



**FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**EVALUACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA DEL
PUENTE HUALLAGA, MEDIANTE EL ANÁLISIS
ESTÁTICO EN BASE A LAS ESPECIFICACIONES
AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES
APLICANDO EL MÉTODO LRFD, HUÁNUCO – 2016**

PRESENTADO POR EL BACHILLER

CÁMARA CRUZ TONY JORGE

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

HUÁNUCO – PERÚ

2017

DEDICATORIA

A Dios,
quien a estado conmigo en todo momento,
brindándome inmunidad, ante todo.

A mis padres Tedodolo Cámara Brioso y
Yolanda Cruz Esteban, por el gran ejemplo
superación y apoyo incondicional en el
desarrollo de mi carrera profesional.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a los docentes de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Alas Peruanas-Filial Huánuco, Mag. Ing. Jose Luis Villavicencio Guardia y el Doc. Ing. Félix Marín Guillen, por el apoyo y la confianza en el asesoramiento, revisión y culminación de la presente investigación.

Agradezco a los ingenieros de Provias Nacional de la Unidad Zonal VII Huánuco – Ucayali, por otorgarme el permiso para efectuar los trabajos de campo a realizar en el Puente Huallaga.

Asimismo un agradecimiento al Ing. Percy Barreto Valderrama por el inculcar en el desarrollo de investigación relacionada a los Puentes.

Además un agradecimiento a mis amigos y familiares por su valiosa participación en la realización de toma de datos de campo del puente Huallaga.

RESUMEN

En red vial peruana presentan obstáculo que tienen que ser salvados por una estructura segura y económica; para dar continuidad al tránsito fluidamente, mediante estructuras denominados puentes vehiculares o carreteros. Estas deben diseñarse estéticamente, de modo que armonicen y enriquezcan la belleza de sus alrededores. Los obstáculos pueden ser variados y presentan condiciones que obligan a usar diferentes tipos de estructura.

En el presente estudio se obtuvieron datos, mediante la realización de trabajos de inspección de campo y análisis estático por software, generando planos, cuadros, hojas cálculos, modelos matemáticos, sirviendo para estimar capacidad de carga, condiciones de los elementos de la superestructura y deflexión máxima.

La presente tiene como objetivo principal evaluar la estructura denomina puente Huallaga, teniendo en cuenta las cargas de los peatones, cargas de asfalto, peso propio y cargas del camión T3S3 como también para el camión de diseño HL-93, individualmente. Teniendo en cuenta que produzcan fuerzas y por lo tanto desplazamiento y deformaciones en las direcciones verticales y longitudinales. Así mismo estos resultados, has sido comparadas por los datos adquiridos en campo y especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD – 2012.

Finalmente se determinó las condiciones en que se encuentra el puente Huallaga con los datos de deformaciones de la estructura por peso propio (Resistencia II), también por servicio (Servicio II), desplazamientos en los apoyos móviles y capacidad admisible el cada elemento que compone la superestructura.

Estos resultados sirvieron para estimar en la condición que encuentra la superestructura y realizar recomendaciones para preservar la estructura y evitar futuras catástrofes.

SUMMARY

In Peruvian road network they present obstacles that have to be saved by a safe and economic structure; To give continuity to the traffic flow, through structures called vehicular bridges or carreteros. These must be designed aesthetically, so that they harmonize and enrich the beauty of their surroundings. Obstacles can be varied and present conditions that require different types of structure.

In the present study data were obtained by performing field inspection and static analysis by software, generating plans, tables, sheets calculations, mathematical models, serving to estimate load capacity, conditions of the elements of the superstructure and deflection Maximum.

The main objective of the present study is to evaluate the structure called the Huallaga bridge, taking into account the loads of the pedestrians, asphalt loads, own weight and loads of the truck T3S3 as well as for the individual truck HL-93. Taking into account that they produce forces and therefore displacement and deformations in the vertical and longitudinal directions. Likewise, these results have been compared by data acquired in the field and AASHTO specifications for the design of bridges by the LRFD - 2012 method.

Finally, the conditions in which the Huallaga bridge was found with the data of deformations of the structure by its own weight (Resistance II), also by service (Service II), displacements in the movable supports and admissible capacity each element that composes the superstructure.

These results served to estimate the condition found in the superstructure and make recommendations to preserve the structure and avoid future catastrophes.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
RESUMEN	iii
SUMARY	iv
ÍNDICE GENERAL	v
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE CUADROS	xvi
ÍNDICE DE TABLAS	xvii

CAPÍTULO I.

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema.....	2
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivo general.....	3
1.2.2. Objetivos específicos.....	3
1.3. Justificación e importancia del problema.....	3
1.4. Delimitaciones del problema.....	4
1.4.1. Localización del objeto de estudio.....	4
1.5. Limitaciones.....	6
1.5.1. Limitación de espacio o territorio.....	6
1.5.2. Limitación económica.....	6
1.5.3. Limitación social.....	7
1.5.4. Limitación de información.....	7

CAPÍTULO II.

2. MARCO TEORICO	8
2.1. Antecedentes del Problema.....	9
2.1.1. A Nivel Internacional.....	9
2.1.2. A nivel Nacional.....	12

2.1.3. A nivel local.....	14
2.2. Bases teóricas.....	14
2.2.1. Capacidad de carga.....	14
2.2.2. ¿Qué es Carga?.....	16
2.3. Filosofía de diseño para puentes vehiculares.....	17
2.4. Evolución de las especificaciones de diseño.....	18
2.5. Filosofía de seguridad.....	19
2.5.1. Diseño por esfuerzo admisible (ASD).....	19
2.5.2. Diseño por factor de carga (LFD).....	21
2.5.3. Diseño por factor de carga y resistencia (LRFD).....	23
2.6. La base probalística de las especificaciones LRFD.....	24
2.6.1. Confiabilidad como base de la filosos de diseño.....	24
2.6.2. Calibración de factores de carga y resistencia.....	29
2.7. Objetivos de diseño.....	35
2.7.1. Seguridad.....	35
2.7.1.1. La ecuación de suficiencia.....	36
2.8. Estados límite.....	37
2.8.1. Estado límite de servicio.....	38
2.8.2. Estado límite de fatiga y fractura.....	39
2.8.3. Estado límite de resistencia.....	39
2.8.4. Estado límite correspondiente a eventos extremos.....	39
2.9. Requisitos especiales para las especificaciones LRFD.....	40
2.9.1. Ductilidad.....	40
2.9.2. Redundancia.....	41
2.9.3. Importancia operativa.....	42
2.10. Factor de carga y combinación de cargas de diseño en LRFD.....	43
2.11. Serviciabilidad.....	47
2.12. Constructibilidad.....	50

CAPÍTULO III

3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	51
3.1. Tipo de investigación.....	52
3.2. Enfoque de la investigación.....	52

3.3. La naturaleza de los datos.....	52
3.4. La orientación.....	52
3.5. La dimensión cronológica.....	52
3.6. Método de investigación.....	53
3.6.1. Método de investigación Visual.....	55
3.6.2. Método Descriptivo.....	55
3.6.3. Método analítico-sintético	55
3.6.4. Método inductivo-deductivo.....	55
3.6.5. Método Estadístico.....	56
3.6.6. Método Analítico.....	56
3.7. Población y muestra.....	57
3.7.1. Universo.....	57
3.7.2. Población.....	57
3.7.3. Muestra.....	57
3.7.4. Unidad de Análisis.....	57
3.8. Técnicas, instrumentos y fuentes de recolección de datos.....	58
3.8.1. Fuentes.....	58
3.8.1.1. Fuentes Primarias.....	58
3.8.1.2. Fuentes Secundarias.....	58
3.8.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	59
3.8.2.1. Ficha de entrevista personal periódico.....	59
3.8.2.2. Ficha de características generales de puente Huallaga	59
3.8.2.3. Toma de datos de la inspección.....	59
3.8.2.4. Evaluación de conducción de los elementos inspeccionados	59
3.8.2.5. Panel fotográfico y descripciones	60

CAPÍTULO IV

4. INSPECCIÓN DEL PUENTE HUALLAGA.....	61
4.1. Introducción.....	62
4.2. Requisitos y obligaciones del personal de inspección.....	62
4.2.1. Seguridad del personal durante la inspección.....	62
4.3. Equipos y herramientas para las inspecciones.....	64
4.3.1. Herramientas para limpieza.....	64

4.3.2.	Herramientas para ayuda visual.....	64
4.3.3.	Herramientas para documentación.....	65
4.3.4.	Herramientas para acceso.....	65
4.3.5.	Herramientas para misceláneas.....	65
4.3.6.	Equipo de señalamiento para inspección de calzadas.....	65
4.3.7.	Equipo para la verificación de los niveles del puente.....	66
4.4.	Procedimiento de inspección.....	66
4.4.1.	Acciones en el campo propiamente dichas.....	66
4.4.2.	Acciones para detectar daños más comunes.....	68
4.4.2.1.	Componentes de concreto.....	68
4.4.2.2.	Componentes de acero.....	70
4.4.2.3.	Evaluación del grado de oxidación en superficies de acero pintado según la ASTM D610 y SSPC.....	71
4.4.2.4.	Evaluación estándar para medición de adhesión por prueba de cinta según ASTM D3359.....	78
4.4.2.5.	Prueba de los elementos de acero.....	80
4.4.2.6.	Tableros.....	86
4.4.2.7.	Juntas.....	86
4.4.2.8.	Apoyos.....	87
4.4.3.	Ejecución de la inspección.....	87
4.4.3.1.	Superestructura.....	88
4.4.3.2.	Inspección del cauce.....	88
4.4.3.3.	Aparatos de apoyo.....	89
4.4.3.4.	Vigas y largueros.....	90
4.4.3.5.	Reticulados.....	90
4.4.3.6.	Tableros.....	91
4.4.3.7.	Superficie de rodadura.....	92
4.4.3.8.	Acceso al puente.....	93
4.4.4.	Calificación de condición global del puente.....	94
4.5.	Tipos de estructuras de puentes.....	94
4.5.1.	Superestructura tipo losa.....	94
4.5.2.	Superestructura tipo losa con vigas.....	95
4.5.2.1.	Puente losa con viga.....	95

4.5.2.2. Puente losa con viga pretensado.....	96
4.5.2.3. Puente viga cajón.....	97
4.5.3. Puente tipo pórtico.....	97
4.5.3.1. Puente pórtico tipo jabalconados.....	97
4.5.3.2. Puente pórtico tipo marco.....	98
4.5.4. Puente tipo arco.....	98
4.5.5. Puente colgante.....	99
4.5.6. Puente atirantado.....	101
4.5.7. Puente modular.....	101
4.5.8. Puente tipo reticulado.....	102
4.5.9. Tipos de armaduras para puentes reticulados.....	103
4.5.9.1. Armadura tipo Howe.....	103
4.5.9.2. Armadura tipo Pratt.....	103
4.5.9.3. Armadura tipo Warren.....	104
4.5.9.4. Armadura tipo Whipple.....	104
4.5.9.5. Armadura de Cordon superior arqueado.....	105
4.5.9.6. Armadura tipo Baltimore.....	105
4.5.9.7. Armadura tipo Pennsylvania o Petit.....	106
4.5.9.8. Armadura tipo “K”.....	106
4.6. Relación de elementos de puentes.....	107

CAPÍTULO V

5. ANÁLISIS ESTÁTICO DEL PUENTE HUALLAGA.....	116
5.1. Introducción.....	117
5.2. Denominación de las cargas.....	118
5.2.1. Cargas permanentes.....	118
5.2.2. Cargas transitorias.....	119
5.2.3. Carga viva vehicular.....	120
5.2.3.1. Carga viva vehicular de diseño.....	121
5.2.3.2. Camión de diseño.....	122
5.2.3.3. Tándem de diseño.....	123
5.2.3.4. Carga de carril de diseño.....	123
5.2.3.5. Aplicación de sobrecarga vehicular de diseño.....	124

5.2.4. Cargas peatonales	126
5.2.5. Presencia múltiple.....	126
5.2.6. Efectos dinámicos (impacto).....	127
5.2.7. Fuerza de frenado.....	128
5.3.Estados límites.....	129
5.3.1. Acero estructural.....	129
5.3.1.1.Grados de acero para perfiles y placas	129
5.3.1.2.Grados de acero para secciones estructurales huecas y tubos.....	132
5.3.1.3.Resistencia a la tracción de acero estructural.....	136
5.3.1.4.Resistencia a la compresión acero estructural	137
5.3.2. Estado límite de servicio	137
5.3.2.1.Deformaciones	137
5.3.2.2.Criterios para la deflexión	137
5.3.2.3.Criterios opcionales para relaciones longitud de tramo profundidad.....	139
5.3.3. Estado límite de resistencia	140
5.3.3.1.Factores de resistencia	140
5.4.Modelación estructural realizado por el Software CsiBridge 2016.....	143
5.4.1. Cargas.....	144
5.4.1.1.Cargas muertas (DL).....	144
5.4.1.2.Cargas vivas (LL)	145
5.4.1.3.Cargas de la línea de diseño.....	147
5.4.1.4.Vehículos de diseño.....	147
5.4.2. Efectos dinámicos	152
5.4.3. Fuerza de frenado (BR).....	152
5.4.4. Resultado de análisis.....	153
5.4.4.1.Estados límites para el diseño.....	154
5.4.4.2.Respuesta por resistencia II.....	155
5.4.4.3.Respuesta por servicio II.....	156
5.4.4.4.Líneas de influencia	158
5.4.4.5.Reacciones en los apoyos	165
5.4.4.6.Desplazamiento	166

CAPÍTULO VI

6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	167
----------------------------------	-----

CAPÍTULO VII

7. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	172
7.1. Conclusiones.....	173
7.2. Recomendaciones.....	184

REFERENCIAS

ANEXO A: Permiso para realizar trabajos de campo en el puente Huallaga emitido por el MTC.....	189
ANEXO B: Inspección detallada del puente Huallaga según MTC.....	194
ANEXO C: Cálculo para capacidad de carga del puente Huallaga.....	226
ANEXO D: Certificado de calibración de la estación total utilizada en la investigación.....	232
ANEXO E: Ficha de entrevista periodística personal.....	235
ANEXO F: Fichas de inspección según MTC.....	239
ANEXO G: Fichas de registros de itinerario	244
ANEXO H: Panel fotográfico.....	247
ANEXO I: Planos.....	250

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Ubicación del Objeto de Estudio.....	5
Figura 2.1. Curvas de Bell que ilustran la distribución de la carga y de la resistencia.....	25
Figura 2.2. Curvas de Bell que ilustran la definición del índice de confiabilidad.....	27
Figura 2.3. Índices de Confiabilidad inherentes en las Especificaciones AASHTO Standard 1989.....	33
Figura 2.4. Índice de confiabilidad para momento de tramo simple en vigas de hormigón pre esforzado en las Especificaciones AASHTO (1989).....	34

Figura 2.5. Índice de confiabilidad para cortante de tramo simple en vigas de hormigón pre esforzado en las Especificaciones AASHTO (1989).....	34
Figura 4.1. Equipo de Protección Personal.....	63
Figura 4.2. Señalización Vial.....	63
Figura 4.3. Grado de óxido L1.....	75
Figura 4.4. Grado de óxido L2.....	76
Figura 4.5. Grado de óxido L3.....	77
Figura 4.6. Placa de muestra.....	81
Figura 4.7. Prueba de tintes de penetración.....	81
Figura 4.8. Proceso de aplicaciones de tintes penetrantes.....	82
Figura 4.9. Pruebas con partículas magnéticas	82
Figura 4.10. Proceso de aplicación de partículas magnéticas	83
Figura 4.11. Pruebas ultrasónicas	83
Figura 4.12. Aplicación típica de pruebas ultrasónicas	84
Figura 4.13. Equipos para pruebas radiográficas.....	84
Figura 4.14. Aplicación típica de pruebas radiográficas.....	85
Figura 4.15. Prueba de holografía acústica.....	85
Figura 4.16. Generación de resultados Prueba de Holografía acústica.....	86
Figura 4.17. Puente tipo Losa.....	95
Figura 4.18. Puente losa con Viga.....	95
Figura 4.19. Fuerzas actuantes en un proceso de Pretensado.....	96
Figura 4.20. Puente losa de Viga Pretensado.....	96
Figura 4.21. Puente Viga Cajón.....	97
Figura 4.22. Puente Pórtico tipo jabalconados Perfil Longitudinal.....	98
Figura 4.23. Puente Pórtico tipo jabalconados Idealización.....	98
Figura 4.24. Puente Tipo Pórtico tipo Marco.....	98
Figura 4.25. Puente Tipo Arco.....	99
Figura 4.26. Puente Tipo Arco sección Transversal.....	99
Figura 4.27. Puente Colgante.....	100
Figura 4.28. Puente Colgante con Fijadores (Detalle).....	100
Figura 4.29. Puente Atirantado.....	101
Figura 4.30. Puente Modular.....	102
Figura 4.31. Partes de Puente reticulado metálico de Tablero Inferior.....	102

Figura 4.32. Armadura tipo Howe.....	103
Figura 4.33. Armadura tipo Pratt.....	103
Figura 4.34. Armadura tipo Warren.....	104
Figura 4.35. Armadura tipo Whipple.....	105
Figura 4.36. Armadura de cordón Superior Arqueado.....	105
Figura 4.37. Armadura tipo Baltimore.....	106
Figura 4.38. Armadura tipo Pennsylvania o Petit.....	106
Figura 4.39. Armadura tipo “K”.....	107
Figura 5.1. Características del Camión de Diseño.....	122
Figura 5.2. Características del Tándem de diseño.....	123
Figura 5.3. Carga de carril de diseño.....	123
Figura 5.4. Camión de diseño combinada con la carga del carril de diseño.....	124
Figura 5.5. Tándem de diseño combinada con la carga del carril de diseño.....	124
Figura 5.6. Dos camiones de diseño combinada con la carga del carril de diseño.....	125
Figura 5.7. Porción inicial de la curva esfuerzo – deformación para aceros de alto contenido de carbono.....	134
Figura 5.8. Curvas esfuerzo – deformación de algunas calidades de acero.....	134
Figura 5.9. Curvas esfuerzo – deformación de efectos de perfiles laminados en caliente ya enfriados.....	134
Figura 5.10. Porción Inicial de la curva esfuerzo – deformación para aceros de bajo contenido de carbono.....	135
Figura 5.11. Software utilizado para el análisis.....	143
Figura 5.12. Modelo matemático del Puente Huallaga.....	143
Figura 5.13. Propiedades del Material (concreto $f'c=280$ kg/cm ²).....	144
Figura 5.14. Propiedades del Material (Acero A709 Grado 50).....	144
Figura 5.15. Peso de la estructura, evaluada de la geometría y el peso específico de los materiales, obteniendo peso total de de la estructura en servicio 421.28 kg.....	145
Figura 5.16. Definición del carril de Diseño (Flujo Vehicular derecho).....	146
Figura 5.17. Definición del carril de Diseño (Flujo Vehicular Izquierdo).....	146
Figura 5.18. Tándem de Diseño HL-93M.....	147
Figura 5.19. Definición del tándem de diseño con carga distribuida HL-93M.....	148
Figura 5.20. Camión de diseño con carga distribuida HL-93K.....	148
Figura 5.21. Definición del camión de diseño con carga distribuida HL-93K.....	149

Figura 5.22. Camión de diseño con carga distribuida HL-93S.....	149
Figura 5.23. Definición del camión de diseño con carga distribuida HL-93S.....	150
Figura 5.24. Camión de diseño con carga distribuida T3S3.....	150
Figura 5.25. Definición del camión de diseño con carga distribuida T3S3.....	151
Figura 5.26. Ensamble de las cargas móviles HL-93 y T3S3.....	151
Figura 5.27. Fuerza de frenado ubicado al centro del tablero para verificar desplazamiento en los apoyos móviles.....	153
Figura 5.28. Fuerzas axiales debido al peso propio de la estructura.....	153
Figura 5.29. Fuerzas cortantes (2-2) debido al peso propio de la estructura.....	154
Figura 5.30. Momento Flector (3-3) debido al peso propio de la estructura.....	154
Figura 5.31. Estados Limites para Diseño – Resistencia II y Servicio II.....	155
Figura 5.32. Fuerza Axial en los elementos, por resistencia II (envolvente).....	155
Figura 5.33. Fuerza cortante en los elemento, por resistencia II (envolvente).....	156
Figura 5.34. Momento flector en los elementos, por resistencia II (envolvente).....	156
Figura 5.35. Fuerza Axial en los elementos, por servicio II (HL-93K).....	156
Figura 5.36. Fuerza cortante en los elementos, por servicio II (HL-93K).....	157
Figura 5.37. Momento flector en los elementos, por resistencia II (HL-93K).....	157
Figura 5.38. Fuerza Axial en los elementos, por servicio II (T3S3).....	157
Figura 5.39. Fuerza cortante en los elementos, por servicio II (T3S3).....	158
Figura 5.40. Momento flector en los elementos, por resistencia II (T3S3).....	158
Figura 5.41. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 1-A (Axial).....	159
Figura 5.42. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 1-A (Cortante).....	159
Figura 5.43. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 1-A (Momento).....	159
Figura 5.44. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 1-A (Torsión).....	160
Figura 5.45. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 9-E (Axial).....	160
Figura 5.46. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 9-E (Cortante).....	160
Figura 5.47. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 9-E (Momento).....	161
Figura 5.48 Línea de influencia del camión HL-93K en el apoyo fijo (Reacción).....	161
Figura 5.49. Línea de influencia del camión HL-93K en el apoyo Móvil (Reacción).....	161
Figura 5.50. Línea de influencia del camión T3S3, montante 1-A (Axial).....	162
Figura 5.51. Línea de influencia del camión T3S3, montante 1-A (Cortante).....	162
Figura 5.52. Línea de influencia del camión T3S3, montante 1-A (Momento).....	162
Figura 5.53. Línea de influencia del camión T3S3, montante 1-A (Torsión).....	163

Figura 5.54. Línea de influencia del camión T3S3, montante 9-E (Axial).....	163
Figura 5.55. Línea de influencia del camión T3S3, montante 9-E (Cortante).....	163
Figura 5.56. Línea de influencia del camión T3S3, montante 9-E (Momento).....	164
Figura 5.57 Línea de influencia del camión T3S3 en el apoyo fijo (Reacción).....	164
Figura 5.58. Línea de influencia del camión T3S3 en el apoyo Móvil (Reacción).....	164
Figura 5.59. Reacciones en el apoyo Fijo (Carga Muerta).....	165
Figura 5.60. Reacciones en el apoyo Móvil (Carga Muerta).....	165
Figura 5.61. Reacciones en el apoyo Fijo por servicio II Envolvente.....	165
Figura 5.62. Reacciones en el apoyo Móvil por servicio II Envolvente.....	166
Figura 5.63. Desplazamiento del apoyo Móvil, verificación de junta (Cumple).....	166
Figura 5.64. Desplazamiento en centro, por cargas de Servicio II camión T3S3.....	166
Figura 7.1. Configuración del camión T3S3 pesos y medidas máximas permitidas.....	176
Figura 7.2. Camión de diseño con carga distribuida T3S3.....	176
Figura 7.3. Definición del camión de diseño con carga distribuida T3S3 en el CsiBridge2016.....	176
Figura 7.4. Desplazamiento del Puente Huallaga por peso propio.....	182
Figura 7.5. Desplazamiento del Puente por cargas de Servicio II Envolvente para el apoyo móvil.....	183
Figura 7.6. Desplazamiento del apoyo Móvil, verificación de junta (Cumple).....	183

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 2.1. Parámetros de componentes de carga para Puentes. (Nowaek,A.S, Reporte UMCE 92-25, Universidad de Michigan,Ann Arbor, 1993).....	35
Cuadro 2.2. Combinaciones de cargas y factores de carga. (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012).....	46
Cuadro 2.3. Factor de carga para cargas permanentes. (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012).....	47
Cuadro 4.1. Escala y descripción de las clasificaciones de oxidación. (ASTM D 610 – 1 Steel Structures Painting Council).....	73
Cuadro 4.2. Prueba de Adhesión al corte según ASTM D3359: método “A” (ASTM D3359).....	79
Cuadro 4.3. Prueba de Adhesión al corte según ASTM D3359: método “B” (ASTM D3359).....	80
Cuadro 4.4. Condición global del Puente. (Guía de Inspección de Puentes – 2006 - MTC)....	94
Cuadro 5.1. Densidades. (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012).....	119
Cuadro 5.2. Factor de presencia múltiple (m) (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012).....	127
Cuadro 5.3. Incremento por carga Dinámica (m) (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012).....	128
Cuadro 5.4. Tipos de aceros y usos. (Revista Gerdau cors).....	133
Cuadro 5.5. Aceros estructurales de las ASTM (Revista Gerdau cors).....	135
Cuadro 5.6. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico. Fuente: (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012).....	140

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Toma de datos de la Inspección.....	112
Tabla 4.2. Condiciones de los elementos inspeccionados.....	115
Tabla 4.3. Condiciones estadística del Puente.....	115
Tabla 7.1. Cargas axiales para peso propio.....	174
Tabla 7.2. Resultado de combinación de cargas para Resistencia II.....	175
Tabla 7.3. Resultado de las cargas axiales por el camión T3S3.....	177
Tabla 7.4. Cargas axiales por servicio II.....	178
Tabla 7.5. Datos generales para el cálculo de esfuerzo admisible en tensión.....	179
Tabla 7.6. Resultado de esfuerzos admisibles de cada elemento en tensión.....	179
Tabla 7.7. Resultado de esfuerzos admisibles de cada elemento en compresión.....	181
Tabla 7.8. Resultado de condición estadística del puente.....	181

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

Los puentes representan una pequeña porción de la red vial que garantiza la continuidad del funcionamiento de toda la red en un contexto geográfico, toma importancia para la integración e interconexión del país.

