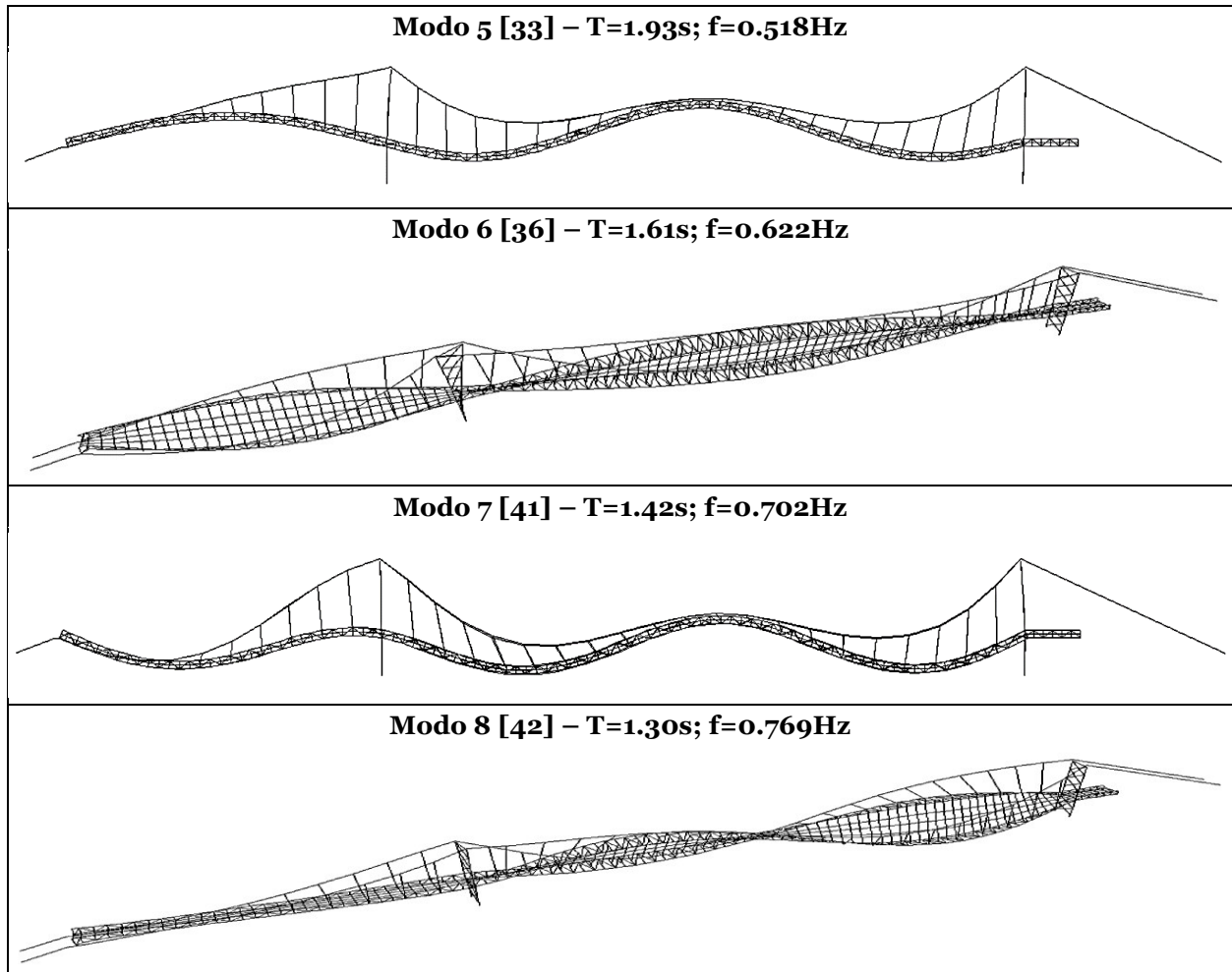
Nota. Tomado de Informe GRADEX Ingeniería S.A. Ref.: GRX-HCO-GYE-1910. Versión: D1. Fecha: 29-07-2019.

Comparación de los Modos de Vibración

Para la modelización estructural del puente se usaron un total de 100 modos, los primeros modos del sistema, ilustrados en la Tabla 4-107, están distribuidos muy cerca en un rango de frecuencias bajo y estos pueden ser divididos básicamente en modos de vibración verticales, laterales y torsionales. La mayoría de los modos son modos locales de los cables en los cuales solo los cables presentan vibraciones ya sea en la luz principal o en las demás luces alternas, mientras que las torres solo contribuyen muy poco o nada en el movimiento de los modos.

Tabla 4-107. Primeros modos de vibración teóricos.





Nota. Autoría propia.

Cabe anotar, que la principal razón por la que se recomendó la instrumentación del puente fue el monitoreo estructural durante el ensayo diagnóstico, para controlar posibles degradaciones de rigidez que fueran imperceptibles a simple vista y no para realizar la caracterización dinámica de la estructura, por lo cual, los modos de vibración “medidos” podrían no reflejar la realidad dinámica debido a que la cantidad de instrumentos y el tiempo de duración de las mediciones no son suficientes para obtener datos confiables del análisis modal del puente.

Con respecto a los modos de vibración se encontraron diferencias significativas, para los que se consideraron los modos fundamentales, teniendo en cuenta que del modelo estructural se encontró que el modo fundamental tenía una frecuencia de 0.225Hz, mientras que el medido se estimó en 2.42Hz; eso implica una diferencia de casi 11 veces. Sin embargo, del modelo estructural también se encontraron modos de vibración con frecuencias similares a la anterior, por lo que es muy probable, que no se hayan identificado suficientes modos de vibración a partir

de las mediciones en campo.

Además, vale la pena resaltar que el programa de análisis estructural toma los modos locales y su afectación global, mientras que las mediciones realizadas en campo son locales y dependiendo de la cantidad de dispositivos y tiempo de detección pueden representar en conjunto modos globales.

4.8.1.4.2.1.1 Calibración del Modelo Estructural

Con los resultados de deflexiones durante el ensayo diagnóstico, teniendo en cuenta la ubicación y características de la carga vehicular de 30t, se intentaron reproducir las deflexiones reales del puente para cada estado de carga y sin carga, variando el tensionamiento del cable principal para representar de forma aproximada la misma deformada que se presenta en la realidad, sin embargo, se mantienen algunas diferencias que pueden deberse a la corta duración del ensayo diagnóstico, el cual, por la importancia del puente para la población, no se pudo extender más de 20 minutos por cada estado de carga, impidiendo la estabilización de la deflexión.

Figura 4-169. Deflexiones del puente descargado.

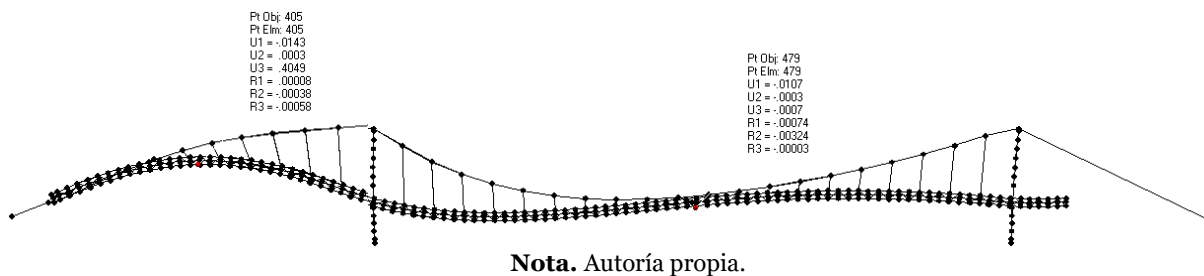


Figura 4-170. Deflexiones del puente para el estado de carga 1.

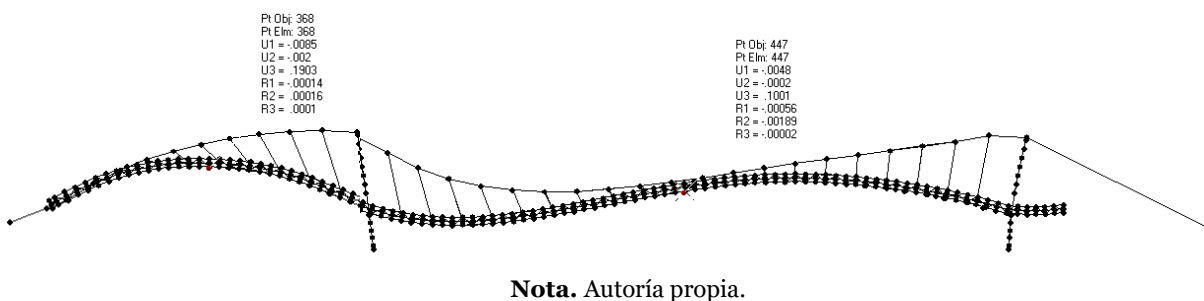
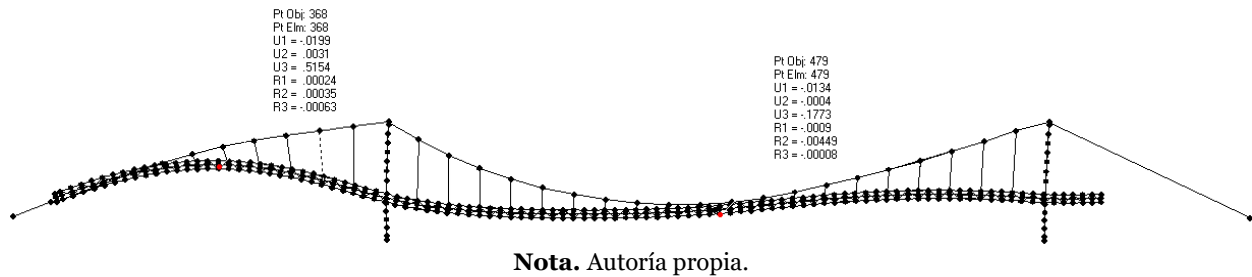


Figura 4-171. Deflexiones del puente para el estado de carga 1.



De las anteriores figuras, es posible evidenciar que el estado de carga 1, en el cual el camión de 30t se ubicaba en el tramo 1, no fue posible reproducir la misma deformada y que cumpliera al mismo tiempo con la deformada sin carga y el estado de carga 2, por tanto, se optó por reproducir lo más cercano posible los dos estados anteriores. Asimismo, cabe anotar, que el estado de carga 3, se omitió debido a que se demostró en campo que esta sección está desconectada del puente, por tanto, su comportamiento no tiene influencia y es independiente de los tramos colgantes.

4.8.2 Ensayo De Prueba

La prueba de carga de recepción de una estructura es un conjunto de operaciones consistente en la reproducción de uno o varios estados de carga sobre la misma, antes de su puesta en servicio, con objeto de confirmar que el proyecto y construcción de la obra se han llevado a cabo de forma satisfactoria. Con este objeto es necesario comprobar que, para unas situaciones de carga representativas de las acciones a que va a estar sometida durante su vida en servicio, el comportamiento de la estructura se ajusta a las previsiones de proyecto.

El puente vehicular debe someterse a una prueba de carga, antes de su puesta en servicio después de la reparación. El propósito es confirmar que el proyecto de reparación de la obra se haya realizado de forma satisfactoria.

4.8.2.1 Dirección y Realización de la Prueba

La realización de la prueba será llevada a cabo por personal calificado, al frente del cual figurará un Ingeniero especializado en este tipo de trabajos, quien en adelante se denominará “director de la prueba”, y quien deberá estar presente durante el desarrollo de esta.

El director de la prueba será quien dé por finalizado cada estado de carga y, una vez que la considere realizada en todas sus fases, de por terminada la prueba. Deberá, en su caso, ordenar la

suspensión de la prueba cuando así lo requiera el comportamiento de la estructura. El director de la prueba será quien, a partir de los resultados de esta, redacte el informe de la prueba.

4.8.2.2 Planteamiento De La Prueba

4.8.2.2.1 Objetivo

El objetivo de la prueba de carga es comprobar el comportamiento estructural del puente considerando las reparaciones ejecutadas en etapas previas del proyecto. Para la realización del proyecto de la prueba de carga se tiene en cuenta la siguiente consideración:

La distribución de vehículos para la prueba de carga debe garantizar que las solicitaciones a que da lugar el tren de cargas total estén en torno al 60% y nunca superando el 70% de los máximos producidos por el tren de la instrucción de acciones a considerar en puentes de carretera.

4.8.2.3 Descripción de Sistemas de Medida y de Carga

4.8.2.3.1 Sistemas de Medida

Las pruebas de carga estáticas estarán basadas en la medición de deformaciones, por ser una estructura flexible y de grandes luces que atraviesan un río, se medirá la flecha en puntos seleccionados según el estado de carga. Para tal fin se requerirán de dispositivos topográficos de medición indirecta, como teodolito o estación total, debidamente equilibrados, calibrados y de comprobada eficacia, con posibilidad de permitir lecturas mínimas del orden del 5% de los valores mínimos esperados, y con un rango de medida máximo superior al 50% de los valores máximos esperados. La ubicación de dichos aparatos se realizará en puntos de máximas solicitaciones, considerando el hecho de que deben controlarse deformaciones tanto en los centros de luz como en los apoyos, de modo que la deformación efectiva se obtenga por resta de las deformaciones entre centros y apoyos.

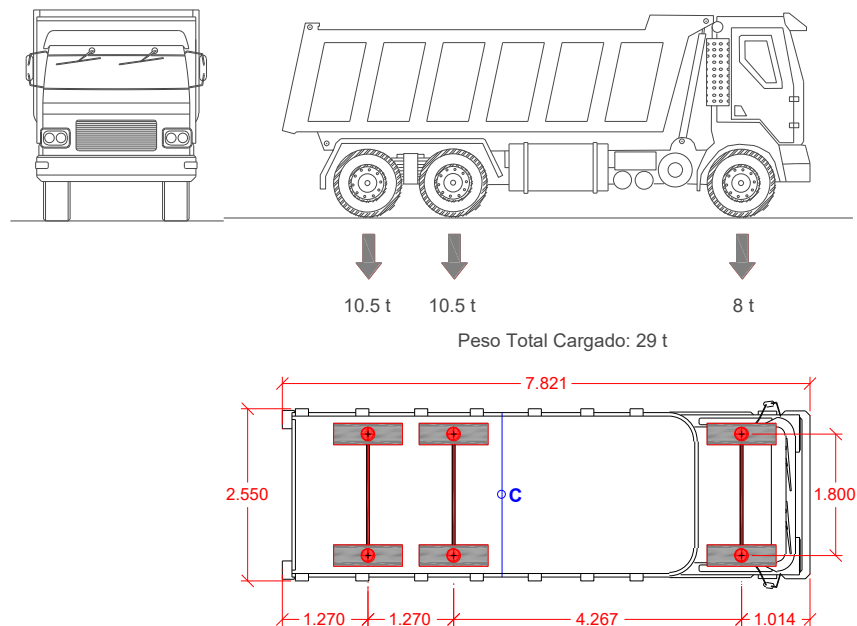
4.8.2.3.2 Sistemas de Carga

Para los sistemas de cargas de las pruebas estáticas, se adopta como carga de prueba un conjunto de volquetas cargadas con arena o un material granular equivalente, que produzca una carga de llanta especificada, en los trenes delantero y trasero.

Para la definición de la prueba de carga se han elegido volquetas de capacidad de 14 m³ (doble troque) consistentes de tres ejes con una longitud total de 7,8 m. El eje delantero tendrá una carga máxima de 8 t. El eje trasero está formado por un tándem cuyo eje está separado una distancia de 4,90 m del eje delantero y que introduce una carga total máxima de 21 t. Los camiones deberán estar cargados con un material granular limpio, y, deberán ir equipados con sus respectivas carpas las cuales deben ir instaladas en todo momento para evitar la pérdida o humedecimiento del material, a causa de vientos fuertes y lluvias, respectivamente; y que podría variar los pesos registrados en la báscula, y, por ende, variar las condiciones teóricas de la prueba.

Se empleará un tren de carga constituido por un mínimo de cuatro (4) vehículos de forma simultánea y máximo seis (6) vehículos con las siguientes especificaciones, de tal manera que el nivel de carga alcanzado sea representativo de las acciones de servicio. El número exacto de camiones puede variar dependiendo del estado de carga.

Figura 4-172. Camión de 29 t para desarrollo de la prueba de carga.



Nota. Autoría propia.

Antes de comenzar la prueba, se comprobará mediante pesaje en báscula el peso total real de cada uno de los vehículos y el peso en cada eje, debiendo quedar garantizado que su valor no se desvía en más de un 5% del considerado. Los recibos de báscula deberán entregarse al director de la prueba, quien dejará constancia de ello en el informe de esta.

El ejecutor de la prueba deberá someter a la aprobación del director de la prueba las dimensiones y características reales de los vehículos que se propone utilizar, y realizar los ajustes a los protocolos de prueba que se consideren necesarios.

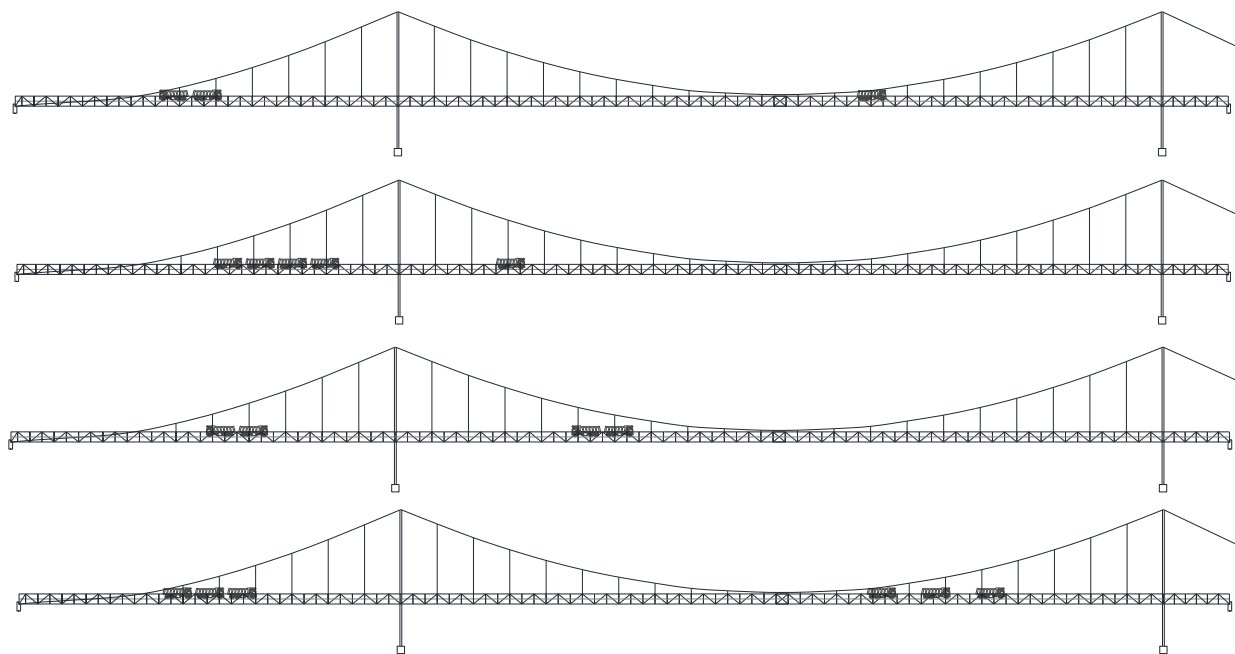
4.8.2.4 Estados de Carga

Se definen CUATRO estados de carga, tres para las luces principales y uno para la primera torre sentido noroeste-suroriente, para conseguir llevar las vigas celosía de cada costado a unos esfuerzos cercanos al 70% de los esfuerzos admisibles del material.

La primera hipótesis de carga tiene como objetivo evaluar las deformaciones en el centro de la luz del primer tramo del puente. La segunda hipótesis tiene como objetivo maximizar las solicitaciones en la primer torre del puente. Y, por último, la tercera y cuarta hipótesis busca maximizar las solicitaciones en el primer tercio y tercer tercio, respectivamente, del segundo tramo colgante del puente.

La geometría de cada una de las hipótesis de carga (de la primera a cuarta) se muestran en las siguientes figuras en orden descendente.

Figura 4-173. Resumen de configuraciones de los estados de carga en el puente.



Nota. Autoría propia.

Figura 4-174. Zonas de evaluación por esfuerzos o deformación durante cada uno de los estados de carga.

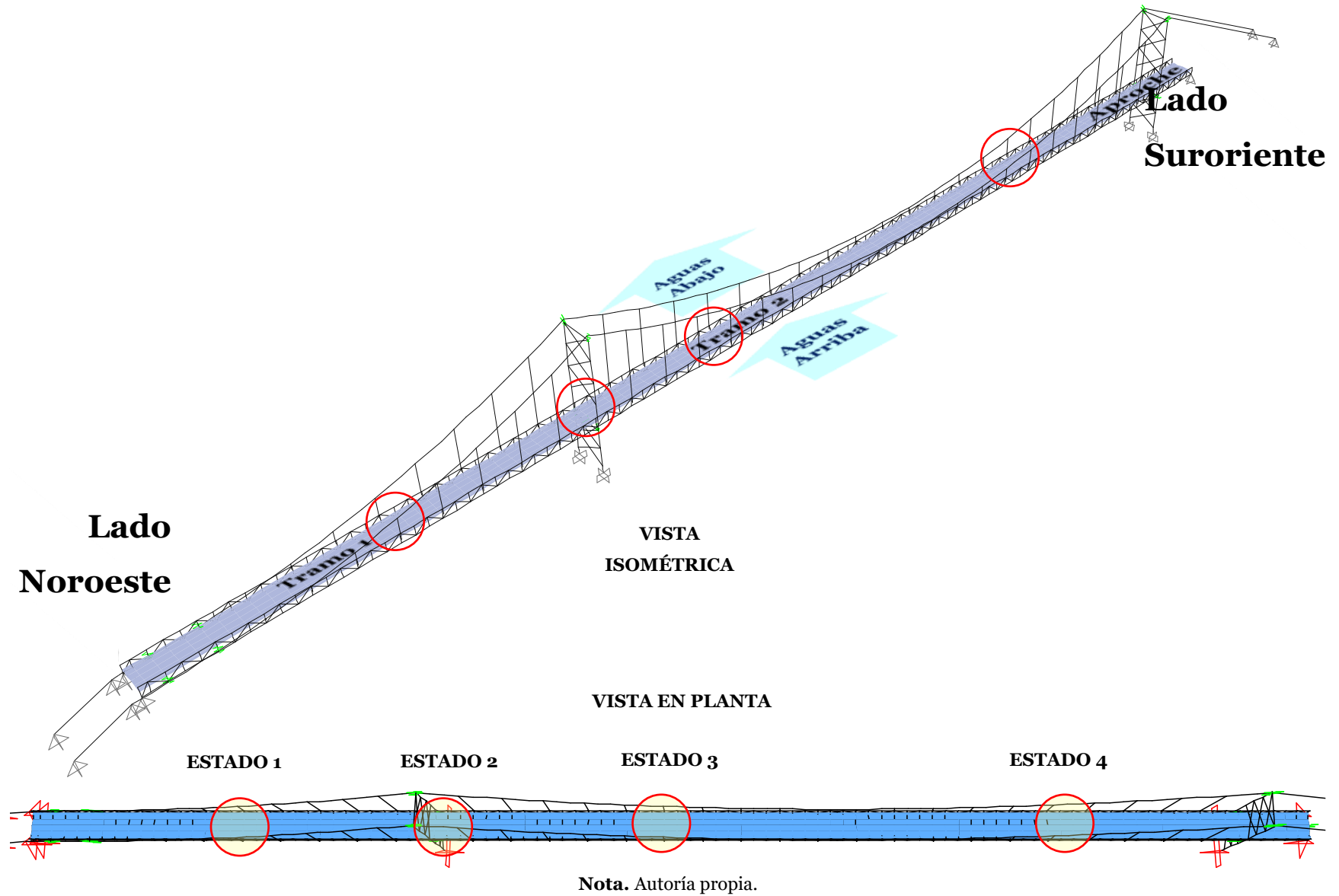
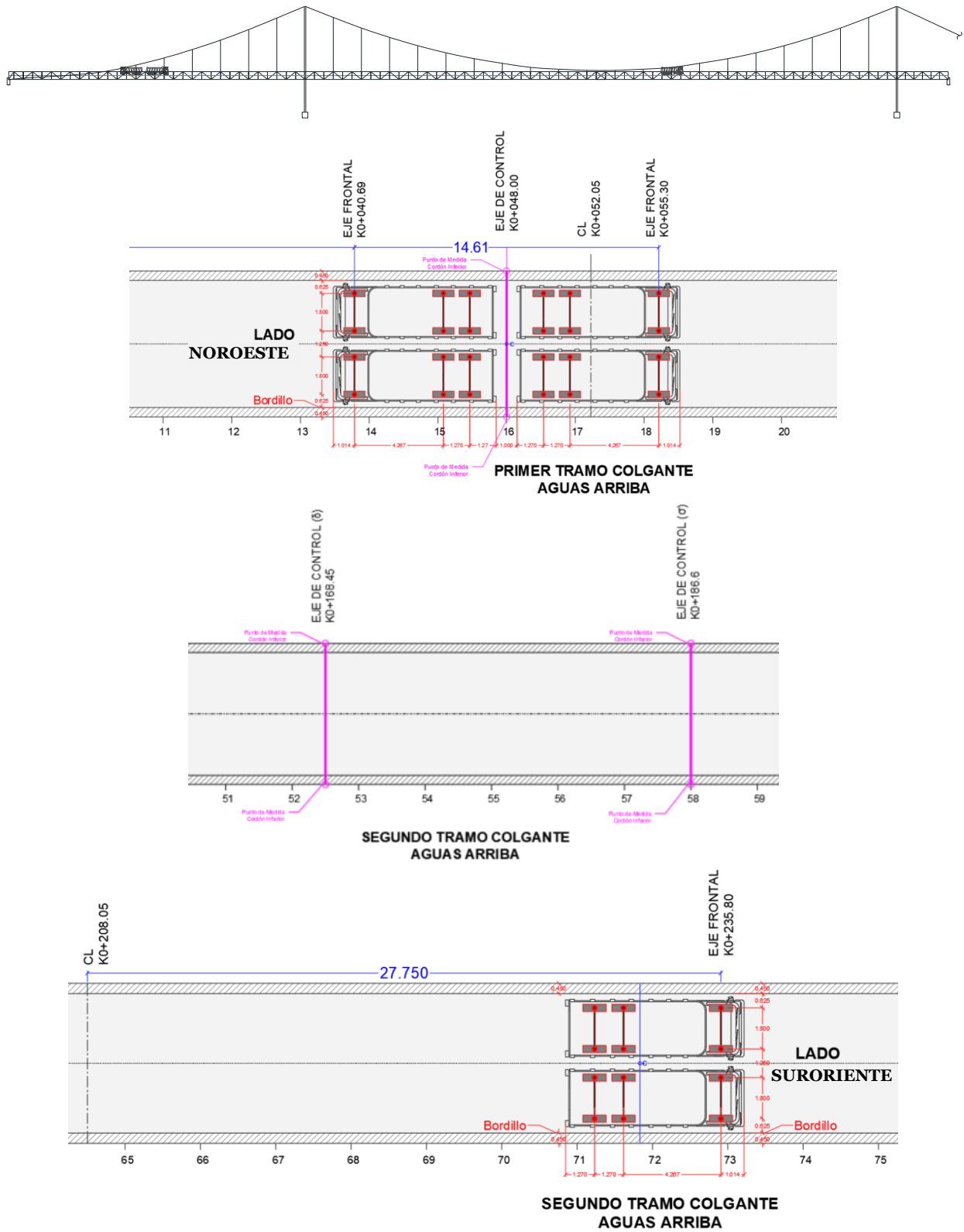
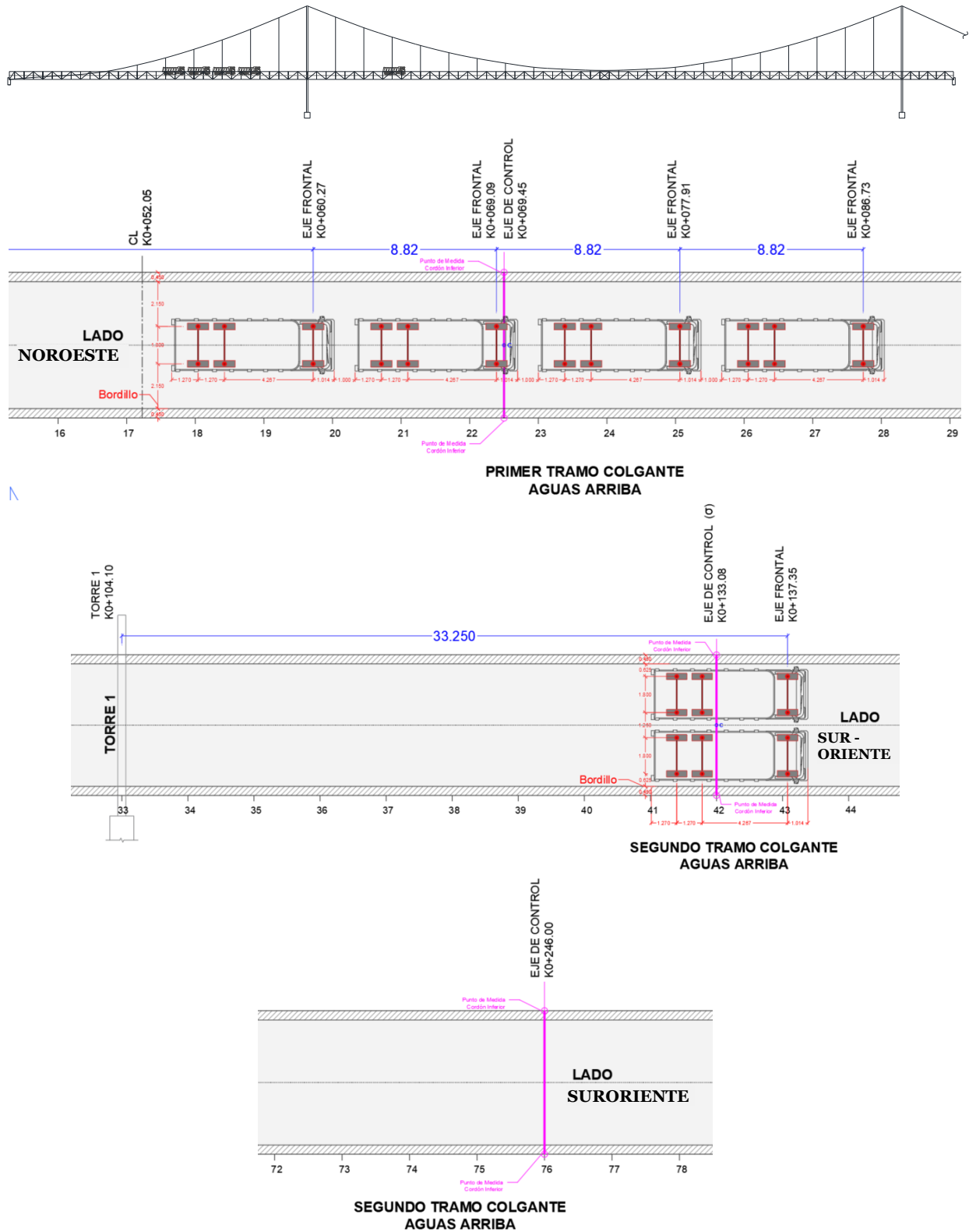


Figura 4-175. Primer estado de carga.



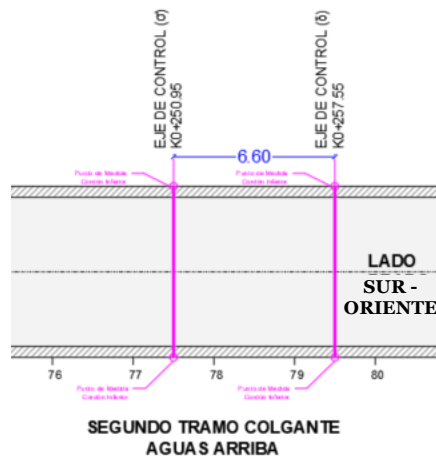
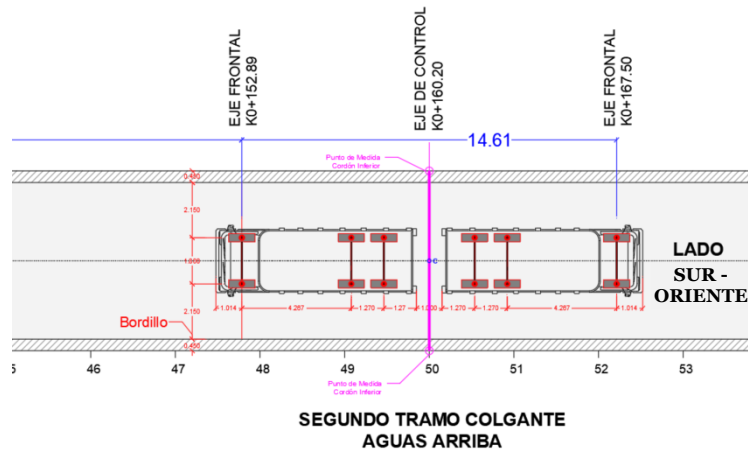
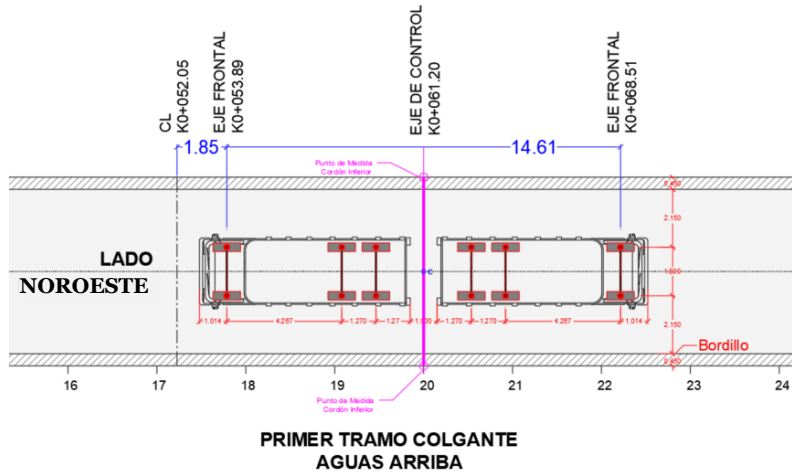
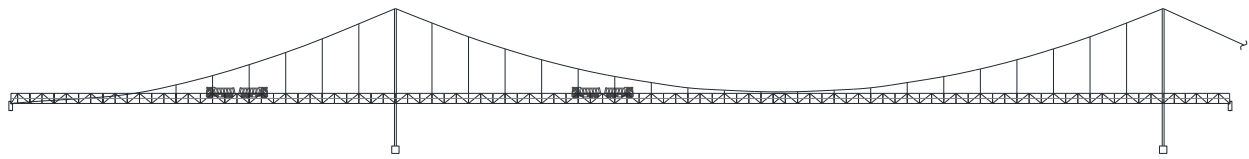
Nota. Autoría propia.