Siendo los puentes uno de los componentes más vulnerables de una carretera, frecuentemente son los elementos que influyen en que la continuidad del servicio de transporte se efectúe en forma permanente y segura.

El puente Huallaga es una estructura que da continuidad a la red vial PE-3N, por donde circulan vehículos de diferente tándem o tipos de cargas, ya que gran cantidad de los puentes fueron diseñados con cargas de diseño AASHTO H-15, HS-15 Y HS-20, con un peso total de 13.6 ton., 24.5 ton. Y 32.8 ton., respectivamente, de muchos de los puentes actualmente en servicio, actualmente el requerimiento de diseño especifica cargas de diseño HL-93. Además, muchos de nuestros puentes han excedido su vida útil. Esto ha ocasionado que los materiales de los elementos estructurales de los puentes se deterioren y en el peor de los casos que la función del puente se vean afectadas.

Estos escenarios de peligro o amenazas tendrían consecuencias para el flujo de la red vial, entre los afectados encontraríamos a la población que transita sobre ella, obteniendo pérdidas en la economía nacional, siendo una de arterias influyentes en el transporte de los productos de consumo y afectando el desarrollo social de las regiones influyentes.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

Evaluar la superestructura del puente Huallaga, mediante el análisis estático en base a las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes aplicando el método LRFD (Diseño por Factor de Carga y Resistencia), con la finalidad de contribuir a las políticas de administración de puentes carreteros de la red vial PE-3N.

1.2.2. Objetivos específicos

- a) Determinar el camión de diseño, que al ser aplicado proporcione la capacidad de carga admisible, del puente Huallaga.
- b) Evaluar las condiciones de los elementos de la superestructura del puente Huallaga.
- c) Determinar la deflexión máxima de la superestructura, para identificar los daños estructurales que causan en los elementos del puente Huallaga.

1.3. Justificación e importancia del problema

En los últimos años la demanda de vehículos y la frecuencia de ellos ha ido creciendo, de manera acelerada poniendo de esta manera en peligro a estructuras que no fueron diseñados para tal capacidad, todo esto producto de auge económico y las necesidades sociales que vive el país.

Teniendo estos aspectos surge la necesidad de realizar una evaluación estructural para la verificación del estado del puente, condiciones geométricas, carga de diseño y otros que actualmente los requerimientos de diseño especifican.

Al efectuar la evaluación correspondiente, se dará a conocer las capacidades de carga que soporta la estructura y la vulnerabilidad que está expuesto aportando información al ministerio de transportes y comunicaciones (MTC) para contribuir con la mejora de la administración de los puentes carreteros de la red vial PE-3N del puente Huallaga.

Finalmente, cabe mencionar que la investigación que acá se desarrolla pueda servir como un insumo a tomar en cuenta en el manual de puentes 2016 que regule el diseño y construcción de puentes reticulados.

1.4. Delimitaciones del problema

1.4.1. Localización del objeto de estudio

La investigación está limitado al puente Huallaga de la ciudad de Huánuco de la región Huánuco provincia Huánuco de la red vial PE-3N, en el KM. 228.027 con coordenadas geográficas; Latitud (-9.949250) Longitud (-76.246929) y altura (1,915.374). Con coordenada UTM (N8899935.33 m ; E363306.49 m) con el elipsoide WGS84 en la zona 18 sur. Cuyas características del puente consta de un solo tramo de una longitud de 80 metros con un tablero rígido de concreto armado y superficie de rodadura de capa asfáltica, bermas laterales de 58 centímetros de ancho con dos carriles de 3.60 metros de ancho y dos apoyos laterales siendo uno de ellos fijos y el otro móvil apoyados en un

estribo de concreto armado, fue construido a base de secciones metálicas con uniones reticuladas, pernos de alta resistencia HV DIN 6914 y soldadura con electrodos según especificaciones E-70 18 AWS.

UBICACIÓN GEOGRAFICA

1. A NIVEL NACIONAL.



3. A NIVEL PROVINCIAL.



5. UBICACIÓN DEL PUENTE HUALLAGA.



2. A NIVEL REGIONAL.



4. SISTEMA NACIONAL DE CARRETERAS.



6. PUENTE HUALLAGA.



Figura 1.1. Ubicación del Objeto de Estudio

1.5. Limitaciones

1.5.1. Limitación de espacio o territorio

En el desarrollo de la investigación está limitado específicamente a la capacidad de carga de la superestructura usando “Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD”, mediante el análisis estático, del puente Huallaga de la ciudad de Huánuco, el cual fue construido a base de secciones metálicas con uniones reticuladas, pernos de alta resistencia HV DIN 6914 y soldadura con electrodos según especificaciones E-70 18 AWS con una longitud de 80 metros con un tablero rígido de concreto armado y superficie de rodadura de capa asfáltica, bermas laterales de 58 centímetros de ancho con dos carriles de 3.60 metros de ancho y dos apoyos laterales siendo uno de ellos fijos y el otro móvil apoyados en un estribo de concreto armado.

1.5.2. Limitación económica

En el proyecto de investigación de evaluación del puente Huallaga, en tal sentido de limitaciones económicas está sujeto en el coste de equipos de medición de presión milimétrica y realización de pruebas a las secciones de acero que compone en puente. Esto es causa de la falta de presencia de laboratorios de pruebas para puentes en la región, pero si la existencia en la capital lo que conlleva un alto costo de transporte y viáticos de personal y equipos de prueba.

1.5.3. Limitación social

Encontramos obstáculos para la obtención de información por la población que presencio la construcción del puente Huallaga puesto que son personas ancianas que rondan entre los 80 años, siendo poco comunes.

1.5.4. Limitación de información

Para la búsqueda de antecedentes del puente Huallaga, se llegó a buscar por diferentes medios ya sea pobladores cerca de la zona que presenciaron la construcción, libros relacionados a la historia de los puentes de la región Huánuco de diferentes autores, información de Provias Nacional- Zonal VIII Huánuco-Ucayali, donde no se encontró información bibliográfica específica, tampoco personas con información necesarias del puente Huallaga, como también la falta de interés de los usuarios en brindándonos información y a veces errónea. Teniendo que hacer una evaluación conjunta de ello para el objetivo de la investigación y basándonos a fuentes bibliográficas relacionados al puente Huallaga.

A nivel de investigación relacionada con el puente Huallaga tanto como en la Universidad Nacional Hermilio Valdizán y Universidad Privada de Huánuco, no se encontraron tesis relacionados con el tema propuesto u objetivo de la investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2. MARCO TEOÓRICO

2.1. Antecedentes del problema

2.1.1. A nivel Internacional

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA – BOGOTÁ,
COLOMBIA**

“Evaluación del estado de los puentes de acero de la red vial de Colombia – 2,004”

PRESENTADO POR: M.S.c. Edgar Eduardo Muñoz Díaz

Concluye lo siguiente:

Con base en el estudio y la evaluación estadística de las inspecciones de los puentes de acero, se encontró que los componentes con mayores daños, son las juntas de dilatación (Malo en un 12%-1996-1997), los apoyos (Malo en un 3% - 2001-2002) y los elementos de armadura (Malo en un 6%-2002-2003). Se observa que los daños más frecuentes detectados en los componentes mencionados en este documento son la corrosión, infiltración, impacto, deficiencia estructural y mal detallado estructural de las uniones (especialmente las soldadas) y los elementos ²⁰.

Por último, es claro que los daños y deficiencias han disminuido, gracias a las labores del INVIAS, dando apoyo y continuidad a las inspecciones, el mantenimiento y la rehabilitación, dentro de SIPUCOL. En las inspecciones realizadas se recomendaron, en general, estudios especializados de los puentes de acero de la Red Vial Nacional, ya que se requiere profundizar y aclarar

el tipo de daño mediante ensayos destructivos y no destructivos, y evaluar las diferentes alternativas de reparación. Para mejorar el estado de los puentes, se recomienda como trabajo futuro que la entidad invierta en investigación ²⁰.

UNIVERSIDAD DEL ORIENTE – SANTIAGO DE CUBA

“Propuesta de un modelo para la evaluación de los Puentes Metálicos – 2,009”

PRESENTADO POR: Ing. Raul Alberto Castellanes Jardines.

Concluye lo siguiente:

El análisis histórico del proceso de construcción y evaluación del estado constructivo de los puentes ha permitido determinar, como tendencia general, que la evaluación del referido estado se ha manifestado de forma irregular, dado por razones condicionadas por la influencia de aspectos entrópicos externos. Se reconoce un proceso de lenta incorporación de modelos de evaluación adecuados a los nuevos contextos de las transformaciones que se realizan en el sector ingeniería que limita, a la postre, el desempeño profesional para enfrentar las demandas del mundo de la producción y los servicios ²².

La concepción técnica sobre la evaluación integral presentada desde la elaboración del modelo, contenido de la contradicción existente entre el estado actual y el deseado, se integra al proceso general del evaluación desde lo teórico, en la presentación del modelo de evaluación, lo

metodológico en la aplicación del modelo y en lo vivencial, sobre la base de los resultados de la aplicación del referido modelo al caso específico del puente de Cuneira.

El modelo presentado es consecuente con la concepción de la evaluación integral y constituye una alternativa que eleva la efectividad del proceso de toma de decisiones ante la solución de los problemas del estado constructivo de los puentes ²².

UNIVERSIDAD DE CARTAGENA – CARTAGENA

“Evaluación, diagnóstico Patológico y propuesta de intervención del Puente Romero Aguirre - 2,014”

PRESENTADO POR: Cindy Alejandra Contreras Pérez y Erika de Jesús Reyes Ravelo.

Concluye lo siguiente:

Con esta investigación se logró identificar las patologías presentes en el Puente Romero Aguirre, lo cual permitió mostrar las condiciones físicas de la estructura. A partir de la metodología planteada en este proyecto se logró localizar y caracterizar los daños presentes en el puente, lo cual puede repercutir en la estabilidad futura de la estructura. A partir de los objetivos planteados y los resultados obtenidos se logró valorar el estado actual del Puente Romero Aguirre y proponer medidas para la rehabilitación de sus elementos. Por medio de esta investigación se logró dar respuesta al cuestionamiento sobre plantear soluciones a partir de la identificación de

los daños presentes en el Puente Romero Aguirre, si estos problemas se identifican y caracterizan ayuda a tomar las precauciones para la protección o las medidas necesarias para el proceso de intervención y esto se obtuvo con lo planteado en la metodología a través de imágenes detalladas del estado de los elementos que constituyen el puente, inspección visual detallada y ensayos no destructivos. La inspección visual por sí sola no es diagnóstico del estado de los elementos de la estructura, puesto que con esta no se conocen las propiedades mecánicas de los elementos. Debido a las limitaciones que se tenían no se pudo realizar ensayos destructivos, estos permiten evaluar las propiedades de los materiales, pero con estos dependiendo del ensayo es necesario la destrucción o degradación del área que se quiere estudiar. A pesar de esto, se pudieron realizar los ensayos no destructivos con el esclerómetro, prueba de carbonatación y ferroskan, con estos se determinaron la dureza superficial, profundidad de carbonatación y profundidad del recubrimiento del refuerzo respectivamente. El no realizar ensayos destructivos puede alterar los datos necesarios para la generación de las propuestas de intervención, ya que estos aportan datos de exploración directos y de ésta manera suscitar la reparación inmediata de los elementos del puente, tal como se apreció en la literatura de apoyo.

2.1.2. A nivel Nacional

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

“Evaluación del comportamiento vibratorio de Puentes peatonales bajo carga peatonal – 2,013”

PRESENTADO POR: Pither Ascencion Ortiz Albino**Concluye lo siguiente:**

En lo que respecta a la evaluación del comportamiento vibratorio, materia de la presente tesis de investigación, podemos afirmar después de haber calculado las frecuencias vertical, longitudinal y lateral y las aceleraciones vertical y lateral, que el comportamiento del puente peatonal será satisfactorio durante su vida útil. Esta afirmación se efectúa como resultado de los valores encontrados en su evaluación ²³.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

“Diseño de un Puente con Estructura de Acero – 2015”

PRESENTADO POR: Victor Manuel Acevedo Laos**Concluye lo siguiente:**

Se concluye satisfactoriamente el diseño del puente en el intercambio vial Av. Javier Prado – Av. Las Palmeras – Av. El golf Los Incas ²⁴.

Se eligió un espesor de losa de 20 cm. Dado que el puente cumple con los límites geométricos establecidos para el diseño empírico de losas, se pudo asumir que la losa estará sujeta a una acción de arco interna y se le colocó la cantidad de acero especificada por la AASHTO ²⁴.

Las vigas metálicas elegidas fueron W40x167. Dado que no se consideró apuntalamiento se consideró que la sección no compuesta soportaría las cargas actuantes antes de la fragua del concreto, la sección compuesta a

largo plazo soportaría las cargas permanentes después de la fragua y la sección compuesta a corto plazo soportaría las cargas vehiculares y peatonales. Se calculó el momento de fluencia de la sección compuesta tomando en cuenta las distintas etapas de carga y se verificó que el momento último total es menor al momento de fluencia, por lo cual concluimos que la sección no incursiona en el rango plástico. La deflexión máxima por cargas permanentes resultó ser de 4.49 cm, por lo cual se le debe proveer una contraflecha de 4.5 cm al centro, y 3.2 cm a los cuartos de la luz ²⁴.

Los diafragmas tendrán una disposición tipo “K” y estarán compuestos por ángulos de 3”x3”x5/16”. Estos diafragmas transmitirán la carga sísmica debida al peso del tablero hacia los apoyos, además de ayudar a que las cargas verticales tengan una mejor distribución entre las vigas ²⁴.

2.1.3. A nivel Local

No se encontraron tesis relacionados, con la presente investigación.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Capacidad de carga

El concepto de capacidad de carga es la traducción literal del término inglés “carrying capacity”. Sin embargo, no hay una única definición, pues tras casi medio siglo de investigaciones, conceptualización y debates apasionados, no parece existir un consenso claro y definitivo.

Desde la antigüedad, el concepto de capacidad de carga ha sido utilizado en diferentes ramas de la ciencia con el fin de determinar atributos de objetos,

cualidades de los seres vivos y otros. El concepto de capacidad de carga se emplea en una variedad notablemente amplia de disciplinas y debates, y ha sido fuertemente criticada dentro de numerosos campos. Sin embargo, sus orígenes históricos permanecen oscuros. Según Sayre, Nathan F. (2008) identificó cuatro tipos de uso principales de capacidad de carga:

(1) como atributo mecánico o de ingeniería de objetos o sistemas fabricados, que comenzó aproximadamente en 1840 en el contexto de envíos internacionales; (2) como atributo de los organismos vivos y de los sistemas naturales, a partir de la década de los 80 del siglo XIX y desarrollado más completamente en la gestión de extensiones de tierra y caza a principios del siglo XX; (3) como K , un límite intrínseco de aumento de la población de organismos, usado por biólogos de la población desde mediados del siglo XX; y (4) como el número de seres humanos que la tierra puede soportar, empleado por los neomaltusianos, también desde mediados del siglo. En la actualidad persisten los cuatro usos, aunque el primero ha sido suplantado significativamente por otros términos tales como carga útil.

En todos los casos, el concepto capacidad de carga se concibió para describir las características ideales, estáticas y numéricas, que era apropiado en el primer caso, pero que fue cada vez más insostenible conforme el concepto se extendió a sistemas de mayor escala, mayor variabilidad y menos control humano.

También nos dice que el geógrafo, P. George que plantea que la capacidad de carga es *“La tolerancia de cada punto del territorio para acoger los usos del suelo sin que se produzcan deterioros en el medio más allá de los*

límites tolerables” (García Menéndez, 1986,17), es decir, esos límites vienen dados por el deterioro del medio, por los impactos negativos.

Una de las aportaciones más interesantes es la que hace hincapié en que la capacidad de carga es fundamentalmente una herramienta de gestión territorial, por ello los sociólogos Shelby y Heberlein dicen que *“Es el nivel de uso más allá del cual los impactos exceden los niveles especificados por las normas de evaluación”* (Shelby y Heberlein, 1986, 19).

En un sentido práctico de la ingeniería, la capacidad de carga es la aplicación de parámetros establecidos para diferentes elementos asegurando que los diseños satisfagan su propio peso (cargas muertas o permanentes), mas cargas ejercidas por el uso (cargas vivas o variables), más las cargas producidas por eventos naturales, como vientos, sismos, tierra, nieve o agua (cargas Excepcionales), alcanzando objetivos establecidos de seguridad, resistencia y funcionabilidad. (Google académico, 2016)

2.2.2. ¿Qué es carga?

Según la Real Academia Española de la lengua, indica que el significado carga, aplicada en la ingeniería es *“Peso que soporta una estructura”*.

En contexto de la investigación se considera carga al efecto de una aceleración, incluyendo la aceleración de la gravedad, una deformación impuesta o un cambio de volumen a causa de ella.

Debe entenderse que una carga son aquellas sollicitaciones mecánicas (fuerza, momento, deformaciones, desplazamientos), las estructuras están

constituidos por el conjunto de elementos mecánicos resistentes de medios continuos para la transferencia de cargas a los apoyos, las cargas estructurales para el diseño son generalmente clasificados como su propio peso (cargas muertas o permanentes), más cargas ejercidas por el uso (cargas vivas o variables), más las cargas producidas por eventos naturales, como vientos, sismos, tierra, nieve o agua (cargas excepcionales).

Los factores de carga y combinaciones de carga usadas para diseñar puentes establecen además de las cargas tradicionales las cargas provocadas por colisiones, asentamiento y distorsión de la estructura consideradas como cargas excepcionales.

Las colisiones de vehículos y embarcaciones, los sismos y la inestabilidad aeroelástica desarrollan solicitaciones que dependen de la respuesta estructural. Por lo tanto, estas dependen de la respuesta estructural. Por lo tanto estas solicitaciones no se pueden determinar sin análisis y/o ensayos.

2.3. Filosofía de diseño para puentes vehiculares

La seguridad en cualquier diseño de ingeniería se asume cuando las exigencias colocadas en los componentes y los materiales son menos de lo que se suministra, de manera que la siguiente ecuación básica se satisfaga ¹⁶.

$$\text{Demanda} < \text{Suministro} \quad (2.1)$$

Otra forma de expresar este mismo principio en lo que respecta a la ingeniería estructural es que el efecto de las cargas debe ser menor que la resistencia de los materiales, de modo que el siguiente requisito se cumple.

Carga < Resistencia (2.2)

Cuando una carga o combinación de cargas alcanza el límite del de resistencia de los materiales o componentes, el margen de seguridad es nulo y la posibilidad de que existe fracaso o falla es inminente.

El objetivo de la ecuación de diseño básico es limitar la posibilidad de una falla al más bajo probabilidad práctica para una situación dada.

2.4. Evolución de las especificaciones de diseño

Durante años, los ingenieros desarrollaron procedimientos de diseño para proveer un satisfactorio margen de seguridad a los puentes. Estos procedimientos de diseño fueron basados en los análisis de los efectos de las cargas y la resistencia de los materiales. Los procedimientos de diseño se plasmaron en especificaciones de diseño para puentes. Los primeros métodos de diseño se encuentran en las Especificaciones Estándar Para Puentes Carreteros AASHTO, luego fue sustituido por las Especificaciones LRFD Para el Diseño de Puentes Carreteros AASHTO en el año 1994, las Especificaciones LRFD fueron desarrollados en el período 1988 a 1993 cuando estaban disponibles métodos probabilísticos basados en estadísticas, y que se convirtió en la base para cuantificar la seguridad. Mucho del capítulo se ocupará primordialmente de las Especificaciones LRFD porque esta es una filosofía actual más que el método de diseño por factores de carga (LFD) o el método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD), ambos métodos están disponibles en las Especificaciones Estándar, pero ninguno tiene una base matemática para establecer seguridad.

Hay muchos asuntos que hacen una filosofía de diseño – por ejemplo, la vida de servicio esperada de una estructura, el grado para el cual el mantenimiento futuro debería ser asumido para conservar la resistencia original de la estructura, las formas de comportamiento frágil pueden ser evitadas, en qué medidas son necesitadas la redundancia y la ductilidad, el grado para el cual se espera que el análisis represente exactamente los efectos de fuerza experimentados realmente por la estructura, la magnitud para el cual se piensa que cargas son comprendidas y previsibles, el grado para el cual el objetivo de los diseñadores será ayudado por rigurosos requisitos en los ensayos de los materiales e inspección minuciosa durante la construcción, el balance entre la necesidad de una alta precisión durante la construcción en términos de alineación y el posicionamiento comparado con tener prevista la desalineación y compensarlos en el diseño y, quizá fundamentalmente, las bases para introducir seguridad en las especificaciones de diseño. Es este último asunto, la forma en que las especificaciones buscan establecer seguridad, eso es tratado dentro este capítulo ⁵.

2.5. Filosofía de seguridad

Una revisión de las filosofías usadas en una variedad de especificaciones da como resultado tres posibilidades de diseño, diseño por esfuerzos admisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD), y diseño basado en la confiabilidad, una aplicación particular es el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) ⁵.

2.5.1. Diseño por esfuerzo admisible (ASD)

El diseño por esfuerzo admisible (ASD), también conocida como diseño por esfuerzo de Trabajo (o WSD), es el más antiguo de los tres códigos

de diseño comúnmente utilizado para puentes en los Estados Unidos en décadas recientes. De las tres filosofías, ASD es la más simplista.

El método ASD de diseño utiliza cargas sin ponderar que se combinan para producir un efecto máximo en un miembro. La carga máxima o combinación de cargas no puedan exceder la tensión admisible (o de trabajo) del material. El esfuerzo de trabajo permisible se encuentra mediante la adopción de la resistencia del material y la aplicación de un adecuado factor de seguridad que es mayor que la unidad.

La ecuación básica para el diseño de esfuerzo admisible es la siguiente.

$$\sum DL + \sum LL = R_U / FS \quad (2.3)$$

Donde:

DL = Cargas Muertas aplicadas a elemento analizado.

LL = Cargas Vivas aplicadas a elemento analizado.

R_U = Capacidad última de los elemento analizado

FS = Factor de Seguridad > 1.0

La principal ventaja del ADS es la siguiente:

- ASD tiene una simplicidad inherente. Debido a que no implica el uso de carga Factores o factores de resistencia, los cálculos son relativamente simples.

Las principales limitaciones del ASD son las siguientes:

- En el ASD, no se tiene en cuenta el hecho de que varios tipos de cargas diferentes niveles de incertidumbre. Por ejemplo, la carga muerta de un puente puede ser estimado con un alto grado de precisión. Sin embargo, las cargas sísmicas sobre puentes no pueden ser estimados con el mismo grado de exactitud y confianza. Sin embargo, cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales se tratan igualmente en ASD ¹⁶.
- Debido a que el factor de seguridad aplicado al lado de la resistencia de la desigualdad es basado en la experiencia y el juicio, no se pueden tomar medidas de riesgo determinado para ASD ¹⁶.

2.5.2. Diseño por factor de carga (LFD)

Diseño por Factor de Carga (LFD) se introdujo hace varias décadas, en un esfuerzo para refinar la filosofía ASD. LFD utiliza cargas multiplicado por los factores de carga y los coeficientes de combinación de carga, que son generalmente mayores que la unidad. Las cargas factorizadas se combinan para producir un efecto máximo en un miembro. El factor de ocupación varía según el tipo de carga y reflejar la incertidumbre en la estimación de magnitudes de diferentes tipos de carga ¹⁶.

En LFD, la incertidumbre también se representó en el lado de la resistencia de la desigualdad. Los lados de resistencia se multiplican por un factor de reducción, phi (ϕ), que es generalmente menos que la unidad con el fin de explicar la variabilidad de las propiedades del material,

estructural dimensiones, y mano de obra. La combinación de las cargas factorizadas no puede exceder la resistencia del material multiplicado por un factor de reducción inferior a la unidad.

$$\gamma \sum \beta_{DL} DL + \sum \beta_{LL} LL = \phi R_U \quad (2.4)$$

Donde:

DL = Cargas Muertas aplicadas a elemento analizado.

LL = Cargas Vivas aplicadas a elemento analizado.

R_U = Capacidad última de los elemento analizado

γ = Factores de carga aplicada a todas las cargas

β_{DL} = Coeficiente de combinación de carga para cargas muertas

β_{LL} = Coeficiente de combinación de carga para cargas vivas

ϕ = Factor de Reducción

La principal ventaja del LFD es la siguiente:

- En LFD, se aplica un factor de carga a cada combinación de cargas para probabilidad relativa de que una combinación específica de cargas simultáneamente.
- En LFD, se tiene en cuenta el hecho de que varios tipos de cargas diferentes niveles de incertidumbre. Por ejemplo, la carga muerta de un puente puede ser estimado con un mayor grado de precisión que las cargas vivas. Por lo tanto, el coeficiente de combinación de carga para la carga en vivo es mayor que para la carga muerta ¹⁶.

Las principales limitaciones del LFD son las siguientes:

- LFD su uso no es simple como el ASD
- LFD no alcanza niveles de seguridad uniformes

2.5.3. Diseño por factor de carga y resistencia (LRFD)

El método de diseño por factor de carga y resistencia (LRFD) es el avance más reciente en el transporte práctica estructuras de diseño. En el año 2000, AASHTO, en concurrencia con la FHWA, establece una fecha de transición de 1 de octubre de 2007, después de lo cual todos los nuevos puentes sobre los que inician estados de ingeniería preliminar estarán diseñados de acuerdo con los requisitos de la AASHTO LRFD.

La metodología de diseño LRFD es similar al diseño LFD. Por el lado de la carga de la desigualdad, LRFD utiliza los factores de carga, pero no carga coeficientes de combinación. Las combinaciones de las cargas factorizadas, denominados "estados límite" en LRFD, no puede exceder la resistencia del material multiplicado por un factor de resistencia inferior o igual a la unidad. Varias combinaciones de carga se incluyen para el servicio, la fatiga y fractura, fuerza, y consideraciones de eventos extremo ¹⁶.

$$\left(\sum \gamma_{DL} DL + \sum \gamma_{LL} LL \right) = \phi R_n \quad (2.5)$$

Donde:

DL = Cargas muertas aplicadas al componente considerado.

LL = Cargas vivas aplicadas al componente considerado.

R_n = Resistencia nominal.

γ_{DL} = Factor de carga para cargas muertas.

γ_{LL} = Factor de carga para cargas vivas.

ϕ = Factor de Resistencia.

Las principales ventajas de LRFD son las siguientes:

- LRFD Explica la variabilidad y la incertidumbre tanto en la resistencia como en las cargas.
- LRFD logra los niveles de seguridad relativamente uniformes para diferentes estados límite y tipos de materiales en la medida de lo posible.
- LRFD proporciona niveles más consistentes de seguridad en la superestructura y subestructura (excluyendo las cimentaciones), ya que ambos están diseñados cargas para las probabilidades predichas o objetivo de falla.

Las principales limitaciones del LRFD son las siguientes:

- El método más riguroso para desarrollar y ajustar los factores de resistencia situaciones individuales requiere la disponibilidad de datos estadísticos y algoritmos de diseño probabilístico ¹⁶.

2.6. La base probalística de las especificaciones LRFD

2.6.1. Confiabilidad como base de la filosofía de diseño

Una consideración de la teoría de la confiabilidad basada en la probabilidad es que puede ser simplificada considerablemente considerando inicialmente que los fenómenos naturales pueden ser representados matemáticamente como variables aleatorias normales, como indica la conocida curva de distribución normal. Esta suposición conduce a soluciones de la forma cerrada para las partes de áreas bajo estas curvas las cuales pueden ser resueltas ⁵.

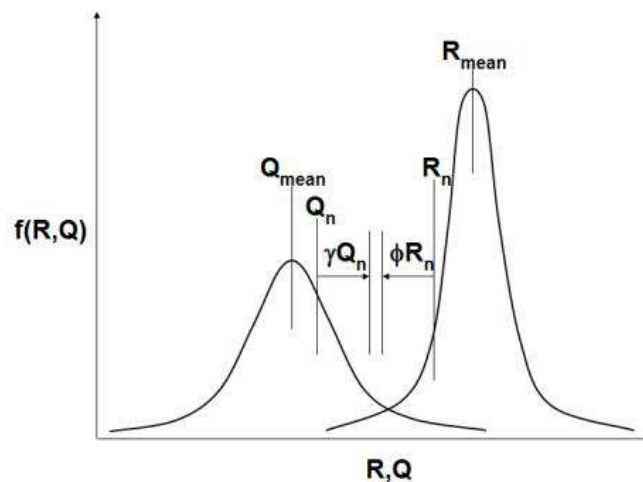


Figura 2.1. Curvas de Bell que ilustran la distribución de la carga y de la resistencia.

Aceptando la idea que la carga y la resistencia son las variables aleatorias normales, podemos representar gráficamente la curva de distribución normal correspondiente a cada uno de ellos en una presentación combinada, tratando con la distribución en el eje vertical contra del valor de carga, Q , y la resistencia, R , en el eje Horizontal como se muestra en Figura 2.1. También son mostrados el valor medio de carga, Q , y el valor medio de resistencia, R . Para la carga y la resistencia, es también mostrado un segundo valor algo desplazado del valor medio, el cual es el valor "nominal", o el número que los diseñadores calculan para ser la

carga o la resistencia. El valor medio dividido entre el valor nominal es llamado "sesgo". El objetivo de una filosofía de diseño basada en la teoría de la confiabilidad, o la teoría de la probabilidad, es separar la distribución de resistencia de la distribución de carga, algo semejante que el área de superposición, el área donde la carga es mayor que la resistencia, es tolerablemente pequeño. En el caso concreto de una especificación basada en la probabilidad como la formulación del LRFD, los factores de carga y los factores de resistencia son desarrollados juntos en una forma que fuerza la relación entre la resistencia y la carga para ser algo semejante que el área de superposición ¹⁶.

Una distribución conceptual de la diferencia entre las resistencias y las cargas, combinando las curvas individuales discutidas, son mostrados en Figura 2.2. Ahora se vuelve conveniente definir el valor medio de la resistencia menos la carga, como algún número de desviación estándar, $\beta\sigma$, del origen. La variable β es llamado el índice de confiabilidad y σ es la desviación estándar de la cantidad R-Q. El problema con esta presentación es que la variación de la cantidad R-Q no es explícitamente conocida. Mucho ya es conocido acerca de la variación de cargas o variación de las resistencias, pero la diferencia entre éstos aún no ha sido cuantificada. Sin embargo, de la teoría de la probabilidad, se sabe que, si la carga y la resistencia son normales y también son variables aleatorias, entonces la desviación estándar de la diferencia es:

$$\sigma_{(R-Q)} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} \quad (2.6)$$

Dada la desviación estándar, y la regla matemática que la media de la suma o la diferencia de variables aleatorias normales es la suma o la diferencia de sus individuales medias, ahora podemos definir el índice de confiabilidad, β .

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \tag{2.7}$$

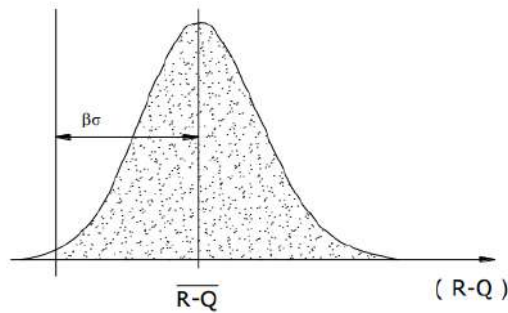


Figura 2.2. Curvas de Bell que ilustran la definición del índice de confiabilidad, β .

Las ecuaciones de forma cerrada también pueden ser establecidas para otras distribuciones de datos como la distribución log-normal. Un proceso “por tanteo” o “prueba y error” es usado para solucionar β cuando la variable en cuestión no satisface una de las existentes soluciones de la forma cerrada ⁵.

El proceso de calibración de los factores de carga y resistencia comienza con la Ec. 2.7, y la relación básica de diseño; La resistencia factorizada debe ser mayor o igual que la suma de las cargas factorizadas:

$$\phi R = \theta = \sum \gamma_i x_i \tag{2.8}$$

Resolviendo para el valor promedio de resistencia:

$$\bar{R} = \bar{Q} + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} = \lambda R = \frac{1}{\phi} = \lambda \sum \gamma_i x_i \quad (2.9)$$

Usando la definición de sesgo, indicado por el símbolo λ , conduce a la segunda igualdad. Una solución para el factor de resistencia, ϕ , es:

$$\phi = \frac{\lambda \sum \gamma_i x_i}{\bar{Q} + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.10)$$

Desafortunadamente, la Ec. 2.10 contiene tres incógnitas, El factor de resistencia, ϕ , el índice de confiabilidad, β , y los factores de carga γ .

El valor aceptable del índice de confiabilidad, β , debe ser escogido por el código de diseño.

Mientras no sea explícitamente exacto, podemos concebir, β , como un indicador de la fracción de veces que un diseño será encontrado o excedido durante su periodo de diseño, análogamente usando la desviación estándar como un indicador de la cantidad total de población incluida o no incluida por una curva de distribución normal.

Es más técnicamente correcto considerar que el índice de confiabilidad es un indicador comparativo. Un grupo de puentes que tiene un mayor índice de confiabilidad que un segundo grupo de puentes también tiene mayor seguridad. Así, ésta puede ser una manera de comparar un nuevo grupo de puentes diseñados por algún nuevo método con una base de datos de puentes existentes diseñados ya sea por ASD o LFD. Éste es, quizá, el uso más correcto y más efectivo del índice de confiabilidad. Es este uso el cual ha formado la base para definir el código especificado,

el índice de confiabilidad, los factores de carga y de resistencia en las Especificaciones LRFD ⁵.

La base probabilística del método de diseño LRFD para puentes puede verse como una extensión lógica del método LFD. El método ASD no reconoce que varias cargas son más variables que otras. La introducción de la metodología de diseño por factores de carga (LFD) trajo consigo el principal cambio filosófico en reconocer que algunas cargas son mejor representadas que otras. La conversión hacia la metodología basada en la probabilidad como el LRFD podría ser considerada como un mecanismo para escoger los factores de carga y resistencia más racionales y sistemáticas en comparación con la información disponible cuando fue introducido el método diseño por factores de carga (LFD).

2.6.2. Calibración de factores de carga y resistencia

Asumiendo que un código de diseño ha establecido un índice de confiabilidad objetivo β , usualmente denotado como β_T , en la Ec. 2.10 todavía señala que los factores de carga y de resistencia deben ser encontrados. Una forma para tratar con este problema es seleccionar factores de carga y después calcular los factores de resistencia. Este procedimiento ha sido usado por varias autoridades de códigos de diseño como AASHTO, OMTTC, CHBDC y NCHRP. Los pasos del procedimiento son los siguientes ¹:

- Las cargas factorizadas pueden ser definidas como el valor medio de carga, más algún número de desviación estándar de la carga.

$$\gamma_i x_i = \bar{x}_i + n\sigma_i = \bar{x}_i + nV_i \bar{x}_i \quad (2.11)$$

Definiendo la "varianza," V_i , igual que la desviación estándar dividida entre el valor promedio nos conduce a la segunda mitad de la ecuación anterior. La ecuación ahora sería:

$$\gamma_i = \lambda (1 + nV_i) \quad (2.12)$$

De esa manera, se puede ver que los factores de carga pueden escribirse en términos del sesgo y la varianza. Esto da altura al concepto filosófico que los factores de carga puedan estar definidos para que todas las cargas tengan la misma probabilidad de ser excedidas durante su periodo de diseño ⁵.

Esto no debe decir que los factores de carga son idénticos, solamente que la probabilidad de que las cargas siendo excedidas sea la misma.

- Utilizando la Ec. 2.10 para un conjunto dado de factores de carga, el valor del factor de resistencia puede ser asumido para varios tipos de miembros estructurales y para varios componentes de carga, cortante, momento, etc. sobre varios componentes estructurales. Se pueden hacer simulaciones computacionales de un conjunto representativo de miembros estructurales, produciendo un gran número de valores para el índice de confiabilidad.
 - Los índices de confiabilidad son comparados con el índice de confiabilidad objetivo. Si resulta una agrupación cercana, una combinación adecuada de factores de carga y resistencia han sido obtenidos.
-

- Si no resulta una agrupación cercana, un nuevo conjunto de factores de carga experimentales pueden ser usados y el proceso repetido hasta que los índices de confiabilidad resulten alrededor del grupo, y aceptablemente cerca de, el índice de confiabilidad objetivo.
- Los factores de carga y resistencia resultantes, tomadas juntas producirán índices de confiabilidad aceptables cerca del valor objetivo seleccionado por el código de diseño.

La anterior descripción supone que los factores de carga asumidos son adecuados factores de carga.

Si el proceso de variar los factores de resistencia y calcular los índices de confiabilidad no convergen a un determinado grupo aceptable de índices de confiabilidad, entonces las suposiciones de los factores de carga deben ser revisadas. De hecho, varios conjuntos de factores de carga propuestos deben ser investigados para determinar su efecto en el grupo de índices de confiabilidad ².

El proceso descrito arriba es muy general. Para comprender cómo se desarrolla el proceso de calibración para una situación específica, el resto de esta sección mostrará la aplicación para la calibración de factores de carga y resistencia para las Especificaciones LRFD. Los pasos básicos están debajo:

- Desarrollar una base de datos de muestras de puentes actuales.
- Extraer efectos de carga por porcentajes de carga total.

- Desarrollar un conjunto de simulaciones de puentes para propósitos de cálculo.
- Estimar los índices de confiabilidad implícitos en diseños actuales.
- Revisar cargas por componente para ser consistentes con las Especificaciones LRFD.
- Asumir factores de carga.
- Variar los factores de resistencia hasta que resulten adecuados índices de confiabilidad.

En el caso particular de las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD” aproximadamente 200 puentes representativos fueron escogidos entre diversas regiones de los Estados Unidos. La selección se basó en el tipo estructural, material, y ubicación geográfica para representar una variedad completa de materiales y diversas prácticas de diseño. Las tendencias futuras también deben ser consideradas. En el caso concreto de las especificaciones LRFD, toma en cuenta los tipos de puentes que se diseñaran en un futuro cercano ¹.

Para cada uno de los puentes en la base de datos, la carga indicada estaba subdividida por las siguientes características y componentes:

- El peso muerto debido al peso de componentes prefabricados
 - El peso muerto de componentes vaciados *in situ*.
 - El peso muerto debido a capas de desgaste asfálticas donde sea pertinente.
 - El peso muerto debido a objetos diverso
-

- La carga viva debido a la carga HS-20.
- La asignación de carga dinámica o impacto prescrito en las Especificaciones AASHTO 1989.

Los índices de confiabilidad fueron calculados para puentes simulados y puentes reales para cortante y momento. El rango de índices de confiabilidad que resultaron de esta fase del proceso de calibración es presentado en la Figura 2.3. Puede verse que una amplia variedad de valores fue obtenida usando las especificaciones actuales, pero esto fue anticipado en el trabajo de calibración hecho por (NCHRP) National Cooperative Highway Research Program ¹.

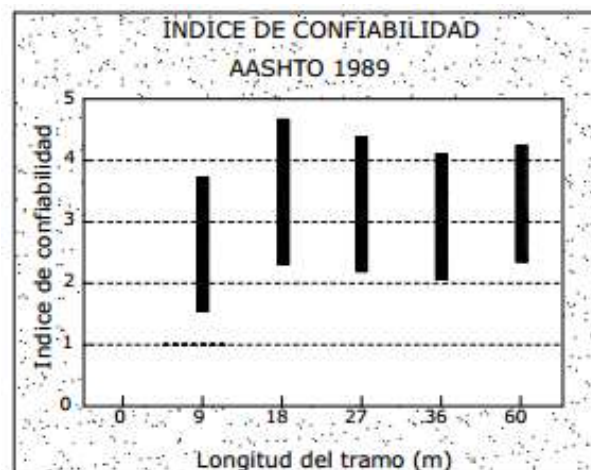


Figura 2.3. Índices de Confiabilidad inherentes en las Especificaciones AASHTO Standard 1989.

El rango de índices de confiabilidad calculados para vigas de hormigón presforzado están mostrados en la Figura 2.4 para momento de tramo simple, y en la Figura 2.5 para cortante. Estos valores son típicos para otros tipos de puentes, es decir, valores altos de β para espaciamientos

más anchos entre vigas, y valores bajos de β para cortante que para momento.

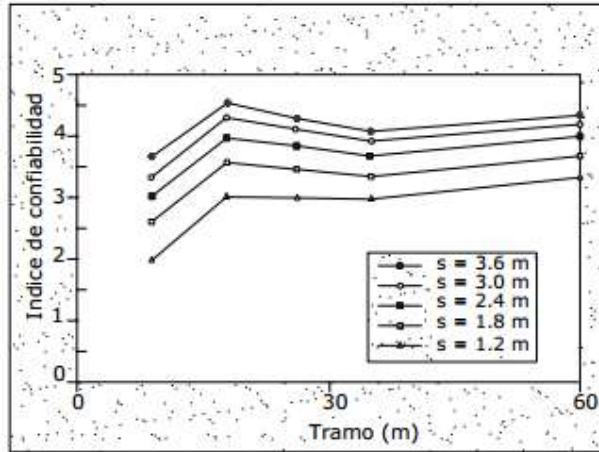


Figura 2.4. Índice de confiabilidad para momento de tramo simple en vigas de hormigón pre esforzado en las Especificaciones AASHTO (1989).

Observaciones en las Figuras 2.4 y 2.5 indican para momento un rango de β de 2.0 a 4.5 con valores bajos para pequeños tramos mientras para cortante el rango es de 2.0 a 4.0 con valores bajos para tramos largos. Por consiguiente, no existe un nivel uniforme de seguridad.

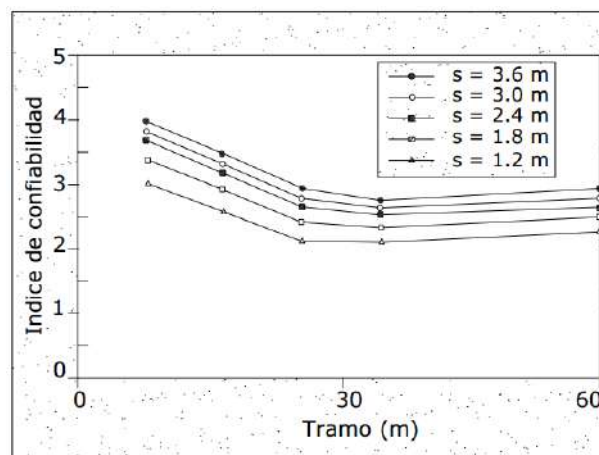


Figura 2.5. Índice de confiabilidad para cortante de tramo simple en vigas de hormigón pre esforzado en las Especificaciones AASHTO (1989)

Cuadro 2.1. Parámetros de componentes de carga para Puentes.

Componentes de Carga	Factor de sesgo	Coeficiente de Variación.	Factor de Carga.		
			n= 1.5	n= 2.0	n= 2.5
Carga muerta, prefabricados.	1.03	0.08	1.15	1.2	1.24
Carga muerta, vaciados in situ.	1.05	0.1	1.2	1.25	1.3
Carga muerta, asfalto y utilidades.	1	0.25	1.375	1.5	1.65
Carga viva con impacto.	1.10 - 1.20	0.18	1.40 - 1.50	1.50 - 1.60	1.60 - 1.70

Fuente: (Nowaek,A.S, Reporte UMCE 92-25, Universidad de Michigan,Ann Arbor, 1993)

Estos índices de confiabilidad calculados, así como antiguas calibraciones de otras especificaciones, sirvieron como base para la selección del índice de confiabilidad objetivo β_T , el índice de confiabilidad objetivo de 3.5 fue seleccionado por el NCHRP y está bajo consideración por otras especificaciones basadas en la teoría de la confiabilidad. Una consideración de los datos mostrados en Figura 2.3 indica que un β de 3.5 es representativo de las pasadas especificaciones LFD. Por lo tanto, este valor fue seleccionado como un objetivo para la calibración de las Especificaciones LRFD ⁴.

2.7. Objetivos de diseño

2.7.1. Seguridad

La seguridad pública es la primera responsabilidad del ingeniero. Todos los demás aspectos del diseño, incluida la funcionalidad, mantenimiento, economía y estética son secundarios a los requerimientos de la

seguridad. Esto no quiere decir que otros objetivos no sean importantes, pero la seguridad es superior ¹⁴.

2.7.1.1. La ecuación de suficiencia

En las especificaciones de diseño el tema de seguridad es usualmente codificado por una afirmación general que las resistencias de diseño deben ser mayores, o iguales que, los efectos de carga de diseño. En el diseño por esfuerzos admisibles (ASD), la Ec. 2.3 puede ser generalizado como:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_E}{FS} \quad (2.13)$$

Donde:

Q_i = Carga.

R_E = Resistencia Elástica.

FS = Factor de Seguridad.

En el diseño por factor de Carga (LFD), la Ec. 2.4 Puede ser Generalizado como:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R \quad (2.14)$$

Donde:

γ_i = Factor de Carga.

Q_i = Carga.

R = Resistencia.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

2.8. Estados límite

Todas las especificaciones de diseño son escritas para establecer un nivel aceptable de seguridad.