Figura 4-176. Segundo estado de carga.



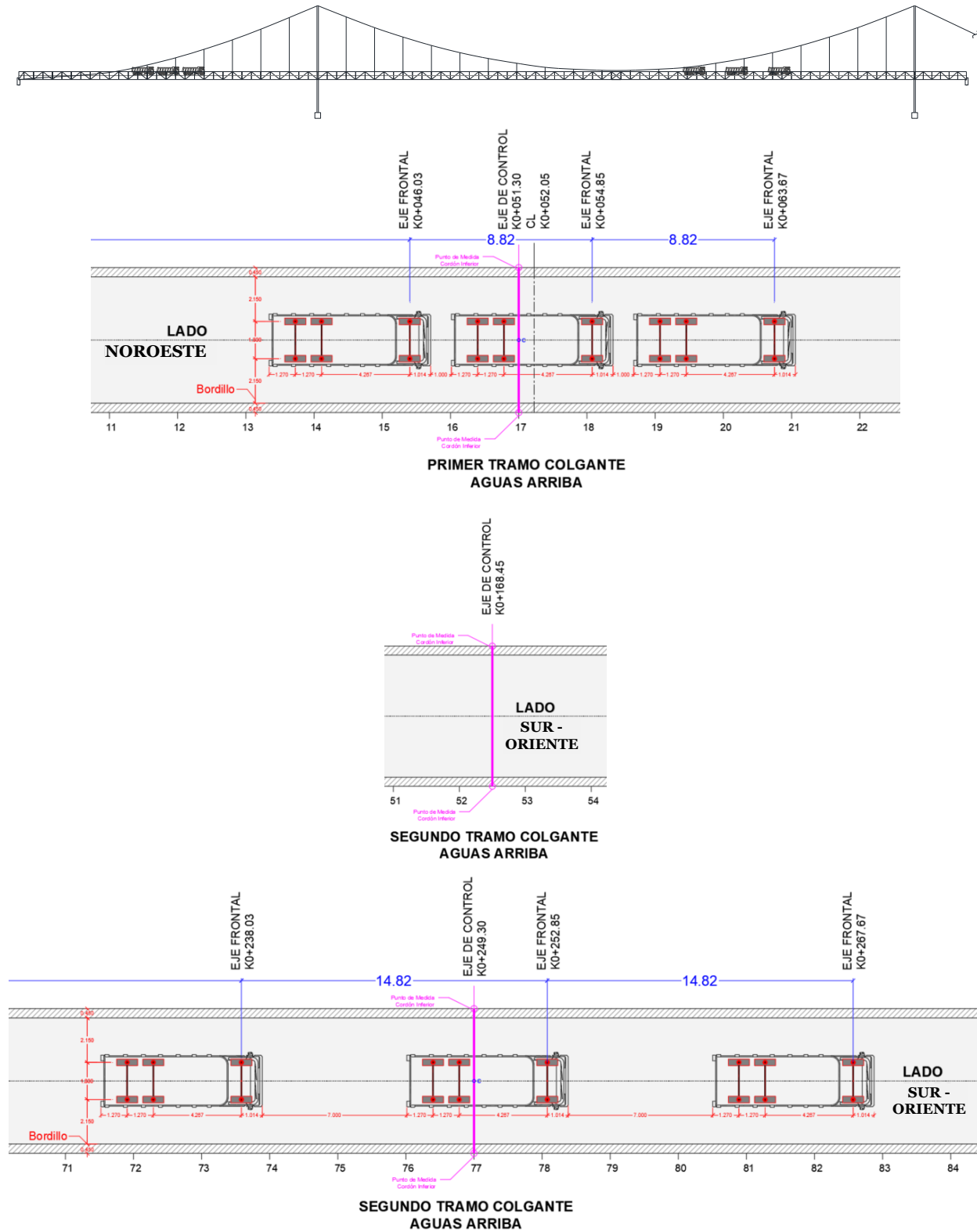
Nota. Autoría propia.

Figura 4-177. Tercer estado de carga.



Nota. Autoría propia.

Figura 4-178. Cuarto estado de carga.



Nota. Autoría propia.

La posición de todos los vehículos en cada estado de carga deberá marcarse previamente sobre el tablero, de forma que pueda realizarse su colocación con suficiente precisión.

NOTA. Se recomienda indicar en el puente los puntos y referencias utilizadas, de tal forma que, en caso de realizar un nuevo monitoreo, se obtengan valores que permitan hacer una comparación en el tiempo.

4.8.2.5 Aplicación de la Carga

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o de descarga se efectuarán con la lentitud necesaria para no provocar efectos dinámicos no deseados, y se organizarán de forma que no se produzcan sobre otras partes de la estructura solicitaciones superiores a las previstas.

Será necesario proceder a la descarga total de la estructura antes de materializar cada nuevo estado de carga dentro del mismo vano. Se podrán materializar los distintos estados de carga en diferentes vanos mediante el avance del tren de carga sucesivamente de vano en vano.

4.8.2.5.1 Escalones de Carga

La carga correspondiente a cada estado se aplicará en varias fases o escalones de manera que se pueda registrar la respuesta progresiva de la estructura en las zonas críticas. Cada escalón de carga estará constituido por uno de los camiones definidos.

El proceso de descarga se llevará a cabo, en general, en escalones análogos y en orden inverso al proceso de carga. No será necesario esperar a la estabilización de las medidas entre escalones de carga.

4.8.2.5.2 Criterio De Estabilización

El tiempo que se debe mantener la carga total correspondiente a un cierto estado de carga vendrá determinado por el criterio de estabilización de medidas indicado a continuación y a juicio del director de la prueba, procurando que la duración total de la prueba no sea mayor de 12 horas.

Los valores de la flecha de las vigas se denominarán medidas f_i y se obtendrán en cada momento como diferencia entre las lecturas de los aparatos en ese instante i y las lecturas iniciales inmediatamente antes de la colocación de la carga correspondiente a cada estado.

Una vez colocado en su posición prevista el tren de carga, se realizará una medida de la respuesta instantánea de la estructura f_0 a través de los aparatos de medida registrando en los puntos de medida.

Transcurridos 10 minutos se obtendrá una nueva medida en dichos puntos f_{10} . Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantáneos son inferiores al 5% o bien son del mismo orden de precisión de los aparatos de medida, se considerará estabilizado el proceso de carga.

$$f_{10} - f_0 < 0,05 f_0 \quad (4.61)$$

Si no se satisface la condición anterior, se mantendrá la carga durante un nuevo intervalo de 10 minutos más, considerándose cumplido el requisito de estabilización si, realizada la medida al final de este f_{20} , la diferencia de medidas correspondiente a este intervalo es inferior al 20% de la diferencia de medidas correspondiente al intervalo anterior.

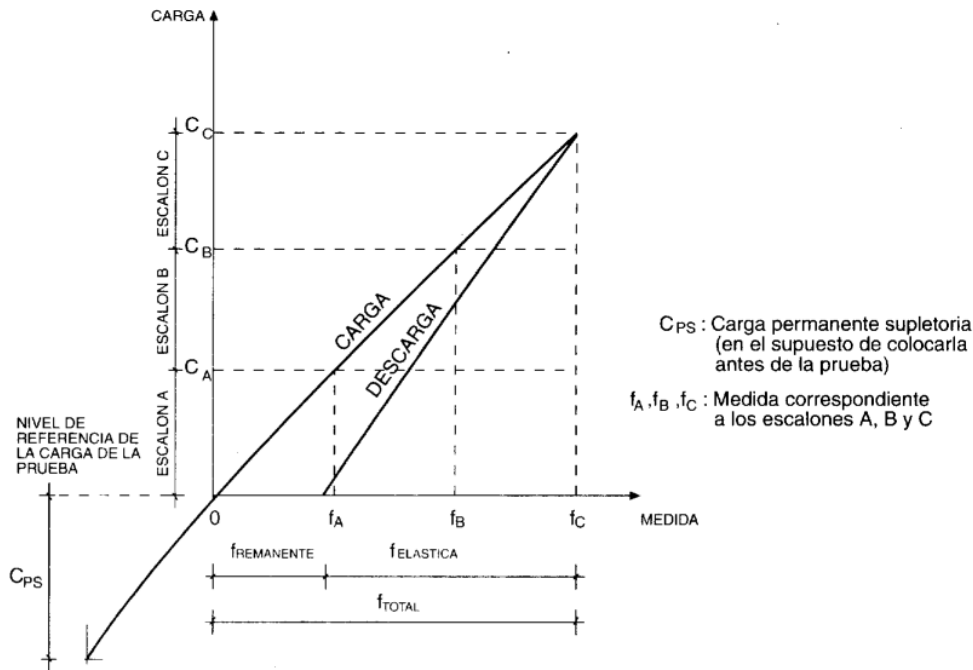
$$f_{20} - f_{10} < 0,2 (f_{10} - f_0) \quad (4.62)$$

Si esto no se cumpliera, se procederá, a juicio del ingeniero director de la prueba a mantener la carga durante un nuevo intervalo o a efectuar la descarga. Una vez alcanzada la estabilización, se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de medida.

Después de descargar totalmente la estructura se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga. El proceso de carga – descarga seguirá una ley parecida a la que se describe en la Figura 4-179.

En el caso de que los valores remanentes inmediatamente después de la descarga sean inferiores al límite que para cada tipo de estructura se establece en el apartado siguiente, no será necesaria la comprobación del criterio de estabilización en descarga y podrá procederse a la lectura definitiva de todos los aparatos de medida.

Figura 4-179. Comportamiento de Carga y Descarga.



Nota. Autoría propia.

4.8.2.5.3 Criterio De Remanencia

Los valores remanentes correspondientes a un estado de carga se definen como la diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de la carga (f_r).

Se define el coeficiente de remanencia (α) como el cociente en tanto por ciento entre la medida remanente y la medida al finalizar el proceso de carga.

$$\alpha = 100 f_r/f \quad (4.63)$$

Finalizado el estado de carga se comprobará que los valores remanentes resultan admisibles.

- Si $\alpha < 15\%$ el valor remanente se considera admisible
- Si $15\% < \alpha < 30\%$ se realizará un segundo ciclo de carga
- Si $\alpha > 30\%$ se suspenderá la aplicación de la carga

Si fuese necesario un segundo ciclo de carga:

- Si $\alpha_2 < \alpha_1/3$ el valor remanente se considera admisible
- Si $\alpha_2 > \alpha_1/3$ se suspenderá la aplicación de la carga

Donde α_1 es el coeficiente de remanencia del primer ciclo y α_2 el coeficiente de remanencia del segundo ciclo.

En caso de que realizado el segundo ciclo no se hubieran alcanzado resultados satisfactorios, el director de la prueba suspenderá la aplicación de la carga correspondiente, tomando respecto a lo demás estados de carga las medidas que crea convenientes.

4.8.2.5.4 Efecto de las Condiciones Meteorológicas

Se intentará reducir al mínimo el tiempo de aplicación de la carga para minimizar la influencia, en la propia estructura y en los aparatos de medida, de los efectos térmicos, higrométricos o de otro tipo, cumpliendo con el tiempo máximo de ejecución de 12 horas.

4.8.2.5.5 Fecha de Ejecución

La prueba de carga de recepción se realizará después de la puesta en marcha del PMT según programación. El director de la prueba podrá autorizar la realización de la prueba cuando se cumplan todos los requerimientos y especificaciones acordadas.

4.8.2.5.6 Actuaciones Complementarias

La prueba de carga exige una organización y preparación en las que se prevean todos los detalles necesarios para su realización, de forma que se garantice la fiabilidad de los resultados y las adecuadas condiciones de seguridad para las personas, los equipos y la propia obra. En particular, se tendrán en cuenta los medios auxiliares de acceso, el replanteo de las posiciones del tren de carga sobre el tablero, así como sus movimientos, la distribución y organización del personal y los puntos característicos a controlar durante el desarrollo de la prueba.

La preparación incluye también un estudio previo y pormenorizado del proyecto de la prueba, que permita prever el comportamiento de la obra.

Antes de realizar cualquier prueba de carga, se efectuará una inspección de la obra que incluirá, además de la estructura resistente, los aparatos de apoyo (contacto del apoyo con la cara inferior del tablero, deformación, etc.), juntas y otros elementos singulares, en la medida que lo permitan las condiciones de accesibilidad de la obra.

Durante la prueba se realizará un seguimiento de los elementos más característicos de la obra, realizándose una última inspección al finalizar la prueba. Se controlará y se documentará el proceso de deflexiones.

En caso de que se haga una nivelación general de la obra para servir de referencia en futuras inspecciones de la estructura, ésta deberá realizarse una vez concluida la prueba de carga.

4.9 Presupuesto Resumido

A continuación, se presenta el presupuesto resumido de la rehabilitación del puente.

Tabla 4-108. Presupuesto Resumido de las Intervenciones.

COSTOS DIRECTOS						
ID	Ítem	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Valor Unitario	%
1	Limpieza general y poda de árboles	GL	\$12,000,000.000	1	\$12,000,000.00	2.40%
2	Arreglo de drenajes	ML	\$102,035.000	200	\$20,407,000.00	4.08%
3	Reparación de elementos deteriorados	KG	\$28,249.408	2486	\$70,228,029.00	14.05%
4	Reparación estructural	KG	\$18,164.166	9351	\$169,853,113.70	33.97%
5	Implementación del PMT para reparación de elementos y prueba de carga	GL	\$35,000,000.000	1	\$35,000,000.00	7.00%
6	Sandblasting y pintura de baranda	M2	\$110,168.000	1429.79	\$157,511,857.30	31.50%
7	Implementación de prueba de carga	GL	\$35,000,000.000	1	\$35,000,000.00	7.00%
TOTAL, COSTO DIRECTO:					\$500,000,000	100.00%

COSTOS INDIRECTOS		
Costos Indirectos (Descripción)	% Costo Directo	Subtotal
ADMINISTRACION	20%	100,000,000
IMPREVISTOS	5%	25,000,000
UTILIDAD	5%	25,000,000
TOTAL, COSTO INDIRECTO:		150,000,000
COSTO TOTAL:		650,000,000

Nota. Autoría propia

4.10 Conclusiones

4.10.1 Levantamiento Detallado

Tras llevar a cabo la inspección al puente, se detectaron en varias afectaciones por vegetación (bio-incrustaciones), en varias zonas del puente, las cuáles requieren trabajos de mantenimiento y poda en los alrededores del puente. Afectaciones por acumulación de escombros bajo el tablero, que implican limpieza y creación de barreras para impedir la generación y acumulación de residuos. Afectaciones por oxidación y corrosión leve en buena parte de la superestructura e infraestructura, que requiere labores de mantenimiento en la estructura, limpieza, preparación y pintura. Afectaciones por ausencia de elementos en conexiones que requieren la recuperación de esos elementos ausentes. Y afectaciones por falla y corrosión avanzada que requiere el reemplazo de algunos elementos por nuevos con similares o superiores especificaciones.

En la inspección y levantamiento detallado del puente se detectó que hay elementos críticos que presentan pérdida importante de sección estructural por corrosión o por fisuración, se identificaron como montante, diagonal y cordón inferior, adicionalmente, se detectó un deterioro avanzado en varias presillas de estos elementos. Estos elementos deberán ser reparados de manera URGENTE e INMEDIATA, recuperando su sección inicial, para asegurar la capacidad de carga de la estructura, pues representan un PELIGRO INMINENTE para la estructura porque son necesarios para el correcto funcionamiento y comportamiento estructural del puente. Adicional a esto, sin la reparación de estos elementos críticos no se puede proceder con la prueba de carga que se tiene prevista en la siguiente etapa del estudio.

El PELIGRO que representan estos elementos es debido a que se trata de elementos estructurales de los cuáles depende en gran medida el correcto comportamiento del elemento estructural y que en caso de fallar podrían producir esfuerzos adicionales al de diseño en otros elementos y desencadenar la falla de estos, produciendo afectaciones a otros elementos de la estructura e incluso el colapso parcial o total de esta.

Se presentan afectaciones producidas sobre el cable principal del puente colgante, por el contacto entre este con los postes de alumbrado público, son siete zonas de contacto detectadas, ubicadas en el costado aguas arriba del puente, dos de estas en el tramo 1 y las restantes cinco se ubican cerca en el tramo colgante principal. Por tal motivo, se recomiendan acciones para

mitigar estas afectaciones que pueden consistir en desviar el poste alumbrado público para eliminar el contacto, o como último recurso, desmontar esos postes.

4.10.2 Batimetría y Geofísica

De acuerdo con las observaciones realizadas y la información consultada se deduce que el puente está apoyado en los materiales de la Formación Honda, la cual ofrece una alta capacidad portante y baja deformabilidad, sin embargo, estos materiales son susceptibles a la acción del río, que los puede horadar y arrastrar.

Debido a la geometría del río, hay una concentración de las líneas de corriente por la margen izquierda, lo que ha permitido que el río erosione esta ribera. En un inicio se pensaba que además posiblemente hubiera disminuido el área de soporte del cimiento. Sin embargo, tras corroborar con un segundo levantamiento batimétrico, se descartó la socavación. El cimiento del puente está apoyado en el terreno competente y el proceso de socavación que pudo haber sufrido anteriormente fue corregido de manera satisfactoria.

4.10.3 Material

Se determinó que el elemento a extraer para el ensayo destructivo está sometido a un 0.018 de su capacidad en términos de interacción de esfuerzos de flexión, axial y cortante, lo que indica que el elemento se puede extraer del puente sin que esto signifique algún tipo de riesgo sobre la estructura general del puente. En términos prácticos el elemento no está trabajando estructuralmente, pues está desconectado de un extremo, lo que impide la transmisión de esfuerzos a lo largo del cordón superior, por tanto, su función se limita a servir de dispositivo de seguridad, como barrera de protección.

Los resultados de composición química del acero arrojaron una clasificación de las muestras según su composición química como acero ASTM A29/A29M-Grado 1010 y ASTM A709/A709M-17E1. Se trata en ambos casos de un acero de bajo porcentaje de carbono, esto da como resultado un leve incremento en la resistencia mecánica, muy dúctil y maleable, de baja aleación, fácil conformación en frío y muy buena soldabilidad.

Al revisar el límite de composición para aceros aleados, a pesar de que las muestras sobrepasan la cantidad límite de Boro (0.0008%), los demás elementos se mantienen con amplio margen debajo de los límites, dentro de estos, el contenido de carbono, el cual es menor al 0.25%, lo que

permite inferir que se trata en ambos casos de un “acero sin aleación” y de bajo contenido de carbono, ($\%C < 0.25\%$), al que se puede denominar también como acero de bajo carbono, acero dulce, acero suave o acero de carbono liso.

Los resultados de ensayo a la tracción del acero permiten obtener un resultado de esfuerzo de fluencia de aproximadamente 290 MPa, esfuerzo máximo de 380 MPa, elongación en 5 cm de 34% y un porcentaje de reducción de área de 57%.

Tras relacionar los resultados de composición química, ensayo de tracción y una minuciosa revisión bibliográfica e histórica se pudo concluir que la muestra del perfil UPN equivale a un acero St 37.11 (o St 37-1), en vista que se cumple con valores de resistencia máxima y fluencia especificados por la normativa, así como los límites de composición química establecidos en la época, esto permite a su vez deducir que las planchas de acero del puente son de acero St 37.12. En la actualidad, no se existe una correspondencia directa del St 37.11 o St 37-1 en lo que se refiere a composición química, teniendo en cuenta además que el proceso de fabricación Thomas, con el que se producía este acero, se abandonó.

Para efectos de reparaciones, el acero más semejante en propiedades al St 37.11 es el ASTM A36, cuyo contenido de carbono y cobre es más alto y el fósforo más bajo; pero las propiedades mecánicas son las más equivalentes, la resistencia máxima de las probetas ensayadas a tensión se encuentra por debajo de la especificación normativa (400 MPa), sin embargo, por una pequeña diferencia. Y la resistencia mínima a la fluencia de las probetas se cumple, sin una diferencia tan significativa.

Debido a que el tablero de concreto del puente de una inspección visual preliminar se detectó en un buen estado general, se consideró como un elemento no crítico, por lo tanto, para tener en consideración sus efectos en el análisis y evaluación estructural de la superestructura metálica sus valores se estimaron.

4.10.4 Soldadura

El contenido de carbono equivalente resultó en aproximadamente 0.2, mucho menor que el límite de 0.35, por lo que se puede afirmar que el acero tiene una soldabilidad excelente, por lo tanto, para reparar y realizar actividades de mantenimiento de los perfiles metálicos del puente colgante, se podrán usar procedimientos de soldadura, de manera que se facilita cualquier intervención sobre la estructura.

Se recomienda el proceso de soldadura de arco manual o soldadura eléctrica con electrodo revestido, SMAW, a pesar de ser un proceso un poco lento, es uno de los mejores para soldar zonas de difícil acceso, debido a la posibilidad de soldar en varias posiciones, su equipo de fácil uso y bajo costo; y las buenas propiedades mecánicas de la soldadura.

La calidad mínima recomendada para los electrodos que se vayan a usar en juntas soldadas del puente cuyo material base de la intervención sea el acero ASTM A36, serán los electrodos E7018. Estos electrodos tienen una gran mejora en la estabilidad del arco, la dirección del arco, la facilidad de manejo en todas las posiciones de soldadura, propiedades mecánicas elevadas y adecuado para trabajar aún a altas temperaturas (hasta 500°C), se facilita el control de acero y da buena apariencia del depósito.

Un buen almacenamiento del electrodo (entre otros factores como un procedimiento de soldadura adecuado para el material base y el tipo de unión: precalentamiento o postcalentamiento) es esencial, ya que, de este depende que los porcentajes de humedad se mantengan dentro de los límites requeridos y así el electrodo conserve las características necesarias para producir soldaduras sanas y libres de defectos.

Al contar con perfiles de espesores máximo de 19 mm se estipula una temperatura mínima de precalentamiento y de entrapaso de 0°C, lo que indica que no habría necesidad de aplicar temperatura para precalentar, aunque se debe tener en cuenta que, si la temperatura del metal base está por debajo de 0°C, este se debe precalentar a mínimo 20°C y la temperatura mínima de entrapaso se debe mantener durante el proceso de soldadura.

Para efecto de las posibles intervenciones con soldadura de bajo hidrógeno (electrodo E7018) y metal base A36, se tiene R_{540} de 47°C/s, lo que conlleva a entradas de energía para soldadura SMAW que pueden variar de 1.05 kJ/mm (0.7 kJ/mm x 1.50) hasta 1.8 kJ/mm (1.2 kJ/mm x 1.50); para espesores de alma de 10 mm – 20 mm (típicos en varios perfiles de la estructura). El tamaño máximo de la soldadura en filete de pasada única, que impide un endurecimiento excesivo y que permite ser depositada sin precalentamiento bajo proceso SMAW, es de aproximadamente 5.6 mm que corresponde con una energía de entrada de 1.05 kJ/mm.

En caso de efectuar soldaduras en ranura con metal base A36 con espesores máximos de 20 mm, el grupo de índice de susceptibilidad será el E, que implica temperaturas mínimas de precalentamiento y de entrapaso de 100°C para restricción baja, 115°C para media restricción y 140°C para alta restricción.

Para los procedimientos de aplicación de soldadura de remate, el puente debe estar completamente en reposo, por tal motivo, el tráfico vehicular se debe restringir.

4.10.5 Análisis Estructural – Sin Reparación

El puente tiene un peso de alrededor de 2320t, esto teniendo la estructura metálica, el tablero y los bordillos. Se logró evidenciar que el mismo estaba diseñado con la carga vehicula H20-44, considerando dos carriles de carga.

El puente tiene una relación vano/profundidad (208 m/7.4 m) de 28 menor de 30, lo que permite disminuir su probabilidad de ser sensible al viento, sin embargo, esto es únicamente una declaración simple por la complejidad de los análisis necesarios para una evaluación más a fondo de la aeroelasticidad estructural. El valor de 30 es un parámetro arbitrario útil solo para identificar casos probablemente sensibles al viento.

Del análisis se puede estimar (con un alto grado de certeza) que el puente, desde su diseño y construcción no concebía provisiones sísmicas y esto se puede soportar, en primer lugar, con el estudio de la revisión normativa en donde se evidencia que muy probablemente el puente se basó y desarrolló con la normativa SSHB-53, en cuyas especificaciones no se contempla el tema sísmico; y, en segundo lugar, los altos índices de sobreesfuerzos evaluados con la normativa CCP-14 que incluye provisiones sísmicas permiten deducir que estos elementos no fueron diseñados con ese objetivo.

No es pertinente ni viable llevar el puente a los parámetros sísmicos de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, debido a que, contemplando los altos índices de sobreesfuerzo se requeriría adicionar una cantidad importante de elementos de acero de una magnitud y peso considerables, lo que conllevaría a que se disminuya significativamente la capacidad de carga útil de la estructura, desatendiendo el objeto principal del presente estudio.

En lo que respecta a la restricción actual de tráfico, el puente queda al límite de su capacidad con un camión de 30 toneladas y por lo tanto en este en la actualidad se podría pasar camiones de 30 toneladas de peso total (15 toneladas de carga neta) a baja velocidad (un solo camión sobre el puente).

Se evidencia un sobreesfuerzo de tractomula 3s3 circulando por el centro del puente, principalmente en elementos del cordón superior, registrando índices de sobreesfuerzo de un

40%, sin embargo, con baja cantidad de secciones de elementos sobreesforzadas (alrededor de 82), lo que permita la intervención de la estructura para actualizarla en capacidad de carga, permitiendo el tránsito de vehículos similares a 3s3.

4.10.6 Reparación de Perfiles

Debido a la alta afluencia de elementos tipo perno, remache y platabanda en el área superior e inferior de los cordones, se consideró la adición de elementos tipo placa soldados a los costados del elemento sobre ambos patines de los perfiles UPN, de tal manera que conformen una caja.

4.10.7 Análisis Estructural – Condición Reparado

Se percibe que una vez se efectuó el reforzamiento los índices de sobreesfuerzo se han reducido significativamente para esta combinación de carga incluyendo el sismo, para los elementos de cordón superior e inferior los índices máximos son de 1.20 y 1.30, respectivamente, lo que significa que frente a este evento sísmico de diseño (Evento Extremo 1) esos elementos podrían tener solicitaciones de un 20% o 30% más para lo que fueron diseñados. El caso crítico está en los montantes, y es lo que dificulta la rehabilitación sísmica, dado que los índices de sobreesfuerzo son de casi 5 (4.88) lo que se traduce en que la sección muy deficiente para resistir esta solicitación sísmica.

Respecto a cargas de viento, para las consideraciones CCP-14, se producen índices de sobreesfuerzo máximos en cordón superior de 1.34, en el cordón inferior de 1.26, en los montantes de 1.72 y en una viga que conforma la torre de 3.28; este último valor es el valor crítico pues implica una intervención significativa. Por otro lado, respecto a las que se consideran las provisiones de viento originales SSHB-53, el puente se considera aceptable frente a estas cargas, pues el índice de sobreesfuerzo máximo es de 1.07, lo que es a todas luces un índice bajo, que implica solo el 7% de sobreesfuerzo.

Se contempló un análisis por cargas de viento básico, donde se observó que para cumplimiento de CCP-14 son mucho menos elementos que se deberían reforzar para poder ofrecer el Servicio I, sin embargo, para ofrecer una evaluación más minuciosa y confiable para el cumplimiento de cargas de viento según la CCP-14, se debería usar el método de túnel de viento, teniendo en cuenta que se trata de una estructura clasificada como puente crítico.

Las cargas de vehículos 3s3 y camión H20-44 son aceptables para el puente, en el primer caso el sobreesfuerzo de elementos es de tan solo el 4% y en el segundo caso de 6%. En la comprobación de la capacidad de carga se considera que el vehículo especial 3s3 estará como único vehículo sobre el puente, circulando por el eje longitudinal de la estructura (carril central) y a baja velocidad (una velocidad inferior de los 5km/h) para eliminar el efecto del impacto por cargas dinámicas sobre el puente y el factor de presencia múltiple, por tanto, esto implica que también en el funcionamiento real del puente se debe limitar la velocidad para representar las mismas condiciones del modelo.

Respecto a el aumento de capacidad teórica en elementos, en el caso del esfuerzo crítico de pandeo (F_e) sobre el eje mayor se observa que se reduce máximo un 7.7%, mientras que sobre el eje débil aumenta hasta un 48.8%, esto se debe a la modificación de la inercia y el área del perfil, propiedades geométricas que determinan el radio de giro con el que se calcula el esfuerzo crítico de pandeo, F_e . Asimismo, en la disminución de esfuerzos, se alcanzan a reducir los esfuerzos hasta máximo un 52.1%, y en promedio en todos los elementos reparados se reducen un 22% los esfuerzos.

4.10.8 Prueba de Carga

La prueba de carga, de ensayo diagnóstico, permitió obtener una cantidad importante de información, dentro de esta, las deflexiones, que se compararon con el modelo matemático, y se realizaron ajustes al mismo con el objeto de aproximarse lo más posible a las condiciones estructurales reales, los ajustes consideraron principalmente modificar las fuerzas de tensionamiento del cable.

La inspección de los espectros de frecuencia para los diferentes sets de datos muestra una alta densidad de modos en el rango 0-20 Hz. Al incorporar variación en los parámetros de entrada para la metodología de procesamiento, se logra encontrar consistencia estadística con al menos 5 modos de vibración, de los cuales el fundamental corresponde a los 2.42 Hz. Es posible que existan más modos de vibración en rango 0-20Hz reportados en este documento, pero se requeriría de un mayor número de puntos instrumentados para diferenciarlos entre sí.

Los modos de vibración 1-4 corresponden a modos típicos de vibración de un puente flexible, en el que se combinan la flexión vertical y la torsión. El 5to modo de vibración identificado a partir de vibraciones ambientales corresponde al primer modo de vibración completamente lateral, con un valor de 13.65Hz y una razón de amortiguamiento de 0.64%.

Se encontraron diferencias significativas entre los parámetros dinámicos a partir de vibraciones ambientales y el modelo estructural, teniendo en cuenta que del modelo estructural se encontró que el modo fundamental tenía una frecuencia de 0.225Hz, mientras que el medido se estimó en 2.42Hz; eso implica una diferencia de casi 11 veces. Sin embargo, del modelo estructural también se encontraron modos de vibración con frecuencias similares a la anterior, por lo que es muy probable, que no se hayan identificado suficientes modos de vibración a partir de las mediciones en campo.

Con los resultados de deflexiones durante el ensayo diagnóstico, teniendo en cuenta la ubicación y características de la carga vehicular de 30t, se intentaron reproducir las deflexiones reales del puente para cada estado de carga y sin carga, variando el tensionamiento del cable principal para representar de forma aproximada la misma deformada que se presenta en la realidad, sin embargo, se mantienen algunas diferencias que pueden deberse a la corta duración del ensayo diagnóstico, el cual, por la importancia del puente para la población, no se pudo extender más de 20 minutos por cada estado de carga, impidiendo la estabilización de la deflexión.

La prueba de carga final permitirá validar si el proyecto y construcción de la obra se han llevado a cabo de forma satisfactoria. Para eso se plantearon 4 estados de carga, en puntos de máximas solicitaciones, que permitirán validar el comportamiento de la estructura sin exceder de un 60% de su capacidad de carga.

La prueba de carga exige una organización y preparación en las que se prevean todos los detalles necesarios para su realización, de forma que se garantice la fiabilidad de los resultados y las adecuadas condiciones de seguridad para las personas, los equipos y la propia obra.

4.10.9 Fatiga

Para la fecha de presentación del presente informe, no se han ejecutado los ensayos e inspecciones detalladas para descartar grietas o fisuras por fatiga. Se recomienda la revisión de este aspecto clasificando los elementos que pueden ser susceptibles a fatiga y fracturas, detallando el tipo de elemento, inspeccionando en busca de grietas por fatiga, y de ser posible, determinando el nivel de esfuerzo para evaluar la criticidad del elemento.

Para esto se recomienda la revisión de cubreplacas o platabandas en algunas zonas de los cordones del puente, conexiones, orificios de pernos y remachado, soldaduras y pendolones cortos. Para estructuras pintadas, una rotura en la pintura acompañada por manchas de

oxidación indica la posible existencia de una grieta de fatiga. Si se sospecha de su existencia, el área debe ser limpiada y se dispondrá una inspección visual en primera medida.

Adicionalmente, se pueden prever más pruebas, tales como tintas penetrantes para identificar la grieta. Adicionalmente, en caso de detectar una fisura por fatiga por medio de un ensayo no destructivo, se requiere realizar la prueba de crecimiento de la fisura por fatiga, la cual puede determinar y facilitar los trabajos futuros de mantenimiento y/o reparación.

Para estructuras antiguas, como la del caso de estudio requieren una consideración especial con respecto a la fatiga, ya que seguramente no se tuvo en cuenta en el diseño. Se puede evitar o reducir su efecto, por ejemplo, reduciendo la cantidad de carga y ciclos de carga, aumentando el área de la sección transversal de los elementos críticos y/o reduciendo la carga sobre el elemento por redistribución de cargas al agregar elementos adicionales.