Hay muchos métodos para intentar proveer seguridad y el método inherente en muchas especificaciones modernas de diseño de puentes es el análisis de confiabilidad basado en probabilidades, este método inherente se encuentra en las Especificaciones LRFD, OHBDC, CHBDC y NCHRP. El método para tratar asuntos de seguridad en especificaciones modernas es el establecimiento de estados límite para definir grupos de eventos o circunstancias que podrían causar que una estructura sea inservible para su objetivo original ¹⁴.

Las Especificaciones LRFD están escritas con un formato de Estados Límite basado en probabilidades requiriendo el análisis de algunos.

En el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), la Ec. 2.4 puede ser generalizado como:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = \phi R_r \quad (2.15)$$

Donde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq \phi R_r \quad (2.16)$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado.

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \geq \phi R_r \quad (2.17)$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = factor relacionado con la ductilidad.

η_R = factor relacionado con la redundancia.

η_I = factor relacionado con la importancia operativa.

Q_i = solicitación.

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia mayorada: ϕR_n .

2.8.1. Estado límite de servicio

Trata con las restricciones impuestas a las tensiones, deformación, y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. Estos requisitos están dirigidos a asegurar un funcionamiento aceptable del puente durante el periodo de diseño ¹⁴.

2.8.2. Estado límite de fatiga y fractura

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AASHTO.

2.8.3. Estado límite de resistencia

Está dirigido a garantizar resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de carga estadísticamente significativas que se anticipa que un puente experimentara durante su periodo de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

2.8.4. Estado límite correspondiente a eventos extremos

Están dirigidos a garantizar la supervivencia estructural del puente durante una inundación, un terremoto principal, cuando es embestido por una embarcación, o vehículo o el flujo de hielo, posiblemente donde la fundación esté en condiciones socavadas. Se considera que los estados límites extremos son ocurrencias únicas cuyo periodo de recurrencia puede ser significativamente mayor al periodo de diseño del puente. La

probabilidad unida de estos acontecimientos es sumamente baja, y, por consiguiente, se especifica que son aplicadas separadamente. Bajo de estas condiciones extremas, se espera que la estructura experimentara considerables deformaciones inelásticas ¹⁴.

2.9. Requisitos especiales para las especificaciones LRFD

2.9.1. Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

La respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil y un comportamiento dúctil. El comportamiento frágil es indeseable debido a que implica una súbita pérdida de la capacidad de carga inmediatamente después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra una pérdida significativa de la capacidad de carga. El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas.

Si mediante confinamiento u otras medidas, un elemento o conexión fabricado de materiales frágiles puede soportar deformaciones inelásticas sin pérdida significativa de la capacidad de carga, este

elemento se puede considerar dúctil. El comportamiento dúctil se debe verificar mediante ensayos.

Se deben evitar las características de respuesta estáticamente dúctiles, pero dinámicamente no dúctiles. Son ejemplos de este tipo las fallas por corte y adherencia en los elementos de hormigón y la pérdida de acción compuesta en los elementos solicitados a flexión.

Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad ¹⁴.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles.

$\eta_D \geq 1,00$ para diseños y detalles que cumplen con estas especificaciones.

$\eta_D \geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad.

Para todos los demás estados límites:

$\eta_D \geq 1,00$

2.9.2. Redundancia

La redundancia es usualmente definida diciendo lo contrario, una estructura poco redundante es aquella en la cual la pérdida de un componente da como resultado colapso, o un componente poco redundante es aquella cuya pérdida resulta en el colapso completo o

parcial de la estructura. También se podría decir que una estructura estáticamente indeterminada es redundante porque tiene más restricciones de las que son necesarias para satisfacer el equilibrio. Se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de carga a menos que existan motivos justificados para evitarlas ¹⁴.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1,05$ para elementos no redundantes.

$\eta_R \geq 1,00$ para niveles convencionales de redundancia.

$\eta_R \geq 0,95$ para niveles excepcionales de resistencia.

Para todos los demás estados límites.

$\eta_R \geq 1,00$

2.9.3. Importancia operativa

El concepto de importancia operativa se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondiente a eventos extremos.

El propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

Esta clasificación se debería basar en requisitos sociales o de supervivencia y/o requisitos de seguridad o defensa.

Se pueden llamar puentes de importancia operativa a aquellos que deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sismo de diseño y deben poder ser utilizados por los vehículos de

emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo importante ¹⁴.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_i \geq 1,05$ para puentes importantes

$\eta_i \geq 1,00$ para puentes típicos

$\eta_i \geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites

$\eta_i \geq 1,00$

2.10. Factor de carga y combinación de cargas de diseño en LRFD

La Solicitud mayorada total se toma como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.18)$$

Donde:

η_i = Estado Límite de Importancia Operativa.

Q_i = Solicitaciones de Carga.

γ_i = Factores de Carga.

Resistencia I. Combinación de carga básica referente al uso vehicular normal del puente sin viento.

Resistencia II. Combinación de carga referente al uso del puente por vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida sin viento. Si un vehículo permitido viaja sin escolta, o si el control no es provisto por escoltas, se puede asumir que las otras vías son ocupadas por

cargas vivas vehiculares. Para puentes más largos que el vehículo permitido, se debe considerar la adición de la carga de vía, y la carga permitida esta última con la carga de vía que preceda y proceda a la carga permitida en su vía.

Resistencia III. Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

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

Resistencia V. Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

Evento Extremo I. Combinación de cargas que incluye sismos.

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

Servicio I. Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

Servicio II. Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

Servicio III. Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Servicio IV. Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Fatiga I. Combinación de fatiga y carga de fractura relacionado con la vida de fatiga inducida por carga infinita.

Fatiga II. Combinación de fatiga y carga de fractura relacionado con la vida de fatiga inducida por carga finita.

En el cuadro 2.2 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ec. 2.15 y multiplicar por los modificadores de estados límites.

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la sollicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una sollicitación reduce otra sollicitación, a la carga que reduce la sollicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las sollicitaciones debidas a cargas permanentes, del cuadro 2.2 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

Las combinaciones de carga para diversos estados límite son descritas abajo en el siguiente cuadro ¹⁴.

Cuadro 2.2. Combinaciones de cargas y factores de carga.

Combinacion de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar Solo por una Vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Estados Límites														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
RESISTENCIA III	γ_p	1.00	1.4 0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
RESISTENCIA IV	γ_p	1.00	1.00	0.50/1.20
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	1.00	1.00
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1	1.00	0.3 0	1	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00/1.20
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
SERVICIO IV	1.00	1	0.7 0	1	1.00/1.20	1.00
FATIGA I - Solo LL,IM, y CE.	1.50
FATIGA II - Solo LL,IM, y CE.	0.75

Fuente: (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012)

Cuadro 2.3. Factor de carga para cargas permanentes, γ_p .

Tipo de carga, Tipo de fundación y Metodo a usar para calcular la friccion negativa (Downdrag)	Factor de Carga	
	Maximo	Minimo
DC: Elementos y Accesorios.	1.25	0.90
DC: Solo Resistencia IV	1.50	0.90
DD: Friccion negativa (Downdrag) Pilas, α Tomlinson Method Pilas, λ Method Ejes Perforados, O'Neill and Reese (1999) Meth	1.40	0.25
	1.05	0.30
	1.25	0.35
DW: Superficie de Desgaste y Utilidades	1.50	0.65
EH: Empuje Horizontal del Suelo • Activo • En reposo • Para muros anclados	1.50	0.90
	1.35	0.90
	1.35	N/A
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo • Estabilidad Global • Muros de Sostenimiento y Estribos • Estructura rigida enterrada • Marcos rigidos • Estructuras flexibles enterradas. ◦ Alcantarilla de caja metálica y alcantarillas de placas estructurales con corrugaciones profundas ◦ Alcantarillas termoplasticas. ◦ Todos los otros	1.00	N/A
	1.35	1.00
	1.30	0.90
	1.35	0.90
	1.50	0.90
	1.30	0.90
	1.95	0.90
ES: Sobrecarga de Suelo	1.50	0.75

Fuente: (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012)

2.11. Serviciabilidad

Las especificaciones LRFD tratan la serviciabilidad desde diferentes puntos de vista como: la durabilidad, inspeccionabilidad, mantenimiento, transitabilidad, deformaciones y futuros ensanchamientos.

Durabilidad de los materiales

La documentación técnica debe exigir materiales de calidad y la aplicación de estrictas normas de fabricación y montaje. Las barras de armadura y cables de pretensado de los elementos de hormigón que se anticipa estarán expuestos a sales transportadas por el aire o por el agua deben estar protegidos mediante una combinación adecuada de resina epoxi y/o recubrimiento galvanizado, recubrimiento de hormigón, densidad o composición química del hormigón,

incluyendo incorporación de aire y una pintura no porosa sobre la superficie del hormigón o protección catódica. Los ductos que contienen cables de pretensado deben ser llenados con mortero o protegidos contra la corrosión de alguna otra manera.

Los accesorios y sujetadores usados en las construcciones de madera deben ser de acero inoxidable, hierro maleable, aluminio o acero galvanizado, recubiertos de cadmio o con algún otro recubrimiento. Los elementos de madera se deben tratar con conservantes. Se deben proteger los materiales susceptibles a los daños provocados por la radiación solar y/o la contaminación del aire o el contacto directo con el suelo y/o el agua. Es importancia reconocer que la corrosión y el deterioro de los materiales estructurales afectaran el comportamiento a largo plazo de un puente. Aparte del deterioro del propio tablero de hormigón, el problema de mantenimiento más frecuente en los puentes es la desintegración de los extremos de las vigas, apoyos, pedestales, pilas y estribos provocada por la filtración de las sales transportadas por el agua a través de las uniones del tablero.

La experiencia parece indicar que un tablero estructuralmente continuo proporciona la mejor protección posible a los elementos ubicados debajo del mismo.

Como medida de autoprotección a la estructura. Se deben proveer canaletas de goteo continuas a lo largo de las caras inferiores de los tableros de hormigón en una distancia no mayor a 25 cm. Entre otras medidas para aumentar la durabilidad de los tableros de hormigón y madera incluyen revestir con resina epoxi las barras de armadura, los ductos de pos tesado y los cables de pretensado del tablero.

Mantenimiento

El mantenimiento en los puentes es muy importante por lo que se deben evitar sistemas estructurales de difícil mantenimiento. Las áreas alrededor de los asientos y debajo de las juntas del tablero se deberían diseñar de manera de facilitar el tesado, limpieza, reparación y reemplazo de los rodamientos y juntas.

Transitabilidad

El tablero del puente se debe diseñar de manera que permita el movimiento suave del tráfico. En los caminos pavimentados se debería disponer una losa estructural de transición entre el acceso y el estribo del puente. En los tableros de hormigón expuestos al tráfico los bordes de las juntas se deberían proteger contra la abrasión y las descantilladuras.

Deformaciones

Los puentes se deberían diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones puesto que es la fuente de preocupación más frecuente e importante relacionada con la flexibilidad de los puentes.

En las losas de hormigón y puentes metálicos las deformaciones bajo niveles de carga de servicio pueden provocar el deterioro de las superficies de rodamiento y fisuración localizada que podría afectar la serviciabilidad y durabilidad, aun cuando sean auto limitantes y no representen una fuente potencial de colapso, en los pocos ejemplos de conexiones en vigas longitudinales o pisos de hormigón

fisurados probablemente se podrían corregir de manera más eficiente modificando el diseño que imponiendo limitaciones más estrictas a las deflexiones.

2.12. Constructibilidad

Los puentes se deberían diseñar de manera tal que su fabricación y su construcción se puedan realizar sin dificultades ni esfuerzos indebidos y que las tensiones residuales incorporadas durante la construcción estén dentro los límites tolerables, también se deben considerar las condiciones climáticas e hidráulicas que pudieran afectar la construcción del puente ¹⁴.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN.

3.1. Tipo de investigación

La presente investigación es de tipo aplicada, porque se busca conocer la realidad de la problemática de la capacidad de carga de la superestructura según nuevos parámetros de diseño del puente Huallaga, de la red vial PE-3N – Huánuco.

3.2. Enfoque de la investigación

Es una investigación que presenta un enfoque cuali-cuantitativo, debido que se basa en el análisis subjetivo e individual con componentes diferentes, orientada a un nivel teórico-analítico.

3.3. La naturaleza de los datos

De metodología cualitativa la investigación que se basa en el análisis subjetivo e individual, específicamente del puente Huallaga, de la red vial PE-3N – Huánuco.

3.4. La orientación

Investigación está orientada a la comprobación, el objetivo es explicar y predecir los fenómenos causados por las acciones de carga, utilizando técnicas de análisis cuantitativos y enfatizando en el contexto de justificación o verificación.

3.5. La dimensión cronológica

De método transversal el cual estudio se realizó en periodo de 6 meses, tanto como recopilación de información teórica, datos de campo y procesamientos de datos en gabinete. Llevándose a cabo los meses de julio y diciembre del 2016.

3.6. Método de investigación

La metodología propuesta consiste en un análisis inductivo-deductivo, la que se realizara en dos etapas. La primera es una inspección preliminar, que tiene por objetivo determinar las condiciones iniciales del puente en intervención. Una de las características de esta etapa es que se realiza con quipos automatizados de medición propiamente calibrados para determinar las dimensiones del puente Huallaga, longitudes de elementos estructurales, espesores de los elementos estructurales y ubicación geodésica en el geoide WGS-84.

Después de la inspección preliminar se realizará una inspección visual, con levantamientos de los daños encontrados, mediante fichas de inspección y registro fotográfico.

En la inspección final se realizará la medición con equipos automatizados propiamente calibrados para determinar la deflexión del puente con cargas continuas y mixtas, verificando el cumplimiento de los parámetros de diseño.

Se evaluará individualmente cada elemento que compone las superestructuras y posteriormente en forma conjunta, realizando una metodología analítico-sintético, verificando la hipótesis formulada.

Los datos a considerar son:

- Cambios de uso en su vida útil.
 - Edad del Puente Huallaga.
 - Información integral del Puente Huallaga (Planos, Memorias descriptivas, Memoria de Cálculos entre otros).
-

Además, se debe realizar una descripción escrita del Puente Huallaga, donde se resuma los aspectos más importantes desde el punto de vista constructivo y función estructural, como son:

- Ubicación específica.
- Tipo de Estructura.
- Dimensiones en el sentido transversal y Longitudinal.
- Elementos de la estructura.
- Tipología de los elementos estructurales.
- Dimensiones de los elementos estructurales
- Materiales que conforma la estructura.
- Edad de la estructura.
- Condiciones de los elementos estructurales.
- Descripción gráfica.
- Fotografías ilustrativas.
- Condiciones medioambientales.

Estos datos se consiguen con una exhaustiva investigación, ya que a veces la información debe ser recolectada de diferentes fuentes. También es importante la información que nos puede aportar las personas que presenciaron la construcción del puente Huallaga, entregando información valiosa para la investigación.

3.6.1. Método de inspección visual

Esta investigación tiene por objetivo localizar, identificar, clasificar y evaluar las condiciones actuales de cada elemento que conforma la superestructura del Puente.

Se debe procurar realizar un inspección lo más precisa posibles, sin obviar ningún detalle, el registro fotográfico debe ayudar a identificar la condiciones de cada elemento, de forma clara y ordenada.

Finalizando con la realización de un inventario de clasificación de estado de cada elemento que conforma la superestructura.

3.6.2. Método descriptivo

Una vez concluida con la información recopilada procederemos a describir el estado de los elementos estructurales y su función estructural en el puente Huallaga.

3.6.3. Método analítico-sintético

Se estudió los hechos, partiendo de la descomposición del objeto de estudio en cada una de sus partes para estudiarlas en forma individual y luego en forma integral.

3.6.4. Método inductivo-deductivo

Se compone, de una primera etapa de inducción de principios explicativos a partir de los fenómenos observados, y después en una segunda etapa, sobre

estos principios se construyen enunciados que los contengan y se refieran a los fenómenos.

3.6.5. Método Estadístico

Concluida el conteo de vehículos y el proceso de determinar la condición global del puente en el capítulo IV, se realizaron proceso estadístico de ello. Para facilita el manejo de grandes cantidades de observaciones y datos obtenidos.

3.6.6. Método analítico

Una vez identificado los elementos estructurales del puente se realizó un modelo que se basó en el análisis refinado de métodos finitos para la evaluación del comportamiento de la estructura considerando sus componentes, mecánicas, físicas, químicas y acciones externas.

El software estructural que emplearemos será el CsiBridge 2016 V18.1.1.que utilizan el método de rigidez y el método de los Elementos Finitos (losas, tableros, otros) y porque dicho programas siguen un procedimiento organizado que sirve para resolver estructuras determinadas e indeterminadas.

Este programa nos permite realizar el modelo idealizado de la estructura; a través de una interface gráfica, y posteriormente el respectivo análisis tridimensional, realizando la debida combinación de cargas según las diversas solicitaciones estipuladas.

3.7. Población y muestra

3.7.1. Universo

En la investigación, el universo está delimitado por las obras de arte de la red vial PE-3N según el Ministerio de Transportes (MTC).

3.7.2. Población

La población está conformada por 32 obras de arte, entre ellos 9 de tipo losa con vigas, 19 de tipo losa, 2 de tipo reticulados, 1 de tipo arco y 1 de tipo modular.

3.7.3. Muestra

Para la investigación se aplicará el muestreo no probabilístico, en su modalidad estratificada intencional, es la técnica de muestreo que subdivide en estratos o subgrupos según variables o características que se pretenden investigar por conveniencia, cada estrato corresponde a la población.

Se seleccionaron de tal manera que tengan similitud entre ellas, fueron dos obras de arte clasificadas, que son:

- Puente. Huallaga.
- Puente. Unión.

3.7.4. Unidad de Análisis

El objeto del estudio se relaciona con el planteamiento inicial de la investigación y con la muestra no probabilística de modalidad intencional; la cual se identificó como unidad de análisis el Puente Huallaga.

3.8. Técnicas, instrumentos y fuentes de recolección de datos

3.8.1. Fuentes

3.8.1.1. Fuentes Primarias

Los datos obtenidos a lo largo de su vida útil del puente fueron de entrevistas aplicadas a las personas que presenciaron la construcción y los cambios realizados en la estructura, con una edad entre 50 y 60 años que nos permitió registrar las etapas de construcción, uso, remodelación y otros a lo largo de la historia del objeto en investigación.

Las características externas, condición y otros detalles del puente fueron obtenidos de una inspección preliminar de toma de datos con una ficha normalizada por el ministerio de transportes y comunicaciones (MTC), Directiva N° 01-2006-MTC/14. Para la verificación del estado de los elementos del puente.

Para determinar la carga se realizó un conteo de vehículos con mayor frecuencia y de mayor tonelaje, usando el camión T3S3 como el también el camión normativo HL-93 en la modelación en el programa CsiBridge 2016 V18.1.1.

3.8.1.2. Fuentes Secundarias

Las informaciones secundarias se obtuvieron de: libros, revistas, manuales, tesis, normas vigentes, páginas web.

3.8.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.8.2.1. Ficha de Entrevista Personal Periodístico

Básicamente es un diálogo entre dos personas: el periodista y el personaje donde se realizará preguntas sobre el contexto de la investigación para obtener información esencial para el estudio. Detallando en la ficha de entrevista Personal Periodístico (Anexo E.1).

3.8.2.2. Ficha de Características Generales de Puente Huallaga

Se abordará la metodología explicativa con respecto a la inspección de características genéricas, la cual será registrada a través de una ficha normalizada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), Directiva N° 01-2006-MTC/14. (Anexo N° F.1.)

Donde se describirán sus características genéricas principales.

3.8.2.3. Toma de datos de la Inspección.

A continuación, se describirá información detallada de la estructura respecto a la inspección visual, la cual será registrada a través de una ficha normalizada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), Directiva N° 01-2006-MTC/14. (Anexo F.2.)

3.8.2.4. Evaluación de condición de los elementos inspeccionados.

Se describirá información detallada de la estructura respecto a la condición de los elementos inspeccionados para determinar en qué

condición de rango se encuentra la estructura, la cual será registrado a través de una ficha normalizada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), Directiva N° 01-2006-MTC/14. (Anexo F.3.)

3.8.2.5. Panel fotográfico y descripción.

Se describirá información detallada de los elementos de la estructura con imágenes describiendo el estado de cada una de ellas, la cual será registrada a través de una ficha normalizada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), Directiva N° 01-2006-MTC/14. (Anexo F.4.)

CAPÍTULO IV

INSPECCIÓN DEL PUENTE HUALLAGA.

4. INSPECCIÓN DEL PUENTE HUALLAGA

4.1. Introducción

Una infraestructura vial adecuada es fundamental para el desarrollo social económico del país.

En un contexto geográfico como el peruano, con una parte de su población ubicada en áreas rurales, las carreteras toman importancia para la integración e interconexión del país. Por esta razón, entre otras, es muy importante que el sistema nacional de carreteras permanezca en buenas condiciones de transitabilidad a fin de que el transporte se efectúe en forma eficiente y seguro.

La condición de los puentes de la Red Vial del Perú varía considerablemente. Muchas estructuras con más de cincuenta años de uso, generalmente sufren daños por falta de un mantenimiento adecuado, más que por su antigüedad. Algunas de las estructuras presentan un estado crítico con respecto a su estabilidad estructural y capacidad de carga y, en esas condiciones, la seguridad del tránsito asume altos niveles de incertidumbre asociados a riesgos crecientes.

Los puentes, además, se ven afectados, entre otros aspectos, por las sobre cargas, influencia del ambiente, fenómenos naturales como terremotos e inundaciones, lo que origina su deterioro.

De allí la importancia y la necesidad de realizar una inspección de los puentes permitiéndonos conocer el estado actual de dichas estructuras.

4.2. Requisitos y obligaciones del personal de inspección

4.2.1. Seguridad del personal durante la inspección

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 la misma.

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, etc.) 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 huecas, escaleras de acceso y vigas cajón en puentes).

Compete al ingeniero Inspector verificar que el personal a su cargo realice su trabajo con las medidas de seguridad y salubridad ¹⁰.



Figura 4.1. Equipo de Protección Personal (EPP).



Figura 4.2. Señalización Vial.

4.3. Equipos y herramientas para las inspecciones

4.3.1. Herramientas para limpieza

- Cepillo de alambre.
- Cinturón de herramientas.
- Pala plana.
- Chalecos reflectantes.
- Casco.
- Botas.
- Gafas.

4.3.2. Herramientas para ayuda visual

- Binoculares.
 - Flexómetro de 5 m.
 - Wincha de 30 m.
 - Plomadas.
 - Nivel de carpintero de 1 m.
 - Lupas micrométricas.
 - Vernier.
 - Medidor de grietas óptico.
 - Medidor de espesor de pintura.
 - Termómetro.
 - Crayola o tiza.
 - Espejos de inspección.
 - Tinte penetrante.
 - Endoscopios.
-

4.3.3. Herramientas para documentación

- Cámaras fotográficas.
- Libreta de campo.
- Video cámara.

4.3.4. Herramientas para acceso

- Escaleras.
- Pasarelas.
- Canastillas.
- Arneses.
- Tilfor.
- Poleas.
- Chalecos salvavidas.
- Correa de seguridad.

4.3.5. Herramientas para misceláneas

- Caja de herramientas (llaves)
- Botiquín de primeros auxilios.
- Radios (walkie-talkies)
- Linterna.
- Martillo, pala plana, destornillador, navaja.

4.3.6. Equipo de señalamiento para inspección de calzadas

- Conos de plástico.
 - Triángulos.
 - Otras señales de seguridad.
-

4.3.7. Equipo para la verificación de los niveles del puente

- Teodolito.
- Nivel.
- Mira.
- Winchas.
- Jalones y estacas.
- Libreta de campo

4.4. Procedimiento de inspección

Generalmente es ventajoso emplear un procedimiento sistemático, es decir seguir una rutina de inspección.

Las cuadrillas de personal de mantenimiento y el cuerpo de personal de inspección del puente deben trabajar en coordinación. Los inspectores son la fuente principal para identificar las necesidades de mantenimiento.

Una inspección bien documentada es esencial para determinar los requerimientos de mantenimiento y dar recomendaciones prácticas, sugiriendo acciones para corregir las deficiencias o impedir el incremento de estos defectos.

4.4.1. Acciones en el campo propiamente dichas

Se debe revisar el inventario y los informes de inspección anteriores, a fin de tomar conocimiento si existen circunstancias especiales, como daños observados anteriormente, o elementos estructurales que necesiten una inspección más detallada.

- a) Se debe verificar la ubicación y nombre del puente programado para su inspección.

- b) Se debe tomar las medidas de seguridad necesarias.
- c) Se debe iniciar la inspección tomando una foto de identificación del puente.
- d) Se debe tomar una fotografía del acceso al Puente.
- e) Se debe inspeccionar y calificar la condición de cada uno de los componentes del puente (estribos, pilares, alas, tablero, losas, vigas, diafragma, elementos de arco, reticulados, elementos de puente colgante, aparatos de apoyo, junta de expansión, superficie de rodadura, aceras, barandas, señalización, accesos, taludes, defensas, cauce, etc).
- f) Se debe inspeccionar y calificar taludes y obras de protección en los extremos del puente.
- g) Se debe tomar fotografías en los diferentes tipos de estribos y pilares.
- h) Se debe revisar y calificar los pilares, apoyos, el cauce, y la parte de la superestructura.
- i) Se debe tomar una foto de la elevación del puente, en la que se pueda apreciar la subestructura y la superestructura
- j) Al final se debe calificar la condición del puente en general.

Finalmente debe asegurarse que todas las partes visibles del puente fueron inspeccionadas y que la documentación del levantamiento de información se encuentra completa y correctamente formulada ¹⁰.

4.4.2. Acciones para detectar daños más comunes

4.4.2.1. Componentes de concreto

Daños comunes en los componentes de concreto incluyen agrietamiento, escamas, delaminación, spalling (descascaramiento), afloramientos, desgaste o abrasión, daños de colisión, pulido, y sobrecarga. Los agrietamientos en concreto son usualmente finos para ser detectado a simple vista. Se califican como grietas finas, medias o anchas. Las primeras son usualmente insignificantes para la capacidad de la estructura, pero deben ser reportadas como una advertencia. Las grietas medias y anchas son significativas para la capacidad estructural y deben ser registradas y monitoreadas en los reportes de inspección. Las grietas pueden ser estructurales y no estructurales ¹⁵.

- Las grietas estructurales requieren de atención inmediata, toda vez que ellas afectan la capacidad del puente.
- Las grietas no estructurales son causadas por expansión térmica y contracción de fragua; en losas debe tenerse especial cuidado, puesto que el agua de infiltración de lluvia puede conllevar a la corrosión de la armadura.

El desgaste de la superficie de rodadura es la pérdida gradual y continua de superficie de mortero y agregado sobre un área. La

peladura es clasificada en cuatro categorías: ligera, media, dura y severa.

La delaminación ocurre cuando capas de concreto se desprenden cerca del nivel superior o exterior del refuerzo de acero. La mayor causa de delaminación es la expansión por la corrosión del refuerzo del acero debido a la intrusión de cloruros o sales.

Estos pueden ser inspeccionados por exámenes visuales y físicos:

- La inspección visual permite observar los deterioros primarios, como son las grietas y las manchas de óxido. Manchas de óxido son una de las señales de corrosión de refuerzo de acero en miembros de concreto. La longitud, dirección, localización y extensión de las grietas y manchas de óxido deben ser medidas y reportadas en las notas de inspección.
 - Los exámenes físicos más comunes son el sondeo con martillo (martilleo) y la cadena arrastrada. El primero es usado para detectar áreas de concreto hueco y usualmente para detectar delaminación. Para áreas de superficie grandes, el arrastre de cadenas puede ser usado para evaluar la integridad del concreto con razonable seguridad, aunque en losas no son métodos totalmente seguros; pero son rápidos y baratos.
-

4.4.2.2. Componentes de acero

Daños comunes en los componentes de acero incluyen la corrosión, el agrietamiento, daños por colisión y sobreesfuerzos.

Los agrietamientos usualmente se inician en la conexión, el extremo final de la soldadura o sobre un punto corroído de un miembro y, luego, se propaga a través de su sección transversal hasta la fractura del miembro.

La forma más reconocida de deterioro del acero es la corrosión. En componentes de acero, uno de los tipos de daños más comunes es el agrietamiento por fatiga; estos se desarrollan en estructuras de puentes debido a la repetición de cargas.

Para estructuras pintadas, una rotura en la pintura acompañada por manchas de oxidación indica la posible existencia de una grieta de fatiga.

Los sobreesfuerzos de un componente pueden ser el resultado de muchos factores tales como pérdidas de sección compuesta, pérdidas de arriostre y falla o asentamiento de los elementos de apoyo.

Son síntomas de daño debido a sobreesfuerzos las elongaciones inelásticas o decremento del área de acero de la sección transversal en miembros en tensión y el pandeo en miembros en compresión ¹⁰.

4.4.2.3. Evaluación del grado de oxidación en superficies de acero pintado, según LA ASTM D610 y SSPC.

Este método de ensayo cubre la evaluación del grado de oxidación sobre superficies de acero pintadas. Los ejemplos visuales que representan el porcentaje de oxidación están dados en las especificaciones escritas, que forman parte de la norma.

Significado y uso

- La cantidad de óxido debajo o a través de una película de pintura es un factor significativo para determinar si un sistema de revestimiento debe ser reparado o reemplazado. Este método de prueba proporciona unos medios estandarizados para cuantificar la cantidad y distribución de óxido superficial visible.
- El grado de oxidación se evalúa utilizando un rango de cero a diez escalas basadas en el porcentaje de óxido superficial visible.
- El óxido se clasifica como oxidación en un punto, oxidación general, óxido punzante u óxido híbrido.

Interferencias

- Los ejemplos visuales que forman parte de este método de prueba y la escala de oxidación asociada cubre sólo oxidación evidenciada por óxido superficial visible.

- Algunos acabados están manchados por el óxido. Esta distinción no debe confundirse con la oxidación real implicada.
- La suciedad acumulada u otro material puede hacer que la determinación del grado de oxidación dificultoso.
- Ciertos tipos de suciedad depositada que contienen sarro o hierro compuestos pueden causar decoloración superficial que no debe confundido con la corrosión.
- El óxido puede variar en un área determinada. La discreción se debe realizar, por lo tanto, cuando se selecciona un solo grado de óxido o distribución que sea representativa de una gran superficie o estructura, o en la subdivisión de una estructura para su evaluación ¹⁸.

Procedimiento

- Seleccione un área a evaluar.
 - Determinar el tipo de distribución del óxido mediante las definiciones en la Tabla 4.1 y ejemplos visuales en la Fig. 4.3, Fig. 4.4, y la fig. 4.5.
 - Estimar el porcentaje de superficie oxidada usando en Ejemplos visuales en la Fig. 4.3, Fig. 4.4, y la fig. 4.5 o SSPC-VIS 2, o ambos, por técnicas de escaneo electrónico u otro método acordado.
-

Cuadro 4.1. Escala y descripción de las clasificaciones de oxidación.

GRADO DE OXIDACIÓN	PORCENTAJE DE SUPERFICIE DE OXIDACIÓN	EJEMPLOS VISUALES		
		LUGAR	GENERAL	PUNTO DE PRECISIÓN
10	Menor o igual a 0,01 por ciento.	Ninguno	Ninguno	
9	Mayor de 0,01 por ciento y hasta 0,03 por ciento	9-S	9-G	9-P
8	Mayor de 0,03 por ciento y hasta 0,1 por ciento	8-S	8-G	8-P
7	Mayor de 0,1 por ciento y hasta 0,3 por ciento	7-S	7-G	7-P
6	Mayor de 0,3 por ciento y hasta 1,0 por ciento	6-S	6-G	6-P
5	Mayor de 1,0 por ciento y hasta 3,0 por ciento	5-S	5-G	5-P
4	Mayor de 3,0 por ciento y hasta 10,0 por ciento	4-S	4-G	4-P
3	Mayor de 10,0 por ciento y hasta 16,00 por ciento	3-S	3-G	3-P
2	Mayor de 16,0 por ciento y hasta 33,0 por ciento	2-S	2-G	2-P
1	Mayor de 33,0 por ciento y hasta 50,0 por ciento	1-S	1-G	1-P
0	Más del 50 por ciento		Ninguno	

Fuente: (ASTM D 610 – 1 Steel Structures Painting Council)

S: Lugar de Oxidación.

La oxidación ocurre cuando la mayor parte de la oxidación se concentra en algunas áreas localizadas de la superficie pintada.

Los ejemplos visuales de tipo de oxidación están etiquetados de 9-S a 1-S y mostrados en la Fig. 4.3, Fig. 4.4 y Fig. 4.5.

G: Oxidación General.

Generalmente, la oxidación ocurre cuando varios puntos de óxido de tamaño se distribuyen al azar a través de la superficie.

Los ejemplos visuales que representan este tipo de oxidación se denominan 9-G a 1-G y mostrado en la Fig. 4.3, Fig.4.4 y Fig. 4.5.

P: Punto específico de Oxidación.

La oxidación ocurre cuando el óxido se distribuye a través de la superficie como manchas individuales muy pequeñas de óxido.

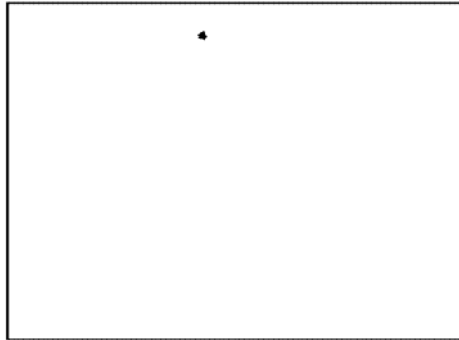
Los ejemplos visuales que tipo de oxidación están etiquetadas de 9-P a 1-P y mostrado en la Fig. 4.3, Fig. 4.4 y Fig. 4.5.

H: Oxidación híbrida.

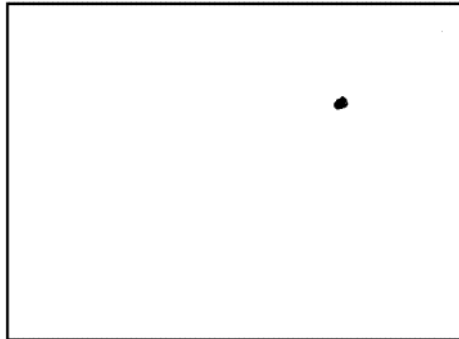
Una superficie oxidante real puede ser un híbrido de los tipos de distribución de óxido representados en los ejemplos visuales.

En este caso, reporte el porcentaje total de Óxido para clasificar la superficie. 9 - H a 1 - H.

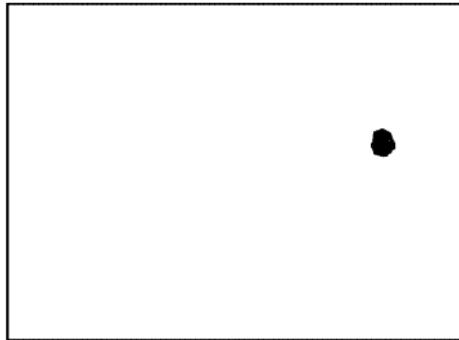
LUGAR DE OXIDACIÓN



Grado de óxido 9-S, 0.03% oxidado

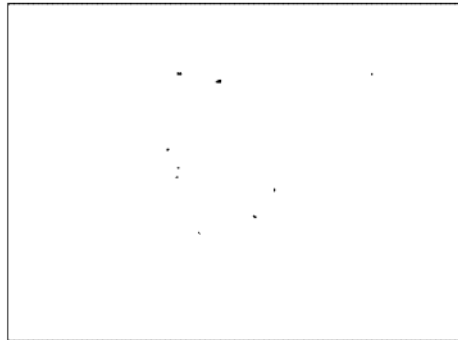


Grado de óxido 8-S, 0.1% oxidado

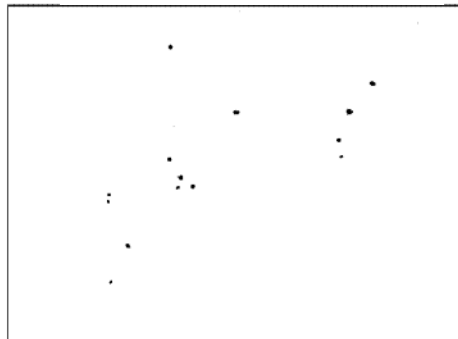


Grado de óxido 7-S, 0.3% oxidado

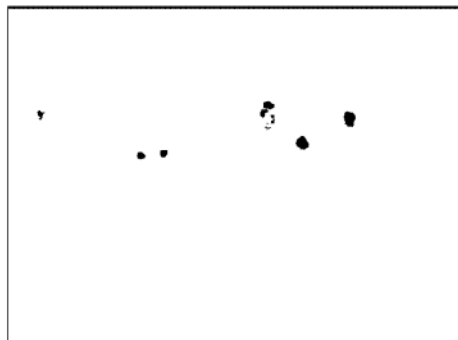
OXIDACIÓN GENERAL



Grado de óxido 9-G, 0.03% oxidado

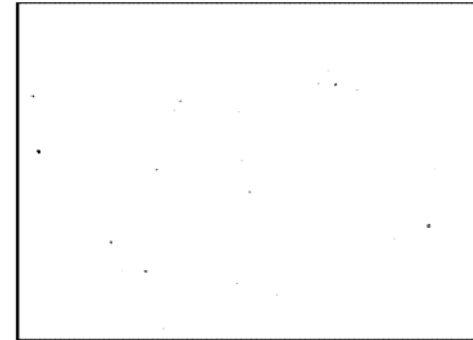


Grado de óxido 8-G, 0.1% oxidado

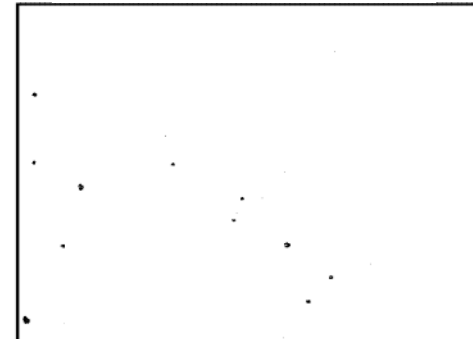


Grado de óxido 7-G, 0.3% oxidado

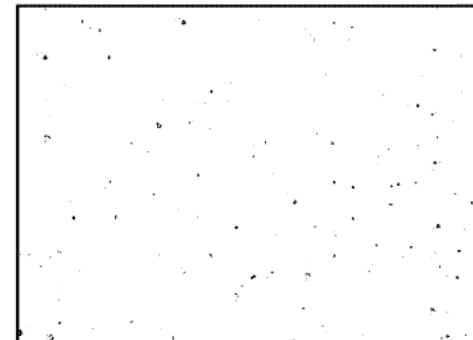
PUNTO DE OXIDACIÓN



Grado de óxido 9-P, 0.03% oxidado



Grado de óxido 8-P, 0.1% oxidado



Grado de óxido 7-P, 0.3% oxidado

Figura 4.3. Grado de óxido L1.

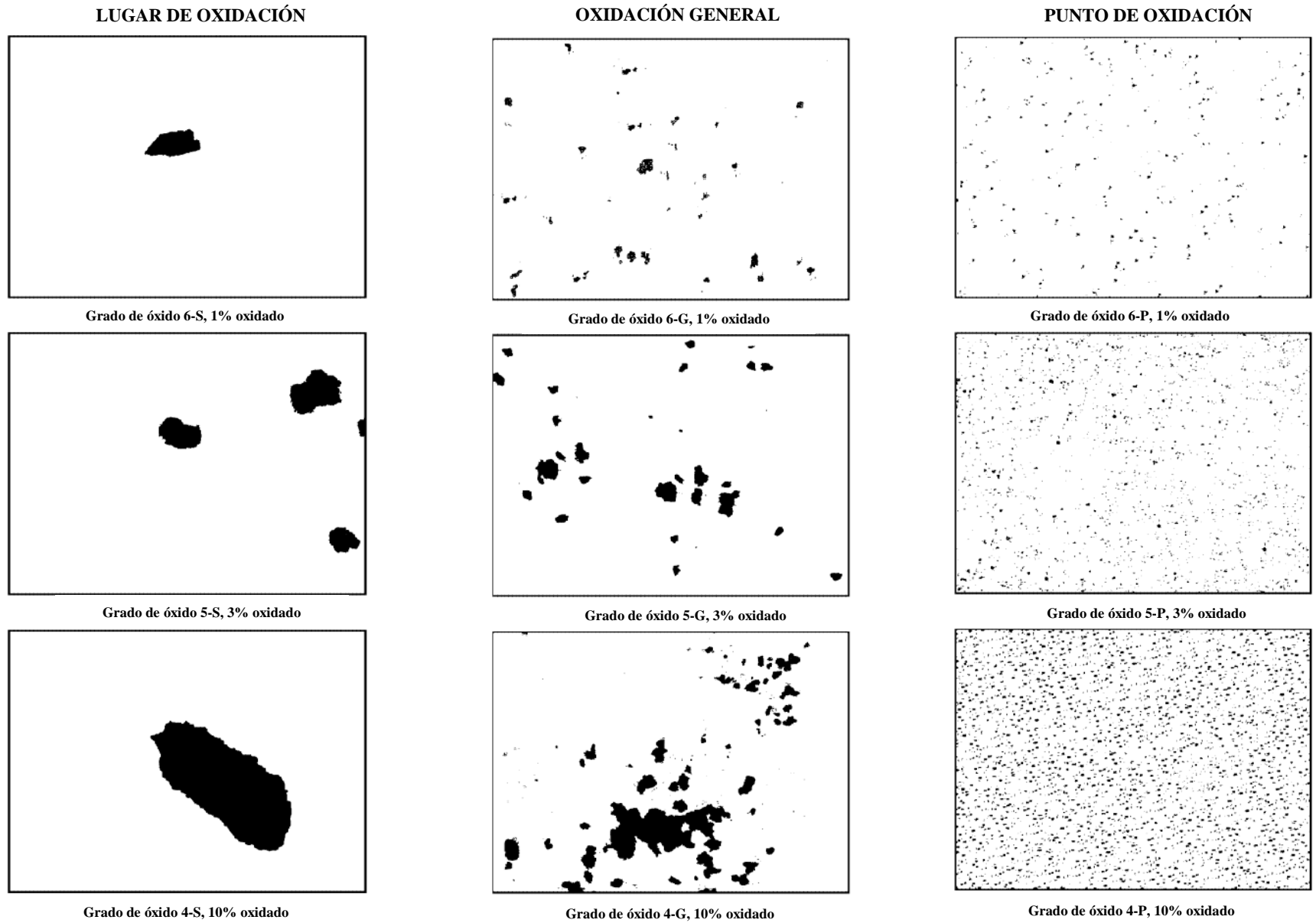
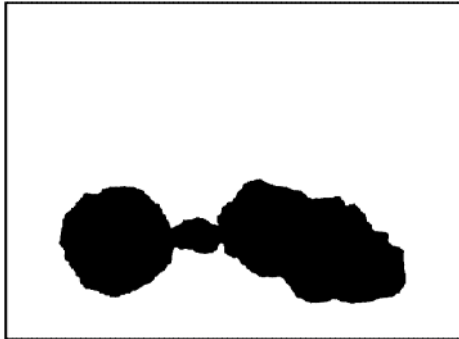


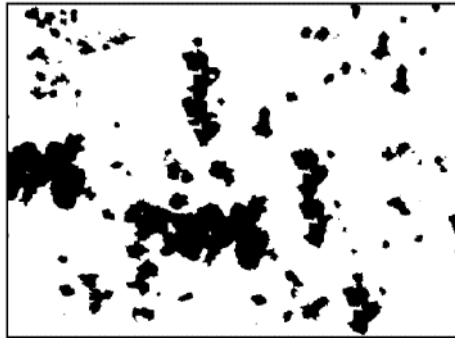
Figura 4.4. Grado de óxido L2.

LUGAR DE OXIDACIÓN



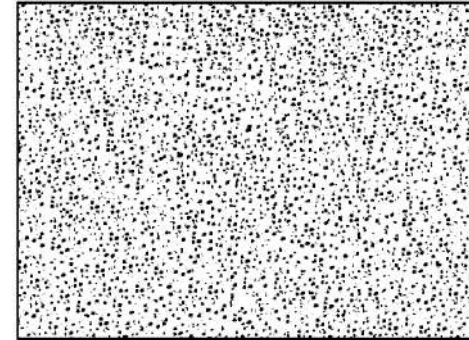
Grado de óxido 3-S, 16% oxidado

OXIDACIÓN GENERAL

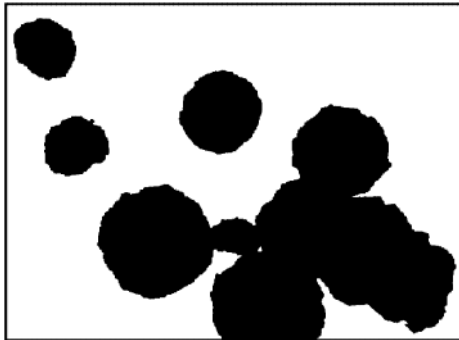


Grado de óxido 3-G, 16% oxidado

PUNTO DE OXIDACIÓN



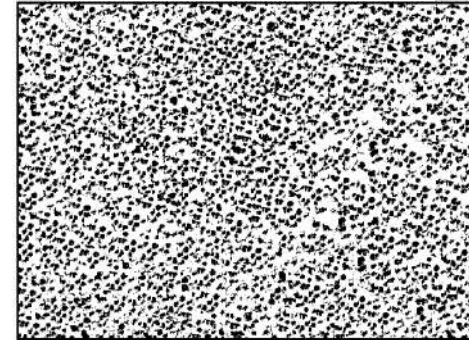
Grado de óxido 3-P, 16% oxidado



Grado de óxido 2-S, 33% oxidado



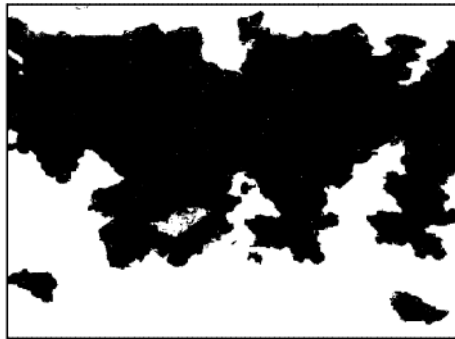
Grado de óxido 2-G, 33% oxidado



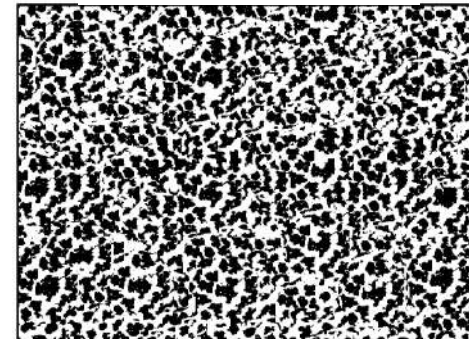
Grado de óxido 2-P, 33% oxidado



Grado de óxido 1-S, 50% oxidado



Grado de óxido 1-G, 50% oxidado



Grado de óxido 1-P, 50% oxidado

Figura 4.5. Grado de óxido L3.