5 GUÍA PRELIMINAR DE REFORZAMIENTO

Con el objeto de exponer y documentar algunas de las prácticas positivas desarrolladas en el estudio de caso, e ir las perfeccionando para aportar en el ejercicio de la ingeniería; se esboza en el presente documento el comienzo de una propuesta de guías para la evaluación e intervención de puentes con estructura de acero. El objeto de estas guías será orientar al profesional en cada una de las actividades que implica la intervención de un puente con estructura de acero en vista que hoy en día no se tienen directrices ni recomendaciones para la actividad, y todo queda sujeto a la experiencia del ingeniero estructural.

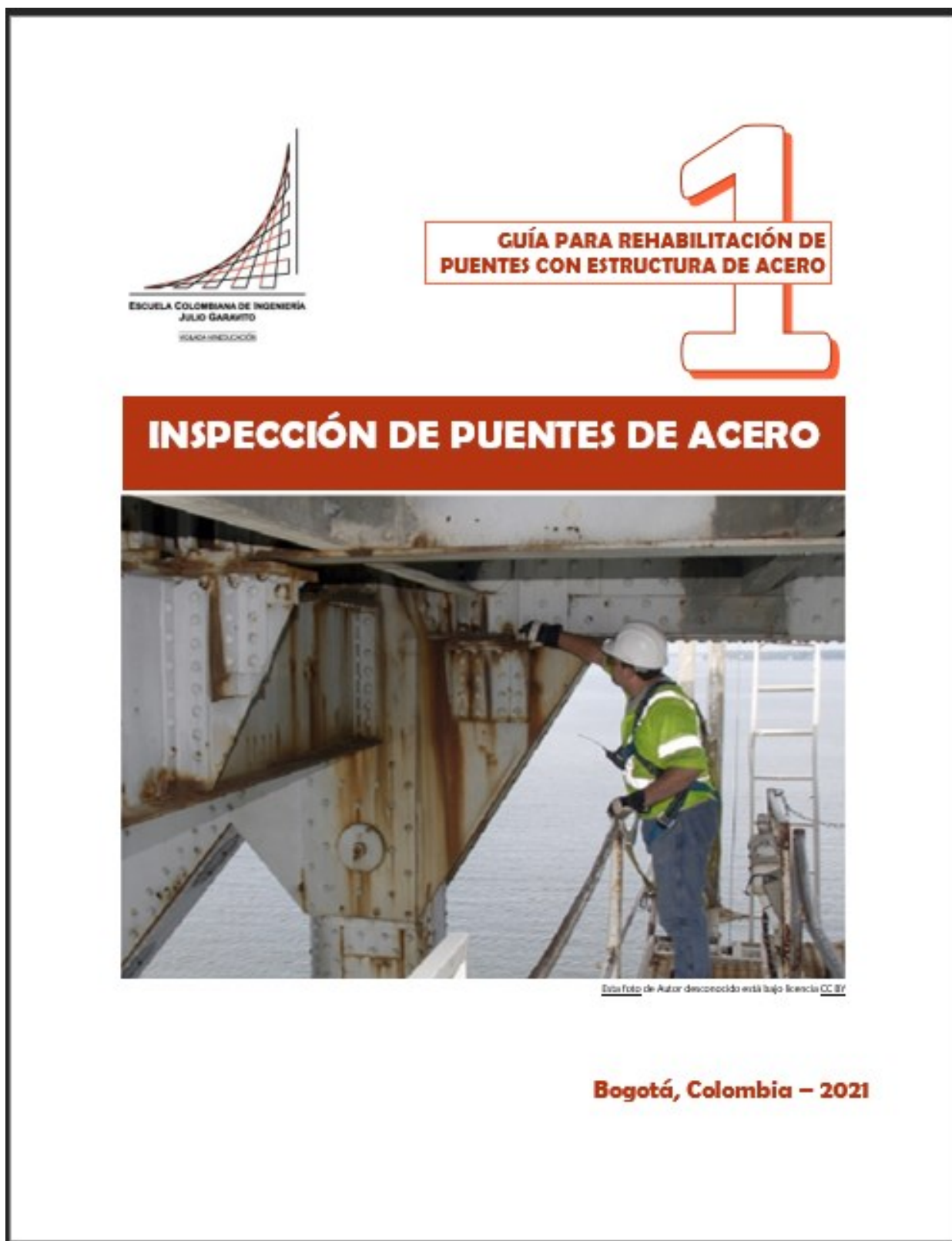
Para esto se plantean de manera preliminar una serie de varias guías:

1. Inspección
2. Ensayos (Destructivos y No Destructivos)
3. Modelización Estructural
4. Análisis de Vulnerabilidad (Capacidad de Carga -LRFR y ASR)
5. Rehabilitación (Reforzamiento, Repotenciación y/o Reparación)
6. Pruebas de Carga (Diseño y Puesta en Marcha)
7. Instrumentación (Vibraciones Ambientales, entre otros)
8. BRIM-Brigde Information Modelling (Mantenimiento y Supervisión).

Los anteriores temas son propuestos, y se podrán ir modificando conforme avanzan las investigaciones.

Como **Anexo A** al presente documento se desarrollará de manera preliminar la primera guía que contempla la inspección de los puentes con estructura de acero esta guía hace explícita la importancia de la inspección de las estructuras, procedimientos, recomendaciones, equipo; y demás prácticas necesarias para llevar a cabo una inspección exitosa.

Tabla 5-1. Guía de Rehabilitación de Puentes en Estructura de Acero. Inspección de Puentes.



Nota. Autoría propia.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

La investigación, a través de su estudio de caso, permitió intervenir un puente existente de aproximadamente 60 años para permitir la circulación de un vehículo de grandes dimensiones con cargas actuales, teniendo en cuenta limitaciones de cantidad y carga para no sobrepasar las cargas de la propuesta de reforzamiento, de máximo un camión tipo 3S3 circulando por el eje central con una carga de 52t, además de restricciones de velocidad para no generar impacto, a 10km/h.

Debido a la antigüedad de la estructura, no fue posible rehabilitar sísmicamente el puente, debido a que, del estudio histórico normativo, se pudo demostrar que el puente no fue diseñado para cargas sísmicas, por lo cual sus elementos fueron diseñados sin provisiones sísmicas; y si se recurriera al reforzamiento, la cantidad de material adicionado para rehabilitar incidiría inversamente en la capacidad útil del puente, es decir, a más elementos de reparación adicionados menos carga útil; lo que dificulta el objetivo principal que es el tránsito del vehículo 3S3 de 52t.

La investigación bibliográfica y el estudio de caso facilitaron el planteamiento de una serie de volúmenes para una Guía de Evaluación e Intervención de Puentes con Estructura de Acero que pretende mejorar las prácticas actuales en el país relacionadas con el tema. En la guía se desarrolló de manera preliminar un volumen de Inspección de Puentes de Acero en el que se consignan conceptos, procedimientos y recomendaciones prácticas basadas en la experiencia del estudio de caso en Colombia y que se puede usar como herramienta de trabajo para el inspector de puentes.

La evaluación e intervención de puentes contempla una serie de actividades de gran importancia que hacen que este tema sea sumamente sensible y delicado en cada uno de sus procedimientos, por lo tanto, es importante ser suficientemente detallado y minucioso con cada uno de estos; especialmente durante la inspección, pues es el insumo base para otros procedimientos, como la modelización, el cálculo de la capacidad de carga, y demás. Asimismo, es importante contar con profesionales con experiencia en el tema, que conozcan el funcionamiento estructural del puente, ya que esto permitirá inspeccionar correctamente los lugares sensibles, que podrían ser críticos debido a la distribución de solicitaciones.

El estudio de caso permitió conocer procedimientos de inspección, evaluación, análisis, reparación y reforzamiento que se deben comenzar y/o terminar de documentar, complementar y perfeccionar para finalizar una Guía de Evaluación e Intervención de Puentes que permita incentivar buenas prácticas en el país, y así mismo, motivar la legislación del tema.

6.2 Recomendaciones

Se recomienda la pronta revisión (y previo a la prueba de carga final) de posibles afectaciones por fatiga clasificando los elementos que pueden ser susceptibles a fatiga y fractura, detallando el tipo de elemento, inspeccionando en busca de grietas por fatiga, y de ser posible, determinando el nivel de esfuerzo para evaluar la criticidad del elemento. Especialmente, se recomienda la revisión de cubreplacas o platabandas en algunas zonas de los cordones del puente, conexiones, orificios de pernos y remachado, soldaduras y pendolones cortos.

Continuar el desarrollo de las demás guías sobre evaluación e intervención de puentes con estructura de acero.

Se recomienda acoger en las guías otros materiales estructurales para puentes (principalmente, concreto y madera) por medio de la ampliación de las guías, en vista que varios temas de las guías son extrapolables a otros materiales, por lo cual a consideración del autor es más sencillo vincular los demás materiales a estas guías, condensando todo en una gran guía, que generar nueva documentación, que podría generar más sobrecarga de información y papeleo.

Al desarrollar la investigación, se pudo evidenciar una información bastante sustentada y completa (en manuales, guías, recomendaciones, entre otros) de otros países (especialmente Estados Unidos) de cómo llevar a cabo procesos de intervención especiales en puentes de acero (por ejemplo: enderezamiento de perfiles doblados, reforzamiento con bandas FRP, revisión de miembros por fatiga, revisión de miembros de fractura críticas, entre otros muchos más), por lo cual se recomienda e invita para que se mantengan este tipo de proyectos e iniciativas que permitan estudiar, desarrollar, seleccionar y documentar las mejores prácticas internacionales, para ponerlas en práctica en el país; y que permitan en un futuro fomentar a nivel estatal la estandarización de estos procesos.

Se considera necesario realizar investigaciones para desarrollar obras de refuerzo y reparación más eficaces y menos invasivas, por lo cual, se propone la realización de estudios para desarrollar técnicas más rápidas de refuerzo y reparación, por ejemplo, utilizando sistemas FRP.

El Modelado de la Información de Puentes, BRIM (Bridge Information Modeling) es una herramienta para la planificación de la construcción de puentes que se recomienda se debe extender a través de investigación y experimentos a la Evaluación e Intervención de Puentes Existentes.

6.3 Comentarios

Se desarrollo una fotogrametría digital del puente que permite la revisión 3D de la estructura a partir de una serie detallada de fotografías tomadas con RPAS/UAS (Remotely Piloted Aircraft System/Unmanned Aircrafts Systems), comúnmente conocido como dron), sin embargo, por consideraciones de licencias y permisos, no es posible su libre visualización, al estar permitida únicamente en equipos informáticos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

La prueba de carga, ensayo de prueba, con el objeto de confirmar que el proyecto y construcción de la obra se han llevado a cabo de forma satisfactoria, no se ha alcanzó a cubrir dentro de la presenta investigación, debido a que la situación actual del país y del mundo, derivada de la pandemia por SARS-CoV-2, ha obligado a aplazar y retrasar las actividades de construcción, y, por ende, la prueba de carga.

Para la fecha de presentación del presente informe, no se han ejecutado los ensayos e inspecciones detalladas para descartar grietas o fisuras por fatiga.

7 REFERENCIAS

- A Quick Guide to Welding and Weld Inspection - 1st Edition*. (s/f). Recuperado el 10 de septiembre de 2020, de <https://www.elsevier.com/books/a-quick-guide-to-welding-and-weld-inspection/hughes/978-1-84569-641-2>
- African Pegmatite. (2021). *Tipos de defectos de fundición en la fundición de arena | African Pegmatite*. <https://mineralmilling.com/es/tipos-de-defectos-de-fundicion-en-la-fundicion-de-arena/>
- Altos Hornos de México - AHMSA. (2013). Esfuerzos Permisibles y Resistencias de Diseño. En AHMSA (Ed.), *Manual de Diseño para la Construcción con Acero* (Primera Ed, pp. 75–97). https://www.oaxaca.gob.mx/sinfra/wp-content/uploads/sites/14/2016/02/Manual_de_diseno_para_la_construccion_en_acero-AISC-ahmsa.pdf
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2020, mayo 4). *Manual for Bridge Evaluation (3rd Edition), with 2020 Interim Revisions*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). <https://app.knovel.com/web/toc.v/cid:kpMBEE0007/viewerType:toc/>
- American Association of State Highway Officials. (1949). *Standard Specifications for Highway Bridges* (p. 248 p.). The Association. <file://catalog.hathitrust.org/Record/004512683>
- American Welding Society. (2020). AWS D1. 1/D1. 1M:2020, Structural Welding Code - Steel An American National Standard. En American Welding Society (AWS) D1 Committee on Structural Welding (Ed.), *American Welding Society* (24a ed.). American Welding Society.
- Andrade, A. A., Mosquera, W. A., & Vanegas, L. V. (2015). Modelos de crecimiento de grietas por fatiga. *Entre Ciencia e Ingeniería*, 18, 1–10. <http://www.scielo.org.co/pdf/ecei/v9n18/v9n18a06.pdf>
- Baldeón, C. (2007). *Mantenimiento para Puentes Metálicos Tipo Trabe, Bailey y de Armadura*. Escuela Politécnica Nacional.
- Cadei, J. M. C., Stratford, T. J., Holloway, L. C., & Duckett, W. G. (2004). *Strengthening Metallic Structures using Externally Bonded Fibre-Reinforced*. (CIRIA (Ed.)).

- Caicedo, J. M. (2007). *Infraestructura, el cuarto de hora*.
http://www.icpcolombia.org/dev/wp-content/uploads/2018/01/Presentacion_Infraestructura.pdf
- Calderón, J. (s/f). *Modelo Uliram para determinar nuevas composiciones químicas para materiales de aporte*. Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Chinchilla, A., Mejía, F., & Ramírez, V. (2008). *Análisis y diseño estructural de subestructuras para puentes de claros cortos según normas AASHTO*. Universidad de Oriente. El Salvador.
- Clemco Industries. (2016). *Degrees of Cleanliness of Blast-Cleaned Surfaces*.
<http://clemcoindustries.com/images/pdfs/21932.pdf>
- Colombia inicia construcción del nuevo puente sobre el río Magdalena - Revista Costos*. (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de <https://www.noticias.costosperu.com/noticias/colombia-construccion-puente-magdalena/attachment/colombia-inicia-construccion-nuevo-puente-rio-magdalena-revista-costos/>
- Código Colombiano de Construcción Sismoresistente, (1984).
- CONCEPTOS BÁSICOS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL - Tendiendo Puentes*. (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de <https://sites.google.com/site/tendiendopuentes2015/conceptos-basicos>
- Corrientes de Eddy: aplicaciones principales en la industria | AEISA*. (s/f). Recuperado el 4 de mayo de 2021, de <https://www.aeisa.com.mx/corrientes-de-eddy-aplicaciones-principales-en-la-industria/>
- Cuba, E. S., Mendoza, O., & Tinoco, R. (2012). *Puente de acero*.
<https://www.slideshare.net/ecubacordova/puente-de-acero>
- Daniel, O., Amell, A., Lilibeth, Y., & Castillo, R. (2015). Necesidad de revisión de cargas y factores parciales de la NSR-10 para el diseño de estructuras sometidas a acciones de viento. *Ingeniería y Ciencia*, 11(21), 177–195. <https://doi.org/10.17230/ingciencia.11.21.9>
- Day, T. (2000). The Failure of Inverythan Bridge, 1882. *Journal of the Railway and Canal*

Historical Society, 33(107), 404–415.

Design of beams in composite bridges - SteelConstruction.info. (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de https://www.steelconstruction.info/Design_of_beams_in_composite_bridges

Eliseo F., C. (2015). *Soldadura al Arco Eléctrico SMAW*. Universidad Rafael Landívar.

Ensayo Charpy | makinando. (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de <https://makinandovelez.wordpress.com/2018/09/28/ensayo-charpy/>

Euthenics, P. E., & Vermes, W. (2007). *Design and Performance of Riveted Bridge Connections*.

<http://www.dot.state.oh.us/engineering/OTEC/2007%2520Presentations/Wednesday%2520A0Sessions/Session%252058%2520-%25202-15%2520pm%2520C111%2520-%0A%2520C112/Performance%2520of%2520Rivets%2520-%2520OTEC%2520W%2520Vermes.pdf>

Federación Colombiana de Fabricantes de Estructuras Metálicas. (1987). *Criterios de Cargas de Viento para Diseño de Construcciones*.

File:Öresundsbron och tanker.jpg - Wikimedia Commons. (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Öresundsbron_och_tanker.jpg

Galindo Díaz, J. (2010). LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES COLGANTES EN COLOMBIA DURANTE EL SIGLO XIX: ENTRE LA TRADICIÓN Y LA INNOVACIÓN. *Revista M*, 7(1), 4. <https://doi.org/10.15332/rev.m.v7i1.1012>

Haghani, R. (2010). *Behaviour and Design of Adhesive Joints in Flexural Steel Members Bonded with FRP Laminates*. Chalmers University of Technology.

Helamán, C., López, I., Por, A., Ernesto, M. I., Guzmán, S., Guatemala, E., & De, J. (s/f). *DISEÑO DEL REFORZAMIENTO PARA LA REPARACIÓN O AUMENTO DE CAPACIDAD DE CARGA DE VIGAS PARA PUENTES DE CONCRETO REFORZADO UTILIZANDO FIBRA DE CARBONO*.

Hubert, S.-S., & N. Billington, P. (2020). *Bridges: History, Design, Types, Parts, & Facts*. Encyclopædia Britannica. <https://www.britannica.com/technology/bridge-engineering>

- Hughes, S. E. (2009). Fracture Modes and Welding Defects. En *A Quick Guide to Welding and Weld Inspection* (pp. 88–107). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/b978-1-84569-641-2.50007-6>
- I.I.E. S.A. (1987). Normalizado de estructuras metálicas - Información meteorológica básica para el diseño de líneas de transmisión. *Documento NE-86-02*.
- Identificación de metales - EcuRed*. (s/f). Recuperado el 4 de mayo de 2021, de https://www.ecured.cu/Identificación_de_metales#Prueba_de_virutas.
- INDURA S.A. Industria y Comercio. (2013). *Manual de Sistemas y Materiales de Soldadura* (Indura S.A. (Ed.)). Indura S.A.
- Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 2014, 1554 (2014).
- Laureano Gómez, P. (2006). *ESTUDIO E INVESTIGACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LAS OBRAS DE LA RED NACIONAL DE CARRETERAS CONVENIO INTERADMINISTRATIVO 0587-03 MANUAL PARA LA INSPECCIÓN VISUAL DE PUENTES Y PONTONES REPÚBLICA DE COLOMBIA MINISTERIO DE TRANSPORTE INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS*. Recuperado el 19 de mayo de 2019, de www.invias.gov.co
- Lin, W., & Yoda, T. (2017). Suspension Bridges: Classification, Design Loading, and Analysis Methods. En *Bridge Engineering* (pp. 195–211). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-804432-2.00011-6>
- Magnetic particle testing - UTM Shipping Service OÜ*. (s/f). Recuperado el 4 de mayo de 2021, de <https://utmss.com/magnetic-particle-testing/>
- Martin, B. T. (2016). Highway bridges. En *Innovative Bridge Design Handbook: Construction, Rehabilitation and Maintenance* (pp. 483–508). Elsevier Inc. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-800058-8.00018-9>
- Materials Consultancy and Testing. (s/f). *Dye Penetrant*. Recuperado el 21 de septiembre de 2011, de <http://www.materials.co.uk/dyepen.html>
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta). Alfaomega Grupo Editor. <https://books.google.com.co/books?id=wgNLDgAAQBAJ>

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, (2010).

NTC 4788-1:2011. Tipología para vehículos de transporte de carga terrestre. parte 1: vehículos convencionales, (2011). <https://tienda.icontec.org/gp-tipologia-para-vehiculos-de-transporte-de-carga-terrestre-parte-1-vehiculos-convencionales-ntc4788-1-2011.html>

Muñoz Díaz, E. (2011). *Ingeniería de puentes*. <http://hdl.handle.net/10554/41126>

Muñoz, E., Hernández, R., Valbuena, E., Trujillo, L., & Santacruz, L. (2005). *basados en inspecciones visuales , estudios especializados y estrategias de reparación National Colombian roadway bridges rehabilitation , based on visual inspections , specialized studies and repair strategies*. 20.

Parra Palacio, S., & Sedano Agudelo, G. A. (2011). *Desarrollo de una Metodología para la Evaluación del Estado de Puentes Existentes*. Pontifica Universidad Javeriana.

Perrusquia, A. (2020). *Equivalente de carbono en componentes de acero soldados con LIBS*. ThermoFisher Scientific.
<https://www.thermofisher.com/blog/cienciaacelerada/metales/equivalente-de-carbono-en-componentes-de-acero-soldados-con-libs/#:~:text=Las fórmulas equivalentes de carbono,de templabilidad para ese acero.>

Prado Souza, P. (2016). *Diseño de una Fatigadora de Cables de Acero a Flexión sobre Poleas*. Universidad de Chile.

PUENTE NAVARRO, 100 AÑOS DE HISTORIA - Archivo Digital de Noticias de Colombia y el Mundo desde 1.990 - eltiempo.com. (s/f). Recuperado el 13 de mayo de 2021, de <https://www.eltiempo.com/archivo/documento/MAM-877042>

Puentes Peatonales Av. Boyacá con Calle 13 Bogotá | Estahl. (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de <https://estahl.com.co/proyectos/puentes-y-viaductos/puente-peatonal-av-boyaca-con-calle-13-bogota/>

Realizarán actividades de inspección en el puente Mariano Ospina Pérez que conecta a Girardot y Flandes | ELOLFATO.COM - Noticias de Ibagué y Tolima. (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de <https://www.elolfato.com/region/realizaran-actividades-de-inspeccion-en-el-puente-mariano-ospina-perez-que-conecta-a-girardot>

- Ressuage principe 2 - Inspección por líquidos penetrantes - Wikipedia, la enciclopedia libre.* (s/f). Recuperado el 4 de mayo de 2021, de https://es.wikipedia.org/wiki/Inspección_por_líquidos_penetrantes#/media/Archivo:Ressuage_principe_2.svg
- Saçılık, Y. E. (2014). *Assessment of Stability Analysis Methods presented in AISC Design Codes for Braced Frames*. Middle East Technical University.
- Sartori, A., & Mascia, N. (2010). Pathologies in urban roads and bridges in rural areas: case study in Campinas-SP. *III Brazilian congress of bridges and structures, Proceedings..., ABPE, 1*, 1–16.
- Schajer, G. S. (2009). *Hole-drilling residual stress measurements at 75: Origins, Advances and Opportunities*. (University of British Columbia (Ed.)). Society for Experimental Mechanics.
- Schröder, M. (2011). Quality assurance on the welding work during the assembly of Wendelstein 7-X. *Fusion Engineering and Design, 86*(6–8), 663–666.
<https://doi.org/10.1016/j.fusengdes.2011.04.026>
- Scott, L. (2015). Metal Locking History. *Metal Locking Service Inc.*
<http://www.castironrepair.com/history>
- Short Span Steel Bridge Alliance | Industry Resources, News & Education.* (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de <https://www.shortspansteelbridges.org/>
- SIKA S.A.S. (2020). *Preparación de Superficies Metálicas*.
- Spark testing 2 - Spark testing - Wikipedia.* (s/f). Recuperado el 4 de mayo de 2021, de https://en.wikipedia.org/wiki/Spark_testing#/media/File:Spark_testing_2.png
- Steel Over Truss Bridge - Standard Design & Construction by REIDsteel.* (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de <http://www.steel-bridges.com/highway-bridge-over-truss.html>
- The Lérez externally anchored cable-stayed bridge, in Spain [6]. | Download Scientific Diagram.* (s/f). Recuperado el 5 de mayo de 2021, de https://www.researchgate.net/figure/The-Lerez-externally-anchored-cable-stayed-bridge-in-Spain-6_fig11_233547808

Tilly, G. P., Matthews, S. J., Deacon, D., J., D. V., & Jackson, P. A. (2008). *Iron and Steel Bridges: Condition Appraisal and Remedial Treatment*. (CIRIA (Ed.)).

Schedule B, Statistical Classification of Domestic and Foreign Commodities ... - United States. Bureau of the Census., 920 (1990).

<https://books.google.com.co/books?id=osttMJlNoZAC&pg=SA72-PA1&dq=%22Steels+not+complying+with+the+definition+of+stainless+steel+and+containing+by+weight+one+or+more+of+the+following+elements+in+the+proportion+shown%22&hl=es-419&sa=X&ved=2ahUKEwiPw8fvgPbqA>

U.S. Department of Transportation, & Federal Highway Administration. (2008, agosto). *Guide for Heat Straightening of Damaged Steel Bridge Members*.

https://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/heat_guide.pdf

Union. A WireCo WorldGroup Brand. (s/f). *Wire rope classifications and features*. Recuperado el 3 de febrero de 2021, de

<https://www.unionrope.com/Portals/o/Documents/Technical/Wire-Rope-Basics/importance-of-rope-strands.pdf>

Uzun, F., & Nezihi Bilge, A. (2017). The effect of carbon content and submerged arc welding process on hardness of carbon steels. *Journal for Foundations and Applications of Physics*, 4(1), 8.

https://www.researchgate.net/publication/310844731_The_effect_of_carbon_content_and_submerged_arc_welding_process_on_hardness_of_carbon_steels?enrichId=rgreq-fd7bea7285ofcoad9cebo251b6aad712-XXX&enrichSource=Y292ZXJQYWdlOzMxMDgoNDczMTtBUzo0MzgoMjA4NzE4ODA

Valencia, G. (2018). Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10. En *Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería* (Primera).

<https://books.google.com.co/books?id=4SoIfAEACAAJ&dq=inauthor:%22Gabriel+Valencia+Clement%22&hl=en&sa=X&ved=2ahUKEwjnzuihuaHrAhWRjFkKHX9oCikQ6AEwAXoECAEQAQ>

Yamin, L., Yamin, L. E., & Ruiz, D. (2014). Vulnerabilidad Sísmica De Puentes En Colombia Y Estrategias Para Rehabilitación. *Revista de Ingeniería*, 0(13), 74–80.

<https://doi.org/10.16924/riua.voi13.550>

ANEXOS

GUÍA DE EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE PUENTES EN ACERO.

GUÍA 1. INSPECCIÓN DE PUENTES EN ACERO.

INSPECCIÓN DE PUENTES DE ACERO



Esta foto de Autor desconocido está bajo licencia CC BY



**GUÍA DE EVALUACIÓN E
INTERVENCIÓN DE PUENTES DE ACERO**

1

INSPECCIÓN DE PUENTES DE ACERO

Primera Edición

Una guía de:

Manuel Orlando Martín Jiménez
Escuela Colombiana de Ingeniería
Bogotá, Colombia

Junio de 2021

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO

Tabla de Contenido

Parte I Generalidades.....	3	2. Inspección Rutinaria.....	16
1. Antecedentes	3	2.1. Propósito.....	16
2. Objetivo	3	2.2. Frecuencia.....	17
3. ¿Qué es Inspección?	3	2.3. Recomendaciones	17
4. Personal de Inspección	4	3. Inspección Detallada.....	17
4.1. Personal Base.....	4	3.1. Propósito.....	18
4.2. Personal Secundario.....	4	3.2. Frecuencia.....	18
4.3. Gestión Documental	6	3.3. Recomendaciones	19
5. Seguridad.....	6	4. Inspección Subacuática.....	19
5.1. Seguridad para los inspectores.....	6	4.1. Propósito.....	19
5.2. Seguridad Pública	7	4.2. Frecuencia.....	19
5.3. Dispositivos de Acceso y Seguridad.....	7	4.3. Recomendaciones	20
6. Planificación y Programación.....	7	5. Inspección Especial	20
6.1. Planificación	7	5.1. Propósito.....	20
6.2. Programación.....	8	5.2. Frecuencia.....	20
6.3. Secuencia de Inspección	8	5.3. Recomendaciones	21
6.4. Puentes de Fácil Acceso	8	6. Inspección por Daño.....	21
6.5. Puentes de Difícil Acceso	9	6.1. Propósito.....	21
7. Equipo	9	6.2. Frecuencia.....	21
7.1. Métodos de acceso y equipo	9	6.3. Recomendaciones	21
7.2. Métodos y equipos de inspección	10	7. Inspección de Miembros de Fractura Crítica (FCM).....	22
7.3. Resumen Equipos y Herramientas	10	7.1. Descripción General.....	22
8. Formularios e Informes	11	7.2. Propósito.....	22
8.1. Cuadernos de Campo.....	11	7.3. Clasificación de los FCM.....	22
8.2. Informes.....	12	7.4. Frecuencia.....	25
9. Mediciones en Campo	13	7.5. Componentes de las Inspecciones.....	25
10. Limpieza	13	7.6. Recomendaciones	26
11. Hallazgos Críticos	14	Parte III Inspección del Puente	26
11.1. Descripción.....	14	1. Tableros	27
11.2. Recomendaciones.....	14	1.1. Tableros de Concreto Reforzado.....	27
Parte II Tipos de Inspección	14	1.2. Tableros de concreto pretensado.....	28
1. Inspección Inicial.....	15	1.3. Tableros de acero	28
1.1. Propósito.....	15	2. Juntas de Expansión.....	29
1.2. Frecuencia.....	15	3. Barandas, aceras y bordillos	30
1.3. Recomendaciones	15	4. Drenaje	31

5.	Iluminación.....	31	13.	Defectos del Material	48
6.	Superestructura.....	31	13.1.	Defectos de Fundición	48
6.1.	Vigas, Viguetas y Cajones de Acero.....	31	13.2.	Inclusiones.....	49
6.2.	Cerchas	32	14.	Defectos de Fabricación	49
6.3.	Cables	33	14.1.	Piezas de Fundición Reparadas Incorrectamente.....	49
6.4.	Diafragmas y marcos transversales.....	34	14.2.	Defectos Superficiales	49
6.5.	Arriostramientos laterales, torres y marcos de balanceo	34	14.3.	Laminado.....	49
6.6.	Remaches, pernos y conexiones soldadas 34		14.4.	Curvado	49
6.7.	Pasadores de Suspensión	35	14.5.	Desalineación de los Orificios de los Remaches 50	
6.8.	Apoyos.....	36	14.6.	Soldadura.....	50
6.9.	Pintura.....	37	15.	Corrosión.....	51
6.10.	Servicios públicos.....	37	15.1.	Corrosión superficial	51
6.11.	Arcos	38	15.2.	Corrosión por picadura	51
7.	Subestructura	38	15.3.	Corrosión por hendiduras	51
7.1.	Estribos	38	15.4.	Corrosión galvánica.....	51
7.2.	Muros de contención.....	39	15.5.	Corrosión por esfuerzo	52
7.3.	Pilares y pilas.....	39	16.	Accidentes	52
7.4.	Estabilidad y movimientos del puente ..	40	17.	Fatiga.....	52
7.5.	Inspecciones por Socavación y Vías Fluviales.....	41	18.	Causas Externas	53
8.	Accesos.....	43	19.	Defectos en Tableros.....	53
8.1.	Losas de aproximación	43	20.	Defectos en Juntas	53
8.2.	Pavimento de aproximación.....	44	21.	Defectos en Apoyos	53
8.3.	Drenaje.....	44	22.	Otros defectos.....	53
8.4.	Funciones de seguridad del tráfico	44	Parte V	Puentes Complejos.....	54
8.5.	Terraplenes	44	1.	Propósito.....	54
9.	Invasiones.....	44	2.	Frecuencia.....	54
10.	Letreros	45	3.	Inspección.....	54
11.	Elementos Propensos a la Fatiga y FCM...45		3.1.	Puentes móviles	54
11.1.	Detalles propensos a la fatiga	45	3.2.	Puentes colgantes	55
11.2.	Miembros de Fractura Crítica.....	46	3.3.	Puentes atirantados	55
12.	Datos para Capacidad de Carga	46	3.4.	Puentes de arco atirantados.....	56
12.1.	Recopilación de Datos en Campo....	46	Referencias		56
12.2.	Observación bajo el tráfico.....	47			
12.3.	Determinación de la carga.....	47			
Parte IV	Patologías Típicas a Considerar en una Inspección.....	48			

Parte I

Generalidades

1. Antecedentes

Una infraestructura vial adecuada es fundamental para el desarrollo socio económico del país. En un contexto geográfico como el colombiano, con una importante parte de su población ubicada en áreas rurales, las carreteras se convierten en el principal medio para la integración e interconexión del país. Por esta razón, entre otras, es muy importante que el sistema de carreteras del país permanezca en buenas condiciones de servicio, a fin de que el transporte se efectúe de forma eficiente y segura.

Los puentes frecuentemente son los elementos que influyen en que la continuidad del servicio de transporte se efectúe en forma permanente y segura, favoreciendo en general un apropiado funcionamiento de la Red Nacional de Carreteras del país.

Sin embargo, en muchos casos, los puentes son el componente más vulnerable de una carretera, y esto se ve especialmente acentuado en el caso de puentes de acero. Los fenómenos naturales como sismos y crecientes, el incremento del tráfico, la presencia de vehículos sobrecargados, accidentes, entre otros; son factores que inciden en las estructuras de los puentes generando deficiencias o defectos.

Además, la condición de los puentes del país varía, muchas estructuras con más de cincuenta años de uso generalmente sufren daños por falta de mantenimiento adecuado, más que por su antigüedad.

2. Objetivo

La presente guía pretende ser un documento de referencia y aplicación práctica y que muestra una propuesta metodológica para la inspección de estructuras de puentes existentes en acero en Colombia. Para la elaboración de esta propuesta se analizaron procedimientos utilizados por varias

entidades en el país, así como en varios países; en un esfuerzo para elaborar a partir de la experiencia internacional una metodología adaptada a las condiciones del país y a las necesidades de la infraestructura nacional.

Esta guía presenta algunas recomendaciones y una serie de herramientas prácticas para llevar a cabo exitosamente una inspección e inventario de los daños que afectan los elementos de un puente en acero; y que permitan identificar el tipo, la magnitud, la severidad y la localización del elemento afectado.

3. ¿Qué es Inspección?

Se entiende por inspección el conjunto de acciones en campo, que comprenden desde la recopilación de información general del puente (historia, expedientes técnicos, memorias de cálculo, planos, inspecciones previas, entre otros), hasta la adquisición de datos en campo (mediciones, ensayos y exploraciones), con el objeto de conocer el estado del puente a un nivel de detalle requerido en un instante dado.

Las inspecciones permiten la obtención de datos sobre la detección de los daños y la evaluación estructural del estado de los puentes. Un buen programa de inspecciones debe proporcionar los datos necesarios para la toma de decisiones sobre mantenimiento, reparación, refuerzo o sustitución de las estructuras.

La prioridad de un programa de inspección de puentes es garantizar que los puentes sean seguros para el transporte público. Esto requiere que las inspecciones sean realizadas por personal debidamente capacitado siguiendo procedimientos de inspección adecuados y sistemáticos para garantizar la calidad y consistencia de la información en toda una red de puentes.

Para esto, se requiere de la recopilación de información precisa, detallada y completa para operar y administrar esos puentes. Desde los antecedentes del puente, que deberán documentarse y almacenarse convenientemente, conteniendo su

historial, información estructural, datos estructurales, descripción de la infraestructura y superestructura, información de tránsito, evaluación de cargas e inspecciones anteriores, entre otros aspectos. Hasta el estado actual del puente, documentando sus condiciones y deficiencias, alertando sobre los riesgos que los hallazgos tengan en la seguridad del usuario y la integridad de las estructuras; y debiendo ser lo suficientemente minuciosa para que los pequeños problemas no se conviertan en costosas reparaciones.

El resultado de la anterior información se debería utilizar dentro del sistema de administración de puentes de Colombia (SIPUCOL) para determinar las tasas de deterioro y las necesidades de mantenimiento de rutina, así como las prioridades de cualquier reparación o rehabilitación necesaria.

La inspección de puentes es fundamental para la seguridad pública y sirve como base para un sistema integral de gestión de activos de puentes. En consecuencia, es imperativo que las inspecciones se realicen de manera segura y sistemática, siguiendo las prácticas establecidas (si se tienen) y utilizando equipos y técnicas de inspección adecuadas.

4. Personal de Inspección

4.1. Personal Base

Director del programa: la persona responsable de todas las actividades de inspección de puentes, incluidos los informes y la gestión y mantenimiento del inventario. El director del programa proporciona liderazgo y orientación al personal del programa de inspección. Además, es el encargado de proporcionar documentación para definir las funciones y responsabilidades de cada uno de los roles, dictando lineamientos de:

- Políticas y procedimientos
- Garantía de calidad y control de calidad
- Preparación y mantenimiento del inventario de puentes
- Inspecciones e informes de puentes
- Capacidad de carga (Load Ratings)

Ingeniero Estructural Evaluador: la persona responsable de las evaluaciones de capacidad de carga. El ingeniero estructural evaluador en coordinación con el líder del equipo de inspección establece los parámetros, procedimientos, entre otros; consistentes que se utilizarán para recopilar la información detallada que permita la evaluación estructural del puente, proporcionando orientación según sea necesario. Ingeniero estructural y líder del equipo de inspección deben estar en constante comunicación para asegurarse que no hay información faltante que dificulte el análisis estructural; precisando que la función del ingeniero estructural es mayoritariamente de oficina, procesando la información que el líder del equipo de inspección recopila en campo.

Líder del equipo de inspección: es la persona a cargo de un equipo de inspección responsable de planificar, preparar y realizar la inspección in situ del puente. El líder del equipo de inspección debe estar en el sitio del puente en todo momento durante cada inspección inicial, de rutina, en profundidad, de miembros de fractura crítica y bajo el agua. Debe ser un profesional de ingeniería civil con conocimiento en diseño, evaluación y/o inspección de puentes, con conocimiento de los materiales y el comportamiento estructural de sus elementos. Será la persona encargada de:

- a) Organizar la inspección.
- b) Ejecutar la inspección.
- c) Preparar el informe de inspección.
- d) Comunicar novedades al ingeniero estructural

Los inspectores deben examinar e informar acerca de cambios de condición de los puentes. Para conocer la condición real existente y evaluar cada uno de los elementos del puente, para eso es necesario un programa de inspecciones, el cual debe realizarse en forma organizada.

4.2. Personal Secundario

Según las condiciones y necesidades del proyecto podrían requerirse de los siguientes perfiles:

Profesional de seguridad industrial: compete a esta persona verificar que el personal a su cargo Realizar su trabajo con las medidas de seguridad y cuidado mínimas exigibles conforme a la normativa vigente.

Topógrafo: el topógrafo junto con sus auxiliares (cadeneros y otros) son los responsables del levantamiento geométrico de la estructura (galibo, longitud total, longitud de luces, contra flecha del puente, altura de torres y puente, ancho de calzada, asentamientos, entre otros), levantamiento topográfico del sitio del puente (localización cartográfica, niveles, amarre a coordenadas, entre otros); en caso de puentes sobre cuerpos de agua, levantamiento batimétrico (para estudiar el cauce, márgenes del río, profundidad y si es necesario realizar sondeos para corroborar potenciales socavaciones). Asimismo, están en la capacidad de desarrollar levantamientos detallados de elementos estructurales (localización, geometría de secciones, distribución de perfiles, longitud de elementos, geometría de conexiones, conteo de elementos, entre otros).

Adicionalmente, un topógrafo especializado puede realizar fotogrametrías y levantamientos de planos en 3D para reflejar los diferentes elementos estructurales que componen una construcción. La precisión es fundamental, por eso es importante que el topógrafo utilizar una tecnología y metodología que garantice una completa precisión e integridad de los datos. El topógrafo también puede ser el líder del equipo de inspección si esa persona cumple con los requisitos.

Piloto Dron: en la actualidad, con el desarrollo de los Sistemas de Aeronaves No Tripuladas, UAS (por sus siglas en inglés, Unmanned Aircraft Systems) más conocidos como drones, las aplicaciones de estos sistemas se han extendido al campo de la ingeniería y han tenido una importante trascendencia en el campo de la inspección y topografía, ya que no solo permiten la inspección en áreas de alto riesgo o de difícil acceso, sino que también permiten el levantamiento topográfico y fotogramétrico del terreno para la creación de un modelo digital de la estructura. Por tal razón, el

piloto dron se ha convertido en un actor importante en las inspecciones, y es el encargado de operar y maniobrar el dron para acceder a aquellas zonas de difícil acceso y garantizar un plan de vuelo que permita el detallado de la estructura del puente. Esta persona debe estar certificada como piloto de aeronaves civiles no tripuladas de acuerdo con la normativa actual en Colombia, RAC 91. El piloto de dron también puede ser el líder del equipo de inspección si esa persona cumple con los requisitos.

Buzo de inspección de puentes: la persona que realiza la inspección bajo el agua. El buzo de inspección también puede ser el líder del equipo de inspección si esa persona también cumple con esos requisitos.

Personal técnico especializado de campo: este ítem puede ser muy variado dependiendo de las condiciones del puente, pero algunos de estos perfiles podrían ser: piloto de dron, técnicos capacitados y certificados en distintos ensayos no destructivos (tintas penetrantes, radiografías, partículas magnéticas, ultrasonido, entre otros), así como operarios experimentados para la extracción de piezas para ensayos destructivos. El personal especializado también puede ser el líder del equipo de inspección si esa persona cumple con los requisitos.

Personal no especializado: se refiere a todo el personal necesario para realizar tareas de inspección en campo, pero que no requiere de conocimientos específicos, como auxiliares de topografía, cadeneros, auxiliares de tránsito (como paleteros, en caso de cierres o restricciones viales), entre otros.

Personal técnico de oficina: este ítem cubre todo el personal adicional que desarrolla el procesamiento básico de la información de inspecciones y levantamientos, es decir, el personal que elabora los planos, modelos digitales, entre otros.

4.3. Gestión Documental

Se debe documentar la capacitación y las calificaciones de inspección de puentes de cada uno de los integrantes del personal especializado y mantenerla en un archivo, estableciendo lo siguiente:

- Frecuencia y requisitos de la capacitación de actualización periódica de su especialidad.
- Experiencia al evaluar puentes.
- Cursos de seguridad industrial vigentes (si aplica).
- Matrículas profesionales (si aplica).

5. Seguridad

Desarrollar un programa de seguridad para el personal de inspección con información sobre su seguridad y salud, incluida la operación adecuada de las herramientas y el equipo de inspección. La seguridad tanto de los miembros del equipo de inspección como del público es primordial. Este programa de seguridad incorporará legislación estatal aplicable que rige la seguridad y la salud en el trabajo de inspección de puentes.

5.1. Seguridad para los inspectores

Usar ropa de protección personal en todo momento, incluidos cascos, chalecos, gafas de seguridad y calzado apropiado durante las inspecciones. Usar métodos adecuados de protección auditiva, visual y facial cuando se utilicen herramientas manuales y eléctricas. Mantener todos los equipos, dispositivos de seguridad y maquinaria en las mejores condiciones de funcionamiento posibles.

Operar los vehículos de inspección de acuerdo con los manuales de operación proporcionados por el fabricante. Capacitarse e implementar procedimientos de emergencia en caso de falla del equipo o del vehículo.

Usar cinturones de seguridad, cuerdas de seguridad, arneses y otros equipos de seguridad personal de acuerdo con las normas aplicables. Mantener las líneas de vida, cinturones, eslingas y

otros equipos en buen estado. Desechar el equipo desgastado o dañado. Mantener el equipo de seguridad limpio y alejado de productos químicos potencialmente dañinos como gasolina, tintes penetrantes y aceite.

Emplear las precauciones de seguridad adecuadas al ingresar a espacios confinados, como el interior de una viga de caja. Se deben emplear pruebas de calidad del aire, ventilación de aire y/o el uso de aparatos de respiración autónomos según sea necesario. Utilizar el buen juicio y el sentido común además de los programas de seguridad establecidos. Reconocer que cada sitio de puente es único y tomar las precauciones necesarias en situaciones en las que puedan existir condiciones de trabajo inusuales. Tener en cuenta que algunos espacios pueden clasificarse como espacios confinados y requieren que se cumplan algunas condiciones especiales antes de trabajar en ese espacio.

Capacitarse periódicamente en primeros auxilios y resucitación cardiopulmonar. Realizar capacitación en protección contra caídas, curso de alturas, entre otros. Realizar capacitación sobre respiradores y prueba de ajuste de respiradores.

Algunas actividades de inspección de puentes pueden requerir la eliminación o exposición a revestimientos de puentes que contienen metales pesados. Desarrollar un procedimiento para facilitar la seguridad al trabajar en estas condiciones, eliminando la presencia de metales pesados en el aire, como el plomo, en la mayor medida posible. Incorporar capacitación en seguridad, monitoreo de la calidad del aire de los empleados y tal vez incluso análisis y monitoreo del nivel de plomo en sangre para los inspectores que trabajan en estos entornos.

Proporcionar pruebas formales de la vista (incluido el daltonismo) y pruebas de audición según sea necesario para el personal de inspección.

5.2. Seguridad Pública

En beneficio de la seguridad pública, emplear procedimientos adecuados para el control del tráfico y la protección de la zona de trabajo durante la inspección de un puente. Desarrollar un Plan de Manejo de Tránsito (PMT) conveniente y seguro, avalado por las autoridades respectivas, como guía para dichos procedimientos. Esta autoridad determinará la señalización a instalar y si un auxiliar de tránsito (paletero) debe estar presente, así como cualquier medida de seguridad de protección especial. En la medida de lo posible, realizar inspecciones que interrumpan al mínimo el flujo de tráfico vehicular.

5.3. Dispositivos de Acceso y Seguridad

Generalmente las estructuras de los puentes están a la vista, pero en muchos casos será imposible la observación detallada sin los medios auxiliares de acceso a los distintos puntos de esta.

Dentro de los medios auxiliares que facilitan la aproximación y seguridad del personal de la inspección a las distintas partes de la estructura se incluyen desde los medios básicos (casco, cinturones de seguridad, escaleras, entre otros) hasta los sistemas muy complejos como las pasarelas y canastillas desarrolladas para la inspección de puentes, pasando por sistemas integrados en la propia estructura (agujeros de acceso a pilares huecos, escaleras de acceso y vigas cajón en puentes).

La cara inferior del tablero es la zona donde suelen concentrarse la mayoría de los problemas y para salvar la dificultad del acceso es necesario contar con medios auxiliares que permitan realizar la auscultación en las máximas condiciones de seguridad para el equipo humano que realiza el trabajo y con la mínima interrupción de la funcionalidad de la vía en la que se encuentra la estructura.



Figura 1. Plataforma para inspección y mantenimiento de puentes [1].

6. Planificación y Programación

6.1. Planificación

La clave para una exitosa inspección de puentes, segura y eficaz es la planificación y preparación con una anticipación adecuada. Desarrollar un plan de inspección basado en una revisión de los planos y memorias del puente y una visita al sitio previa a la inspección, según sea necesario. Se deben considerar los siguientes elementos:

- Determinar el tipo de inspección requerida.
- Determinar si se necesitan inspectores o conocimientos especializados.
- Determinar la cantidad de personal y el tipo de equipo y herramientas necesarios para realizar la inspección.
- Determinar qué miembros o ubicaciones se anotaron en inspecciones anteriores o registros de mantenimiento con defectos o áreas de preocupación existentes.
- Determinar si el puente está sujeto a restricciones de capacidad de altura o peso y planifique las necesidades del equipo de acceso en consecuencia.
- Estimar la duración de la inspección y las horas de trabajo programadas.
- Establecer coordinación o notificación a otras entidades o al público según sea necesario.
- Reunir formularios de registro de campo y prepare bocetos prediseñados apropiados de detalles típicos.

- Determinar el alcance de la inspección subacuática requerida, así como cualquier vulnerabilidad a la socavación.
- Identificar necesidades especiales como inspección de buceo o evaluación de socavación.
- Decidir si es apropiado realizar pruebas no destructivas u otras especializadas.
- Determinar si la estructura contiene miembros o detalles que requieran atención especial, como miembros críticos para fracturas, detalles propensos a la fatiga y miembros no redundantes.
- Determinar si hay estructuras cercanas que también están programadas para inspección y que requieren un equipo similar con herramientas y equipos similares.
- Determinar los requisitos especiales de acceso, incluidas las ubicaciones de ubicación de los equipos, el control del tráfico y la coordinación de ferrocarriles.

Cuando sea apropiado, consultar con residentes o la entidad responsable del puente del mantenimiento del puente con respecto al puente que se inspeccionará. Estas personas observan los puentes en todas las épocas del año bajo una variedad de condiciones y pueden señalar peculiaridades que pueden no ser evidentes en el momento de la investigación. La acción del río durante períodos de crecientes y la posición de las juntas de expansión en momentos de temperaturas ambientales muy altas y bajas son ejemplos de condiciones observadas por el personal de mantenimiento local que el inspector puede no ver.

6.2. Programación

En la medida de lo posible, programar las inspecciones de puentes durante períodos del año que ofrezcan las condiciones más adecuadas para promover la eficiencia y las inspecciones exhaustivas. Las subestructuras de puentes sobre arroyos o ríos se pueden inspeccionar mejor en momentos de escasez de agua. Inspeccionar las estructuras que se requieran escalar utilizando técnicas de acceso mediante cuerdas cuando no prevalezcan vientos fuertes o temperaturas

extremas. Inspeccionar los apoyos, juntas u otros elementos durante temperaturas extremas cuando se sospeche que hay problemas por movimiento térmico.

Para minimizar los riesgos para la salud del inspector y maximizar la productividad de la inspección, programar las inspecciones para evitar temperaturas extremas. Cuando se pueda demostrar que los riesgos ambientales para el inspector / la salud pública y la seguridad son significativos, reasignar una fecha de la próxima inspección para un puente o grupo de puentes. Documentar la solicitud de variación con suficiente detalle para justificar la aprobación de la solicitud frente la entidad competente.

6.3. Secuencia de Inspección

El desarrollo de una secuencia para la inspección de un puente es importante pues esta perfila el plan para la inspección. Una secuencia bien construida proveerá una excelente guía al inspector y asegurará una inspección sistemática y completa.

Algunos factores que influyen el procedimiento o la secuencia de la inspección del puente son:

- Tamaño del puente.
- Complejidad del puente.
- Existencia de miembros de fractura crítica.
- Disponibilidad de equipo especial.
- Disponibilidad de especialistas.

La minuciosidad de la inspección es tan importante como la secuencia que se sigue. Se debe dar particular importancia a los siguientes ítems:

- Miembros estructuralmente importantes.
- Miembros con mayor susceptibilidad a deteriorarse.

6.4. Puentes de Fácil Acceso

Para puentes que tengan un fácil acceso para su inspección, se recomienda seguir la siguiente secuencia de inspección:

Subestructuras:

- ✓ Pilas
- ✓ Protección contra el desgaste
- ✓ Pilotes
- ✓ Estribos
- ✓ Anclajes
- ✓ Cimientos

Superestructuras:

- ✓ Miembros de soporte principales
- ✓ Apoyos
- ✓ Miembros secundarios y reforzamientos
- ✓ Servicios canalizados
- ✓ Tablero, incluyendo capa de rodadura y juntas
- ✓ Diques extremos
- ✓ Aceras y pretilas

Adicionales:

- ✓ Accesos
- ✓ Iluminación
- ✓ Señalización
- ✓ Electricidad
- ✓ Barreras y otros elementos de control de tráfico

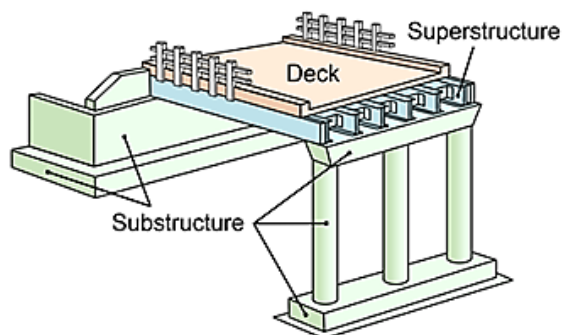


Figura 2. Partes principales de un Puente. [2]

6.5. Puentes de Difícil Acceso

La secuencia de inspección que se debe seguir es la misma que para puentes de fácil acceso, sin embargo, las excepciones se van a tener en los siguientes casos:

Riesgos: Todas las tareas peligrosas se deben ejecutar cuando el líder de la inspección y el profesional de seguridad industrial estén completamente atentos.

Condiciones climáticas: Vientos, temperaturas extremas, lluvias u otras condiciones climáticas pueden forzar a posponer las tareas peligrosas como operaciones de escalada, buceo u otras.

Tráfico: Las barreras, tableros, juntas de tableros, dispositivos de control de tráfico y accesos deben ser revisados en el día durante períodos en los que el tráfico sea bajo para asegurar la seguridad del inspector y para evitar la interrupción del tráfico.

Tamaño de la parte a inspeccionar: Cuando la parte a inspeccionar es larga, varias tareas diferentes pueden ser realizadas simultáneamente por diferentes inspectores o grupos de inspectores.

7. Equipo

El equipo de inspección de puentes consiste en aquellos elementos que se utilizan para proporcionar acceso a los componentes del puente que se están inspeccionando, así como los elementos que se utilizan para realizar las tareas de inspección normales. Incluir en el registro del puente todos los requisitos de equipo necesarios para realizar la inspección.

7.1. Métodos de acceso y equipo

La variación en los tipos de estructuras que se inspeccionarán requiere que los inspectores de puentes obtengan acceso a los elementos estructurales para realizar una inspección utilizando una amplia gama de técnicas y equipos. Los métodos y equipos utilizados para acceder a los miembros del puente incluyen:

- Escaleras,
- Vehículos elevadores mecánicos,
- Vehículos grúa debajo del puente,
- Aparejos y andamios,
- Botes,
- Cuerdas para acceso mediante escalada,
- Equipo de buceo submarino.

Al seleccionar el equipo de acceso tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- El grado de proximidad a los componentes del puente necesario para realizar con éxito la inspección y la dificultad para acceder a esos componentes. Seleccione el mejor equipo/método para realizar la tarea.
- La capacidad del suelo, pavimento y/o estructuras de puentes para soportar de manera segura el equipo de acceso.
- La necesidad de control de tráfico o cierre de carriles, según el tipo y ubicación del equipo, así como el impacto al público motorizado.
- Utilizar el PMT como guía para planificar dichas medidas.
- La necesidad de un cuidado especial para prevenir accidentes si hay servicios públicos presentes.
- La necesidad de permisos, auxiliares de tránsito y otras consideraciones especiales para puentes.

Utilizar personal capacitado y experimentado para planificar y ejecutar inspecciones que involucren equipos de acceso especializados.

7.2. Métodos y equipos de inspección

Los métodos y equipos de inspección que se emplearán dependerán del tipo de inspección, la información obtenida de una revisión de los informes de inspección anteriores y los planos del puente y cualquier información relacionada, necesidades o requisitos específicos expresados por el responsable del puente. Asegurarse de que el equipo de inspección básico, incluido el equipo de protección personal, las cámaras y las herramientas manuales para la limpieza y medición, estén disponibles para todos los trabajos de inspección. Reunir equipo adicional, como vadeadores y suministros para pruebas no destructivas, según sea necesario para facilitar una inspección exhaustiva y eficiente. Al planificar la inspección, puede resultar útil una visita al sitio previa a la inspección por parte del líder del equipo.

Si hay planos disponibles, la inspección previa debe realizarse con planos a mano, para permitir la verificación preliminar de la configuración y los detalles de la estructura. La preinspección determina los medios de acceso y revela las áreas de posible preocupación que requerirán de mucha atención y/o equipo especializado durante las inspecciones posteriores. Además, forma la base para las decisiones sobre el tiempo, las condiciones climáticas, los controles de tráfico, la coordinación con entidades y la desconexión de servicios públicos en caso de ser necesario.

7.3. Resumen Equipos y Herramientas

Para efectuar las inspecciones, se recomienda como mínimo, los siguientes equipos y/o herramientas:

a) Herramientas para Limpieza:

- Cepillo de alambre,
- Cinturón de herramientas,
- Pala plana,
- Chalecos reflectantes,
- Casco,
- Botas,
- Gafas.

b) Herramientas básicas para ayuda visual

- Binoculares,
- Flexómetro,
- Cinta métrica,
- Plomadas,
- Nivel de carpintero,
- Pie de rey,
- Crayola o tiza,
- Espejos de inspección,

b) Equipo avanzado de inspección visual

- Lupas micrométricas,
- Medidor de grietas óptico,
- Medidor de espesor de pintura,
- Tinta penetrante,
- Termómetro,
- Estación total o teodolito,
- UAS (dron),
- Endoscopios.

c) Herramientas para documentación:

- Cámara fotográfica
- Libreta de campo

d) Herramientas para acceso:

- Escaleras,
- Pasarelas,
- Canastillas,
- Arneses,
- Tirfor,
- Poleas,
- Chalecos salvavidas,
- Línea de vida.

e) Herramientas varias:

- Caja de herramientas,
- Botiquín de primeros auxilios,
- Radios (walkie-talkies),
- Linterna,
- Martillo, pala plana, destornillador, navaja.

f) Equipo de señalización:

- Conos de plástico,
- Vallas informativas,
- Y demás señales de seguridad.

g) Equipo para la verificación de los niveles del puente:

- Teodolito,
- Nivel,
- Mira,
- Cinta métrica,
- Jalones y estacas,
- Libreta de campo.

8. Formularios e Informes

8.1. Cuadernos de Campo

Preparar los formularios de inspección e informes para uso en el campo de una manera sistemática y que contengan bocetos, fotografías relevantes y espacio para notas. Para la inspección de rutina de

puentes más pequeños, estos materiales se pueden ensamblar en un archivo simple para cada puente. Para puentes más grandes o complejos, esta información a menudo se reúne en un cuaderno o carpeta de inspección, lo que proporciona al inspector un acceso rápido a la información en una secuencia lógica.

Documentar la información y los datos recopilados en el campo de manera clara y detallada. Garantizar que las notas y los bocetos se puedan interpretar completamente en una fecha posterior. Tomar fotografías en el campo para ilustrar defectos o proporcionar referencias. Anotando claramente con subtítulos en las notas de campo.

Garantizar que todos los inspectores presenten documentación uniforme, fácilmente comprensible para el equipo de inspección y personal de oficina; y utilizar abreviaturas estandarizadas, leyendas y numeración sistemática de los componentes del puente. Utilizar una nomenclatura coherente para describir los componentes del puente.

Utilizar bocetos y gran cantidad de fotografías para complementar las notas escritas sobre la ubicación y las características físicas de las deficiencias. Utilizar fotografías y bocetos para definir las áreas y el grado de deterioro. Los bocetos simples de elevación y sección de elementos deteriorados permiten dimensionar los defectos sin tener que recurrir a extensas notas escritas.

Para las fotografías, es importante determinar en planos o bocetos la ubicación y dirección de la fotografía, así como los comentarios que considere relevantes a destacar de la fotografía. Tratar de determinar un orden coherente para el registro fotográfico para que al procesar la información sea más sencillo organizar y relacionar las fotografías, asimismo, capturar una gran cantidad de información fotográfica para corroborar en oficina detalles y detectar posibles anomalías que se pudieron pasar por alto durante la inspección.

Asegurarse de disponer de suficiente capacidad en disco de los dispositivos fotográficos, así como llevar memorias de almacenamiento de respaldo en

caso de que alguna de estas se sature o falle. De manera similar, proceder con las baterías de estos dispositivos.

8.2. Informes

Los informes de inspección de puentes documentan los resultados de una inspección de campo. Incluir en el informe de inspección una descripción del estado de los componentes del puente inspeccionados, identificación de cualquier deficiencia notable y recomendaciones para el seguimiento según sea necesario. Asegurarse que los informes indiquen con precisión la ubicación y el alcance de todos los problemas y deterioros para que los futuros inspectores puedan comparar fácilmente las condiciones. Cerciorarse que los informes de inspección de puentes incluyan las fuentes de toda la información contenida en el informe, incluidos los nombres de los inspectores y la fecha de la inspección, así como cualquier otra fuente de datos.

Asegurarse que los inspectores tengan en cuenta al preparar un informe que los recursos de las intervenciones se asignan en función de la calidad y precisión de la información presentada. Los datos de inspección de puentes también se utilizan para determinar la capacidad de carga segura de un puente, que se relaciona con las vallas de alturas y permisos. Los informes también son un registro legal, que puede constituir un elemento importante en algunos litigios futuros.

Redactar informes de manera que todos los interesados en el proceso de inspección los entiendan fácilmente, desde los ingenieros de puentes hasta el personal de mantenimiento. Evitar el uso de un lenguaje que sea confuso o que no se entienda fácilmente.

Escribir recomendaciones de reparación y mantenimiento de manera que ayuden a priorizar las acciones de seguimiento.

Como estructura básica de informe se propone abarcar los siguientes capítulos o temas (que

pueden variar dependiendo el tipo de inspección y la complejidad del puente):

- a) Generalidades de la inspección
 - ✓ Objetivos
 - ✓ Alcance
 - ✓ Tipo
 - ✓ Condiciones Climáticas
 - ✓ Procedimiento
 - ✓ Plan de manejo de tránsito
- b) Documentos previos recopilados
 - ✓ Memorias de cálculo,
 - ✓ Planos,
 - ✓ Informes de inspecciones previas
- c) Inventario del puente:
 - ✓ Localización,
 - ✓ Componentes principales,
 - ✓ Comportamiento estructural,
 - ✓ Código de diseño,
 - ✓ Identificación del material
- d) Levantamiento estructural
 - ✓ Geometría del puente,
 - ✓ Inspección Visual,
 - ✓ Ensayos y estudios especiales
 - i. Ensayos no destructivos
 - ii. Ensayos destructivos
 - iii. Estudios adicionales
 - ✓ Afectaciones y patologías estructurales
 - i. Críticas,
 - ii. Medias,
 - iii. Leves
- e) Conclusiones
- f) Recomendaciones
- g) Personal de inspección
 - ✓ Documentos legales del líder de inspección,
 - ✓ Documentos legales de personal secundario
- h) Equipo de acceso e inspección
 - ✓ Certificados de seguridad,
 - ✓ Certificados de calibración

9. Mediciones en Campo

Realizar mediciones de campo para proporcionar datos de referencia sobre los componentes de puentes existentes; para rastrear los cambios que pueden ocurrir con el tiempo, como el ancho y largo de las grietas y proporcionar datos para su uso en el diseño de reparaciones o medidas de rehabilitación.

Es posible que se requieran mediciones en puentes para los que no hay planos disponibles o para verificar los datos que se muestran en los planos. Realizar mediciones con suficiente precisión para cumplir con el propósito para el que están destinadas. Los límites de precisión en la Tabla 4.3.5.1-1 son generalmente amplios para la medición de campo de las dimensiones generales de los miembros.

Tabla 1. Límites de Precisión de Mediciones en Campo.[3]

Elemento	Precisión
Elementos de Madera	± 5mm
Capa de Rodadura	± 10mm
Perfiles de Acero	La suficiente para identificar la sección
Elementos en Concreto	± 10mm
Longitudes de Luz	± 300mm

Cuando hay planos disponibles para evaluar la capacidad de carga, las dimensiones, los tipos y tamaños de miembros normalmente se tomarán de los planos. Sin embargo, muchos de los planos para estructuras más antiguas no son planos récord de construcción (planos as-built), ni reflejan todos los cambios hechos al puente. Verificar durante las inspecciones de campo para asegurarse de que los planos realmente representen la estructura antes de que se utilicen en los cálculos estructurales. Prestar especial atención a verificar posibles cambios en la carga muerta, como un cambio en el tipo de tablero, revestimientos adicionales, nuevos servicios públicos o alguna combinación de lo anterior.

La inspección a nivel del elemento requiere la cuantificación de los elementos del puente, generalmente en términos de número total, longitud lineal total o área de superficie total, según se requiera o se necesite. Las cantidades de elementos

a menudo se pueden determinar a partir de planos de puentes; sin embargo, verificar en el campo las cantidades (así como la precisión de los elementos seleccionados) según sea necesario para garantizar la precisión.

Realizar y registrar mediciones suficientes para rastrear los cambios en la apertura de la junta de expansión, el tamaño de la grieta o la posición de los apoyos de rodillo. Realizar mediciones para monitorear la desalineación de la estructura. En estos casos, el inspector registra la información en notas de campo para que sirva de referencia para lecturas futuras. Mantener un registro de las lecturas en el archivo de inspección y actualizar con las lecturas después de cada ciclo de inspección. Se pueden hacer marcas permanentes directamente en los componentes estructurales para ayudar en la futura identificación y seguimiento de tales deficiencias.

Incluir la medida de campo de descascaramiento con longitud, ancho y profundidad. Documentar el tamaño y la ubicación de la erosión o los huecos por socavación.

Al evaluar el daño o deterioro de los elementos de acero, el refuerzo expuesto o el pretensado, identificar la sección restante de acero (así como la sección original, cuando sea necesario) en lugar de una estimación visual del porcentaje de pérdida de sección.

10. Limpieza

Es una buena práctica de inspección limpiar las áreas seleccionadas para permitir una inspección minuciosa en busca de corrosión, daños, deterioro u otros defectos ocultos. Los escombros, la vegetación, el crecimiento marino y otros elementos pueden acumularse y oscurecer las áreas problemáticas.

En estructuras de acero, particularmente en FCM, puede ser necesario quitar la pintura agrietada o descascarada para una inspección adecuada. Retirar los recubrimientos adyacentes sospechosos o con fisuración por fatiga conocida para asegurarse de

que sea realmente el metal base, y no simplemente el recubrimiento, el que esté agrietado. Los componentes de acero que exhiben corrosión por grietas o fisuras (óxido empaquetado) o delaminación corrosiva requieren astillado con un martillo u otro medio para eliminar la corrosión hasta el metal base con el fin de medir la sección restante de metal sano.

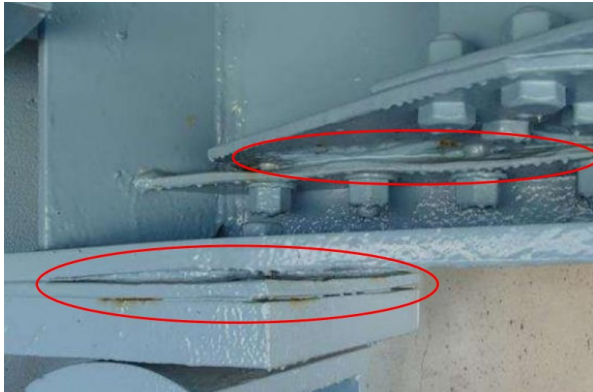


Figura 3. Corrosión por Grietas con “Óxido Empaquetado”. [4]

Tomar las medidas necesarias para volver a recubrir las áreas expuestas durante la inspección, ya que son fundamentales para la integridad estructural del puente.

En estructuras de concreto, las eflorescencias y los escombros pueden cubrir armaduras muy corroídas, grietas u otros deterioros. La vegetación y los escombros en las pilas pueden ocultar defectos como grietas o desconchados. El concreto delaminado suelto en áreas de descascamiento (avanzado e incipiente) puede ocultar el refuerzo corroído subyacente. Como tal, eliminar con cuidado las áreas representativas de dicho concreto delaminado y determinar la condición del concreto subyacente y el acero de refuerzo.

11. Hallazgos Críticos

11.1. Descripción

Se considera hallazgo crítico cualquier tipo de afectación presente en uno o varios elementos estructurales del puente y que podrían desencadenar un colapso parcial o total de la

estructura, afectar la estabilidad del puente, y/o afectar el tráfico y las condiciones de servicio.

11.2. Recomendaciones

Informar de inmediato al propietario del puente o a la entidad responsable sobre cualquier estructura crítica y deficiencias relacionadas con la seguridad encontradas durante la inspección de campo o evaluación de un puente. Implementar procedimientos estándar para abordar los hallazgos críticos de la inspección, que incluyen:

- Evaluación rápida de las deficiencias encontradas.
- Procedimientos inmediatos de respuesta de seguridad pública, incluido el control de tráfico de emergencia y los pasos para reportar la información.
- Notificación a los funcionarios de seguridad pública, incluido el propietario del puente, los funcionarios de INVIAS y el público en general.
- Implementación rápida de acciones correctivas o protectoras, incluido el cierre de puentes o la publicación de restricciones de peso según sea necesario.
- Un sistema de seguimiento para garantizar acciones de seguimiento y reporte adecuados.
- Disposiciones para identificar otros puentes con detalles estructurales similares para inspecciones de seguimiento.