4.4.2.4. Evaluación estándar para medición de adhesión por prueba de cinta según ASTM D3359.

Estos métodos de ensayo cubren los procedimientos de evaluación adhesión de películas de recubrimiento a sustratos metálicos aplicando y eliminando con una cinta sensible a la presión sobre los cortes hechos en la película.

- El Método de Prueba A está destinado principalmente a su uso en sitios de trabajo mientras que el Método de Ensayo B es más adecuado para su uso en el laboratorio.
- Además, el Método de Ensayo B no se considera adecuado para películas más gruesas de 5 mm
- Estos métodos de ensayo se utilizan para determinar si la adherencia de un revestimiento a un sustrato es generalmente a un adecuado nivel. No distinguen entre niveles más altos de adhesión para la cual se requieren métodos de medición más sofisticados.
- En sistemas multicapa puede producir un fallo de adhesión entre capas, de manera que la adhesión del sistema de revestimiento no se determina.¹⁷

Método de ensayo “A”

Se realiza un corte en X a través de la película al sustrato, se aplica una cinta sensible a la presión sobre el corte y luego se

elimina, y la adhesión se evalúa cualitativamente de una escala 0 a la escala 5.

Cuadro 4.2. Prueba de Adhesión al corte según ASTM D3359: método “A”

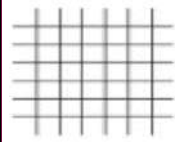
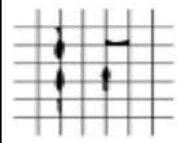
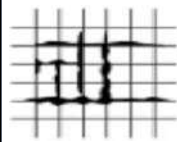
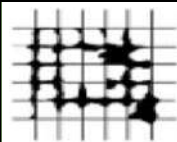
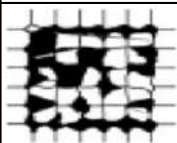
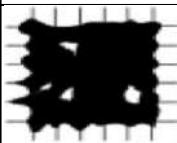
Clasificación	Superficie después de la prueba	Descripción
5A		Sin desprendimiento ni remoción
4A		Desprendimiento a lo largo de la incisión o intersección.
3A		Rasgado de 1.6 mm a lo largo del corte en uno u otro lado
2A		Rasgado de 3.2 mm a lo largo del corte en uno u otro lado
1A		Remoción de la mayor parte del área de la "X" debajo de la cinta.
0A		Remoción Sobre el área de la "X"

Fuente: (ASTM D3359)

Método de prueba “B”

Un patrón de celosía con seis o se hacen once cortes en cada dirección en la película a la se aplica una cinta sensible a la presión sobre la red y luego se elimina, y la adhesión se evalúa por comparación con descripciones e ilustraciones.

Cuadro 4.3. Prueba de Adhesión al corte según ASTM D3359: método “B”

Clasificación	Superficie despues de la prueba	Descripción
5B		Las esquinas de los cortes están intactas, ningún cuadrado se desprendio.
4B		Pequeños dobleces en las intersecciones, menos del 5% del area esta afectada.
3B		Pequeños dobleces en las intersecciones y a lo largo de los cortes, de 5% a 15% del area esta afectada.
2B		La pintura se doblo y desprendio en las intersecciones y en algunos cuadrados, de 15% a 35% del area es afectada.
1B		La pintura se doblo y desprendio en todas las intersecciones y gran parte de los cuadrados, de 35% a 65% del area esta afectada.
0B		La pintura se doblo y desprendio mas que el grado 1 (Mayor a 65%)

Fuente: (ASTM D3359)

4.4.2.5. Pruebas en los elementos de Acero.

Existen varios métodos de prueba para evaluar los problemas que tienen los elementos de acero. Es importante conocer la resistencia del acero, sus ingredientes y la presencia de fallas o fisuras que no se pueden observar a simple vista ¹⁰.

4.4.2.5.1. Placas de muestra

Se pueden extraer muestra del área de un elemento donde no cause problema a la estructura

(determinada por un especialista estructural calificado). La muestra puede ser probada a esfuerzos de tracción y análisis de sus ingredientes (para capacidad de carga y soldabilidad). La prueba es destructiva por lo que su uso es restringido.



Figura 4.6. Placa de Muestra

4.4.2.5.2. Tintes de penetración.

Esta prueba es usada para identificar y aumentar las fisuras en la superficie de elementos de acero. La prueba es simple y no es costosa. Fotografiando las fisuras se obtiene un registro duradero.



Figura 4.7. Prueba de tintes de penetración

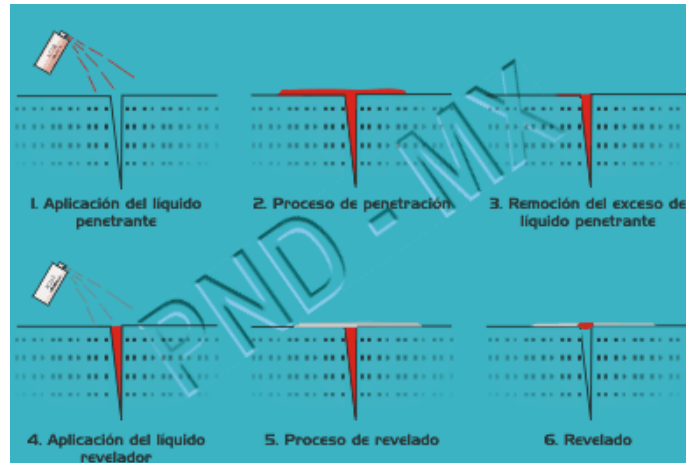


Figura 4.8. Proceso de aplicación de tintes penetrantes

4.4.2.5.3. Pruebas con partículas magnéticas

Con esta prueba se ubican fisuras en la superficie de elementos de acero, introduciendo un campo magnético. Las partículas magnéticas son fluorescentes y están suspendidas en un líquido espeso. El campo magnético atrae las partículas hacia las discontinuidades de la superficie de acero. El método es rápido y de bajo costo, aunque sólo es aplicable a defectos superficiales.

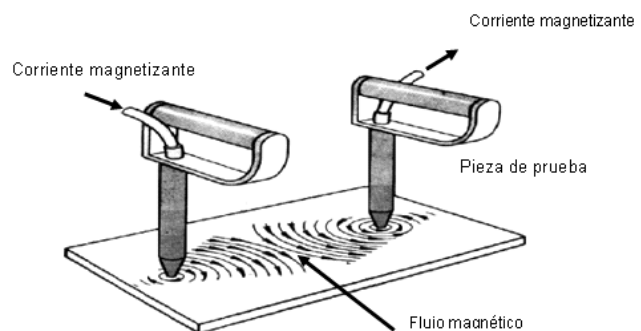


Figura 4.9. Pruebas con partículas magnéticas

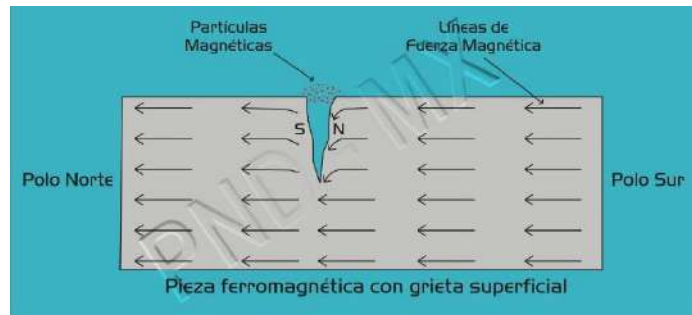


Figura 4.10. Proceso de aplicación de partículas magnéticas.

4.4.2.5.4. Pruebas ultrasónicas

Este método emplea ondas de sonido para ubicar fisuras o fallas dentro de miembros de acero. Es comúnmente usado en uniones soldadas terminales de platabandas, partes de péndolas con pines. Es más efectiva en la identificación de fisuras que son perpendiculares, más que paralelas, a la dirección de la onda de sonido. Es una prueba no destructiva y puede ser usada para medir espesores de elementos.

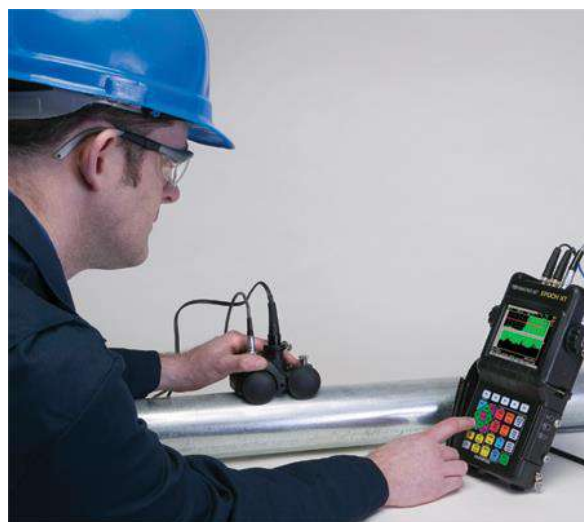


Figura 4.11. Pruebas ultrasónicas

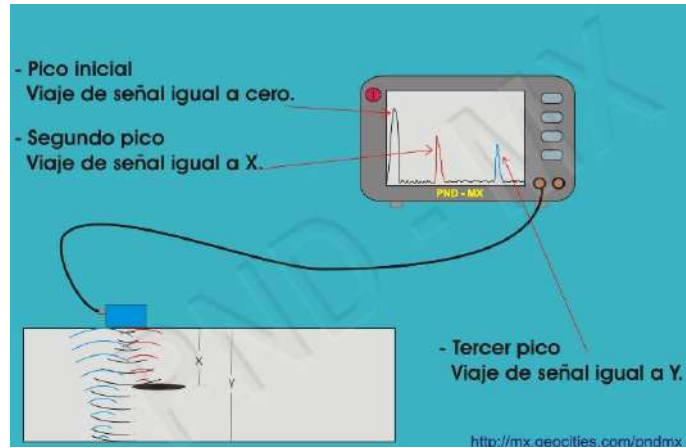


Figura 4.12. Aplicación típica de pruebas ultrasónicas

4.4.2.5.5. Inspección radiográfica

Se localizan fisuras con empleo de películas y una fuente de rayos X o rayos gamma, colocada en el lado opuesto del elemento, obteniendo un registro permanente. Se puede penetrar hasta 350 mm. en el acero.



Figura 4.13. Equipos para pruebas radiográficas

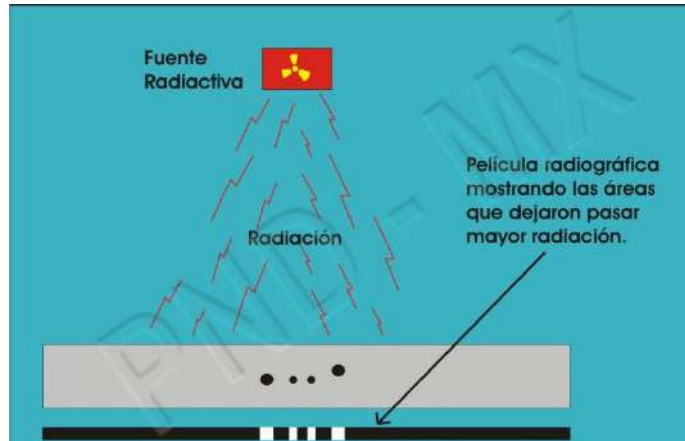


Figura 4.14. Aplicación típica de pruebas radiográfica

4.4.2.5.6. Holografía acústica.

Con este método se ubican fisuras empleando transductores ultrasónicos que producen una figura multidimensional y un registro permanente. La prueba es costosa y algo experimental.

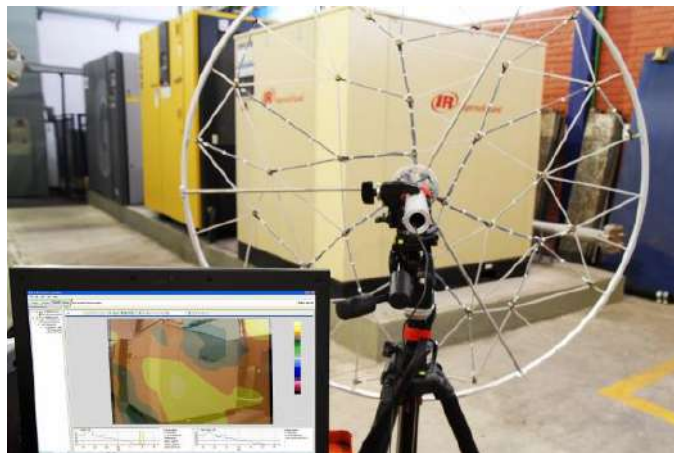


Figura 4.15. Prueba de Holografía acústica

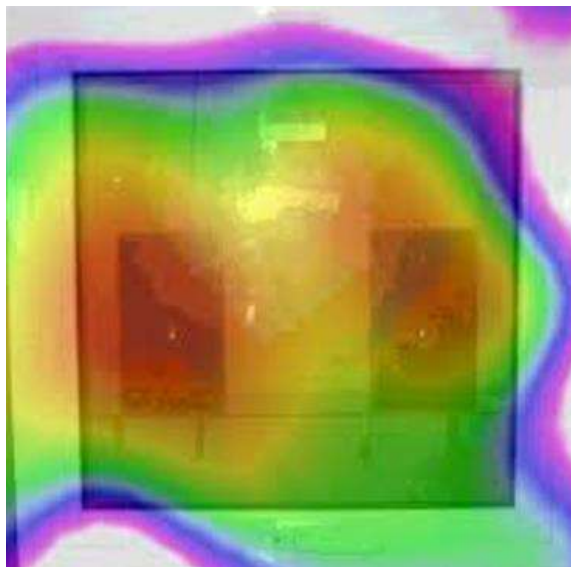


Figura 4.16. Generación de resultados Prueba de Holografía acústica

4.4.2.6. Tableros

Los defectos comunes en tableros de concreto son desgaste, escama, delaminación, spalling (descascaramiento), grietas de flexión longitudinal, grietas de flexión transversal en las regiones de momento positivo, corrosión de la armadura de refuerzo, grietas debido a agregados reactivos y daño debido a contaminación química ¹⁰.

4.4.2.7. 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 ¹⁵.

Las temperaturas extremas pueden romper la adherencia entre la junta y el tablero y, consecuentemente, repercutir en la remoción total de la junta.

La función primaria de la junta es acomodar la expansión y contracción de la superestructura del puente.

4.4.2.8. 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. Apoyos congelados pueden generar flexiones, ondulamientos y alineamiento inapropiado de miembros. Otro tipos de daños son pérdidas de seguros, rotura de soldadura, corrosión en la superficie deslizante.

Los daños en placas de apoyos elastoméricos son: excesivo abultamiento, rompimiento o desgarramiento, corte y falla por corrimiento ¹⁵.

4.4.3. Ejecución de la inspección

La inspección visual nos permite determinar el agrietamiento, corrosión, las deformaciones y las flechas en la estructura del puente. La cual debe complementarse con métodos topográficos, magnéticos, eléctricos y

químicos para determinar corrimientos, posiciones de armadura y acercarse a la determinación del grado de corrosión de las armaduras.

4.4.3.1. Superestructura

La inspección de los elementos de la superestructura y los daños que estos presentan varían notablemente en función al tipo de puente.

4.4.3.2. Inspección del cauce

Con la anticipación a los problemas y tomando adecuadas medidas de protección, se pueden minimizar serias dificultades posteriores.

Con ese motivo, es conveniente investigar las siguientes condiciones:

- Si existe adecuado espacio bajo el puente para permitir el paso de las aguas. Los depósitos de arena y/o grava, pueden reducir este espacio.
 - Si hay estabilidad y buen comportamiento de los bordes y protección de orillas.
 - Posible obstrucción del cauce con maleza, palizadas o crecimiento de plantas que puedan contribuir a la socavación o riesgo posible de incendio.
-

Un registro del perfil del cauce da información valiosa sobre la tendencia del río a erosionar, cambiar de curso, de gradiente, etc.

El registro debe mantenerse actualizado, particularmente cuando existan variaciones de importancia. Estas indicaciones ayudan a proyectar protecciones a los pilares o estribos, sobre todo a sus cimentaciones ¹⁰.

4.4.3.3. Aparatos de apoyo

Los aparatos de apoyo, sean fijos o móviles, deben ser examinados para asegurar que funcionen debidamente. El mal comportamiento de los apoyos puede ser causa de movimiento de pilares o estribos.

Si existe este tipo de problema debe efectuarse la siguiente inspección:

- Observar si los pernos de anclaje están dañados o si las tuercas necesitan ajuste.
 - Verificar si los elementos de expansión permiten el movimiento de acuerdo a su diseño.
 - Verificar si hay suciedad o escombros alrededor de los aparatos de apoyo.
 - Observar si hay exceso de deformación o rotura en las placas de neopreno.
 - Observar los rodillos y su condición de apoyo móvil.
-

- Los aparatos de apoyo pueden sufrir daños por causa del tráfico pesado, por suciedad acumulada. Si se advierte un mal funcionamiento debe notificarse de inmediato.

4.4.3.4. Vigas y largueros

Estos elementos pueden ser fabricados en madera, acero o concreto. Cada material presenta problemas específicos para su mantenimiento, los cuales deben ser investigados.

- Vigas de acero. Los siguientes son los defectos más comunes que se presentan en las vigas de acero:
 - Oxidación bajo la zona de las juntas de dilatación.
 - Oxidación de la viga debido a humedad que pasa por grietas del tablero.
 - Deterioro de la pintura.
 - Conexiones flojas.
 - Corrosión y rajaduras alrededor de remaches y pernos en la unión de elementos de una viga.
 - Fisuras en la soldadura y el metal de base.

4.4.3.5. Reticulados

Los reticulados pueden ser clasificados en tres categorías, según su posición respecto al tablero de rodadura: de tablero superior, intermedio o de tablero inferior.

La inspección debe iniciarse observando la línea del sardinel o de la baranda para ver si hay desalineamiento en los elementos tanto en el plano vertical como en el plano horizontal. Cada

miembro del reticulado debe ser inspeccionado, incluyendo lo siguiente: ¹⁶

- Observar el alineamiento del reticulado y su gradiente.
- Verificar en los aparatos de los apoyos extremos y en las placas de expansión, que se asegure el libre movimiento.
- Comprobar que los elementos en compresión no estén torcidos.
- Observar si los arriostramientos han sido dañados por el tráfico o tienen mal comportamiento.
- Examinar la pintura y la extensión de la corrosión, principalmente alrededor de pernos y cabezas de remaches.
- Comprobar si los pines de las conexiones están en su sitio.
- Verificar la existencia de pernos o remaches sueltos faltantes u oxidados.
- Examinar los cordones en tensión, para detectar fisuras, especialmente en las conexiones.
- Observar si hay pérdida de sección por corrosión en el acero.

4.4.3.6. Tableros

Los tableros deben examinarse para determinar si hay riesgo de deslizamiento de los vehículos sobre su superficie debido a falta de rugosidad en el piso. Debe observarse que no haya empozamiento de agua por la obstrucción de los drenes.

Verificar que estos funcionen sin afectar partes estructurales o al tráfico que pasa en un nivel inferior.

- Tableros de concreto. Deben examinarse para detectar grietas, descascaramientos u otros signos de deterioro. Debe observarse con cuidado el acero de refuerzo para determinar su estado. Las grietas en el concreto permiten que la humedad afecte al acero de refuerzo el cual al oxidarse se expande y causa desprendimiento del concreto.

4.4.3.7. Superficie de rodadura

El deterioro en la losa del puente, puede ser causado tanto por agentes naturales como por el incremento de cargas rodantes, así como también por daños producidos por impactos de vehículos y por el tiempo de servicio o período de diseño de vida útil.

Cualquier tipo de superficie de rodadura puede ocultar los defectos del tablero. Esta superficie debe observarse con mucho cuidado para buscar evidencia del deterioro del tablero. En algunos casos se debe remover pequeñas secciones para facilitar una mejor investigación.

Las acciones del tráfico vehicular inciden directamente en la superficie de rodadura, lo que produce el agotamiento por fatiga o el desgaste de sus componentes. El deterioro por desgaste o abrasión son causados generalmente por el exceso de cargas, descarrilamiento de autos, colisiones del tráfico con las

estructuras, etc. Cuando se producen estos daños, aunque no constituyan un peligro inmediato para el buen funcionamiento de la estructura, se debe registrar en el formato de evaluación, el grado de desgaste que presenta, describiendo los daños, complementando la información con fotografías, de tal manera que se pueda monitorear en caso no hayan sido reparados oportunamente los daños.¹⁰

4.4.3.8. Acceso al puente

Son importantes por su conexión al puente y deben estar a nivel con el tablero. Si la transición no es suave, los efectos del impacto pueden aumentar la energía de las cargas que ingresan al puente, causando daño estructural.

El pavimento de los accesos debe observarse para detectar la presencia de baches, asentamientos o excesiva rugosidad. La junta entre las losas de aproximación y los estribos, diseñada para el movimiento causado por las variaciones de temperatura, debe ser examinada para comprobar su debida abertura y sello apropiado. En la evaluación de los accesos al puente se considerará también el estado de los guardavías, las bermas, taludes y drenaje.

4.4.4. Calificación de condición global del puente

Se identifica las condiciones de cada elemento que conforma el puente dando una calificación de acuerdo al estado en que se encuentra, como se indica en la siguiente tabla.

Cuadro 4.4. Condición global del Punte.

CALIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA CONDICIÓN	
0	MUY BUENO	No se observa problemas.
1	BUENO	Hay problemas menores. Algunos elementos muestran deterioro sin importancia.
2	REGULAR	Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secciones avanzadas secundarias muestran deterioro, algo de pérdida de sección, grietas, descascaramiento o socavación pérdida de sección avanzada
3	MALO	La pérdida de sección, deterioro o socavación afectan seriamente a los elementos estructurales primarios. Hay posibilidad de fracturas locales, pueden presentarse rajaduras en el concreto o fatigas en el acero.
4	MUY MALO	Avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. <ul style="list-style-type: none"> • Grietas de fatiga en acero o grietas de corte en el concreto • La socavación compromete el apoyo que debe dar la infraestructura. • Conviene cerrar el puente a menos que este monitoreado
5	PÉSIMO	Gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos. <ul style="list-style-type: none"> • Desplazamientos horizontales o verticales afectan la estabilidad de la estructura • El puente se cierra al tráfico pero con acciones correctivas se puede restablecer el tránsito de unidades ligeras.

Fuente: (Guía de Inspección de Puentes – 2006 - MTC)

4.5. Tipos de estructuras de puentes

4.5.1. Superestructura tipo losa

La estructura de éste tipo de puente, consiste en una plancha de concreto reforzado o preesforzado, madera o metal, y sirve de tablero al mismo tiempo. El puente del tipo losa sólo alcanzan a salvar luces pequeñas, generalmente hasta 10mts., esto se debe a que el costo se incrementa para luces mayores y por el peso propio de la misma estructura ⁵.

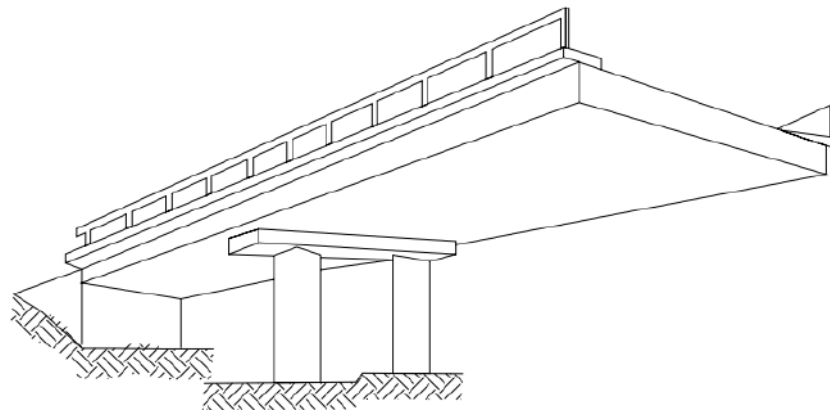


Figura 4.17. Puente tipo Losa

4.5.2. Superestructura tipo losa con vigas

4.5.2.1. Puente losa con viga

Los puentes de vigas utilizan como elemento estructural vigas paralelas a la carretera, que soportan esfuerzos de componente vertical y transmiten las cargas recibidas a los pilares y estribos del puente ⁴.