Parte II Tipos de Inspección

Los tipos de inspección necesarios para cada puente varían según el tipo y la condición del puente. Por ejemplo, un puente sobre un río con elementos de fractura crítica requerirá inspecciones de rutina, inspección de elementos de fractura crítica e inspección subacuática. Estos se pueden realizar todos al mismo tiempo. Es posible que otros tipos de puentes solo requieran una inspección de rutina. Es importante comprender

cada tipo de inspección para asegurarse de que se aplique según sea necesario. En la presente guía se definen los siguientes tipos de inspección para puentes:

- a) Inspección inicial (de inventario)
- b) Inspección rutinaria (periódica)
- c) Inspección en profundidad (detallada)
- d) Inspección bajo el agua
- e) Inspección especial
- f) Inspección de daños
- g) Inspección de elementos de fractura crítica

1. Inspección Inicial

La inspección inicial, también conocida como inspección de inventario, es realizada para cada estructura después que se ha terminado de construir y antes de que esta sea puesta en servicio, aunque también se realiza en puentes que vuelven al servicio luego de ser sometidos a una rehabilitación importante (reemplazo del tablero, reemplazo de la superestructura, ensanchamiento, entre otros). Esta inspección se convierte en parte del inventario del puente, además, permite establecer condiciones (estructurales y de tiempo) base para definir otros tipos de inspección normalmente requeridas (como periódica, de elementos de fractura crítica y bajo el agua).

1.1. Propósito

El propósito de las inspecciones iniciales es verificar la seguridad del puente, de acuerdo con los estándares actuales, en caso de ponerlo en funcionamiento. Estas también sirven para suministrar la información necesaria para el inventario nacional de puentes y para documentar sus condiciones estructurales y funcionales de la siguiente forma:

- Determinando las condiciones básicas de la estructura (incluyendo el ancho del río sobre el que se encuentra).
- Determinando analíticamente la capacidad de carga del puente.
- Evaluando el potencial de socavación para puentes en ríos.

- Identificando y anotando los problemas existentes.
- Determinando la necesidad de establecer o revisar las restricciones de peso sobre el puente.
- Identificando y anotando inquietudes sobre las futuras condiciones.
- Identificando las necesidades de mantenimiento, incluyendo las actividades de mantenimiento preventivo.
- Anotando la existencia de miembros o elementos que requieren una atención especial como elementos con fracturas críticas, los elementos propensos a fatiga y los miembros que se encuentran bajo el agua.

Los documentos deben incluir toda la información posible que se pueda recopilar sobre los puentes tales como diagramas, año de instalación, entre otros. También se deben incluir registros de mantenimiento de los puentes existentes.

La inspección sirve como la primera inspección de rutina si cumple con las disposiciones descritas para este tipo de inspección.

1.2. Frecuencia

Las inspecciones iniciales no son recurrentes y, por lo tanto, no tienen intervalos.

1.3. Recomendaciones

Asegurarse de que el líder del equipo de inspección esté presente durante toda la inspección inicial.

Antes de la inspección inicial, revisar todos los planos y la información relevante para codificar los datos del inventario de puentes, así como las cantidades de elementos del puente en la mayor medida posible.

Realizar la inspección inicial de acuerdo con los procedimientos de inspección de rutina para recopilar datos de los elementos e identificar deficiencias existentes y calificar la condición.

Asegurarse de que se tomen fotografías del inventario del puente durante la inspección inicial.

2. Inspección Rutinaria

Las inspecciones de rutina son también conocidas como inspecciones periódicas. Estas inspecciones son programadas regularmente y consisten en la observación de todos los elementos del puente y las mediciones necesarias para determinar la condición física y funcional del puente, para identificar cualquier cambio en comparación a la inspección inicial o las condiciones registradas previamente, y para asegurar que la estructura funcionando satisfactoriamente.

Todos los cambios hechos a los ítems del inventario desde la inspección previa, deben ser documentados. El reporte debe incluir fotografías y recomendaciones de intervención, necesidades de mantenimiento (preservación, mantenimiento preventivo o reparaciones urgentes) e inspecciones de seguimiento. Los análisis de capacidad de carga son reevaluados solo si han ocurrido cambios en las condiciones de la estructura o en las condiciones del sitio desde la última inspección.

2.1. Propósito

El propósito de una inspección de rutina es certificar que el puente está satisfaciendo los requerimientos de los estándares que deben cumplir. Estas sirven para documentar las mediciones y observaciones de campo y las valoraciones de carga, que sirve para:

- Determinar las condiciones físicas y funcionales de la estructura.
- Determinar los cambios ocurridos a partir de las condiciones previas registradas.
- Determinar la necesidad de establecer o revisar una restricción de peso para el puente.
- Determinar las necesidades de mantenimiento y mejoras.
- Corroborar que la estructura continúa satisfaciendo los requerimientos de servicio y seguridad presentes.

Estas inspecciones generalmente se realizan desde el tablero, desde el nivel del suelo y/o el nivel del agua, y desde plataformas de trabajo permanentes y pasarelas (si las hay). La inspección de las partes sumergidas de la subestructura se limita a las observaciones durante los períodos de flujo bajo e incluye el sondeo en busca de evidencia de deterioro y socavamiento de la subestructura, según sea necesario. El equipo especial, como el equipo de inspección debajo del puente, el aparejo o el andamiaje, es necesario para la inspección de rutina en circunstancias en las que, debido a su uso, este proporciona el único medio práctico de acceso.

Las áreas de la estructura que se deben monitorear de cerca son aquellas determinadas por inspecciones previas y / o cálculos de capacidad de carga. Si durante una inspección de rutina, hay un área de la estructura que requiere una inspección más cercana y detallada para determinar su incidencia en la seguridad o la capacidad de carga (por ejemplo, una grieta en un miembro de acero), entonces se debe realizar y documentar una **inspección en profundidad** de esa área.



Figura 4. Inspección rutinaria de socavación.

Las inspecciones de rutina son generalmente conducidas desde el tablero, desde el suelo o el nivel del agua, desde escaleras o desde plataformas de trabajo permanentes (si estas existen). La inspección de miembros de la subestructura que se encuentra bajo el agua es generalmente limitada a la observación durante los períodos de baja de los flujos de agua y a la búsqueda de socavaciones. Se

pueden utilizar equipos especiales, para poder realizar las inspecciones en áreas determinadas.

2.2. Frecuencia

Se recomienda que las inspecciones de rutina se realicen a intervalos que no excedan los 24 meses. Sin embargo, ciertos puentes pueden inspeccionarse a intervalos más largos, que no excedan los 48 meses. Asegurarse de que los puentes identificados para inspección en un intervalo de más de 24 meses tengan razones válidas para su decisión. Los criterios pueden incluir hallazgos de inspecciones pasadas, antigüedad, condición, tipo de material, capacidad de clasificación de carga, entre otros.

En muchos de los puentes con un reducido intervalo de inspección, solo algunas porciones del puente pueden requerir inspecciones más frecuentes. Para aquellos puentes, una inspección especial de alcance limitado a las porciones críticas puede ser usada para satisfacer el requerimiento de la reducción del intervalo y también la reducción de los costos totales.

Tabla 2. Máximos intervalos de Inspecciones de Rutina. [5]

Intervalo Máximo	Descripción del Puente
24 meses	Puentes sin restricciones de peso Puentes cerrados Puentes y estructuras que no están en carreteras principales
12 meses	Puentes con restricciones de peso Puentes que tengan componentes sin FCM en superestructura, subestructura. Puentes que tengan superestructura de fractura crítica del grupo numérico 4
6 meses	Puentes que tengan superestructuras de fractura crítica del grupo numérico 3 Cualquier puente o estructura temporal que Tener soportes temporales o cimbras (andamiaje).

Nota. Grupos Numéricos de la Tabla 4.

2.3. Recomendaciones

Asegurarse de que el líder del equipo de inspección esté presente durante toda la inspección de rutina.

Realizar una inspección de cada elemento del puente de acuerdo con el método de inspección visual.

Si se sospecha un defecto significativo a través de la inspección visual, se puede hacer uso de métodos de inspección avanzados.

Determinar todas las calificaciones de condición, la cantidad y condición y distribución de los elementos del puente.

Evaluar toda la información de restricciones de altura y peso en el sitio del puente, para asegurarse de que haya señalización y notificaciones adecuadas. Anotar los cambios, ya sean sospechados o confirmados, en los valores de peso o altura.

3. Inspección Detallada

Una inspección detallada o una inspección en profundidad es una inspección minuciosa de uno o más elementos que se encuentran por encima o por debajo del nivel del agua utilizando técnicas visuales o no destructivas según se requiera para identificar cualquier deficiencia que no sea fácilmente detectable mediante una inspección de rutina. Para desarrollarla se requiere control de tráfico y equipo especial, como equipo de inspección debajo del puente, andamiaje y botes de trabajo, según sea necesario para obtener acceso.

Se requiere personal con habilidades especiales, como buzos y aparejadores (riggers), según sea necesario. Cuando sea apropiado o necesario para determinar completamente la existencia o el alcance de cualquier deficiencia, se desarrollarán pruebas de campo no destructivas, algunos ensayos de materiales o ambos, según sea necesario.

Las inspecciones detalladas de un elemento o detalle en particular pueden ser hechas de manera independiente o como parte de algún otro tipo de inspección, como de rutina o inicial.

El nivel de esfuerzo requerido para realizar una inspección detallada varía de acuerdo con el tipo de

estructura, tamaño, complejidad de diseño y su ubicación. Se pueden requerir equipos avanzados de inspección y controles de tráfico para llevar a cabo este tipo de inspecciones. Para determinar la existencia o el aumento de cualquier condición de deficiencia, podría ser necesario llevar un equipo portátil para ensayos no destructivos, así como equipo para el ensayo de materiales.

En pequeños puentes, la inspección detallada debe incluir todos los elementos críticos de la estructura. Para estructuras grandes o complejas, estas inspecciones deben ser programadas individualmente para segmentos definidos del puente o para grupos de elementos, conexiones o elementos que pueden ser inspeccionados con las mismas técnicas. Si se escoge la segunda opción, cada segmento definido del puente o cada grupo de elementos, conexiones o detalles deberían ser claramente identificados como tema de registro y se le debería asignar una frecuencia para culminar las demás inspecciones. Las actividades, procedimientos y resultados de las inspecciones detalladas tienen que ser cuidadosa y completamente documentadas.

Estas deben ser individuales para cada estructura y además deben ser acopladas a la documentación de las inspecciones de rutina. Generalmente, un análisis estructural de capacidad de carga es requerido con una inspección detallada para evaluar totalmente el efecto del escrutinio más detallado de la condición de la estructura.

3.1. Propósito

Las inspecciones detalladas sirven para recolectar y documentar los datos con un detalle suficiente, necesario para determinar la condición física del puente. Estos datos son más difíciles de recolectar que los obtenidos durante las inspecciones de rutina. Y contempla, entre otros:

- Identificar claramente las partes específicas del puente que serán sometidas a una inspección en profundidad.
- Determinar los procedimientos utilizados durante la inspección.

- Documentar los resultados de las inspecciones en profundidad con tanto detalle como sea necesario; estos pueden ser significativamente más detallados que la información contenida en las inspecciones iniciales y de rutina.

La inspección detallada podría estar limitada a ciertos elementos o unidades estructurales de la estructura y no sería necesario inspeccionar toda la estructura. Recíprocamente, las inspecciones detalladas podrían incluir todos los elementos de la estructura.

3.2. Frecuencia

Una inspección detallada puede ser programada como una adición de una inspección de rutina, aunque generalmente por un intervalo más largo, o como un complemento de una inspección previa. Una inspección detallada que incluya todos los elementos de la estructura debe satisfacer todos los requerimientos y se debe realizar en vez de una inspección de rutina en ese ciclo.

Tabla 3. Intervalo de Inspecciones Detalladas. [5]

Intervalo Sugerido	Tipo de Puente
10 años	Puentes de fractura crítica con cualquier FCM en condiciones normales. Puentes redundantes, sin fractura crítica de longitudes mayores a 153m de longitud con superestructuras en malas condiciones.
15 años	Puentes de fractura críticas con todos los FCM en buenas condiciones. Puentes redundantes, sin fractura crítica de longitudes menores a 153m de longitud.

Las inspecciones detalladas deberían ser programadas rutinariamente para puentes seleccionados, basándose en su tamaño, complejidad y/o condición. Los puentes grandes (de más de 46m) representan grandes inversiones de capital y se debe garantizar un escrutinio más profundo para asegurar que el trabajo de mantenimiento es identificado y realizado de manera oportuna. Los puentes grandes tienden a ser más críticos en el área de transporte debido a la falta usual de desvíos adecuados. Para puentes largos o complejos, podría ser más difícil de proveer una completa descripción de las condiciones del puente cuando las dificultades de

acceso limitan el alcance de las inspecciones regulares.

3.3. Recomendaciones

Asegurarse de que el líder del equipo de inspección esté presente durante toda la inspección detallada.

Realizar una inspección en profundidad según sea necesario para proporcionar información o datos utilizando técnicas visuales o avanzadas y para identificar cualquier deficiencia que no sea fácilmente detectable mediante los procedimientos de inspección de rutina.

Proporcionar control de tráfico y equipo especial, como equipo de inspección debajo del puente, andamiaje y botes de trabajo, según sea necesario para obtener acceso a áreas no accesibles durante la inspección de rutina.

Proporcionar personal con habilidades especiales como buzos y aparejadores, según sea necesario. Realizar inspecciones en profundidad, como mínimo, utilizando métodos de inspección visual.

Utilizar métodos de inspección avanzados, como pruebas de campo no destructivas o pruebas de materiales, siempre que sean necesarios para determinar completamente la existencia o el alcance de una deficiencia.

Identificar claramente en el informe las partes específicas del puente que reciben una inspección en profundidad, así como los procedimientos utilizados durante la inspección.

Documentar los resultados de las inspecciones en profundidad con suficiente nivel de detalle que proporcione la información necesaria, y que sea significativamente más detallada que la información obtenida de las inspecciones iniciales y de rutina.

4. Inspección Subacuática

Una inspección subacuática o bajo el agua es una inspección de una parte sumergida de la

subestructura de un puente que no se puede inspeccionar visualmente en aguas bajas vadeando o sondeando, generalmente requiriendo buceo u otras técnicas apropiadas.

Un líder del equipo de inspección calificado debe estar presente durante toda la inspección bajo el agua. No se requiere un líder de inspección adicional si el buzo de inspección del puente está calificado para esta labor.

4.1. Propósito

Los propósitos de una inspección bajo el agua, incluye entre otros:

- Identificar cualquier condición que requiera una inspección subacuática (como la profundidad del agua, la turbidez y la intensidad de las corrientes).
- Identificar los requisitos para la limpieza de los elementos del puente sumergidos (por ejemplo, escombros, bio-incrustaciones).

Para los puentes que se determina que requieren inspección subacuática, se debe tener en cuenta que el informe de inspección del puente contenga la siguiente información:

- Las unidades de la subestructura que requieren inspección subacuática.
- Una descripción de los elementos sumergidos que se inspeccionarán.
- La frecuencia de la inspección subacuática de los elementos
- El procedimiento seguido durante la inspección subacuática.

4.2. Frecuencia

Realizar inspecciones bajo el agua a intervalos que no excedan los 60 meses. Sin embargo, ciertos puentes pueden inspeccionarse a intervalos más largos, que no excedan los 72 meses. Los puentes identificados para inspección bajo el agua en un intervalo de más de 60 meses deben basarse en criterios claros que pueden incluir resultados de

inspecciones anteriores, antigüedad, estado, socavación o historial de socavación.

Si los elementos de la subestructura son de acero sin protección o madera sin envolver y se encuentran en un entorno agresivo como agua salada o corrientes rápidas, no deben considerarse para una inspección de 72 meses, asimismo, la estructura no debe tener problemas de estabilidad de la corriente o socavación y debe ser un tipo de cimentación conocido.

4.3. Recomendaciones

Asegurarse de que el líder del equipo de inspección esté presente durante toda la inspección subacuática.

Asegurarse de que se produzca una adecuada preparación previa a la inspección, como ocurre con las inspecciones de rutina por encima del agua.

Consultar el archivo de inspección del puente antes de la inspección.

Registrar la inspección submarina como tal en el inventario del puente, con los elementos actualizados.

5. Inspección Especial

Una inspección especial es una inspección programada para monitorear una deficiencia particular conocida o sospechosa, como grietas en el acero, asentamiento o socavación. Esta se da en elementos que, de acuerdo con inspecciones previas, deben tener un seguimiento especial. También se puede usar para monitorear detalles especiales o características inusuales de un puente que no necesariamente tienen defectos.

No es necesario que un líder de inspección calificado realice una inspección especial, sin embargo, si debe proporcionar personal calificado para realizar la inspección específica (por ejemplo, un inspector calificado de pruebas no destructivas para realizar pruebas ultrasónicas de los pasadores).

Aunque las inspecciones especiales no son lo suficientemente completas para cumplir con los requisitos de las inspecciones de rutina, se pueden realizar al mismo tiempo que la inspección de rutina.

5.1. Propósito

Las inspecciones especiales son usadas para monitorear las deficiencias críticas particulares ya conocidas o de las que se sospecha su existencia. Además, dentro de los propósitos de una inspección especial se incluye entre otros:

- Determinar las calificaciones del personal de inspección especial típico, como los inspectores de pruebas ultrasónicas (UT) y los inspectores de soldadura.
- Si un puente requiere personal de inspección especial inusual, registrar sus requisitos en el archivo del puente.
- Identificar claramente en el informe de inspección la ubicación, los detalles específicos a monitorear, el intervalo de cualquier inspección especial y cómo se realizará la inspección.
- Determinar los procedimientos de inspección específicos en el archivo del puente.
- Realizar la inspección especial de acuerdo con los procedimientos definidos.

5.2. Frecuencia

Las inspecciones especiales son programadas a discreción del dueño del puente y, por lo tanto, no tienen intervalos de inspección mínimos. La determinación de una frecuencia de inspección apropiada debería considerar la naturaleza, severidad y extracción de las deficiencias conocidas, así como la edad, características del tráfico, importancia pública y el historial del mantenimiento.

Una inspección especial puede ocurrir coincidiendo con una de rutina u otro tipo de inspección, en aras de la eficiencia. Estas inspecciones son realizadas hasta que las acciones

correctivas puedan remover las deficiencias críticas.

5.3. Recomendaciones

Asegurarse de que asista una persona calificada para realizar la inspección específica.

Registrar la inspección especial como tal en el inventario del puente con la información actualizada del elemento o unidades inspeccionadas.

6. Inspección por Daño

Una inspección de daños es una inspección no programada para evaluar el daño estructural resultante de fenómenos naturales (como terremotos o inundaciones) o acciones humanas (como impactos de camiones). Estas deben ser llevadas a cabo por el ingeniero a cargo del puente. En muchos casos, una inspección por daño es considerada una inspección especial que es llevada a cabo debido a un evento extremo.

El esfuerzo y recursos invertidos en este tipo de inspección puede variar significativamente según el evento y la extensión del daño. Si se ha producido un daño importante, es posible que los inspectores deban evaluar los miembros fracturados, determinar el alcance de la pérdida de sección, realizar mediciones para detectar la desalineación de los miembros o verificar si hay alguna pérdida de soporte de la base.

6.1. Propósito

Las inspecciones por daño sirven para determinar la naturaleza, severidad y extracción de los daños estructurales debido a eventos relacionados con el clima, o a colisiones tanto automovilísticas como marinas, y para realizar su posterior reparación. Este tipo de inspección permite entre otras:

- Determinar la necesidad inmediata de colocar restricciones de emergencia en el puente (como restricciones de peso o su cierre temporal) para el tráfico vehicular. Si un puente es cerrado

para el tráfico vehicular, también se debe verificar su cierre para el tráfico peatonal.

- Redefinir los costos de inspección y las necesidades de reparación o reconstrucción de las piezas.
- Inspeccionar todos los elementos del puente dañados de acuerdo con el método de inspección visual.

Si se sospecha un defecto significativo a través de la inspección visual, puede ser necesario el uso de métodos de inspección avanzados. Esta inspección puede complementarse con una inspección en profundidad oportuna para obtener los datos adicionales necesarios para refinar los análisis de carga, determinar las cantidades / metodologías de reparación o ajustar las restricciones de carga.

6.2. Frecuencia

Como se basan en eventos, las inspecciones de daños no tienen intervalos de inspección. Si la inspección revela defectos que requieren un monitoreo continuo y recurrente a lo largo del tiempo, entonces se pueden programar inspecciones especiales como resultado de la inspección de daños.

6.3. Recomendaciones

Asegurarse de que el alcance de la inspección de daños sea suficiente para determinar la necesidad de restricciones de carga de emergencia o el cierre del puente al tráfico, y para evaluar la necesidad de realizar una reparación.

Inspeccionar todos los elementos del puente dañados de acuerdo con el método de inspección visual.

Si se sospecha un defecto significativo a través de una inspección visual, inspeccionar utilizando métodos de inspección avanzados.

Complementar esta inspección, según sea necesario, con una inspección en profundidad oportuna para obtener los datos adicionales necesarios para refinar los análisis de carga,

determinar las cantidades / metodologías de reparación o ajustar las restricciones de carga.

7. Inspección de Miembros de Fractura Crítica (FCM)

7.1. Descripción General

Un miembro de fractura crítica (FCM, por sus siglas en inglés), es un elemento de acero en tracción, o con algún elemento en tracción, que, si falla, podría causar que el puente, o una parte de este, colapse. Los puentes que tienen FCM son puentes de fractura crítica. Algunos elementos de acero que podrían ser considerados FCM incluyen los siguientes:

- Sistemas de viga en I o cajón de una o dos vigas
- Sistemas de suspensión con componentes de barra de ojo.
- Vigas cabezales de acero soldadas y vigas travesaño.
- Sistemas de celosía
- Conexiones de pasador y pendolones.

Los ejemplos anteriores no son una lista completa de FCM.

Uno de los aspectos más importantes de la inspección de puentes en acero, es la determinación del potencial del puente de sufrir fatiga y/o fractura. La fatiga y la fractura pueden conducir a una prematura y posiblemente repentina falla de una porción del puente o del puente entero. Por lo tanto, es esencial que las inspecciones de fatiga y fractura sean realizadas para identificar esas posibles fallas antes de que ocurran.

La falla por fatiga de un material es el principio y la propagación de fisuras debido a la aplicación repetida de cargas. Las fallas por fatiga se producen con un valor de resistencia máximo menor que el punto de resistencia a la fluencia del material. Se necesitan tres factores para que se produzcan fracturas en el material: esfuerzos a tracción, cargas repetitivas y pequeñas discontinuidades que generan grandes concentraciones de esfuerzos. Es imperativo que una fisura por fatiga no quede sin

ser chequeada porque esta podría propagarse hasta un tamaño que produzca una fractura. La fractura es una falla repentina debido a fisura en un miembro.

La fatiga es la causa primaria de falla en los FCM, por lo tanto, la inspección de FCM son especialmente críticas en puentes que contienen dichos miembros.

7.2. Propósito

Los propósitos de una inspección de FCM, contemplan:

- Identificar que componentes de puentes de acero se consideran FCM.
- Identificar claramente los FCM que requieren una inspección de FCM.
- Realizar una inspección práctica (inspección utilizando técnicas visuales o no destructivas según sea necesario) de todos los FCM.

Para puentes propensos a la fatiga, estas inspecciones proveen un historial de fisuramiento (tiempo de iniciación, tasa de crecimiento, entre otros) que pueden ayudar al ingeniero a determinar la necesidad y prioridad de reparaciones y determinar la vida útil del puente.

7.3. Clasificación de los FCM

Para que un elemento de un puente sea clasificado como FCM, este debe cumplir con dos criterios. El primer criterio se basa en las fuerzas en el elemento. Los elementos que estén en tensión o elementos con dispositivos o fibras en tensión cumplen con este criterio.

El segundo criterio para que un elemento sea considerado FCM, es que su falla pueda causar el colapso total o parcial de la estructura. Por lo tanto, reconocer e identificar el grado de redundancia del puente es crucial.

La redundancia es definida como una condición estructural en la cual hay más elementos de soporte que los necesarios para la estabilidad. Por lo tanto,

la redundancia significa que, si un elemento falla, la carga que previamente llevaba ese elemento se redistribuye a otros elementos. Estos otros elementos tienen la capacidad de soportar temporalmente una carga adicional y así se puede evitar el colapso de la estructura. En estructuras no redundantes, la redistribución de cargas puede hacer que los elementos adicionales también fallen, conduciendo a un colapso parcial o total de la estructura.

De esta manera, los puentes de fractura crítica pueden ser clasificados de acuerdo con el grado de redundancia. Existen tres tipos de redundancias relacionadas con la constitución estructural básica del puente:

- Redundancia de trayectoria de carga,
- Redundancia estructural, y
- Redundancia interna.

Redundancia de Trayectoria de Cargas: Un elemento principal que soporta la carga representa una trayectoria de carga estructural. Si un puente tiene cuatro o más trayectorias de carga, se dice que tiene redundancia de trayectorias de carga, y es definida como una estructura redundante.



Figura 5. Puente de Varias Vigas con Redundancia de Trayectoria de Cargas. [6]

Las estructuras con redundancia de este tipo no son de fractura crítica. Un puente con tres trayectorias de carga requiere un análisis estructural para determinar si tiene redundancia de trayectoria de carga. Un puente que tienen solo una o dos trayectorias de carga es definido como una

estructura sin redundancia de trayectoria de carga, y es considerado de fractura crítica.



Figura 6. Puente de dos vigas, no redundante. [6]

Redundancia Estructural: Los puentes de tipo estructural que proveen continuidad de trayectoria de carga de tramo a tramo son denominados de redundancia estructural. Un puente de fractura crítica sin redundancia estructural es más crítico (susceptible a la falla) que un puente de fractura crítica con redundancia estructural. La redundancia estructural provee un mecanismo para priorizar o clasificar los puentes de fractura crítica.

Las estructuras de tramos continuos que constan de tres o más tramos se consideran estructuralmente redundantes. En el caso de una falla en un miembro interior, la carga desde ese tramo puede redistribuirse a los tramos adyacentes y es posible que no ocurra la falla del puente.



Figura 7. Puente de Luz Continua con Redundancia Estructural. [6]

Los tramos continuos son estructuralmente redundantes excepto en los tramos finales, donde el desarrollo de una fractura causa efectivamente dos

rótula, una en el estribo y otra en la propia fractura. Esta situación conduce a una inestabilidad estructural.



Figura 8. Puente de dos luces no redundante. [7]

El grado de redundancia estructural se puede determinar mediante programas informáticos que modelan la falla de los elementos. Algunos puentes de celosía continuos tienen redundancia estructural, pero esto solo se puede determinar mediante un análisis estructural.

Redundancia interior: Existe redundancia interna o de miembros cuando un miembro de un puente contiene tres o más elementos que se sujetan mecánicamente (empernados o remachados) entre sí de modo que se forman múltiples trayectorias de carga independientes (Figura 9). La falla de un elemento miembro no puede causar la falla total del miembro. Como la redundancia estructural, la redundancia interior proporciona un mecanismo para priorizar o clasificar los puentes de fractura crítica. No es apropiado aplicar el concepto de redundancia interior a puentes redundantes (con trayectoria de carga).

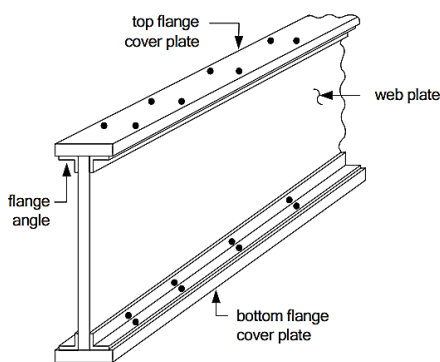


Figura 9 Viga Construida con Placas Remachadas - Internamente Redundante.[6]

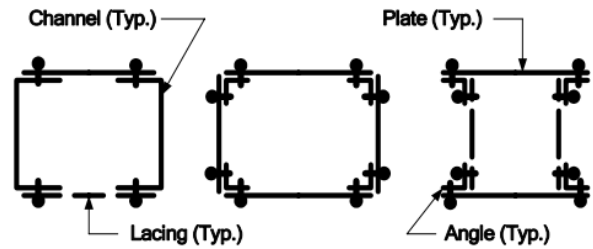


Figura 10 Perfiles Armados en Caja - Internamente Redundante.[6]

La redundancia interna puede verse reducida o eliminada debido a intervenciones en los elementos (esencialmente reparaciones) que involucren soldadura. Las soldaduras generan concentraciones de esfuerzos y trayectorias de fisuramiento que hace que las fisuras se grietas se propaguen de un elemento a otro.

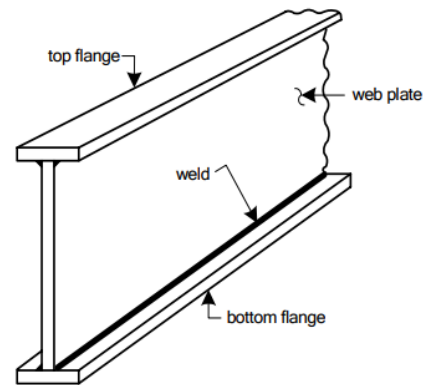


Figura 11. Viga armada, con soldadura – Sin redundancia interna..[6]

Configuración No Redundante: Los inspectores de puentes se preocupan principalmente por la redundancia en la trayectoria de carga. El inspector debe considerar secundariamente la redundancia estructural e interna y clasificar todos los puentes con menos de tres trayectorias de carga como no redundantes. Las configuraciones de puentes no redundantes en tensión contienen miembros críticos para la fractura.

Los elementos de carga principales sujetos a esfuerzos de tensión pueden considerarse elementos de la trayectoria de carga no redundantes si la falla de un solo elemento podría causar el colapso del puente. A su vez el colapso, se define como un cambio importante en la geometría del puente que lo hace inadecuado para su uso.

7.3.1. Grupos Numéricos

Tabla 4. Grupos numéricos de las fracturas críticas [5].

#	Tipo de Estructura	FCM
1	Puente de 1 viga	Zona entera de tracción del viga
	Puente de 2 vigas con tramo simple	Zona en tracción del viga
	Puente de 2 vigas con tramo suspendido	El ensamblaje del soporte colgante suspendido y la zona en tracción del viga
	Armadura con tramo simple	Miembros a tracción (incluyendo la barra de ojo si son 2 o menos)
	Armadura con tramo suspendido	El ensamblaje del soporte colgante suspendido, la zona en tracción de la viga y ciertos miembros diagonales.
	Arco atirantado	Tirante en tracción
	Vigas arriostradas	Zona en tracción
	Puentes suspendidos	Bielas (2 o menos), cadenas o cables
2	2 vigas continuas	Zona en tracción en el extremo del tramo de la viga
	Armadura continua	Miembros sujetos a tracción (incluyendo bielas si son 2 o menos)
	Pila de acero de marco rígido	Zona en tracción
3	2 vigas continuas	Zona en tracción del tramo interior de la viga.
4	Puente de 3 vigas con tramo suspendido	El ensamblaje del soporte colgante suspendido y la zona en tracción de la viga.
	Puente de 3 vigas con tramo simple	Zona en tracción de la viga
	Puente de 3 vigas con tramo continuo	Zona en tracción de la viga.
5	Puente de 4 o más vigas (armadas con soldadura o remachado, vigas laminadas con platabandas)	Ninguno
6	Puentes con múltiples largueros de vigas laminadas	-
9	Todos los otros puentes no metálicos (concreto reforzado, madera, piedra, entre otros)	Ninguno

Nota. # se refiere al grupo de fractura crítica. Los grupos 7 y 8 no se usan en este caso. El sombreado indica que no es un puente de fractura crítica.

Para determinar la naturaleza de la fractura crítica del puente y así adoptar medidas en lo que respecta a frecuencia de inspección (así como se especifica

en la Tabla 2) y otras medidas adicionales, se debe clasificar el puente dentro de un grupo numérico de fractura crítica de la Tabla 4. Los puentes del grupo 1 tienen mayor susceptibilidad de fractura crítica que el grupo 2. El grupo 2 es más crítico que el grupo 3, y así sucesivamente. Los grupos 5, 6 y 9 consideran que no son puentes de fractura crítica.

7.4. Frecuencia

Realizar inspecciones de miembros críticos para fracturas a intervalos que no excedan los 24 meses.

7.5. Componentes de las Inspecciones

Las inspecciones de FCM miran específicamente los detalles que son susceptibles a la fatiga y/o fractura. Los componentes principales de estas inspecciones son:

- Plan de inspección.
- Resultados de la inspección en campo, incluyendo pruebas realizadas.
- Análisis y cómputo de viga de fatiga restante del puente.

El ingeniero de inspección tiene que determinar cuáles de estos componentes son aplicados para cada puente, para monitorear apropiadamente los elementos susceptibles a la fatiga y fractura en el puente, así como reconocer, de las observaciones de campo, cuándo las condiciones han cambiado y tomar las acciones apropiadas.

7.5.1. Plan de inspección de FCM

El plan de inspección FCM es el primer paso para ejecutar una investigación completa de las amenazas de fatiga y/o fractura en el puente. Esto provee un “mapa” de los FCM y sus detalles en la estructura para identificar todos los elementos susceptibles de fatiga o fractura crítica para los inspectores. Esto asegura que la condición de todos los componentes críticos sea inspeccionada adecuadamente y los resultados de campo sean presentados en una forma organizada para habilitar al ingeniero de inspección determinar la seguridad del puente de una manera oportuna.

El plan de inspección de fatiga y fractura provee un método para establecer y monitorear la historia del comportamiento de los elementos susceptibles de fatiga o fractura en una estructura de fractura crítica. Un plan de inspección de fatiga y fractura tiene que incluir lo siguiente:

- A. Bosquejos de la superestructura con la localización de todos los elementos susceptibles de fatiga y fractura.
 - Usar diagramas de malla con las locaciones detalladas representadas por números o letras y una leyenda explicando el esquema de números y letras.
 - Usar una vista de elevación para las armaduras.
 - Clasificar elementos susceptibles de fatiga y fractura en tipos (por ejemplo, extremos de platabandas parciales).

- B. Una tabla de los elementos susceptibles de fatiga y fractura indicando:
 - Tipos de elementos.
 - Ubicación de cada ocurrencia del detalle.
 - Categoría de fatiga del detalle.
 - Identificar los elementos intervenidos, instalados previamente.
 - La tabla puede ser organizada por tramo o tipo de elemento.

7.5.2. Resultados de la inspección de campo

La condición de cada miembro de fractura crítica inspeccionado debe ser anotada en la documentación de campo. Anotar cualquier fisura es esencial, un hallazgo documentado de “no fisuramiento” en un elemento de fractura crítica, también ayuda al ingeniero a rastrear la condición global del puente. Fotos y bosquejos, apropiadamente referidos a notas archivadas, son también parte de una buena inspección de fatiga y fractura.

Los resultados de una inspección de campo deben ser cuidadosamente documentados y recopilados de acuerdo con el plan de inspección de fatiga y fractura, ayudando a rastrear nuevamente la condición de varios elementos.

7.5.3. Análisis y cómputo de viga de fatiga restante del puente

El conocimiento del nivel de esfuerzo al que un FCM está sujeto es una pauta importante para establecer la criticidad del elemento y su vida útil en términos de fatiga.

7.6. **Recomendaciones**

Una inspección de FCM requiere una inspección manual de todo el miembro crítico de fractura o componente de miembro crítico que se muestra en el archivo de inspección, que puede incluir pruebas no destructivas o evaluación no destructiva.

Asegurarse de que esté presente el líder del equipo de inspección durante toda la inspección del FCM.

Revisar el archivo de inspección antes de la inspección. Registrar la inspección de FCM como tal en el inventario del puente, con los elementos actualizados.

Parte III Inspección del Puente

Los defectos encontrados en toda la estructura requieren una investigación exhaustiva para determinar y evaluar su causa. La causa de la mayoría de los defectos será evidente; sin embargo, puede llevar un tiempo y un esfuerzo considerables determinar la causa de algunos defectos y evaluar completamente su gravedad.

Un aspecto muy importante de la inspección tiene que ver con la cooperación, ya que el inspector de puentes se enfrenta constantemente a la evaluación de daños y deterioro relacionados con problemas de ingeniería estructural, geotécnica, hidráulica y de carreteras. Utilizar los recursos técnicos y la asistencia según sea necesario, y colabore con colegas y otros profesionales de la ingeniería

cuando se enfrente a una pregunta o desafío de inspección difícil.

Las inspecciones en campo incluyen, y tal vez incluso comienzan con una visualización de la alineación general del puente, notando cualquier signo de asentamiento. Un avistamiento realizado a lo largo de los rieles del puente o los parapetos puede revelar rápidamente signos de asentamiento o desalineación del puente que pueden representar un problema de seguridad grave.

Si es posible, observar los puentes durante el paso de cargas pesadas para determinar si hay ruido, vibración o deflexión excesivos. Si se detecta, se debe realizar una investigación adicional para determinar la causa. Es posible que se requiera una medición cuidadosa del alineamiento, el grado y la longitud para esta evaluación. Entonces se puede evaluar la gravedad de la afección y tomar las medidas correctivas necesarias.

Identificar los posibles peligros de incendio en el puente, incluida la acumulación de escombros, maleza y basura. Informar el almacenamiento de material combustible debajo o cerca de un puente, en casas de control en puentes móviles o en cobertizos de almacenamiento en las cercanías del puente.

Tener cuidado al inspeccionar los puentes que están siendo utilizados como refugio por transeúntes. Utilizar un criterio o consideración especial más profunda de lo que se presenta aquí según sea necesario, en caso de encontrar puentes o porciones inusuales o únicas. Documentar y definir estas consideraciones en el plan de inspección del puente.

1. Tableros

Este guía incluye recomendaciones que cubren la inspección de tableros construidos con concreto reforzado, concreto pretensado y acero.

Muchos tableros se diseñaron para actuar de manera compuesta bajo carga viva con los miembros de la superestructura de soporte.

Verificar que los tableros compuestos estén actuando según lo previsto por el diseñador. El movimiento entre la parte inferior del tablero y el ala superior de los miembros de soporte o la pérdida de curvatura puede ser indicativo de una reducción en la acción compuesta.

1.1. Tableros de Concreto Reforzado

Revisar las cubiertas de concreto en busca de grietas, lixiviación, descamación, perforaciones, desconchado y otras evidencias de deterioro. Evaluar cada deficiencia para determinar su incidencia en la estructura, así como la necesidad de restaurar cualquier pérdida de integridad estructural y mantener una superficie de conducción suave. La evidencia de deterioro en el acero de refuerzo debe examinarse de cerca para determinar su extensión. Es probable que se vean afectados los tableros que se encuentran en un ambiente de aire salado.

El grado de desconchado y delaminación se puede determinar golpeando ligeramente con un martillo o arrastrando una cadena por la plataforma cerca de la afectación. Un sonido hueco indica una separación o un plano de fractura en el concreto debajo de la superficie. Mapear y registrar las áreas huecas con sonido (ASTM D4580).

Siempre examinar la parte inferior de la losa de tablero en busca de indicios de deterioro o desgaste. Informe y documentar cualquier concreto suelto que sea un peligro para la seguridad que podría caer y dañar a una persona debajo del puente. Desarrollar procedimientos para remover escombros que van cayendo de manera oportuna.

Registrar cualquier evidencia de agua pasando a través de grietas en la losa. Cuando se han utilizado encofrados permanentes en el lugar en la construcción de la plataforma, el inspector puede recomendar que se retiren algunos paneles en ubicaciones aleatorias para verificar el estado de la losa. El inspector debe prestar especial atención en desniveles del tablero, ya que la humedad y los cloruros generalmente se concentran en estos lugares.

Las superficies de rodadura asfálticas o de otro tipo en un tablero pueden ocultar el deterioro en el tablero hasta que este se encuentra muy avanzado. Examinar la superficie con mucho cuidado en busca de evidencia de deterioro en el tablero o la carpeta de rodadura. Dichos defectos pueden manifestarse como grietas o roturas de la superficie. En áreas donde se sospecha deterioro de la plataforma, el inspector puede recomendar la remoción de pequeñas secciones de la carpeta de rodadura para una investigación más exhaustiva. Además de esta evaluación destructiva, hay tecnologías alternativas disponibles para la evaluación de los tableros, incluido el radar de penetración terrestre y el escaneo infrarrojo. Muchos inspectores de puentes informan de un éxito positivo en el uso de estos métodos para detectar daños o deterioro en tales cubiertas de tableros.

Examinar los tableros de concreto en busca de surcos y desgaste que puedan resultar en una menor resistencia al deslizamiento. El concreto que contiene determinadas variedades de áridos de piedra caliza es especialmente susceptible al desgaste y a la acción pulidora de los neumáticos. Solicite y Realizar pruebas de resistencia al deslizamiento según sea necesario para determinar la necesidad de una acción correctiva para restaurar la resistencia al deslizamiento de la superficie.

1.2. Tableros de concreto pretensado

Este artículo cubre las losas de tableros de concreto pretensado prefabricado, con o sin acción compuesta. Las unidades de losas pueden o no estar cubiertas con una carpeta de rodadura. No se incluyen en estas recomendaciones los paneles prefabricados que se utilizan como encofrados permanentes para los tableros de concreto fundido en sitio.

Al igual que con el concreto reforzado convencional, verificar las superficies de los paneles del tablero de concreto pretensado para ver si hay grietas, lixiviación, incrustaciones, perforaciones, desconchado y otras evidencias de deterioro. Hacer anotaciones de la ubicación y el

alcance de los daños para compararlos con informes anteriores, así como como base de comparación con inspecciones futuras.

Examinar los extremos de las unidades de losas en busca de evidencia de deterioro o falla en la zona de anclaje, y también las juntas entre las unidades de losas adyacentes en busca de astillamiento e intrusión de material extraño.

En lugares donde las unidades de losas están cubiertas por una carpeta de rodadura de concreto asfáltico u otro material, los defectos tenderán a estar ocultos a la vista. Esto requiere una inspección muy minuciosa para detectar grietas, levantamientos o pérdida de adherencia de la carpeta de rodadura, así como una inspección minuciosa de la parte inferior de las losas.

Observar la evidencia de agrietamiento, desconchado, filtración de agua a través de grietas o separación en las juntas entre las losas durante la inspección de la parte inferior de la losa. Examinar las áreas donde las unidades de losas se apoyan en las vigas en busca de grietas y desconchados del concreto en las losas del tablero o en los bordes de las vigas de concreto.

Examinar los apoyos de neopreno entre las losas y las vigas para ver si están rasgados, abultados o aflojados.

Verificar que las tuercas o las cabezas de los pernos de los pernos de anclaje de la losa estén apretados.

Verificar las unidades de losas bajo el paso de cargas pesadas para ver que las llaves u otros dispositivos de conexión entre las unidades de losas adyacentes estén funcionando correctamente. Las losas que se postensan transversalmente para actuar como una unidad podrían conllevar juntas a una reducción de la capacidad del tablero; en ese caso asegurar el trabajo independiente.

1.3. Tableros de acero

El inspector debe evaluar la sección del tablero de acero y diferenciar los miembros estructurales de

los miembros que actúan únicamente como carpeta de rodadura.

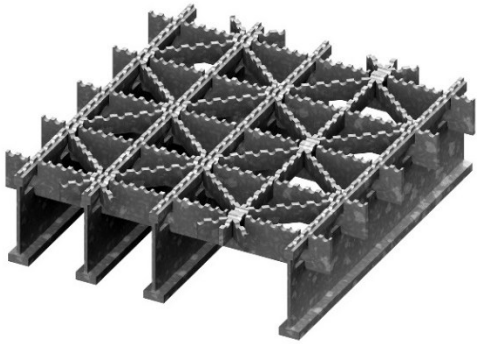


Figura 12. Tablero Tipo Rejilla Abierta. [8]

Revisar cuidadosamente los tableros de rejilla abiertas para ver si hay soldaduras de amarre rotas. Documentar cualquier agrietamiento por fatiga de las barras primarias, secundarias y terciarias encontradas. Comprobar si hay desgaste en las superficies superiores de la barra en las líneas de las ruedas, lo que reduce la resistencia al deslizamiento.

Las cubiertas de rejilla cerradas se llenan total o parcial con concreto. Revisar las cubiertas de rejilla cerrada para ver si tienen los mismos defectos que las cubiertas de rejilla abierta. Además, estas cubiertas son susceptibles al deterioro corrosivo de los elementos de la rejilla incrustados en el concreto. La delaminación corrosiva y la expansión resultante de las barras de acero pueden fracturar las soldaduras de amarre o distorsionar la estructura de soporte. Examinar el relleno de concreto que sirve de carpeta de rodadura para ver si hay desconchado o descamación, que pueda exponer la rejilla. Donde la rejilla sea visible, verificar si hay evidencia de acumulación de agua que pueda causar amenaza al tráfico y promover un mayor deterioro del concreto, corrosión de la rejilla o ambos. Revisar la parte inferior de la rejilla llena en busca de evidencia de filtraciones de agua y corrosión de los elementos de la rejilla.

Los tableros de metal corrugado consisten en un elemento estructural de lámina corrugada con concreto de cemento Portland, concreto asfáltico o relleno de grava, que forma la carpeta de rodadura. Revisar este tipo de tablero para ver si hay evidencia de óxido a través de las corrugaciones del

fondo, debido al agua atrapada. Este tipo de tablero generalmente se une a los largueros con soldaduras de tapón, que no son visibles directamente. El movimiento vertical de la plataforma bajo el paso de una carga viva puede indicar una falla en la soldadura del tapón. Examinar el material de relleno de la carpeta de rodadura en busca de grietas o surcos. Las grietas abiertas en la carpeta de rodadura permitirán que el óxido avance a través hacia los componentes del tablero a un ritmo acelerado.

Los tableros de placas de acero ortotrópicas consisten en una placa de acero plana con una serie de elementos rigidizadores. Una carpeta de rodadura está adherida a la parte superior de la placa de acero. En algunas estructuras, la placa de acero es en sí misma el patín del elemento de una sección de viga cajón. Comprobar si la capa superior se ha desprendido, si hay óxido o grietas en la placa de acero, y si se han desarrollado grietas por fatiga en los elementos del alma o las soldaduras de conexión. Verificar la conexión entre el tablero de placa ortotrópica y los elementos de soporte donde sea visible, y observar cualquier evidencia de movimiento debido a la carga viva.

2. Juntas de Expansión

Las juntas de expansión son componentes importantes de un puente. Acomodan la expansión térmica del tablero y la superestructura y también impiden las filtraciones de agua a través de las aberturas de las juntas. Tienen una vida útil limitada y, por lo tanto, a menudo presentan un deterioro significativo, lo que facilita la filtración de agua a través de las aberturas de las juntas, lo que, a su vez, puede causar daños importantes a los componentes subyacentes del puente. La cantidad de daño que se encuentra en los puentes causado por la filtración de agua a través de juntas de expansión defectuosas es significativa.

Verificar que las juntas de expansión estén libres de residuos. La apertura libre de la junta debe permitir la expansión adecuada de los elementos de la superestructura adyacentes, considerando las longitudes de los tramos y la temperatura en el

momento de la inspección. El inspector debe medir las aberturas de las juntas de expansión y la temperatura ambiente en lugares fácilmente identificables para poder establecer un registro del movimiento de las juntas a lo largo del tiempo. Inspeccionar en busca de objetos sólidos (no comprimibles) que puedan atascarse en la junta y evitar su contracción.

En las juntas sin protección, inspeccionar la alineación adecuada de las juntas, la presencia y el estado de cualquier material sellador de juntas, y la presencia de desconchados o grietas en "D" en los bordes de la losa, lo que impediría el sellado adecuado de la junta.

Inspeccionar las juntas protegidas sin material sellantes, tanto por encima como por debajo del tablero, evaluando el estado de los apoyos. Registrar cualquier desalineación horizontal o vertical de los elementos de la junta y revíselos nuevamente en inspecciones futuras. Donde se proporcionen canales de drenaje, verificar que no haya acumulación de escombros que impida el drenaje adecuado y provoque un derrame sobre la superestructura y los componentes de la subestructura o impida el movimiento de las juntas. También evaluar el estado y la eficacia de los mismos canales.

Las juntas protegidas y selladas deben revisarse para ver si están deteriorados, incluidos desgarros, separaciones, combaduras, protuberancias o incrustaciones de materiales extraños. La degradación por la luz ultravioleta del material del sello se evidencia por el endurecimiento y fragilidad de la superficie y por la aparición de un patrón de fisuras. Revisar la parte inferior de todas las juntas selladas del tablero en busca de evidencia de filtraciones activas en las juntas, que se muestran por manchas de agua en los elementos estructurales subyacentes. Marcar claramente las áreas de manchas de agua en los dibujos o en las notas de campo para que se puedan realizar reparaciones de juntas o reemplazo de sellos.

Las juntas elastoméricas reforzadas se componen de varias combinaciones de soportes de acero y

material sellador. Inspeccionar si faltan las cabezas de pernos de anclaje, separación de elementos de unión y evidencia audible o visual de paneles de unión sueltos bajo el tráfico. Repare los paneles de unión sueltos porque la falla del perno es progresiva y puede provocar que uno de los paneles de unión se suelte bajo el tráfico.

Las juntas de tapón elastoméricas utilizan un "tapón" de concreto elastomérico como sello, que es lo suficientemente flexible para adaptarse a los movimientos térmicos menores de la plataforma. Si bien es simple en su concepto, el tapón elastomérico debe evaluarse en busca de desprendimiento del tablero adyacente con elementos de la vía de acceso, así como desgarro, delaminación o degradación del material del tapón.

Las juntas modulares se componen de sistemas de soporte únicos o múltiples que trabajan juntos para adaptarse a grandes movimientos de puentes. Inspeccionar si hay daños en la superficie de los sellos y las vigas de separación. Examinar la parte inferior en busca de evidencia de filtraciones y también de ruidos inusuales, que pueden indicar soldaduras o pernos rotos.

3. Barandas, aceras y bordillos

Evaluar las barandas y los parapetos de los puentes para determinar la condición estructural y la idoneidad de la geometría y la capacidad estructural. Familiarizarse con los requisitos de las barandas. Determinar y documentar si los elementos estructurales, especialmente los FCM, están separados del tráfico por un sistema adecuado de barandas vehiculares para evitar que el impacto del vehículo cause daños estructurales importantes y para proteger los usuarios del vehículo.

Inspeccionar los parapetos de concreto reforzado y las barreras de las aceras en busca de evidencia de daños por impacto o rotación. Registrar las áreas de daño o movimiento por colisión. En elementos de parapeto prefabricados, Verificar si hay evidencia de falla de anclaje. Comprobar si hay separaciones de la base del elemento prefabricado de la

plataforma, o evidencia de filtraciones de agua activa entre el parapeto y la plataforma.

Inspeccionar los sistemas de montantes y vigas de barandas para detectar daños por colisión y deterioro de los diversos elementos, junto con las bases de los montantes para detectar cualquier pérdida de anclaje. El lado expuesto de la baranda vehicular debe ser suave y continuo en su geometría.

Inspeccionar las áreas de las aceras en busca de defectos estructurales y elementos de seguridad para peatones, como peligros de tropiezo, acumulación de agua. La superficie para caminar no debe estar resbaladiza en clima húmedo. Examinar el tipo, el estado y la alineación de los bordillos. Comprobar también los bordillos para asegurarse de que estén debidamente anclados.

4. Drenaje

Los sistemas de drenaje que funcionen correctamente son muy importantes para la salud del puente. Examinar el sistema de drenaje del puente para determinar su idoneidad y funcionalidad, así como su estado.

Comprobar que las rejillas sobre los desagües estén intactas. Informe de inmediato las rejillas rotas o faltantes que sean un peligro para el tráfico. Informe y documentar las bajantes obstruidas.

Identificar y corregir drenajes a través de juntas abiertas, grietas o desconchados en los bordillos o parapetos u otras rutas no deseadas.

Comprobar que el drenaje del puente se desplaza a través de los canales y termina adecuadamente en el sistema de alcantarillado pertinente. Registrar cualquier área de erosión o socavación causada por desagües de bajantes. El agua encharcada en la plataforma del puente debido a bajantes obstruidos puede acelerar el deterioro por una posible congelación-descongelación del tablero y representa un peligro para el tráfico por los fenómenos de hidropneumático. Establezca un

procedimiento para informar y limpiar los sistemas de drenaje de puentes obstruidos.

5. Iluminación

Inspeccionar los estándares de iluminación y los apoyos para determinar si hay un anclaje adecuado y daños por fatiga. Informe cualquier luminaria faltante o rota, cableado expuesto o cubiertas de caja de conexiones faltantes.

Asegurarse que los postes de alumbrado público no estén en contacto indeseado con otros elementos de la superestructura como cables, cerchas, barandas; entre otros, ya que puede generar corrosión galvánica y abrasión entre las superficies en contacto.

6. Superestructura

En este apartado se incluyen recomendaciones que abarcan la inspección de los componentes de la superestructura compuestos de acero estructural incluidos apoyos, dispositivos de conexión y revestimientos protectores.

Revisar las vigas sobre una vía o camino para ver si hay daños resultantes de ser golpeados por cargas altas que pasan debajo del puente. Si es posible, Observar cualquier vibración o deflexión excesiva a medida que los camiones se mueven a través de la superestructura.

6.1. Vigas, Viguetas y Cajones de Acero

Evaluar vigas, viguetas y cajones de acero para determinar si son FCM o si contienen detalles propensos a la fatiga. Documentar en el registro del puente una lista completa de todos los FCM y el tipo y ubicación de varios detalles propensos a la fatiga que se encuentran en la estructura.

Inspeccionar los miembros de acero estructural por pérdida de sección debido a la corrosión. Cuando hay una acumulación de incrustaciones de óxido, por lo general una observación visual no es suficiente para evaluar la pérdida de sección. Limpiar a mano a través de raspado el óxido hasta

el metal base para medir la sección restante, usando calibradores, medidores de espesor ultrasónicos u otro método apropiado. Tomar suficientes medidas para permitir la evaluación del efecto de las pérdidas en la capacidad de los miembros.

Verificar que los miembros no estén doblados fuera del plano en las almas o placas de conexión y que los patines a compresión no tengan pandeos locales.

Revisar la zona de tensión de los miembros para ver si hay grietas cerca de las soldaduras y en otros detalles propensos a la fatiga.

Ingresar e inspeccionar los miembros de los perfiles en cajón desde el interior donde sea accesible. Revisar que los miembros estén cerrados frente a filtraciones de agua. Los puntos de acceso a los elementos del cajón deben estar cerrados o con mosquiteros para evitar la entrada de aves, roedores y otros animales. Verificar la acumulación de escombros, desechos de aves/animales y otros materiales nocivos.

Comprobar si hay grietas por fatiga, que normalmente comienzan cerca de las terminaciones de soldadura de los refuerzos y placas de refuerzo (platabandas) debido a tensiones secundarias o flexión fuera del plano. Documentar cuidadosamente cualquier evidencia de agrietamiento para su evaluación y seguimiento adecuado, según sea necesario. La documentación sobre las grietas debe incluir su ubicación, longitud y ancho, así como cualquier cambio en el tamaño de la grieta desde la inspección anterior, según corresponda. La documentación escrita debe complementarse con fotografías y/o bocetos para proporcionar detalles adicionales.

En los FCM, realizar inspecciones periódicas con un nivel de detalle suficiente para detectar grietas muy pequeñas. Se pueden utilizar equipos de prueba no destructivos, que incluyen pruebas ultrasónicas, pruebas de partículas magnéticas, pruebas de corrientes parásitas (corrientes de Eddy) y pruebas de tintas penetrantes como parte integral de su proceso de inspección del FCM.

Al evaluar la sospecha de daño por fatiga, retirar los recubrimientos en las áreas afectadas para determinar si el daño está en el recubrimiento o en el metal subyacente. Determinar la composición del recubrimiento antes del inicio de dicho trabajo. Solo el personal capacitado que utilizar métodos y equipos adecuados debe eliminar los recubrimientos que contienen metales pesados.

Inspeccionar las estructuras de acero resistente a la intemperie sin recubrimiento en busca de:

- Detalles o condiciones que promuevan la humectación continua del acero sin recubrimiento.
- Geometría del puente que da como resultado que la niebla salina (marina o generada por el tráfico) llegue al acero sin recubrimiento.
- Picaduras de la superficie del acero que indican una degradación inaceptable del acero.

6.2. Cerchas

El examen de una cercha normalmente comenzará con la observación a lo largo del riel o bordillo de la calzada y a lo largo de los miembros del cordón de la armadura para determinar cualquier desalineación, ya sea vertical u horizontal. Verificar la alineación de las cerchas con cuidado para detectar cualquier pandeo que pueda indicar una falla parcial en las juntas o ajustes incorrectos de las verticales o montantes de acero. Investigar completamente cualquier desviación de la alineación normal para determinar su causa. Comprobar cada uno de los miembros de la armadura y sus conexiones.

Examinar los miembros a compresión de acero para ver si están rectos sin torceduras ni pandeos. Además, verificar los miembros a compresión para ver que sus conexiones estén intactas. La excentricidad en los detalles de conexión tiene una gran influencia en la resistencia del miembro y, por lo tanto, justifica un control minucioso.

Identificar los elementos de tensión de acero en las cerchas en cuanto a si son o no FCM e inspeccionarlos detalladamente.

Cuando un miembro de tensión consta de más de un componente, se debe verificar cada componente para ver si se está cargando correctamente. Revisar los miembros para ver que estén en el ajuste adecuado y que no estén apretados descuidadamente, lo que genera tensiones anormales en el propio elemento y otros miembros. Revisar cuidadosamente los miembros a tensión que se encuentran en las armaduras viejas en busca de grietas anormales y examinar los elementos de las barras de ojo para ver si tienen grietas.

Inspeccionar de cerca las conexiones de las placas de refuerzo. Confirmar que las dimensiones de la placa de refuerzo y los detalles de la conexión coincidan con los que se muestran en los planos de registro del puente y los dibujos del taller. Registrar cualquier diferencia encontrada y todas las dimensiones de la placa de refuerzo y la información de conexión si los planos de registro o los dibujos de taller no están disponibles. Las inspecciones de campo de las placas de refuerzo deben centrarse en la corrosión, la distorsión y las conexiones. Las pérdidas de sección pueden ocurrir a lo largo de las áreas de la placa de refuerzo que atrapan los escombros o retienen el agua, generalmente a lo largo de la parte superior del cordón inferior. La distorsión en la placa de refuerzo puede deberse a la construcción original o puede ser causada por un esfuerzo excesivo de la placa debido a sobrecargas, grosores/refuerzos inadecuados, fuerzas asociadas con la oxidación empaquetada entre placas o impacto de tráfico.

Es posible que las inspecciones visuales no detecten o cuantifiquen con precisión la corrosión en las placas de refuerzo. Se recomienda el uso de calibre y calibre de espesor ultrasónicos para determinar cualquier espesor reducido debido a la pérdida de sección. La distorsión fuera del plano se puede determinar mediante el uso de una regla. Comprobar si hay remaches o pernos sueltos o rotos. Inspeccionar si hay superficies deslizadas alrededor de los pernos y remaches y si hay grietas en la placa de refuerzo en los orificios de los pernos y remaches.

Evaluar la cercha y los elementos de arriostramiento en busca de daños causados por el tráfico. El arriostramiento de las torres suele ser el espacio libre superior más restrictivo y, por lo tanto, es más susceptible a daños por vehículos de gran altura.

Revisar todos los miembros superiores e inferiores de los arriostramientos laterales para ver si están dañados y observar si están ajustados correctamente y si funcionan satisfactoriamente. En puentes viejos, se debe hacer una evaluación de los arriostramientos laterales y oscilantes para determinar su idoneidad. Esta evaluación normalmente será a juicio del Ingeniero basado en la observación de la vibración transversal o el movimiento de la estructura bajo el tráfico.

Verificar las condiciones de los pines en las conexiones y revisar que las tuercas y llaves estén en su lugar. Además, verificar que los espaciadores de las clavijas estén sosteniendo las barras de ojo y que estén en su posición correcta. Puede justificarse un examen no destructivo de los pasadores mediante inspección ultrasónica para determinar si hay muescas (desgaste) o grietas en el pasador.

Comprobar si hay evidencia de aplastamiento en los extremos de los cordones a compresión y los miembros diagonales.

Revisar los remaches y los pernos para verificar que ninguno esté flojo, desgastado o cortado. Verificar que todos los puntos de empalme estén firmes en las conexiones. Todos los pernos deben revisarse para asegurarse de que estén apretados y en buenas condiciones.

Informe cualquier peligro de incendio que exista y necesite corrección para salvaguardar la estructura.

6.3. Cables

Inspeccionar los cables en busca de roturas, deshilachados y picaduras en la superficie y las terminaciones de los cables para detectar fatiga por fricción debido a la flexión.

Inspeccionar las monturas, los conjuntos de anclaje y las conexiones en busca de grietas y evidencia de corrosión interna. Donde haya un deterioro severo de la superficie o si hay rotura de cable, se requiere una inspección más detallada del cable, como la extensión con cuñas o técnicas de prueba no destructivas, para determinar el alcance de la pérdida.

Se deben observar los tramos largos de cable para detectar vibraciones excesivas debido al paso de camiones o al viento. Prestar especial atención al cable en las proximidades de los galapágos y en los puntos bajos.

Examinar de cerca los pendolones para ver si hay alambres agrietados en el accesorio de ensamble.

Introdúzcase a los muertos anclajes de los cables y examine las terminaciones de los cables en busca de pérdida de sección y presencia de humedad.

Revisar e identificar cualquier tipo de contacto con el cable, debido a factores externos como vegetación, postes de alumbrado público entre otros, que puede conducir a acelerar los procesos de corrosión y una pérdida de sección por desgaste.

6.4. Diafragmas y marcos transversales

Verificar el estado de los diafragmas y marcos transversales en puentes de acero de múltiples vigas, particularmente en los puntos de unión a los elementos estructurales principales.

Los accesorios soldados y las placas de refuerzo en las zonas de tracción de las vigas son sensibles a la fatiga y pueden inducir una flexión fuera del plano en las almas de las vigas. Verificar si hay grietas o distorsiones en los diafragmas/marcos transversales y el alma de la viga.

Revisar los puntos de conexión remachados o atornillados para ver si hay evidencia de apalancamiento y solidez de los sujetadores.

Evaluar la pérdida de sección en los miembros debido a la corrosión.

6.5. Arriostramientos laterales, torres y marcos de balanceo

Revisar los arriostramientos laterales y las placas de conexión del marco de balanceo para ver si hay grietas por fatiga debido al viento o las vibraciones inducidas por cargas vivas.

Eliminar la acumulación de escombros en los refuerzos para examinar la pérdida de sección.

Tener en cuenta cualquier arriostramiento lateral o bastidor oscilante que vibre excesivamente debido al paso del viento o de cargas vivas.

Examinar los miembros de la torre en celosía en busca de daños por colisión o desalineación. Medir el espacio libre vertical hasta las rodilleras u otras conexiones de la torre y registrar el espacio libre mínimo real.

Verificar la verticalidad de la torre e intente medir identificar deflexiones excesivas que pueden significar momentos excesivos.

6.6. Remaches, pernos y conexiones soldadas

Las conexiones entre los miembros estructurales se sueldan o se sujetan mecánicamente mediante remaches o pernos. Las conexiones atornilladas están diseñadas para actuar por aplastamiento (carga transferida a través de los pernos) o por fricción donde los pernos sujetan las piezas unidas, confiando en la fricción para transferir la carga. El inspector debe estar familiarizado con los tipos de conexiones presentes en cada puente. Los detalles de estas conexiones son normalmente parte del registro del puente.

Verificar las conexiones tipo fricción, las conexiones atornilladas de alta resistencia para verificar que todos sus pernos estén completamente apretados. Según sea necesario, cuando se utilicen arandelas con indicador de tensión directa (DTI), Verificar que la tensión sea la correcta utilizando medidores de espesor adecuados. Buscar signos de roce o pintura rota o corrosión alrededor de los

pernos. Por ejemplo, la presencia de polvo de imprimación y manchas de corrosión por rozamiento cerca de la conexión es una indicación de abrasión causada por el deslizamiento de la junta. Hacer sonar las cabezas de los pernos sospechosos con un martillo para escuchar sonidos extraños y observar cualquier movimiento de los pernos cuando se golpean. Esto es especialmente cierto en las conexiones de larguero/viga de piso; los remaches con óxido bajo la cabeza del remache generalmente significan que el vástago está roto y la cabeza se romperá cuando se golpee con un martillo.

Documentar el número y la ubicación de los pernos sueltos. Revisar las uniones remachadas y atornilladas de alta resistencia a corte para ver si están en buenas condiciones y si hay elementos sueltos y registrar pérdidas graves de cabezas de los remaches.

Con un martillo verificar remaches y pernos defectuosos que actúan en tensión verificando la presencia de alguna distensión o movimiento. Informar sobre remaches o pernos faltantes o defectuosos en dicha conexión y realizar las reparaciones posteriores para evitar la posibilidad de una falla progresiva de la conexión.

Verificar que las conexiones soldadas no presenten fisuras por fatiga, que ocurren con mayor frecuencia en las terminaciones y retornos de las soldaduras. Examinar la soldadura en busca de grietas finas, que con frecuencia presentan manchas de óxido. Cuando estas áreas se detectan visualmente, se pueden realizar pruebas microscópicas o no destructivas para confirmar y definir las grietas presentes. Los FCM deben recibir atención inmediata cuando se detectan grietas en la soldadura.

6.7. Pasadores de Suspensión

Los ensambles de pasador de suspensión se utilizan con frecuencia para permitir el movimiento térmico de los tramos adyacentes. Este movimiento se realiza mediante la traslación longitudinal del

pasador superior más allá del pasador inferior, lo que provoca la rotación del colgador.

Cuando está presente en cerchas o sistemas de dos vigas, un pasador de suspensión es un FCM. En los sistemas de vigas múltiples, es posible que este no sea un FCM si hay suficiente entramado transversal para redistribuir la carga a los miembros adyacentes sin causar una falla progresiva. Los responsables de los puentes deben determinar qué puentes tienen pasadores de suspensión que son FCM.



Figura 13. Ensamble de Pasador de Suspensión.[3]

Los pasadores de suspensión generalmente se encuentran junto a una junta abierta y, por lo tanto, son vulnerables a la corrosión. Esta corrosión puede provocar la unión de los componentes, lo que coloca esfuerzos de torsión imprevistas en los pasadores y esfuerzos de flexión en los colgadores. El agrietamiento por fatiga también puede desarrollarse a lo largo de toda la longitud del conjunto de suspensión. Evaluar todo el conjunto de pasador y soporte para detectar evidencia de corrosión inducida por el contacto e inspeccionar los soportes para detectar evidencia de desalineación o arqueamiento, así como grietas por fatiga.

Algunos pasadores de suspensión se construyen con una distancia limitada entre el extremo del pasador y la placa de suspensión. La acumulación de corrosión entre los elementos puede desarrollar

suficiente fuerza para mover la placa de suspensión lateralmente a un punto donde el área del apoyo es insuficiente, provocando que el pasador se rompa o el elemento de suspensión se caiga del pasador. Es posible que las tapas de las placas no sean lo suficientemente fuertes para restringir este movimiento. Revisar las tuercas de retención o las placas de la tapa para asegurarse de que estén adecuadamente aseguradas. Revisar cuidadosamente todas las soldaduras en los pasadores de suspensión y evaluar el ensamble para detectar la acumulación de óxido entre los elementos y evidenciar el movimiento lateral hacia afuera del pasador.