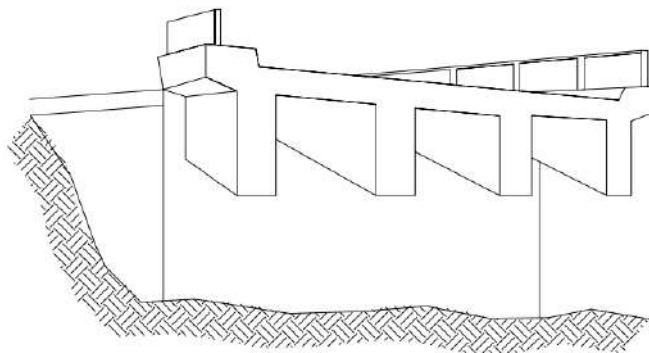


Figura 4.18. Puente losa con Viga.

4.5.2.2. Puente losa con viga pretensado

Se denomina puente losa con viga pretensado por la tecnología de construcción de elementos estructurales de hormigón sometidos intencionadamente a esfuerzos de compresión previos a su puesta en servicio.

El objetivo es el aumento de la resistencia a tracción del hormigón, introduciendo un esfuerzo de compresión interno que contrarreste en parte el esfuerzo de tracción que producen las cargas de servicio en el elemento estructural ⁴.

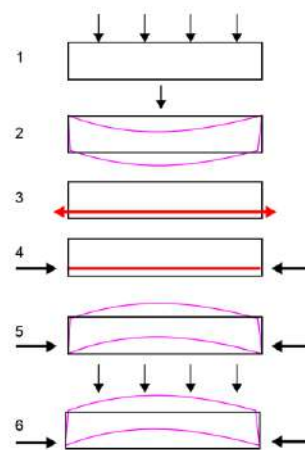


Figura 4.19. Fuerzas actuantes en un proceso de Pretensado.

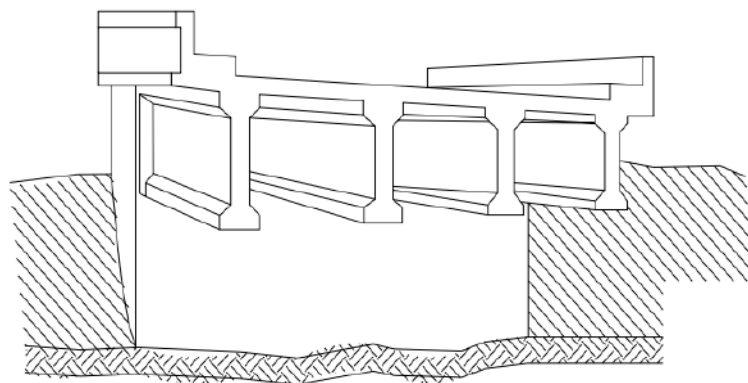


Figura 4.20. Puente losa de Viga Pretensado.

4.5.2.3. Puente viga cajón

Este tipo de puente deriva directamente del puente losa con viga, se emplean vigas en forma de caja hueca en luces intermedios con concreto pretensado ⁴.

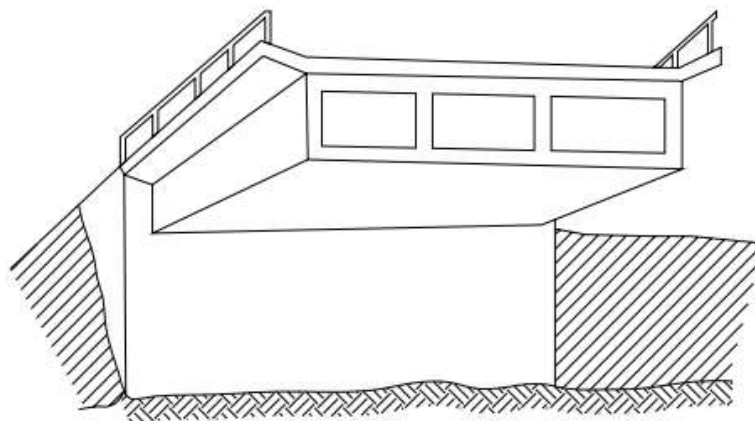


Figura 4.21. Puente Viga Cajón.

4.5.3. Puente tipo pórtico

4.5.3.1. Puente pórtico tipo jabalconados

El puente pórtico más que un tipo de estructura de puente con carácter propio es una estructura intermedia entre el arco y la viga por lo que presenta características propias de ambos. Tienen pilas y tablero igual que los puentes viga, pero éstos son solidarios, lo que da lugar a un mecanismo resistente complejo porque en él interviene la resistencia a flexión de sus elementos. Al mismo tiempo se produce un efecto pórtico debido a las reacciones horizontales que aparecen en sus apoyos ⁴.

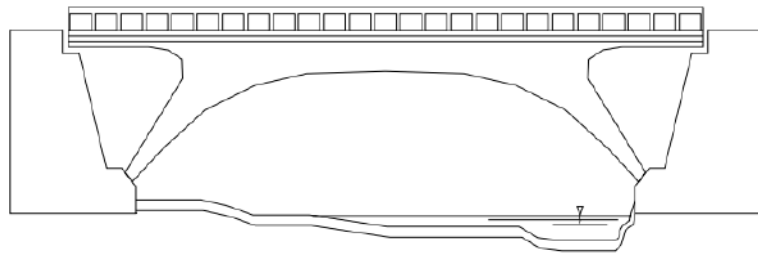


Figura 4.22. Puente Pórtico tipo jabalconados Perfil Longitudinal.



Figura 4.23. Puente Pórtico tipo jabalconados Idealización.

4.5.3.2. Puente pórtico tipo marco

Llamado así por su geometría, tipo marco, compuesto por pilares en los extremos que transmiten la carga del tablero a la cimentación generalmente en pequeñas luces ¹⁰.

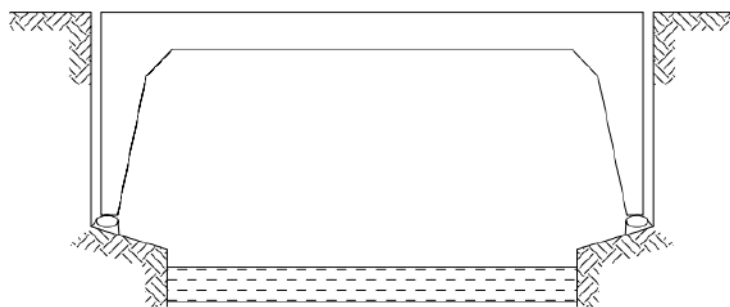


Figura 4.24. Puente Pórtico tipo Marco.

4.5.4. Puente tipo arco

El arco es una estructura que resiste gracias a la forma que se le da. Mediante la forma del arco se reparten las tensiones de manera que se

producen compresiones en todas las partes del arco. Del mismo modo es una estructura que salva una luz determinada sometida a esfuerzos de compresión donde las tracciones y flexiones se evitan o reducen al mínimo con lo que conseguimos que materiales que no resistan tracciones puedan ser utilizables para la construcción de esta tipología de estructuras ⁴.

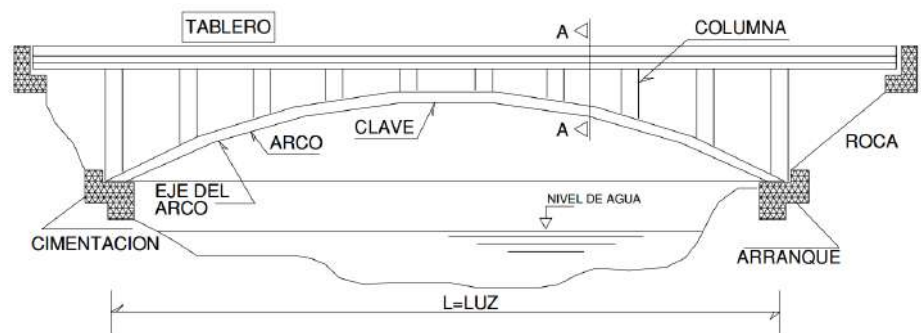


Figura 4.25. Puente Tipo Arco.

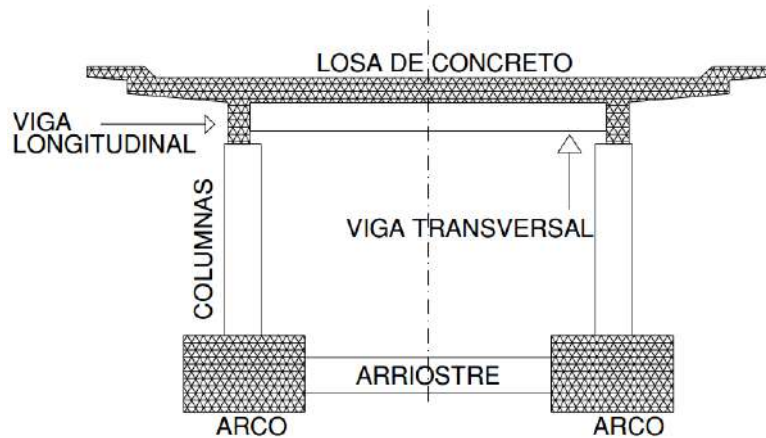


Figura 4.26. Puente Tipo Arco sección Transversal.

4.5.5. Puente colgante

Este tipo de estructura se utiliza para cubrir grandes luces. En el puente colgante la estructura principal la constituyen los cables curvos que

soportan las cargas que transmiten las fuerzas a las torres y a los macizos de anclaje. Los cables sostienen el tablero por medio de tirantes llamados péndolas. Estructuralmente, un puente colgante es un “arco” invertido en el que la estructura principal el cable está sometida principalmente a tracción ¹⁹.

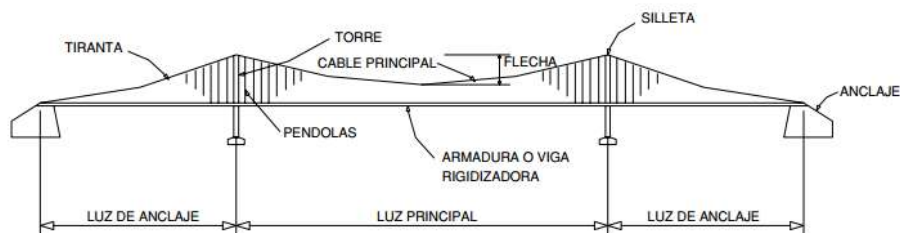


Figura 4.27. Puente Colgante.

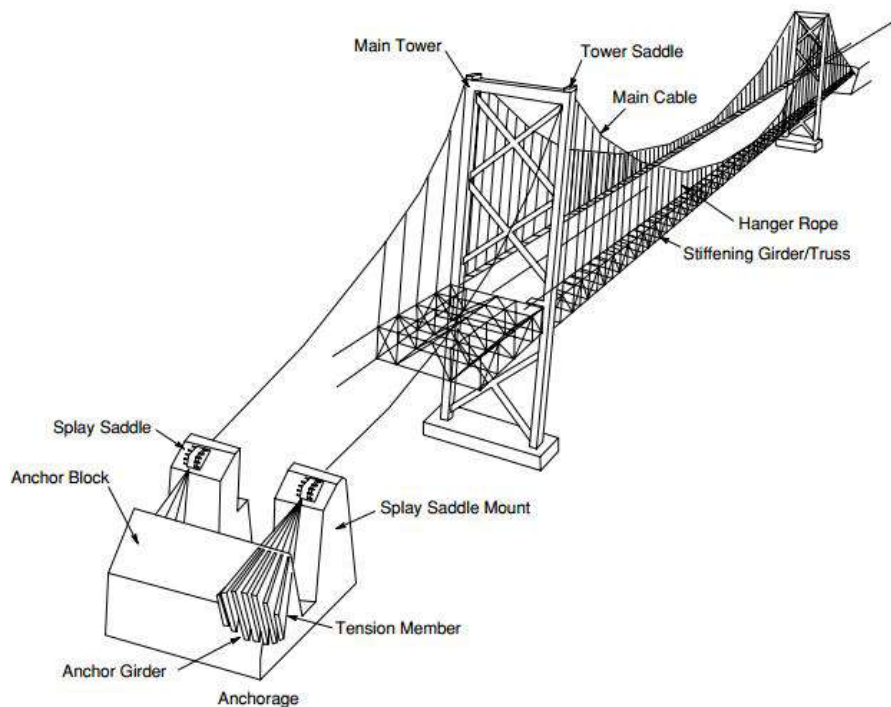


Figura 4.28. Puente Colgante con Fijadores (Detalle).

4.5.6. Puente atirantado

Un puente atirantado tiene una o más torres (o pilones), de las cuales los cables sostienen la cubierta del puente. Una característica distintiva son los cables que corren directamente desde la torre a la cubierta, formando normalmente un patrón en forma de abanico o una serie de líneas paralelas. Esto contrasta con el moderno puente colgante, donde los cables que soportan la cubierta están suspendidos verticalmente del cable principal, anclados en ambos extremos del puente y funcionando entre las torres. El puente atirantado es óptimo para vanos más largos que los puentes en voladizo y más cortos que los puentes colgantes. Esta es la gama en la que los puentes voladizos crecerían rápidamente si el tramo se alargara, mientras que el cableado del puente de suspensión no sería más económico si el tramo se acortara ¹⁹.

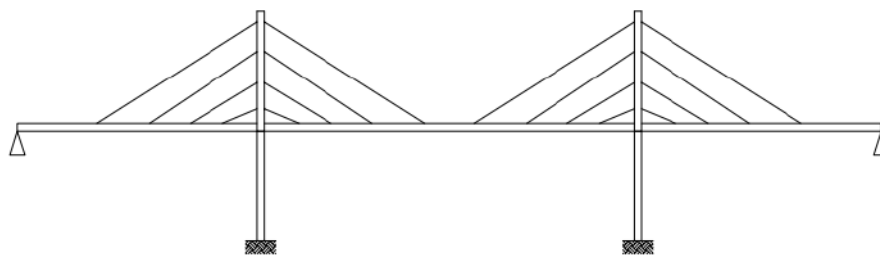


Figura 4.29. Puente Atirantado.

4.5.7. Puente modular

Los puentes metálicos modulares son muy versátiles, permiten diseños de grandes luces, se construyen con rapidez. (puentes transportables).

Encontramos dos tipos, conocidos de tipo Bailey y Acrow, que la única diferencia es la compañía que la fábrica ¹⁰.



Figura 4.30. Puente Modular.

4.5.8. Puente tipo reticulado

Un puente reticulado también conocida como estructura de barras está formada por un conjunto de barras interconectadas y entrecruzadas unidas por medio de nudos articulados o rígidos formando triángulos. Cuando la estructura esté formada por nudos articulados, las barras solo trabajarán a esfuerzo axial, mientras que si los nudos son rígidos las barras trabajarán a esfuerzo axial, cortante y momento flector ¹⁶.

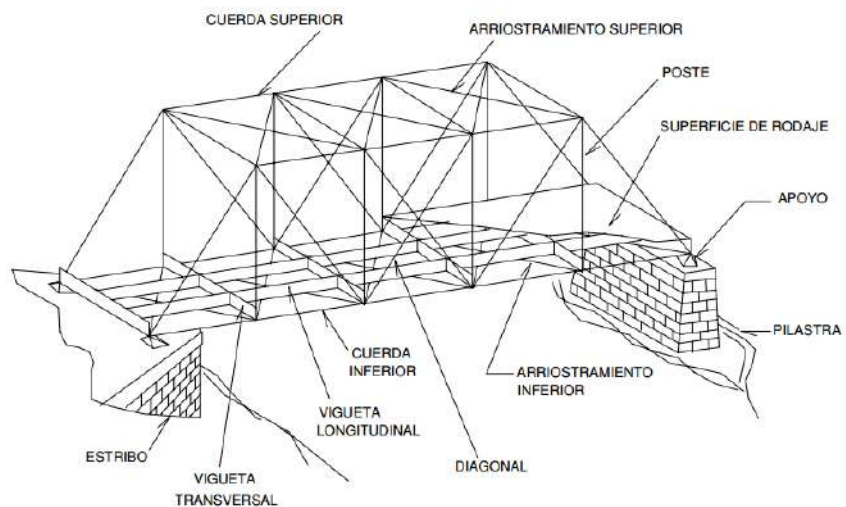


Figura 4.31. Partes de Puente reticulado metálico de Tablero Inferior.

4.5.9. Tipos de armaduras para puentes reticulados

4.5.9.1 Armadura tipo Howe

La armadura tipo Howe fue diseñado por William Howe en 1840. Se utiliza sobre todo en la construcción y la madera era adecuado para tramos más largos que la armadura tipo Pratt. Por lo tanto, se hizo muy popular y era considerado uno de los mejores diseños de puentes ferroviarios en su día. Existen muchos puentes de viga tipo Howe en la red vial Nacional.

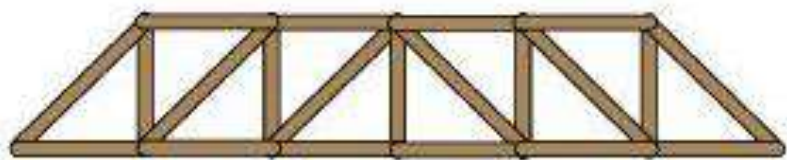


Figura 4.32. Armadura tipo Howe.

4.5.9.2 Armadura tipo Pratt

La armadura de tipo Pratt fue diseñada por Thomas y Caleb Pratt en 1844. Se hizo popular para los puentes ferroviarios porque hizo buen uso del hierro. La armadura de tipo Pratt tiene muchas variaciones, la mayoría con su propio nombre único. Por ejemplo, el Baltimore, Pennsylvania, y el Parker se basan todo en la armadura tipo Pratt ²⁰.

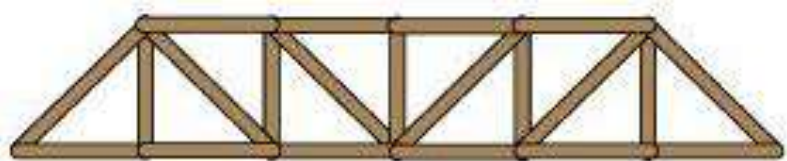


Figura 4.33. Armadura tipo Pratt.

4.5.9.3 Armadura tipo Warren

La armadura tipo Warren es un diseño muy común para puentes reales y modelos. Es historia exacta y originación es un poco confuso, sin embargo. James Warren patentó un diseño en 1848 (en Inglaterra), que muchos atribuyen el nombre "Warren Truss". Su patente se centraba más en la metodología de la construcción que en un "diseño". Independientemente, la armadura tipo Warren ha sido alrededor de un tiempo y ha sido muy popular. Ejemplos de ello se pueden encontrar en todas partes del mundo.

La armadura de tipo Warren utiliza triángulos equiláteros para esparcir las cargas en el puente ²⁰.

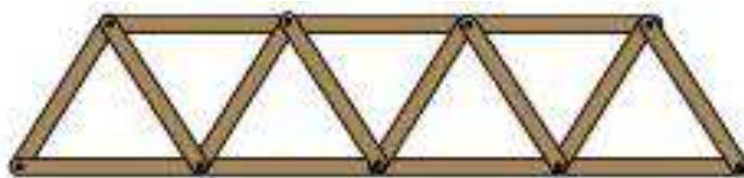


Figura 4.34. Armadura tipo Warren.

4.5.9.4 Armadura tipo Whipple

Una armadura de tipo Whipple, el nombre de su inventor Squire Whipple, se considera generalmente como una subclase de la armadura tipo Pratt porque los elementos diagonales están diseñados para trabajar en tensión. La principal característica de una armadura tipo Whipple es que los miembros de tensión son alargadas, generalmente delgada, y con un ángulo pequeño, y se cruzan dos o más

compartimientos (secciones rectangulares definidos por los miembros verticales) ²⁰.

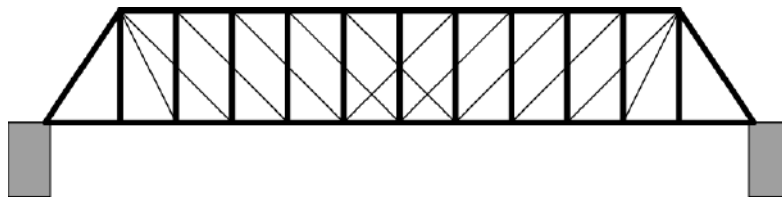


Figura 4.35. Armadura tipo Whipple.

4.5.9.5 Armadura de Cordón superior arqueado

Una armadura tipo Camelback es una variación de la armadura tipo Parker que tiene un acorde superior poligonal de exactamente cinco pendientes. Esto proporciona un ahorro de material con la mayor profundidad de armadura donde más se requiere, en el centro del tramo ²⁰.

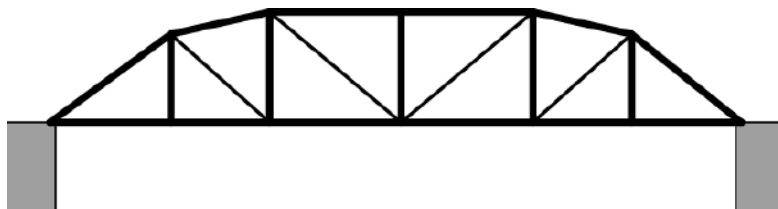


Figura 4.36. Armadura de cordón Superior Arqueado.

4.5.9.6 Armadura tipo Baltimore

El puente de la armadura tipo Baltimore es una variante del puente de la armadura tipo Pratt. La diferencia entre la armadura tipo Pratt y la armadura tipo Baltimore es que esta última se fortalece proporcionando apoyo adicional en la sección inferior. Se proporciona soporte adicional en forma de

secciones verticales y diagonales que tienen la mitad de la longitud de las secciones principales del puente ²⁰.

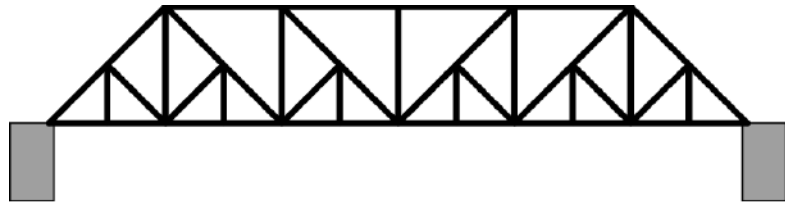


Figura 4.37. Armadura tipo Baltimore.

4.5.9.7 Armadura tipo Pennsylvania o Petit

El puente de armadura tipo Pennsylvania o Petit, al igual que la armadura tipo Baltimore, es una variante de la armadura Pratt. Fue nombrado después del ferrocarril de Pennsylvania ²⁰.

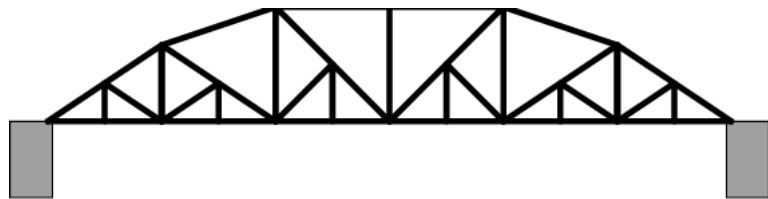


Figura 4.38. Armadura tipo Pennsylvania o Petit.