Los mecanismos de falla del pasador de suspensión incluyen fractura de la suspensión, fractura o corte en la clavija, o el movimiento mencionado anteriormente de la placa de suspensión. Los pines se ocultan con frecuencia a la vista directa. Verificar si hay evidencia de fractura, así como el desplazamiento de elementos conectados o desgaste. Cuando el extremo del pasador esté expuesto, como en el caso de tuercas roscadas, se pueden utilizar pruebas ultrasónicas para verificar si hay grietas en los pasadores paralelos a la cara probada de los pasadores. En los pasadores que están cubiertos por tapas, se debe establecer un programa para retirar rutinariamente las tapas y probar los pasadores por ultrasonidos, de acuerdo con el programa de prueba establecido para los pasadores.

Los pasadores de suspensión en las conexiones fijas generalmente se proporcionan con una restricción o una placa de empuje para evitar el movimiento longitudinal. Comprobar que esta restricción no está sujeta a flexión o distorsión. El personal debidamente capacitado debe realizar pruebas ultrasónicas de los pines.

6.8. Apoyos

Examinar los dispositivos de apoyo para determinar que funcionan correctamente. Los pequeños cambios en otras partes de la estructura, como el asentamiento de pilares o estribos, pueden reflejarse en los apoyos.

Revisar los apoyos en busca de pérdida de soporte, desalineación o desgarramiento del material del apoyo, ya que el acortamiento de la estructura puede ocurrir con el tiempo.

Los apoyos están sujetos a atascamientos y daños por deslizamiento en puentes con una inclinación relativamente alta, examinar cuidadosamente para detectar tales defectos.

Revisar la expansión de los apoyos para ver que se puedan mover libremente y que estén libres de todo material extraño. Los rodillos y balancines deben estar apoyados uniformemente en toda su longitud y deben estar en la posición adecuada en relación con la temperatura en el momento de la inspección. Revisar los apoyos de tipo lubricado para asegurarse de que estén lubricados correctamente

Inspeccionar los pernos de anclaje en busca de corrosión, daños y verificar que las tuercas estén aseguradas. Verificar que las tuercas de los pernos de anclaje estén colocadas correctamente en los apoyos de expansión para permitir el movimiento normal. Se deben identificar e informar las tuercas de anclaje que faltan, los pernos de anclaje cortados o ambos.

Tener en cuenta la condición física de las almohadillas de los apoyos elastoméricos y cualquier aplanamiento, abombamiento o separación anormal que pueda indicar una sobrecarga o una carga irregular excesiva. Las almohadillas también deben estar en la posición adecuada en relación con la viga y el asiento del pilar.

Es posible que los puentes de vigas curvas y esviados no tengan apoyos que permitan una rotación múltiple y un movimiento adecuado. En tales casos, debe esperarse un desgaste desigual de los componentes del rodamiento. Comprobar la subestructura en las proximidades de dichos apoyos para detectar posibles daños.

Examinar los apoyos de olla, disco y esféricos y observar cualquier caso de elastómero extruido o deformado, poliéter uretano o PTFE

(politetrafluoretileno); sellos o anillos dañados; o acero agrietado.

Examinar las uniones de las almohadillas y los pedestales en busca de grietas, desconchados o deterioro.

Examinar cuidadosamente los apoyos, las llaves y los mecanismos de contención de terremotos después de sucesos inusuales, como daños por tráfico intenso, terremotos e impacto de escombros durante los períodos de crecientes.

Examinar el concreto de viga cabezal y los asientos de los estribos adyacentes a los apoyos en busca de grietas y desconchados. Evaluar los apoyos, si es posible, mientras estén pasando cargas pesadas en movimiento para detectar traqueteos. Se debe identificar y anotar la causa probable de dicho movimiento.

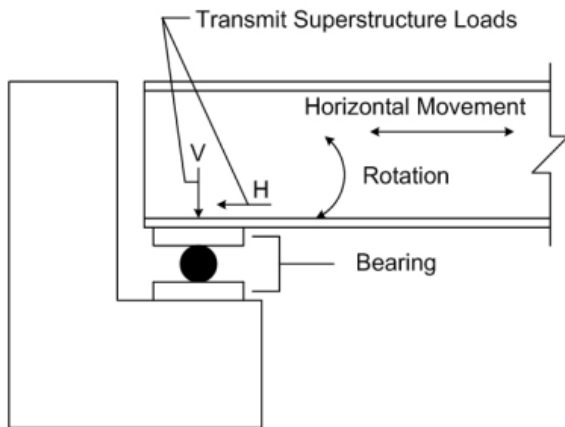


Figura 14. Apoyo Tipo Rodillo.[6]

6.9. Pintura

Proporcionar en el archivo del puente un registro de los sistemas de pintura presentes, las fechas de aplicación y la naturaleza de la preparación de la superficie utilizada antes de la última aplicación.

Tener disponible una copia de la especificación de la pintura aplicada.

Hacer un juicio general sobre el estado de la pintura basándose en el estado de la mayoría de las superficies, no en las áreas localizadas de corrosión. Las superficies pintadas deben estar

libres de óxido, picaduras, agrietamiento o manchas de óxido generalizadas. Informar las áreas individuales de corrosión más severa para un retoque de pintura.

Examinar el estado de la pintura y documentar el grado de corrosión. Revisar cuidadosamente alrededor de las cabezas de los pernos y remaches. Los detalles de conexión de la unión del panel y el cordón de la armadura son particularmente susceptibles a la corrosión, especialmente cuando los contaminantes de la superficie de la calzada pueden depositarse sobre el acero. Es difícil inspeccionar muchas de las áreas alrededor de los detalles de la conexión para ver el estado de la pintura y determinar si se está iniciando alguna corrosión. Sin embargo, estas áreas no deben pasarse por alto, ya que con frecuencia son los puntos donde comenzará la corrosión. Buscar deformaciones en secciones de placas múltiples remachadas o atornilladas donde la humedad puede haber entrado y corroído las superficies de contacto de las placas, provocando que se separen. Investigar las grietas en las superficies pintadas, que pueden indicar una grieta en el material subyacente. Esto es especialmente cierto si hay manchas de óxido.

6.10. Servicios públicos

Los puentes se utilizan con frecuencia para respaldar servicios públicos como el suministro de agua, alcantarillado sanitario, gas, electricidad y teléfono. Por lo general, estos están suspendidos entre vigas o viguetas debajo del tablero. En la mayoría de los casos, la empresa de servicios públicos posee, instala y mantiene estas líneas y sus apoyos. En ciertos casos, como los circuitos de iluminación, la entidad propietaria puede ser la misma que el responsable del puente.

Relacionar en el registro del puente una descripción clara de los servicios públicos presentes en el puente, el encargado del servicio público, la entidad responsable de mantener el servicio público, la fecha de instalación o modificación del servicio público y un contacto para notificar en caso de defectos descubiertos por la inspección.

Familiarizarse con el tipo de servicio público presente y la naturaleza de los peligros que pueden estar presentes durante la inspección.

Inspeccionar la naturaleza y el tipo del sistema de soporte para detectar la presencia de conexiones mal soldadas, que pueden ser sensibles a la fatiga o que pueden resultar en la sobrecarga de los elementos secundarios del puente.

Las fallas en los servicios públicos allí anclados pueden introducir varios tipos diferentes de problemas:

- El deterioro estructural puede ocurrir como resultado de las tuberías de transporte de líquido que se derraman sobre la superestructura o los elementos de la subestructura.
- Los servicios públicos en puentes sobre vías fluviales pueden causar restricciones en la capacidad hidráulica o el espacio libre de navegación de la estructura.
- Las fugas en las líneas de gas o alcantarillado pueden provocar incendios y riesgos para la salud.
- El riesgo de incendio o explosión en un área cerrada o adyacente a un elemento estructural principal se debe evaluar.
- Los cortocircuitos eléctricos pueden representar un peligro para el inspector o el público en general.
- Los servicios públicos en puentes sobre carreteras o vías férreas pueden causar restricciones en los espacios libres verticales y/u horizontales a las estructuras.

6.11. Arcos

Dado que los arcos son miembros a compresión, Observar cuidadosamente cualquier agrietamiento en el anillo del arco como indicativo de una carga o movimiento inadecuado de los soportes.

Inspeccionar los elementos de arcos de acero como se describió anteriormente en elementos de acero. El concreto en el anillo del arco y en los elementos que sostienen el tablero debe ser inspeccionado

como se indica en elementos de concreto. Observar cualquier agrietamiento, desconchado u otro deterioro y compárelo con los informes de inspección anteriores.

Prestar especial atención al área de la base para detectar evidencias de socavamiento, asentamiento o movimiento hacia afuera; y al plafón del arco, aproximadamente a un tercio de la distancia hacia afuera entre la corona y la línea de resorte. Las grietas longitudinales en esta área indican problemas de corte o flexión.

7. Subestructura

Una inspección de la subestructura del puente generalmente comprende el examen y registro de daños, deterioro, movimiento, erosión y, si está en el agua, evidencia de socavación.

7.1. Estribos

Inspeccionar todos los estribos expuestos y las superficies de las paredes para detectar daños, deterioro y sobrecarga potencial.

Las superficies horizontales de la parte superior de los estribos son particularmente vulnerables a la acumulación de agua y ataque de sales en esta. En algunas áreas, la corrosión del acero de refuerzo cerca de la superficie puede resultar en agrietamiento, desconchado y decoloración del concreto.

Examinar los dispositivos instalados para restringir la estructura contra eventos sísmicos en busca de evidencia de corrosión; hebras rotas; pernos, tuercas o abrazaderas de cable faltantes; y para un ajuste adecuado. Comprobar si hay evidencia de movimiento horizontal o vertical de la superestructura en relación con el estribo.

El acero estructural parcialmente revestido de concreto debe inspeccionarse de cerca en la interfaz del concreto para detectar deterioro corrosivo y movimiento en relación con la superficie del concreto.

Revisar la mampostería de piedra para ver si hay grietas en las juntas de mortero para asegurarse de que el apuntalamiento esté en buenas condiciones. Revisar la mampostería de piedra en busca de erosión, cavidades, grietas y otros signos de deterioro de las piedras.

Verificar los estribos en busca de evidencia de rotación, desplazamiento lateral o longitudinal, o asentamiento de cimientos en comparación con registros anteriores. Este movimiento generalmente se evidencia por la apertura o cierre de grietas o juntas, por apoyos descentrados o en un ángulo cambiado, o por cambios en las holguras medidas entre los extremos de las vigas y la pared posterior del estribo. Realizar evaluaciones después de que haya ocurrido un terremoto en las cercanías.

Evaluar los cimientos de los pilares en busca de exposición debido a erosión o socavación, así como daños y deterioro estructurales. Inspeccionar las porciones expuestas de los pilotes de cimentación, si las hubiera, en busca de daños y deterioro, y documentar las alturas expuestas.

Evaluar los drenajes de los pilares y los orificios de drenaje para comprobar su correcto funcionamiento. La filtración de agua en las grietas o juntas lejos de los orificios de drenaje puede indicar una acumulación de agua en el relleno detrás del pilar debido a un mal funcionamiento de los orificios de drenaje.

Si está en el agua, la parte sumergida de los estribos y las paredes de protección debe evaluarse en busca de socavación local, para esto puede recurrirse a un estudio batimétrico y una exploración con sonda que permita conocer el perfil del lecho acuático y determinar las profundidades en las inmediaciones del estribo y debajo de este.

7.2. Muros de contención

Examinar las zapatas del muro de contención en busca de asentamiento del suelo, así como erosión y socavación, que podrían disminuir la capacidad del muro.

Examinar la mampostería de piedra para detectar la existencia y la gravedad de las grietas, así como el deterioro de la mampostería y el mortero.

Revisar las caras, las partes superiores y las juntas de las paredes para ver si están abultadas o asentadas desde la última inspección. Las grietas en la pendiente detrás de una pared pueden indicar el asentamiento de la cimentación y rotación de la pared. Las protuberancias en las caras de las paredes de tablestacas o las paredes de tierra estabilizadas mecánicamente pueden indicar fallas de anclajes individuales, lo que puede resultar en una capacidad potencialmente reducida.

Inspeccionar cualquier pilote expuesto, ya sea que esté expuesto como una característica de diseño del muro (tablestacas y muros de pilotes soldados) o por acción adversa (socavación, erosión o asentamiento).

Si el muro de contención está adyacente al agua, Examinar la porción sumergida para ver si hay socavación.

7.3. Pilares y pilas

Examinar todo el concreto expuesto y la mampostería de piedra para detectar la existencia y severidad de grietas y cualquier deterioro del concreto, mampostería o mortero. Las áreas de especial vulnerabilidad son la línea de flotación y las zonas de salpicaduras, la línea del suelo y los lugares donde el concreto está expuesto al drenaje de la calzada, incluidas las partes superiores de los pilares o las curvas. Examinar los asientos de los apoyos, las almohadillas y los pedestales en busca de grietas, desconchados u otro deterioro.

Revisar los pilares de acero para detectar corrosión, especialmente en las juntas y empalmes. Las conexiones de cables, los pernos y los remaches son especialmente vulnerables a la corrosión.

Revisar todas las pilas y pilares en busca de movimiento lateral, inclinación o asentamiento, particularmente después de períodos de marea alta, tormentas o terremotos. Observar las pilas durante

el paso de cargas pesadas para determinar si los movimientos son inusuales o esperados.

Tener en cuenta cualquier material depositado contra una pila o un pilar que no se haya previsto en el diseño original, ya que tales cargas podrían producir inestabilidad horizontal.

Examinar los pilotes de acero y concreto a lo largo de su longitud en busca de daños físicos, incluso en la zona de salpicaduras y debajo de la superficie del agua, en busca de corrosión y deterioro.

Inspeccionar todos los pilotes de acero sumergidos en busca de deterioro y pérdida de sección. Se debe prestar especial atención a las pilas expuestas en o cerca de agua salada. Los arroyos costeros pueden contener sales durante varios kilómetros río arriba debido a los efectos de las mareas y se consideran un ambiente potencialmente corrosivo hasta que se confirme lo contrario.

Observar las vigas cabezal bajo cargas pesadas para detectar movimientos inusuales o cualquier desviación excesiva. Se deben las vigas cabezal de acero para detectar cualquier movimiento de rotación resultante de conexiones excéntricas. Los arriostramientos deben revisarse para asegurarse de que sean adecuados, estén firmes y estén bien sujetos.

Evaluar los cimientos de los pilares en busca de exposición debido a la erosión o socavación, así como daño y deterioro estructural. Las porciones expuestas de los pilotes de cimentación, si las hay, deben inspeccionarse para detectar daños y deterioro, y deben documentarse sus alturas de exposición. Además, examinar las zapatas situadas en ubicaciones minadas sobre el agua, en busca de exposición y posible socavamiento causado por el asentamiento del suelo o la erosión eólica. Inspeccionar los pilares y las pilas ubicadas en el agua o adyacentes al agua en busca de evidencia de socavación para esto puede recurrirse a un estudio batimétrico y una exploración con sonda que permita conocer el perfil del lecho acuático y determinar las profundidades en las inmediaciones del estribo y debajo de este.

7.4. Estabilidad y movimientos del puente

Establezca la condición de línea base de la estructura durante la inspección inicial. Esto actúa como base para la futura determinación del movimiento.

Verificar el movimiento transversal mirando a lo largo de la parte superior de la barandilla, el borde de la plataforma o a lo largo de una viga. De manera similar, un inspector puede verificar los movimientos verticales diferenciales mirando a lo largo de la parte superior de la barandilla o el borde del tablero. En estructuras grandes o estructuras en alineación compleja, puede ser necesario usar un nivel o tránsito para detectar movimiento. El asentamiento diferencial entre un lado de un puente y el otro también puede requerir una verificación con un nivel.

Se sugiere el uso de un teodolito o estación para verificar curvas, pilares y caras de estribos y muros de contención para movimientos de rotación o inclinación. Se puede usar una plomada donde las alturas no son grandes o donde solo se desea una determinación preliminar.

El movimiento vertical en la superestructura suele ser evidencia de asentamiento de la cimentación o rotación de los estribos o pilares. El deslizamiento lateral o longitudinal es causado por crecientes, terremotos u otra aplicación de fuerzas horizontales. Se deben tener en cuenta los movimientos pequeños y relativamente iguales, pero por lo general tienen pocas consecuencias. Investigar movimientos grandes o diferenciales para determinar más a fondo la causa probable con miras a tomar medidas correctivas.

Examinar los balancines, los rodillos y los elementos de suspensión de los apoyos en busca de movimientos o inclinaciones que no coincidan con la temperatura. Comparar con las notas de inspecciones anteriores para ver si los movimientos o inclinaciones son signos de asentamiento o desplazamiento de los cimientos.

Inspeccionar las juntas en estribos, pilas, pilares y articulaciones. Los atascos, las aberturas inusualmente grandes y los diferenciales de elevación en lados opuestos de la junta constituyen evidencia de movimiento de la subestructura o falla de los apoyos.

Revisar las paredes traseras de los estribos y los extremos de las vigas en busca de grietas, desconchados o espacios inapropiados. Las causas pueden ser la rotación o el deslizamiento del estribo, o la presión del pavimento de la calzada contra la parte posterior del estribo. Inspeccionar los estribos, las paredes laterales y los muros de contención para detectar distorsiones, grietas inusuales o cambios en el ancho o la inclinación de las juntas. Este daño pudo haber sido causado por un asentamiento o un cambio en la presión contra las paredes. Buscar grietas o filtraciones en las pendientes de tierra delante o detrás de las paredes, así como terraplenes desequilibrados después de la construcción que ejerzan presión contra estas paredes.

7.5. Inspecciones por Socavación y Vías Fluviales

La socavación es la principal causa de falla de puentes en todo el mundo. Aunque las inspecciones de socavación locales probablemente se realicen junto con la inspección de la subestructura del puente, es apropiado que los métodos de inspección de socavación de puentes se analicen por separado, para resaltar su importancia para la seguridad pública.

7.5.1. Inspección por socavación de la subestructura

La inspección por socavación se realiza a menudo mediante métodos de vadeo o sondeo cuando los elementos de la subestructura están ubicados en aguas relativamente poco profundas y de movimiento lento. Los sitios de puentes con condiciones hidráulicas más agresivas justifican inspecciones con métodos batimétricos, y si es necesario acompañadas de buceo submarino.

Investigar los estribos y pilares de los puentes en busca de evidencia de exposición inducida por socavación o socavamiento de las zapatas. La evidencia típica de socavación del estribo para estribos es una inestabilidad observable de la protección del talud debido a la remoción de material en el pie del talud.

Prestar especial atención a los cimientos sobre zapatas extendidas donde la socavación o la erosión son más críticas que para los cimientos sobre pilotes. Sin embargo, tener en cuenta que también puede ocurrir socavación y socavamiento de los cimientos de pilotes. Inspeccionar cualquier pilote expuesto en áreas socavadas para determinar el número de pilotes expuestos y sus alturas de exposición. La capacidad de soporte vertical de los pilotes normalmente no debería verse muy afectada a menos que la socavación sea excesivamente severa, pero la estabilidad horizontal puede estar en duda.

Incluir mediciones batimétricas desde un punto de referencia fijo para determinar la elevación actual del fondo del canal durante la inspección de un puente susceptible a la erosión. Compare la elevación del canal con las elevaciones clave de la subestructura para determinar la ubicación actual del soporte e identificar cualquier situación de inestabilidad potencial.

Cuando se encuentre socavación local en unidades de subestructura, registrar el volumen aproximado y la ubicación del vacío de socavación. Cuando se encuentre socavación, mida la longitud, la altura y la penetración del área socavada debajo de los cimientos. Registrar el número de pilotes expuestos, si corresponde, así como las alturas de exposición típicas y máximas de pilotes. Documentar la evidencia de daños provocados por la erosión en los pilotes y los cimientos, según pueda existir.

Cuando exista en el sitio visibilidad limitada, acumulación de escombros o condiciones ambientales o hidráulicas severas, se pueden emplear técnicas batimétricas de inspección avanzadas como el sonar con imágenes

subacuáticas para evaluar las condiciones de socavación local sin intervención humana bajo el agua.

Cuando se encuentra una socavación local grave, se justifica una vista más macroscópica del puente, para determinar cualquier asentamiento de puente que pueda existir como resultado.

Cuando se ha producido erosión solo en una cara del pilar, dejando material sólido en la cara opuesta, puede producirse una inestabilidad horizontal. La inestabilidad horizontal también puede resultar de rellenos de tierra o rocas apilados contra estribos.

Evaluar la escollera que se ha colocado como contramedida contra la socavación del muelle para la estabilidad. Verificar que el material que se observa como escollera sea en realidad para escollera, a diferencia de la roca natural o el material depositado en el muelle por la corriente que puede no proporcionar la protección adecuada. La clave para realizar la evaluación es la forma del material. La roca angular generalmente se especifica para escollera, mientras que el material depositado por una corriente generalmente es redondeado.

7.5.2. Inspección submarina

Las inspecciones de puentes submarinos se pueden realizar como tipos de inspección de rutina, en profundidad, de emergencia o especiales, y el enfoque puede involucrar la inspección de elementos de subestructura, socavación y/o vías fluviales.

Los inspectores subacuáticos deben estar calificados como buzos. Determinar y documentar las condiciones que justifiquen una inspección bajo el agua (como la profundidad del agua, la turbidez y los umbrales de corriente), así como los requisitos para la limpieza de los elementos del puente sumergidos (por ejemplo, escombros, bioincrustaciones).

Considerar el uso de tecnología de imágenes acústicas en situaciones donde la profundidad del agua, alto flujo, turbidez u otras condiciones

podrían afectar la capacidad del buzo para determinar condiciones localizadas y efectos de socavación. El uso de esta tecnología en presencia de escombros sumergidos y otros peligros brinda beneficios de seguridad en lugar del despliegue de un buzo para inspecciones. La tecnología de imágenes acústicas podría ser una técnica particularmente eficaz para estructuras más nuevas o cuando las inspecciones subacuáticas previas indiquen que no hay deficiencias en los elementos de la subestructura. Puede ser apropiada una combinación apropiada de técnicas de inspección que involucren buceo y pruebas no destructivas. Las entidades deberían desarrollar políticas y procedimientos para las técnicas de inspección subacuática; documentar estos procedimientos; e incluir un cronograma para las inspecciones o la Tecnología de Imágenes Acústicas, según corresponda.

Determinar y documentar si la evaluación de la vía fluvial se realizará junto con la inspección submarina, en lugar de la inspección de rutina.

7.5.3. Inspección de vías fluviales

Evaluar la idoneidad de la abertura de la vía fluvial debajo de la estructura. Al evaluar la idoneidad de la abertura de la vía fluvial, el inspector debe tener en cuenta la posibilidad de que se acumulen escombros durante los períodos de alto flujo.

Desarrollar y revisar un registro de la sección transversal del canal para la estructura a medida que ocurren cambios significativos. Esto proporciona un registro invaluable de la tendencia a la socavación, cambio de canal, degradación u ampliación. Observar evidencia de extracción de materiales en la vía fluvial. Un estudio de estas características puede ayudar a predecir cuándo se puede requerir la protección de las zapatas de pilares y estribos para evitar o minimizar problemas futuros.

Verificar la protección del banco existente y otros dispositivos de protección, como diques de derivación, para ver si están en buen estado y funcionando correctamente. Determinar si cambios

en el canal han provocado que la protección actual sea inadecuada y si puede ser aconsejable colocar más protección o revisar la protección existente.

Asegurarse de que la vía fluvial no esté obstruida y permita que el agua fluya libremente. Las obstrucciones como los escombros o el crecimiento de vegetación pueden contribuir a la socavación y pueden presentar un peligro de incendio para la estructura. Estar atento a los bancos de arena y grava depositadas en el canal que puedan dirigir el flujo de la corriente de tal manera que causen socavación dañina en muelles y estribos.

Verificar las áreas aguas arriba y aguas abajo del puente para ver si el puente y sus accesos están causando problemas o problemas potenciales. Los elementos que se deben buscar incluyen posibles inundaciones debido a aberturas inadecuadas en la estructura, erosión de los terraplenes o diques debido a una ubicación inadecuada o inclinación de los pilares o estribos. Además, registrar evidencia de desbordamiento del puente por inundaciones.

7.5.4. Características de protección del canal

Las defensas se utilizan para proteger las unidades de subestructura de los impactos de escombros flotantes o embarcaciones de maniobra. El término "delfín" se refiere a una unidad autónoma colocada corriente arriba o corriente abajo del muelle. El término "guardabarros" se refiere a una unidad de protección o cubierta que se coloca alrededor del pilar o la cara del estribo y frecuentemente se fija a la subestructura.

Inspeccionar las pilas de acero, los miembros de la estructura, los sujetadores y los cables en busca de daños por corrosión, particularmente en la zona de salpicaduras. Dado que las defensas pueden sufrir golpes y abrasión frecuentes, la inspección debe incluir un examen minucioso para detectar daños de estas fuentes.

Examinar los miembros de concreto para ver si están desconchados, agrietados, corrosión del acero de refuerzo y daños por abrasión o colisiones. Para superficies de concreto que tienen un tratamiento

protector, indicar el estado del tratamiento y la necesidad de parcheo o reemplazo.

Examinar los elementos de goma en busca de piezas faltantes, deterioro, grietas y otros daños a los elementos o dispositivos de sujeción. Examinar los elementos neumáticos e hidráulicos en busca de daños y para ver si funcionan correctamente bajo impacto.

Revisar los dispositivos de iluminación de los delfines o los guardabarros en busca de corrosión, lentes rotos o faltantes, y para ver si las luces funcionan correctamente. Examinar el cableado, los conductos y los dispositivos de sujeción en busca de corrosión, roturas o conexiones sueltas.

8. Accesos

Aunque técnicamente no es parte del puente, la inspección de estos elementos de aproximación es importante para la seguridad del público vehicular.

8.1. Losas de aproximación

Revisar las losas de aproximación en busca de grietas, desniveles, asentamientos o asperezas. La existencia de uno o más de estos defectos puede hacer que los vehículos que llegan al puente induzcan esfuerzos de impacto indeseables en la estructura. Las grietas o irregularidades en una losa de acceso de concreto pueden indicar un vacío debajo de la losa debido al asentamiento del relleno o la erosión.

Algunas losas de concreto de acceso están diseñadas para funcionar como una viga, con la capacidad de soportar cargas vivas sin depender del soporte total del material de relleno subyacente. Otras losas de acceso deben depender del soporte del relleno subyacente para funcionar correctamente y pueden no soportar de manera segura todas las cargas de tráfico cuando se socavan. Por lo tanto, el inspector debe determinar la capacidad de la losa cuando se encuentra erosión de los rellenos subyacentes.

Examinar las juntas de expansión entre las losas de acceso y la pared posterior del estribo o tablero del puente, con las deficiencias documentadas, según la información de esta guía. Además, algunos puentes exhiben juntas de alivio entre el pavimento de aproximación y los extremos exteriores de las losas de aproximación, que están diseñadas para adaptarse al movimiento térmico local del pavimento de aproximación adyacente al puente. Al inspeccionar las juntas de alivio, determinar si hay suficiente espacio libre para permitir este movimiento. Si se pretende sellar la junta, determinar si el sello es adecuado para evitar fugas.

8.2. Pavimento de aproximación

El responsable del puente debe desarrollar los procedimientos para inspeccionar consistentemente los pavimentos de aproximación adyacentes a los puentes, incluida la longitud adecuada de pavimento de aproximación en cada extremo del puente que se inspeccionará como parte del proceso de inspección del puente.

Los pavimentos de aproximación pueden clasificarse como rígidos o flexibles. Revisar los pavimentos rígidos en busca de grietas, desniveles, asentamientos o asperezas en las cercanías del puente, así como la suavidad de la transición del puente. La existencia de uno o más de estos defectos puede hacer que los vehículos que llegan al puente induzcan esfuerzos de impacto indeseables en la estructura. Las grietas o irregularidades en una losa de acceso de concreto pueden indicar un vacío debajo de la losa debido al asentamiento del relleno o la erosión.

Revisar los pavimentos flexibles en busca de surcos, grietas y evidencia de deterioro o desintegración.

8.3. Drenaje

El drenaje de la vía de acceso debe dirigirse lejos del puente. Verificar que:

- Las instalaciones de drenaje de la carretera adyacentes al puente estén funcionando y •

- La escorrentía fluya hacia las instalaciones del alcantarillado y no se estanque en las áreas de la carretera o los márgenes y no erosione el relleno de acceso.

El asentamiento del pavimento o relleno de aproximación puede alterar significativamente los perfiles de la calzada y cruzar la pendiente y redirigir el agua lejos del alcantarillado.

8.4. Funciones de seguridad del tráfico

Comprobar la alineación de la barandilla. Los postes, hechos de madera, concreto o acero, deben estar firmemente incrustados en el suelo. Informe con prontitud sobre las señalizaciones que hayan sido atropelladas por vehículos y desplazadas horizontalmente. Revisar los postes de madera en busca de podredumbre o daños por insectos, especialmente en la línea del suelo. Revisar los dispositivos de atenuación de impactos adyacentes a los elementos del puente en busca de evidencia de daño debido al impacto y que los elementos de absorción de energía, como los tubos llenos de agua o arena, no se hayan roto. Verificar que los cables y anclajes estén firmes y sin daños.

En estructuras sobre carreteras, revisar la idoneidad y el estado de los dispositivos de seguridad vial para las carreteras superiores e inferiores.

8.5. Terraplenes

Inspeccionar las pendientes de terraplén de aproximación en busca de evidencia de erosión excesiva, asentamiento y socavamiento de pavimentos, losas de aproximación, bordillos o barandillas de guía. Comprobar también si hay roturas de pendientes en las proximidades de los estribos, que podrían constituir un peligro de seguridad significativo para el público que transita.

9. Invasiones

Las invasiones en el sitio de un puente o adyacentes al mismo son elementos artificiales o naturales que restringen el espacio libre debajo de un puente o, en algunas áreas, sobre el puente. Los letreros y

estructuras de letreros, servicios públicos, vegetación densa, afloramientos rocosos y escombros son ejemplos de invasiones que reducen los espacios libres horizontales y verticales para el paso de vehículos.

El inspector debe tener en cuenta si la invasión está ubicada donde existe la posibilidad de que pueda ser golpeada y dañada por el tráfico. Verificar los espacios libres horizontales y verticales mediante mediciones de campo, particularmente después de proyectos de repavimentación. Tener en cuenta el efecto estético que las invasiones pueden tener en el puente. Este elemento debe tenerse en cuenta al permitir que las invasiones permanezcan en un puente. La apariencia general de la vecindad alrededor de la estructura será un factor para tomar esta determinación.

10. Letreros

Establecer políticas para facilitar la colocación de letreros uniformes para la restricción de límite de peso, restricción de velocidad, espacio libre vertical reducido o notificación de cierre de puente.

Inspeccionar la señalización del puente para asegurarse de que las señales estén en su lugar correcto. Esta inspección incluye letreros en o sobre la estructura y cualquier letrero de advertencia anticipado necesario, según lo requiera la política. Verificar también que las letras sean claras y legibles y que las señales estén en buenas condiciones físicas en general. Las inspecciones deben tener en cuenta la vegetación al evaluar la visibilidad de las señales. Además, para los puentes que tienen restricciones de peso, registrar cualquier tráfico de camiones que use el puente que exceda los límites de peso publicados y notifique al responsable del puente.

Documentar cualquier revisión realizada que altere los espacios libres verticales, como la adición de una superficie a la calzada que requerirá una medición secundaria de los espacios libres y la corrección de las señales y registros para reflejar el cambio.

Para puentes sobre canales navegables, verificar que las señales de navegación requeridas para el tráfico acuático estén en su lugar y en buenas condiciones. Examinar el galibo de navegación, si corresponde, para asegurarse de que estén instaladas en sus posiciones y funcionando correctamente. Inspeccionar las luces de obstrucción aérea en puentes altos para ver si están funcionando.

Inspeccionar letreros de las torres, incluidas las conexiones y los pernos de anclaje, para verificar su integridad estructural. Las conexiones utilizadas en los elementos del marco de letreros pueden ser propensas a la fatiga. Prestar especial atención a los anclajes epoxi en tensión, que se utilizan para asegurar las estructuras de los letreros a los puentes, y observar cualquier evidencia de movimiento en los anclajes.

Se deben designar las partes responsables de reemplazar las señales faltantes o dañadas y de eliminar la vegetación y restaurar la visibilidad de las señales. Informe las deficiencias de los letreros de manera adecuada.

11. Elementos Propensos a la Fatiga y FCM

Pueden ocurrir grietas por fatiga en los miembros de acero y en los detalles de las conexiones en lugares de concentración de esfuerzos, donde cambia la rigidez del miembro. Los detalles de la conexión, los componentes dañados y las secciones con muescas por corrosión son ejemplos de tales ubicaciones. Tanto los detalles propensos a la fatiga como los elementos críticos para las fracturas requieren mucha atención durante las inspecciones y, a menudo, requieren el uso de métodos y equipos de prueba no destructivos.

11.1. Detalles propensos a la fatiga

Se han identificado varios detalles de conexión y se les ha asignado una categoría de estrés por fatiga, indicativa de su vida relativa a la fatiga.

Muchos de los problemas asociados con estos detalles están relacionados con las terminaciones y

los defectos de las soldaduras. Las soldaduras realizadas en el campo, incluidas las soldaduras por puntos, son especialmente susceptibles al agrietamiento por fatiga.

Asegurarse de que los inspectores de puentes estén capacitados para identificar los detalles propensos a la fatiga. Realizar una inspección visual de cerca a todos los lugares propensos a agrietamiento por fatiga. La frecuencia de tales inspecciones se basa en la categoría del detalle, el tamaño y el número de repeticiones de cargas de camiones y otros factores relacionados. La inspección de detalles propensos a la fatiga puede incluir pruebas no destructivas.

11.2. Miembros de Fractura Crítica

Cualquier accesorio que tenga una longitud en la dirección de la tensión superior a 10 cm que se suelde al área de tensión de un componente de un FCM se considera parte del componente de tensión y, por lo tanto, se considera crítico para la fractura.

Los FCM tienen toda o parte de su sección transversal en tensión. La mayoría de las grietas en los elementos de acero ocurren en las zonas de tensión, generalmente por un defecto en el material base. Con frecuencia, la grieta es el resultado de la fatiga que ocurre cerca de una soldadura, un defecto de material, cambios en la sección transversal del miembro o alguna combinación de estos.

Después de que ocurre la grieta, la falla del miembro puede ser repentina y puede provocar el colapso del puente. Por esta razón, los puentes con FCM deben recibir especial atención durante las inspecciones.

Revisar la inspección anterior en busca de defectos previos, necesidades de equipos de acceso u otra información a fin de prepararse adecuadamente para la inspección. Revisar el archivo del puente para conocer los procedimientos de inspección de FCM específicos requeridos.

Realizar una inspección manual para todos los FCM de acuerdo con los métodos de inspección

física. Prestar especial atención a las zonas de tensión, las conexiones y los detalles sensibles a la fatiga. Observar y evaluar todas las grietas en el acero para detectar cambios. Realizar métodos de inspección avanzados para detectar cualquier nueva fisura o sospecha de cambios en las fisuras existentes para determinar el alcance de cualquier fisura nueva o modificada. Informe al responsable del puente sobre cualquier grieta nueva o modificada.

12. Datos para Capacidad de Carga

La evaluación del puente implica no solo la inspección de un puente para evaluar su condición física y capacidad funcional, sino también análisis y cálculos para determinar su clasificación de capacidad de carga y para revisar las solicitudes de permisos de sobrecarga. El alcance de la inspección debe ser suficiente para proporcionar los datos necesarios para la evaluación de la capacidad de carga de los miembros primarios y las conexiones. La reevaluación de los puentes en servicio para la capacidad de carga es necesaria en la medida en que las condiciones estructurales cambiantes afectarían cualquier calificación previamente registrada. Las clasificaciones de carga utilizadas junto con los hallazgos de la inspección ayudarán a determinar la necesidad de colocar, fortalecer o cerrar el puente al tráfico.

12.1. Recopilación de Datos en Campo

Antes de calificar la carga de un puente, recopile la condición actual y los datos de carga del puente. La calidad y la disponibilidad de los datos tendrán una influencia directa en la precisión y confiabilidad de los resultados de la clasificación de carga. Cuando ciertos datos no están disponibles o se desconocen, se deben hacer suposiciones con criterios claros y bien fundamentados, dejando registro de todo esto.

Los siguientes elementos importantes de datos requeridos para la capacidad de carga se obtienen de la inspección de campo y de los registros de puentes disponibles. Cuando sea posible, verificar todos los datos importantes del plan utilizados en el campo en el momento de la inspección.

12.1.1. Datos geométricos

- Longitud del tramo/longitudes de los miembros
- Condiciones de apoyo/continuidad/voladizos
- Inclinación del puente en cada apoyo
- Espaciado entre vigas/viguetas/vigas del piso
- Anchos de calzadas, carriles de tráfico y aceras

12.1.2. Datos de miembros y condiciones

- Tipos de miembros y tamaños reales de miembros
- Grado y especificaciones del material
- Refuerzo/datos de pretensado/postensado
- Pérdidas de material por deterioro
- Clasificaciones de estado/condiciones marcadas
- Elementos y defectos
- Presencia de detalles sensibles a la fatiga
- Presencia de FCM

12.1.3. Datos de carga y tráfico

- Espesor de la carpeta de rodadura, si está presente
- Accesorios y servicios públicos no estructurales
- Profundidad del relleno, tipo de suelo y condición (estructuras enterradas)
- Número y ubicación de carriles de tránsito en el puente
- Intensidad del tránsito peatonal
- volumen y composición del tránsito
- Carga fijada límite, si lo hay
- Límite de velocidad indicado, si lo hay
- Condiciones de la superficie de la carretera en los accesos y en el puente
- Condición de la carretera/baches en la junta de la plataforma

12.2. **Observación bajo el tráfico**

Observar los puentes durante el paso de cargas pesadas para determinar si hay ruido, vibración o deflexión excesivos. Si se detecta, se debe realizar una investigación adicional hasta que se determine la causa. Investigar un puente que exhiba una

combadura permanente en su perfil para determinar una causa probable, como sobrecargas.

Los apoyos están diseñados para moverse libremente sobre sus pasadores o soportes y, si es posible, deben inspeccionarse cuidadosamente bajo el paso de cargas pesadas para confirmar que su movimiento no está restringido.

Muchos tableros se diseñaron para actuar de forma compuesta bajo carga viva con los miembros de la superestructura de soporte. El inspector debe verificar que los tableros compuestos estén actuando según lo previsto por el diseñador. Movimiento entre la parte inferior de la plataforma y el patín superior de los miembros de soporte durante el paso de cargas pesadas puede ser indicativo de una falla en la acción compuesta.

12.3. **Determinación de la carga**

Los efectos de la carga muerta de la superestructura se calculan mediante cálculos detallados de las cargas muertas existentes. Con este fin, el evaluador debe utilizar todos los registros puente disponibles. Determinar en el campo toda la información pertinente, cuando la información de cómo se construyó este incompleta o no esté disponible. Las cargas muertas y muertas super impuestas se estiman con precisión mediante la realización de mediciones detalladas de la estructura. Mida el espesor de la capa de rodadura y la profundidad del relleno durante cada inspección. Verificar el peso de los servicios públicos presentes y su distribución durante la inspección.

La carga viva depende del número de carriles de tráfico transportados por el puente. El número real de carriles en servicio puede ser menor que el número máximo de carriles que podría acomodar el puente. Registrar el ancho libre de la calzada y las aceras y la posición de los carriles en el puente. Lleve a cabo observaciones con respecto a la velocidad de desplazamiento, las aparentes violaciones de las publicaciones de carga cuando están presentes y la naturaleza del tráfico de

peatones; esto también ayudaría al evaluador durante el proceso de clasificación de carga.

Datos de tráfico: la carga esperada durante el período de exposición de la evaluación se ve afectada por el tráfico de camiones en el sitio. Es posible que haya datos disponibles de encuestas de tráfico recientes, incluidas mediciones de datos de tráfico y carga de camiones. Se debe solicitar asesoramiento al responsable del puente o entidad competente con respecto a los datos de tráfico disponibles.

Tolerancia de carga dinámica (impacto): los principales parámetros que afectan la tolerancia de carga dinámica son la aproximación del puente, los baches y otras asperezas del pavimento. Verificar el estado del pavimento de aproximación en busca de grietas, desniveles, asentamientos o asperezas. La existencia de uno o más de estos defectos puede hacer que los vehículos que llegan al puente induzcan tensiones dinámicas indeseables en la estructura. El inspector debe evaluar el estado del revestimiento del tablero e informar el estado de la capa de rodadura, las juntas del tablero y los accesos.

El inspector debe registrar todos los parámetros necesarios para determinar la resistencia de los miembros primarios y las conexiones.

Parte IV

Patologías Típicas a Considerar en una Inspección

El estudio de la patología estructural involucra el reconocimiento y análisis detallado del problema, describiendo sus causas, formas manifiestas, mecanismos de ocurrencia, manutención estructural y rehabilitación. Con una correcta evaluación del caso, es posible que el profesional involucrado pueda definir una de las cuatro medidas de intervención para un caso de condición patológica.

13. Defectos del Material

13.1. Defectos de Fundición

Los defectos, que suelen aparecer con no poca frecuencia en las piezas fundidas, tienen en general su origen en que alguna parte del proceso no ha sido debidamente controlada. La fusión, colada y solidificación comprenden muchas operaciones complicadas, siendo un control perfecto imposible. No es sorprendente que en el proceso de fundición se encuentren mayor variedad y número de defectos, que en cualquier otro proceso de fabricación.

Los defectos de fundición son numerosos, y puesto que cada uno puede ser provocado por muchas causas, se comprende lo difícil que puede ser establecer una clasificación satisfactoria. Se distinguen, ante todo, entre los defectos advertibles desde el exterior de la pieza y los defectos sólo advertibles por el examen del interior de esta. Diferentes defectos pueden ser causados por el proceso de fundición que surge en el hierro fundido tempranamente, principalmente [9]:

- ✓ Una ventilación insuficiente del molde puede causar orificios de soplado.
- ✓ Esfuerzos residuales (debido a varias velocidades de enfriamiento)
- ✓ Juntas frías (causadas por interrupción en la fundición)
- ✓ El material en el centro de la sección es más débil y grueso
- ✓ Contaminación por arena del molde
- ✓ El espesor de la sección varía en lugar de un espesor constante
- ✓ Deformación y defectos superficiales
- ✓ Puntos fríos

13.2. Inclusiones

El riesgo de inclusión de escoria es un problema cuando se fabrica hierro forjado. Estas inclusiones dan como resultado hebras fibrosas y en capas en todo el metal. Este tipo de estructura le da al material diferentes propiedades en diferentes direcciones, por tanto, comportamiento anisotrópicos. La inclusión fibrosa es propensa a la corrosión y tiene un aspecto de hojaldré.

En el proceso de fundición, pueden producirse impurezas (por ejemplo, burbujas de gas, salpicaduras de hierro solidificado) y estas impurezas pueden aumentar los esfuerzos locales, lo que puede resultar en la iniciación de grietas y pequeños defectos que pueden desencadenar un colapso total de los puentes. Un ejemplo de esto es el puente Inverythan Rail Bridge en Reino Unido. Un agujero de drenaje en un componente de las vigas principales no era visible en una conexión atornillada. El agujero no pudo ser detectado y fue la razón detrás del colapso del puente ferroviario Inverythan, 25 años después de su construcción [10].

14. Defectos de Fabricación

14.1. Piezas de Fundición Reparadas Incorrectamente

El defecto más común en el proceso de fundición del hierro son los orificios de soplado, generalmente, son en forma de huecos internos, que pueden ser agujeros redondos, lisos u ovals con una superficie brillante. Son depresiones superficiales resultantes de materiales gaseosos excesivos que están atrapados en el molde [11]

Este defecto puede repararse en la fábrica, rellenando los orificios de soplado con material no estructural. Sin embargo, este defecto no es fácil de detectar in situ debido al revestimiento y la pintura. En la Figura 15 se muestra un ejemplo de una viga con una antigüedad mayor a 100 años y en la que se detectó el defecto hasta 2006, debido al recubrimiento de pintura, que dificultó su detección.



Figura 15. Defecto descubierto 100 años después. [9]

14.2. Defectos Superficiales

Una defecto podría ser incluso el nombre del fabricante que se graba en el componente. Esto actúa como generador de estrés y puede ser un punto de inicio para la fatiga.

14.3. Laminado

Las incrustaciones pueden ocurrir durante el proceso de laminado de hierro forjado y estructuras de acero. La ubicación de la escala de laminación es más común en la superficie que empotrada. Uno de los resultados de la escala de laminación es la discontinuidad del material y, a su vez, una menor resistencia a la corrosión.

Cuando se realiza un proceso de laminación en frío por debajo de la temperatura de ablandamiento, puede producirse un endurecimiento por deformación y una reducción de la ductilidad que no son fácilmente detectables en las estructuras existentes. Esta puede ser una de las causas de otros defectos como grietas [9].

14.4. Curvado

En las vigas de acero, la deflexión causada por el peso propio y las cargas muertas se puede reparar mediante curvado (mediante flexión en frío). El curvado no se clasifica como defecto, pero puede reducir la ductilidad y causar endurecimiento por deformación.

14.5. Desalineación de los Orificios de los Remaches

Este problema no tiene consecuencias estructurales, pero cuando se trata de un reforzamiento, es difícil quitar el remache lo que causa dificultad en las actividades y puede conducir indirectamente a otros defectos.

14.6. Soldadura

La soldadura provoca esfuerzos residuales en la estructura. Los esfuerzos residuales afectan el comportamiento frente al pandeo y la vida útil en términos de fatiga de los elementos. En el proceso de soldadura, el calentamiento y enfriamiento en la estructura de acero puede causar una reducción de la ductilidad y defectos. Un ejemplo de defectos son las muescas afiladas en la punta o la raíz de la soldadura. Otros defectos que pueden ocurrir son:

14.6.1. Porosidad

Son bolsas de gas o huecos en el metal de soldadura, es el resultado de la formación de gases por reacciones químicas que ocurren durante la soldadura. Si se emplea una corriente elevada o un arco largo, los desoxidantes que un electrodo requiere se pierden fácilmente durante la deposición; la cantidad que queda no basta para desoxidar el metal derretido de una forma correcta; se pueden generar poros si existe humedad en el ambiente o en el electrodo.

14.6.2. Inclusiones de Escoria

Se refiere a los óxidos y sólidos no metálicos que a veces quedan en el metal de soldadura entre franjas adyacentes o entre el metal de soldadura y el metal base. La agitación del arco puede hacer que la escoria que se forme a partir de la cobertura de los electros de arco de metal protegido se meta debajo de la superficie del metal derretido; si el soldador es descuidado, la escoria puede fluir hacia adelante del arco. Cuando se suelda sobre una grieta entre dos franjas paralelas convexas, entre una franja convexa y una pared lateral o cuando se suelda pendiente abajo, el material derretido puede fluir

por encima de la escoria, atrapándola debajo de la franja. Los factores que proporcionan esto son una escoria muy viscosa o que se solidifica con rapidez o una corriente de soldadura insuficiente.

14.6.3. Fusión Incompleta

Es la incapacidad para fusionar franjas adyacentes de metal de soldadura, o el metal de soldadura con el metal base. Se puede tratar de una condición localizada o generalizada y puede ocurrir en cualquier lugar del surco de soldadura, incluso en la raíz misma de la unión. Esto puede deberse a que el metal base o la franja de metal depositado no se elevó al punto de fusión, la carencia de fundente, no se disolvieron los óxidos o demás materiales extraño que podrían estar presentes.

14.6.4. Falta de Penetración

El metal de soldadura no ingresa en las ranuras a causa de insuficiente separación o un talón muy alto en lo que se refiere a la geometría, o una corriente insuficiente que ocasiona temperaturas bajas de fusión.

14.6.5. Socavamiento

Se tiene cuando se derriten las paredes laterales del surco de la soldadura, cuando ocurre en pases interiores se suele asociar con la inclusión de escoria en las oquedades producidas por el socavamiento. La aceptación del socavamiento está dada por la norma y los códigos. Un socavamiento excesivo puede ocasionar concentradores de esfuerzos y sitios donde se puede producir corrosión con mayor facilidad, esto disminuye la resistencia del elemento. El socavamiento se puede detectar con inspección visual, y se puede corregir con abrasión y con el depósito de cordones de relleno.

14.6.6. Grietas o Fisuras

Se producen por agrietamiento en frío o en caliente, pueden estar en el metal base, el metal de soldadura o la zona afectada por el calor. Si se observan fisuras durante la soldadura, se debe eliminarlas

antes de seguir soldando, pues al depositar metal de soldadura sobre una grieta esta puede continuar hacia la franja recién depositada. El agrietamiento en caliente es función de la composición química y su causa principal es la presencia de constituyentes en el metal base con bajo punto de fusión que se sitúan en los límites de grano durante la solidificación.

Sobresfuerzos: Los sobresfuerzos en un componente pueden ser el resultados de muchos factores tales como pérdidas de sección compuesta, pérdidas de arriostre y falla o asentamiento de apoyos.

Son síntomas de daño debido a sobresfuerzos las elongaciones inelásticas o decremento del área de acero de la sección transversal en elemento en tracción y el pandeo en miembros en compresión.

15. Corrosión

La corrosión es un problema común para las estructuras de acero y hierro. El producto de la corrosión tiene un volumen mayor que el material original y provoca tensiones de empuje en el material. La corrosión provoca una reducción de la sección transversal del elemento estructural y, a su vez, conduce a una reducción de la rigidez de la estructura. La disminución del área de la sección transversal también significa un aumento de los esfuerzos en el elemento.

En las estructuras de acero, se pueden identificar cinco tipos diferentes de corrosión, a saber:

15.1. Corrosión superficial

La corrosión superficial, ocurre en la superficie del componente y causa daño y reducción de la sección transversal en el elemento estructural. Es la forma más benigna o menos peligrosa pues el material se va gastando gradualmente extendiéndose en forma homogénea sobre toda la superficie metálica y su penetración media es igual en todos los puntos.

15.2. Corrosión por picadura

La corrosión por picadura tiene lugar en una superficie muy pequeña y es muy difícil de ver en muchos casos. Las picaduras van avanzando hacia el interior del acero y dan como resultado una concentración de esfuerzos locales. La humedad tiene un efecto como acelerador de la corrosión por picaduras. Durante el picado, el ataque se localiza en puntos aislados de superficies metálicas pasivas y se propaga hacia el interior del metal formando en ocasiones túneles microscópicos. Las picaduras pueden contribuir de manera importante a una falla general, en componentes sujetos a esfuerzos muy altos, dando como consecuencia la falla por corrosión bajo tracción.

15.3. Corrosión por hendiduras

La corrosión por hendiduras se produce cuando dos aceros o metales del mismo tipo están en contacto entre sí, por ejemplo, en placas de refuerzo pernaadas, placas de empalme, placas de refuerzo, entre otros El producto de corrosión tiene un efecto de hinchamiento en el material y genera fuerzas de desgarramiento que provocan daños en el material. Para que se presente la corrosión por hendidura, esta debe ser muy cerrada, con dimensiones menores a un milímetro. Aunque no se han definido los límites de la brecha, es conocido que este tipo de corrosión no se presenta en espacios más grandes. Para que se presente este tipo de corrosión no es necesario que las dos superficies de aproximación sean metálicas, también se ha reportado en caso de materiales no metálicos (polímeros, asfaltos, vidrio, neopreno) en contacto con superficies metálicas. El hecho de que esto pueda ocurrir es de una importancia especial para la aplicación y selección de materiales de juntas de dilatación, apoyos, entre otros.

15.4. Corrosión galvánica

La corrosión galvánica ocurre cuando dos tipos diferentes de aceros o metales se unen o conectan entre sí, por ejemplo, en uniones soldadas, atornilladas, pernaadas o remachadas. El metal más activo padece una corrosión más acelerada,

mientras que la corrosión en los miembros menos activos se retarda o elimina. Esta corrosión provoca daños locales. Algunos elementos deben estar presentes para que se produzca la corrosión galvánica son:

- Un electrolito (por ejemplo, el agua es el más común)
- Conexión eléctrica (entre los dos elementos)
- Una corriente galvánica significativa (puede activarse mediante una diferencia de potencial entre los metales, se requieren al menos 50 mV)
- Reacción catódica

Hay algunos factores que tienen un efecto acelerador en el proceso de corrosión galvánica. Entre ellos se encuentran la temperatura ambiente, la conductividad del electrolito y la relación de área del ánodo y el cátodo. Para evitar la corrosión galvánica, se puede colocar aislamiento entre los metales. Esto se puede proporcionar revistiendo un metal o ambos metales (por ejemplo: con pintura).

15.5. Corrosión por esfuerzo

La corrosión por esfuerzo es más común y afecta a puentes atirantados y cables en puentes colgantes. Es una falla corrosiva en la que se forman las grietas de un componente bajo la acción combinada de esfuerzos mecánicos y un medio ambiente agresivo. Los esfuerzos y el medio ambiente agresivo se unen para ocasionar una falla súbita. A continuación, se dan algunas partes propensas a la corrosión por esfuerzo:

- Cojinetes y juntas de expansión
- Pasadores de cojinete
- Conexiones remachadas
- Conexiones por fundición o empotradas
- Tirantes

16. Accidentes

Los daños por accidentes causados por vehículos pueden provocar distorsiones, roturas, grietas o pérdidas de sección en los componentes del puente. En ocasiones, los daños en los componentes del

puente no necesitan ser reparados y no deben repararse dependiendo de cómo este daño influya en el sistema de capacidad de carga. El examen del daño debe realizarse con mucha precisión y de ser necesario iniciar inmediatamente las reparaciones.

17. Fatiga

La fatiga es un daño progresivo y localizado en el elemento estructural. Este daño, fatiga, puede ocurrir cuando el elemento estructural se somete a cargas cíclicas. La falla del elemento estructural puede ocurrir bajo la carga última e incluso debajo del límite elástico del material. La grieta por fatiga tiene dos etapas, a saber [9]:

- Inicio de la grieta
- Propagación de la grieta

Para estructuras pintadas, una rotura en la pintura acompañada por manchas de oxidación indica la posible existencia de una grieta de fatiga. Si se sospecha de su existencia, el área será limpiada y se dispondrá una inspección visual de primer plano. Adicionalmente, se pueden prever más pruebas, tales como tintas penetrantes, para identificar la grieta y determinar su extracción. Si existieran o se descubren grietas de fatiga, se deberá efectuar inspecciones más detalladas.

Las estructuras más antiguas requieren una consideración especial con respecto a la fatiga, ya que a menudo no se tuvo en cuenta en el diseño. Se puede evitar o reducir el efecto de la fatiga, por ejemplo, reduciendo la cantidad de carga y ciclos de carga, aumentando el área de la sección transversal del miembro, reduciendo la carga sobre el miembro por redistribución de cargas al agregar elementos adicionales. Algunos detalles propensos a la fatiga incluyen:

- Orificios para remaches y pernos, soldaduras
- Pendolones cortos, en pasarelas colgantes y puentes de carretera
- Arriostramientos ligeros bajo cargas de vibración, cargas de viento o cargas de tráfico
- Platabandas en algunas zonas de los cordones del puente

En los puentes de celosía en acero remachados, la posible ubicación de las grietas por fatiga se muestra en la siguiente figura.

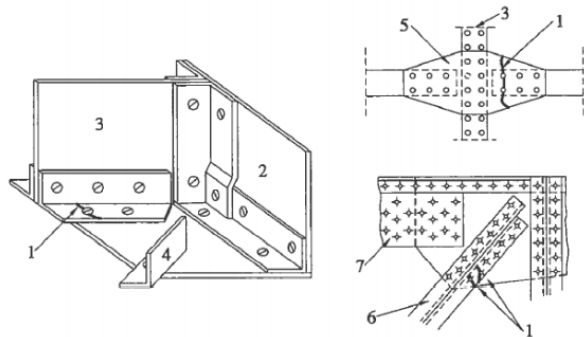


Figura 16. Grietas de Fatiga en Puentes en Celosía Remachados.

Nota. Posible ubicación de grietas de fatiga en puente en celosía, remachados. 1-grietas de fatiga, 2-viga principal, 3-viga travesaño, 4 – arriostriamientos, 5 – platabanda, 6 – diagonal, 7 – cordón superior.

18.Causas Externas

El medio ambiente, elementos de madera, la vida silvestre, los incendios y el vandalismo son ejemplos típicos de daños externos. El entorno agresivo aumenta el riesgo de corrosión del hierro y el acero. Puentes próximos al mar, con altas temperaturas del verano y vientos dominantes, favorecen un ambiente altamente agresivo, además, si se presenta una deficiente calidad de los materiales y alta porosidad del concreto puede producir la alta carbonatación, acelerando la oxidación del refuerzo del concreto en muchas zonas.

El ácido acético de elementos en madera daña los revestimientos de protección y, por lo tanto, aumenta el riesgo de corrosión. En el caso de vida silvestre, (por ejemplo: las palomas), la corrosión comienza en el patín inferior de las vigas de acero debido a la excreta depositada en el patín. El fuego puede ser causado por vandalismo o incidentes de vehículo y da como resultado el debilitamiento del material. Se debe analizar y examinar el grado de deterioro y se deben aplicar medidas de reparación si es necesario.

19.Defectos en Tableros

Los defectos comunes en tableros de concreto son desgaste, delaminación, descascaramiento, grietas de flexión longitudinal, grietas de flexión transversal en las regiones de momento negativo, corrosión de la armadura de refuerzo, grietas debido a agregados reactivos y daños debido a contaminación química.

20.Defectos en Juntas

Los daños en las juntas son causados por impacto vehicular, temperaturas extremas y acumulación de tierra y escombros. Los daños por escombros y tránsito de vehículos pueden causar que la junta sea rasgada, que los anclajes sean arrancados, o sean removidos totalmente.

Las temperaturas extremas pueden romper la adherencia entre la junta y el tablero y, consecuentemente, resultar en la remoción total de la junta. La función primaria de la junta es acomodar la expansión y contracción de la superestructura del puente.

21.Defectos en Apoyos

Los apoyos pueden ser categorizados en dos grupos: metálicos y elastoméricos. Los apoyos metálicos pueden volverse inoperativos debido a corrosión, acumulación de escombros, u otras interferencias. Otros tipos de daños son pérdidas de seguros, rotura de soldadura, corrosión en la superficie deslizante o desalineamientos.

Los daños en placas de apoyo elastoméricos son: excesivo abultamiento, rompimiento o desgarramiento, corte y falla por corrimiento.

22.Otros defectos

El mantenimiento de los desagües del tablero es importante. La presencia de agua por una inadecuada evacuación da lugar a problemas muy diversos que pueden afectar tanto a los estribos como a las pilas, cabezales, arcos, bóvedas, tableros, vigas, apoyos, terraplenes de acceso, entre

otros. Ya sea por la propia acción directa del agua: erosiones, socavaciones, humedad; o por su acción como vehículo de otros agentes agresivos: corrosión por sales, ataque por sulfatos, disolución de ligantes en mortero, entre otros.

En las estructuras metálicas resulta evidente la importancia de evitar la presencia permanente en determinadas zonas de humedad, que acaban siendo origen de fuertes problemas de corrosión. Como desperfectos originados en las zonas de apoyo y juntas por la humedad que permanentemente se presentan en tales zonas.

Las fisuras de flexión son las que se sitúan más generalmente en la zona central de la luz, incluyendo las zonas llamadas de “momentos nulos”. Nacen en la fibra inferior, cortan el cordón inferior de la viga, suben por el alma, al principio verticalmente, y luego se inclinan bajo la influencia del esfuerzo cortante cuando se aproximan a los apoyos.

Parte V

Puentes Complejos

Los puentes complejos son una clasificación de puentes y no un tipo de inspección.

Se incluyen todos los puentes móviles, colgantes, atirantados y otros puentes con características inusuales.

1. Propósito

- Determinar y documentar qué puentes se clasificarán como puentes complejos.
- Proporcionar como mínimo un líder del equipo de inspección.
- Desarrollar procedimientos escritos para inspecciones complejas de puentes, indicando cualquier requisito especial para el líder del equipo de inspección o inspectores de puentes específicos (es decir, inspectores de sistemas mecánicos o eléctricos).

- Si es necesario, documentar en el archivo de inspección del puente cualquier procedimiento de inspección especializado adicional que deba seguirse, y la capacitación y experiencia adicional / especializada que se requiere de los inspectores.

2. Frecuencia

Realizar inspecciones a intervalos que no excedan los 24 meses.

3. Inspección

La inspección de puentes complejos requiere una planificación, programación y equipo considerables, y también puede requerir la utilización de inspectores con capacitación y experiencia especializadas.

Desarrollar un plan de inspección especializado para cada puente complejo, que refleje las características únicas de la estructura. Para cada puente clasificado como complejo, el plan de inspección, así como el archivo del puente, describe el enfoque de inspección, el equipo que se utilizará y la capacitación y experiencia requeridas del equipo de inspección. Cuando se requieran métodos de inspección especializados para evaluar elementos especiales, documentar en el plan de inspección y en el archivo del puente una descripción de estos métodos. Identificar en el plan de inspección las consideraciones de seguridad y los procedimientos de seguridad que deben seguirse durante la inspección.

Algunos tipos de puentes complejos se describen brevemente a continuación:

3.1. Puentes móviles

Los tipos más comunes de puentes móviles son el tramo giratorio, el tramo de elevación vertical y el tramo basculante (de una o dos hojas).

Los puentes móviles emplean sistemas eléctricos y mecánicos, así como componentes estructurales, y requieren personal de inspección con equipo

especializado y capacitación en la evaluación de estos sistemas.

3.2. Puentes colgantes

Los puentes colgantes incluyen tramos que incorporan sistemas de suspensión con cable colgante, barras de ojo y pendolones.

Para los sistemas de suspensión de cables, examinar los cables de suspensión principales para ver que su cubierta protectora o revestimiento esté en buenas condiciones y proteja el acero de la corrosión.

Prestar especial atención a las áreas de cables adyacentes a las placas de cables, en las monturas sobre las torres y en los anclajes.

Hacer hincapié en comprobar el estado del sellante en las ubicaciones de las bandas de unión de los cables principales del puente colgante.

Examinar las bandas de unión que sujetan los pendolones al cable de suspensión principal para ver que no se haya producido ningún deslizamiento y que todos los pernos parezcan estar apretados.

Revisar los anclajes en busca de corrosión y para asegurarse de que haya una protección adecuada contra la entrada o acumulación de humedad donde pueda causar corrosión. Prestar especial atención a las barras de anclaje de acero incrustadas en el concreto en la interfaz del acero y el concreto.

Utilizar pruebas no destructivas según sea necesario para evaluar el estado de los cables.

Inspeccionar en detalle las armaduras de refuerzo, el sistema de piso, las torres y las bandas de cables.

Los sistemas de suspensión de barras de ojo que tienen barras de acero planas fabricadas en una cadena, con cada eslabón que consta de dos o más ojales, conectados por pasadores se consideran críticos para la fractura, FCM, a menos que la evaluación indique lo contrario.

Los ojales utilizados en un tramo de suspensión de cadena son muy similares a los de una cercha. Se debe usar el mismo tipo de inspección en un pendolón que la que se usa en el cordón de una cercha:

- Inspeccionar cuidadosamente el área alrededor del ojo y la banda para ver si hay grietas.
- Examinar los espaciadores de las clavijas al final de cada barra de ojo para asegurarse de que las sujetan en la posición correcta.
- Observar las barras de ojo bajo carga viva para asegurarse de que la carga se distribuya uniformemente a cada miembro del enlace.
- Examinar de cerca las barras de ojo espaciadas en el pasador para detectar la acumulación de corrosión (óxido del paquete) entre cada miembro.
- Buscar reparaciones de soldadura. •
- Inspeccionar con mucho cuidado los pasadores, tuercas de pasador, tapas de pasador, pernos pasantes y otros componentes similares.

3.3. Puentes atirantados

Los puentes atirantados consisten en vigas de caja de concreto o acero o cerchas sostenidas por cables que se originan en una torre o torres altas. Estos cables pueden ser FCM y la inspección es primordial. Los procedimientos de inspección de cables deben abordar la protección de cables, anclajes y sistemas de amortiguación.

Cada puente atirantado debe tener un manual de inspección preparado por el diseñador que proporcione un conjunto completo de procedimientos especiales para su uso en la realización de inspecciones. El manual generalmente describirá los diversos componentes del puente, los requisitos de diseño y las técnicas de construcción utilizadas. El manual también describirá los procedimientos de inspección a seguir para cada elemento e incluirá los procedimientos de mantenimiento recomendados.

La inspección de los demás elementos estructurales se realiza de acuerdo con la presente guía.

3.4. Puentes de arco atirantados

Los puentes de arco atados atan los extremos del arco al cordón inferior de tal manera que las fuerzas horizontales generadas dentro de los nervios del arco a medida que se cargan son restringidas por el cordón inferior, actuando en tensión como la cuerda de un arco.

Los amarres verticales transmiten fuerzas verticales de carga viva y muerta desde el tablero hasta el arco. Los puentes de arco atados se consideran críticos para las fracturas y requieren una planificación e inspección cuidadosas, particularmente en las conexiones entre los tirantes verticales y las uniones del arco y en las conexiones del arco con el tablero.

Referencias

- [1] “INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE PUENTES | TECSA”. [En línea]. Disponible en: https://tecsa.com.mx/?page_id=357. [Consultado: 19-may-2021].
- [2] “Bridge-Deck-Drawing.png (340×211)”. [En línea]. Disponible en: <https://www.shortspansteelbridges.org/wp-content/uploads/2020/04/Bridge-Deck-Drawing.png>. [Consultado: 21-may-2021].
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), “Manual for Bridge Evaluation (3rd Edition), with 2020 Interim Revisions”, *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, 04-may-2020. [En línea]. Disponible en: <https://app.knovel.com/web/toc.v/cid:kpMBEE0007/viewerType:toc/>. [Consultado: 14-may-2021].
- [4] M. P. Bowman Chintan Patel, “Pack Rust Identification and Mitigation Strategies for Steel Bridges”.
- [5] Department of Transportation, *Bridge Safety Inspection Manual*, Fourth Edition., vol. Publication 238. Pennsylvania: Department of Transportation, 2021.
- [6] M. Rossow, *Bridge Inspection of Steel Superstructures - Part 1 (BIRM)*, CED Engine. 2004.
- [7] “Designing a Safe Wildlife Crossing in Utah | WSP”. [En línea]. Disponible en: <https://www.wsp.com/en-US/insights/designing-a-safe-wildlife-crossing-in-utah>. [Consultado: 27-may-2021].
- [8] “Open Grid Decks - Short Span Steel Bridges”. [En línea]. Disponible en: <https://www.shortspansteelbridges.org/open-grid-decks/>. [Consultado: 21-may-2021].
- [9] J. M. C. Cadei, T. J. Stratford, L. C. Hollaway, y W. G. Duckett, *Strengthening Metallic Structures using Externally Bonded Fibre-Reinforced*. Londres, 2004.
- [10] T. Day, “The Failure of Inverythan Bridge, 1882”, *J. Railw. Canal Hist. Soc.*, vol. 33, núm. 107, pp. 404–415, 2000.
- [11] African Pegmatite, “Tipos de defectos de fundición en la fundición de arena | African Pegmatite”, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://mineralmilling.com/es/tipos-de-defectos-de-fundicion-en-la-fundicion-de-arena/>. [Consultado: 06-may-2021].

GUÍA DE EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE PUENTES DE ACERO

OTRAS SERIES DE LA GUÍA:

- 1. INSPECCIÓN**
2. ENSAYOS
3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL
4. CALIFICACIÓN DE RIESGO Y CAPACIDAD DE CARGA
5. DISEÑO DE REHABILITACIÓN
6. PROCESOS CONSTRUCTIVOS
7. PRUEBAS DE CARGA
8. INSTRUMENTACIÓN