4.5.9.8 Armadura tipo “K”

En los puentes K entramados, se reduce la longitud de los miembros que se someten a compresión. La reducción de la longitud permite que estos componentes del puente para soportar la fuerza de compresión. El diseño del puente de armadura es complicado. Por lo tanto, el puente de braguero K es considerado como uno de los más difíciles de construir ²⁰.

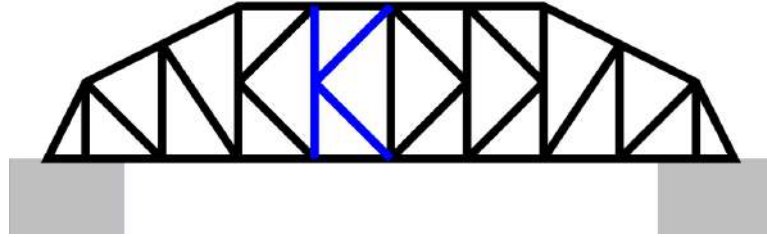


Figura 4.39. Armadura tipo “K”.

4.6. Relación de elementos de puentes

Elemento N° 101	Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)
Elemento N° 102	Losa de concreto pretensado (Pretensado Longitudinal)
Elemento N° 103	Losa de Concreto Simple.
Elemento N° 104	Losa de concreto armado (Refuerzo Transversal)
Elemento N° 105	Losa de concreto pretensado (Pretensado Transversal)
Elemento N° 106	Plancha Metálica Corrugada.
Elemento N° 107	Tablero de Madera.
Elemento N° 110	Viga Principales concreto armado.
Elemento N° 111	Vigas Secundarias de concreto armado.
Elemento N° 112	Vigas Principales de concreto pretensado.
Elemento N° 113	Vigas Secundarias de concreto Pretensado.
Elemento N° 114	Vigas Principales de Acero Estructural.
Elemento N° 115	Vigas Secundarias de Acero.
Elemento N° 116	Vigas de Madera.
Elemento N° 117	Arriostres de Acero.
Elemento N° 131	Columnas de concreto armado.
Elemento N° 132	Columnas de concreto pretensado.
Elemento N° 133	Columna de acero estructural.
Elemento N° 134	Muros de Concreto Armado.

-
- Elemento N° 135 Muros de Concreto Simple.
- Elemento N° 136 Tirante de Concreto Pretensado en pórticos.
- Elemento N° 145 Arco de concreto armado.
- Elemento N° 146 Arco de acero estructural.
- Elemento N° 160 Bridas superior e inferior, Montantes y Diagonales de Acero.
- Elemento N° 161 Vigas Transversales y Largueros de Acero.
- Elemento N° 168 Estructura Metálica Bailey.
- Elemento N° 180 Cables Principales de Acero.
- Elemento N° 181 Barras de Anclaje en puentes colgantes.
- Elemento N° 182 Torres de Acero.
- Elemento N° 183 Péndolas de Acero con Sockets.
- Elemento N° 184 Accesorios (Sillas de Montar, Montura de Péndolas) en puentes colgantes.
- Elemento N° 185 Vigas de Rigidez.
- Elemento N° 186 Arriostres de Acero.
- Elemento N° 190 Losa de Concreto Simple.
- Elemento N° 191 Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)
- Elemento N° 192 Muros de Concreto Simple.
- Elemento N° 193 Muros de Concreto Armado Alcantarilla.
- Elemento N° 196 Plancha Metálica Corrugada (TMC)
- Elemento N° 201 Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Simple.
- Elemento N° 202 Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado.
- Elemento N° 203 Elevación Cuerpo del Estribo Madera.
- Elemento N° 204 Elevación Alas del Estribo Concreto Simple.
- Elemento N° 205 Elevación Alas del Estribo de Concreto Armado.
-

-
- Elemento N° 206 Elevación Alas del Estribo Madera.
- Elemento N° 207 Elevación Cuerpo del Estribo de Mampostería de Piedra.
- Elemento N° 208 Elevación Alas del Estribo Mampostería de Piedra.
- Elemento N° 215 Zapata de Concreto Simple.
- Elemento N° 216 Zapata de Concreto armado para Estribos.
- Elemento N° 217 Zapata de Mampostería de Piedra.
- Elemento N° 220 Caisson de Concreto Simple.
- Elemento N° 221 Caisson de Concreto Armado.
- Elemento N° 230 Pilotes de Concreto Armado.
- Elemento N° 231 Pilotes de Acero Estructural.
- Elemento N° 232 Pilotes de Madera.
- Elemento N° 240 Elevación de Pilares Concreto Simple.
- Elemento N° 241 Elevación de Pilares Concreto Armado.
- Elemento N° 242 Elevación de Pilares de Madera.
- Elemento N° 301 Capa Asfalto.
- Elemento N° 302 Capa Concreto Pobre.
- Elemento N° 303 Tablones de Madera.
- Elemento N° 311 Vereda Concreto.
- Elemento N° 313 Vereda de Madera.
- Elemento N° 321 Apoyo fijo Neopreno.
- Elemento N° 322 Apoyo deslizante de neopreno.
- Elemento N° 323 Apoyo Deslizante Acero.
- Elemento N° 324 Apoyo articulado de acero.
- Elemento N° 325 Apoyo Roller Acero.
- Elemento N° 326 Apoyo Rocker Acero.
-

-
- Elemento N° 327 Apoyo articulado Concreto.
- Elemento N° 328 Apoyo Rocker de Concreto.
- Elemento N° 329 Apoyo Eslabón y Pin (Vigas Gerber)
- Elemento N° 341 Planchas Deslizantes.
- Elemento N° 342 Tipo Peine.
- Elemento N° 343 Tipo Compresible / Expandible Celular.
- Elemento N° 344 Junta de Expansión, Tipo Compresible / Expandible Sólido.
- Elemento N° 351 Barandas de Madera.
- Elemento N° 352 Barandas de Concreto.
- Elemento N° 353 Barandas de Acero.
- Elemento N° 354 Parapeto de Concreto Armado.
- Elemento N° 355 Guardavías.
- Elemento N° 401 Márgenes del río.
- Elemento N° 402 Lecho del río.
- Elemento N° 406 Enrocado.
- Elemento N° 410 Muro de Concreto Simple.
- Elemento N° 411 Muro de Concreto Armado – Cauce.
- Elemento N° 412 Solado Concreto Simple.
- Elemento N° 413 Solado Concreto.
- Elemento N° 501 Señalización.
- Elemento N° 503 Muro de Concreto Simple – Accesos.
- Elemento N° 504 Muro de Concreto Armado en accesos.
- Elemento N° 505 Zapata de Concreto Simple en muros de contención.
- Elemento N° 506 Zapata de Concreto armado.
- Elemento N° 526 Alcantarilla de Plancha Corrugada TMC.
-

Elemento N° 100 Drenaje.

Tabla 4.1. Toma de datos de la Inspección.

1) IDENTIFICACION Y UBICACIÓN				
Nombre Puente	HUALLAGA	Tramo Carretera:	Huánuco - Tingo María	
Tipo Puente :	Reticulado Metálico	Dpto. Político:	Huánuco	
Sobre (*) :	Río	Dpto. Vial :	Huánuco	
Altitud (msnm) :	1930.88 msnm	Provincia :	Huánuco	
Latitud (grad, min) :	9°56'57.326" S	Distrito :	Amarilis	
Longitud (grad, min) :	76°14'48.839" W	Poblado Cercano :	Amarilis	
Ruta :	PE - 3N	Kilometraje :	228+027	
2) DATOS GENERALES				
Puente Sobre :	Río	Nombre :	Huallaga	
Longitud Total (m) :	80.00	Número Vías Tránsito :	2	
Ancho Calzada (m) :	7.20	Sobrecarga Diseño :	Sin información	
Ancho Vereda (m) :	0.58	Número Proyecto :	Sin información	
Altura Libre Superior (m) :	6.50	Año Construcción :	1967 Aprox.	
Altura Libre Inferior (m) :	No aplica	Ultima Inspección (dd/mm/aa) :	17/11/2016	
Tipo Servicio :	Irrestringido	Ultimo Trabajo :	Sin información	
Tráfico (veh/día) :	11156	% Camiones y Buses :	18.46%	
Año :	2016	Alineamiento :	Recto	
Condiciones Ambientales :	Benigno			
3) TRAMOS				
Numero Tramos :	1	Longitud Total(mts.) :	80.00	Longitudes Restantes :
Tramos :	1	Longitud 2do. Tramo (m) :	No aplica	No aplica
Luz Principal (m) :	80.00	Longitud 3er. Tramo (m) :	No aplica	
<u>TRAMO 1 (Principal)</u>		<u>TRAMO 2</u>		
Categoría/Tipo :	Definitivo	Categoría/Tipo :	No aplica	
Características Secundaria:	Reticulado	Características Secund	No aplica	
Condición Borde :	Simplemente apoyado	Condición Borde :	No aplica	
Material Predominante :	Acero	Material Predominante :	No aplica	
4) TABLERO DE RODADURA				
<u>TRAMO 1 (Principal)</u>		<u>VIGAS</u>	<u>LONGITUDINALES</u>	<u>TRANSVERSALES</u>
Material :	Concreto Armado	Tipo :	Reticulado tipo Warren	Alma llena
Espesor (m) :	0.20	Nº Vigas :	2	19
Superficie de Desgaste :	Carpeta Asfalto	Material :	Acero	Acero
		Forma :	Doble T	I
		Peralte (m) :	0.370 - 0.426	0.615 - 0.700
		Base:	0.574	0.350
		Separación entre Ejes :	8.70	4.444 - 4.446
5) SUBESTRUCTURA				
<u>ESTRIBO IZQUIERDO</u>		<u>ESTRIBO DERECHO</u>		
Elevación / Tipo :	Gravedad	Elevación / Tipo :	Gravedad	
Elevación / Material :	Concreto Armado	Elevación / Material :	Concreto Armado	
Cimentación / Tipo :	Zapata	Cimentación / Tipo :	Zapata	
Cimentación / Material :	Concreto Armado	Cimentación / Material :	Concreto Armado	
6) PILARES				
<u>PILAR 1</u>		<u>PILAR 2</u>		<u>PILAR 3</u>
Elevación / Tipo :	No aplica	Elevación / Tipo :	No aplica	Elevación / Tipo :
Elevación / Material :	No aplica	Elevación / Material :	No aplica	Elevación / Material :
Cimentación / Tipo :	No aplica	Cimentación / Tipo :	No aplica	Cimentación / Tipo :
Cimentación / Material :	No aplica	Cimentación / Material :	No aplica	Cimentación / Material
7) MACIZOS/CAMARAS DE ANCLAJE				
<u>IZQUIERDO</u>		<u>DERECHO</u>		
Elevación / Tipo :	No aplica	Elevación / Tipo :	No aplica	
Elevación / Material :	No aplica	Elevación / Material :	No aplica	
Cimentación / Tipo :	No aplica	Cimentación / Tipo :	No aplica	
Cimentación / Material :	No aplica	Cimentación / Material :	No aplica	

8) DETALLES					
<u>BARANDAS</u>			<u>VEREDAS Y SARDINELES</u>		
Tipo : Barandas metálicas tipo L			Ancho Vereda (m) : 0.58		
Material : Acero			Altura Sardinel (m) : 0.15		
			Material : Concreto Armado		
<u>APOYO 1</u>		<u>APOYO 2</u>		<u>APOYO 3</u>	
Tipo : Guia (Placa)		Tipo : Rockers lineal fijo		Tipo : No aplica	
Material : Acero		Material : Acero		Material : No aplica	
Ubicación : ESTRIBO IZQ.		Ubicación : ESTRIBO DERECHO		Ubicación : No aplica	
Número : 2		Número : 2		Número : No aplica	
<u>JUNTAS DE EXPANSION</u>			<u>DRENAJE DE CALZADA</u>		
Tipo : Plancha Deslizante			Tipo : Tubo		
Material : Acero			Material : Acero		
9) ACCESOS					
<u>ACCESO IZQUIERDO</u>			<u>ACCESO DERECHO</u>		
Longitud Transición (m) : 100			Longitud Transición (m) : 100		
Alineamiento : Recto			Alineamiento : Recto		
Ancho de Calzada (m) : 7.20			Ancho de Calzada (m) : 7.20		
Ancho Total Bermas (m) : No aplica			Ancho Total Bermas (m) : No aplica		
Pendiente Alta : No			Pendiente Alta : No		
Visibilidad : Buena			Visibilidad : Buena		
10) SEGURIDAD VIAL					
<u>ACCESO IZQUIERDO</u>			<u>ACCESO DERECHO</u>		
Señal Informativa : No			Señal Informativa : Puente Huallaga		
Señal Preventiva : No			Señal Preventiva : No		
Señal Reglamentaria : Prohibido botar basura			Señal Reglamentaria : Prohibido botar basura		
Señal Horizontal : Si			Señal Horizontal : Si		
11) SOBRECARGA					
Carga de Diseño : Sin Información			Cara Máxima Actual : 48 tn (T3Se3)		
Sobreesfuerzo : Sin Información			Señalización de Carga : Sin Información		
12) RUTA ALTERNA					
Tipo Otras Rutas : Existe puente paralelo a 1 km aguas abajo (Amarilis)					
<u>VADO</u>			<u>PUENTE PARALELO</u>		
Distancia de Puente (Km) : No aplica			Posibilidad de Construir : Puente San Sebastián		
Período de Funcionamiento (meses) : No aplica			Longitud Total (m) : 51m		
Profundidad de Aguas Mínimas (m) : No aplica			Subestructura : Estribo		
Naturaleza del Suelo : Cascajo			Tipo : Arco de Concreto		
Variante Existe : No			Armado de Tablero inferior		
Necesidad de Construirlo : No			Vigas postensadas		
13) CONDICION DEL SECTOR DE LA CARRETERA					
Condición de la Carretera : Regular					
14) SUELO DE CIMENTACION					
	ESTRIBO IZQ.	ESTRIBO DER.	PILAR 1	PILAR 2	PILAR 3
Material :	Cascajo	Cascajo	----	----	----
Comentarios :					
15) NIVELES DE AGUA					
Aguas Máximas (m) :		1.50	Período Aguas Máximas		Noviembre-Marzo
Aguas Mínimas (m) :		0.45	Período Estiaje		Resto Año
Aguas Extraordinarias (m) :		2.10	Frecuencia de Retorno		Anual
Galibo Determinado (m) :		12.30	Fecha (dd/mm/aa)		17/11/2016
Galibo Obtenido del Plano (m) :			Galibo Aguas Máximas (m)		
16) CAPACIDAD HIDRAULICA DEL PUENTE					
Longitud Aceptable :		Si	Longitud Requerida (m)		No Aplica
Altura Aceptable :		Si	Altura Adicional Requerida (m)		No Aplica
Necesita Encauzamiento :		No	Longitud de Encauzamiento (m)		No Aplica
Socavación del Cauce :		No	Profundidad de Socavación		No aplica

Tabla 4.2. Condiciones de los elementos inspeccionados.

CONDICION DE LOS ELEMENTOS INSPECCIONADOS										
NRO.	ELEMENTOS DESCRIPCIÓN	METRADO SUSTENTADO	UND	CALIFICACION %*						OBSERVACIONES
				5	4	3	2	1	0	
101	Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)	153	M3						100	Escoria y Polvo
160	Bridas superior e inferior, Montantes y Diagonales de Acero	86,189	KG			10	10	80		Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
161	Vigas Transversales y Largueros de Acero	25,170	KG			10	10	80		Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
186	Arriostres de Acero	5,432	KG			10	10	80		Pintura deteriorada y oxidacion superficial
202	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	160	M3						100	Escoria, Polvo y basura organica
301	Capa Asfalto	576	M2			10			90	Capas desprendidas
311	Vereda Concreto	95	M2			20	20	60		Desprendimiento de concreto y fisuraciones
323	Apoyo Deslizante Acero	2	UND					20	80	Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
326	Apoyo Rocker Acero	2	UND					20	80	Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
341	Planchas Deslizantes	15	ML					10	90	Material de Reptación por transporte de particula
353	Barandas de Acero	328	ML		10	10	10	70		Perdida de parte de barandas y pintura deteriora
401	Márgenes del río	24	ML					10	90	Basura organica, drenaje de aguas negra y Desn
501	Señalización	4	UND						100	Con polvo poca visibilidad
100	Drenajes	24	UND					10	90	Obstruidos en la mayoría.

Tabla 4.3. Condiciones estadística del Puente.

CONDICIÓN ESTADÍSTICA DEL PUENTE					
NRO.	ELEMENTOS	Condición estadística del elemento	Factor de importancia del elemento	Contribución del elemento al puente	Condición estadística del puente
101	Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)	0.94	1.00	0.94	2.40
160	Bridas superior e inferior, Montantes y Diagonales de Acero	1.86	1.00	1.86	
161	Vigas Transversales y Largueros de Acero	1.86	1.00	1.86	
186	Arriostres de Acero	1.86	1.00	1.86	
202	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	0.94	1.00	0.94	
301	Capa Asfalto	1.82	0.60	1.09	
311	Vereda Concreto	2.16	0.60	1.30	
323	Apoyo Deslizante Acero	1.41	0.60	0.85	
326	Apoyo Rocker Acero	1.41	0.60	0.85	
341	Planchas Deslizantes	1.24	0.60	0.74	
353	Drenajes	2.57	0.60	1.54	
401	Márgenes del río	1.24	0.40	0.50	
501	Señalización	0.94	0.00	0.00	
100	Drenaje	1.24	0.50	0.62	

CALIFICAC	RANGO CONDICION	
0	MUY BUENO	0.00-0.99
1	BUENO	1.00-1.99
2	REGULAR	2.00-2.99
3	MALO	3.00-3.99
4	MUY MALO	4.00-4.99
5	PESIMO	5.00-5.99

CAPÍTULO V

ANÁLISIS ESTÁTICO DEL PUENTE HUALLAGA.

5. ANÁLISIS ESTÁTICO DEL PUENTE HUALLAGA

5.1. Introducción

Este capítulo se ocupa del análisis estático de las cargas en puentes carreteros y la distribución de cargas como se en las Especificaciones AASTHO para el diseño de puentes por el método LRFD.

Sobre un puente se aplican diferentes tipos de carga, tales cargas pueden ser divididas en dos categorías, cargas permanentes y cargas transitorias. Las cargas permanentes se quedan por un periodo extenso normalmente por toda la vida de servicio del puente, tales cargas incluyen el peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales. Las cargas transitorias como su nombre lo indica cambian con el tiempo y pueden ser aplicadas desde varias direcciones y/o ubicaciones, estas son altamente variables, las cargas transitorias incluyen a las cargas por gravedad las cuales son debidas a los vehículos, ferrocarriles y tráfico peatonal, también son consideradas las cargas laterales debidos a los ríos, vientos, témpanos de hielo, colisión de embarcaciones y sismos.

La investigación está basada en el análisis estático de la superestructura, por lo tanto no se tomará a detalle las cargas laterales ni empuje de suelos relacionados con la subestructura.

Con respecto al acero estructural presenta un análisis del acero como material estructural, concentrándose en las características que son más importantes para la evaluación estructural. Además de las propiedades mecánicas de acuerdo a las ASTM, tales como el esfuerzo de fluencia y la resistencia a la tensión, es esencial considerar la ductilidad y resistencia a la fractura.

5.2. Denominación de las cargas

5.2.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes como su nombre lo indica son esas cargas que se quedan sobre el puente por un periodo extenso quizás por toda la vida de servicio del puente, entre estas se pueden citar:

- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC)
- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW)
- Empuje horizontal del suelo (EH)
- Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado (EL).
- Sobrecarga de suelo (ES)
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV)

La carga permanente es distribuida a las vigas asignando a cada una todas las cargas de los elementos de la superestructura dentro la mitad de la distancia a la viga adyacente. Esto incluye la carga muerta de la viga misma y su parte inferior, en el caso de vigas cajón. Los pesos muertos debido a barreras de hormigón, aceras y bordes de la acera, y paredes contra ruidos, pueden ser igualmente distribuidos a todas las vigas ¹⁴.

Cuadro 5.1. Densidades.

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierros fundidos		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'c \leq 35$ Mpa	2320
	Densidad normal con $35 < f'c \leq 105$ Mpa	$2240 + 2,29 f'c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadan o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para transito, durmientes y fijadores por via		0.30

Fuente: (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012)

5.2.2. Cargas transitorias

Aunque el automóvil es la carga viva vehicular más utilizado en casi todos los puentes, el camión es el que causa los efectos más críticos en los puentes. Específicamente los efectos que producen los automóviles son insignificantes en comparación a los efectos que produce el camión ¹⁴.

Además de las cargas vivas vehiculares podemos citar las siguientes cargas transitorias:

- Fuerza de frenado de los vehículos (BR)
- Fuerza centrífuga de los vehículos (CE)

- Fluencia lenta (CR)
- Fuerza de colisión de un vehículo (CT)
- Fuerza de colisión de una embarcación (CV)
- Sismo (EQ)
- Fricción (FR)
- Carga de hielo (IC)
- Incremento por carga vehicular dinámica (IM)
- Sobrecarga vehicular (LL)
- Sobrecarga viva (LS)
- Sobrecarga peatonal (PL)
- Asentamiento (SE)
- Contracción (SH)
- Gradiente de temperatura (TG)
- Temperatura uniforme (TU)
- Carga hidráulica y presión del flujo de agua (WA)
- Viento sobre la sobrecarga (WL)
- Viento sobre la estructura (WS)

5.2.3. Carga viva vehicular

La carga viva vehicular de diseño fue reemplazada en 1993 debido a configuraciones de camiones más pesados en las carreteras, y porque se necesitó una carga estadísticamente representativa, ideal para lograr un "nivel de seguridad constante". La carga ideal que fue encontrada fue adoptada por la AASHTO y llamada HL 93 o "Highway load 93" para una mejor

representación de "vehículos excluidos", camiones con configuraciones de carga mayores a las permitidas.

La media y la desviación estándar del tráfico de camiones fue determinada y usada en la calibración de los factores de carga para el modelo de carga ideal HL-93. El modelo de carga se denomina "ideal" porque no es su intención representar ningún tipo de camión en particular.

La distribución de cargas en las especificaciones LRFD es más complicada que en las especificaciones Estándar. Este cambio es justificado por la complejidad de los puentes de hoy ².

5.2.3.1. Carga viva vehicular de diseño

La "carga viva vehicular de diseño " o "sobrecarga vehicular de diseño," HL-93, es una combinación del "camión del diseño" y la "carga del carril de diseño" o la combinación del "tándem de diseño" y la "carga del carril de diseño". El camión del diseño reemplaza al típico semitrailer para carreteras de 20 ton (HS20-44) adoptado por AASHO (ahora AASHTO) en 1944 y usado en las anteriores especificación Estándar, el camión de diseño tiene una carga de 35 KN en el eje delantero a 4.30m se encuentra el segundo eje con un peso de 145 KN, el tercer eje esta posesionado en una distancia que varía de 4.30 a 9.0m con un peso de 145 KN, el camión de diseño tiene la misma configuración que el camión de diseño HS20-44 . De la misma manera, la carga del carril de diseño es la carga de carril HS20 de las Especificaciones Estándar. Un pequeño, pero más

pesado, tándem de diseño es nuevo para AASHTO y es combinado con la carga del carril de diseño para crear una peor condición que el camión de diseño combinado con la carga de carril de diseño ³.

Las superestructuras con tramos muy cortos, especialmente menores a 12 m de largo, son a menudo controlados por la combinación del tándem. La carga del carril de diseño intenta simular una caravana de camiones ².

5.2.3.2. Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica. Se deberá considerar un incremento por carga.

La separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas ¹⁴.

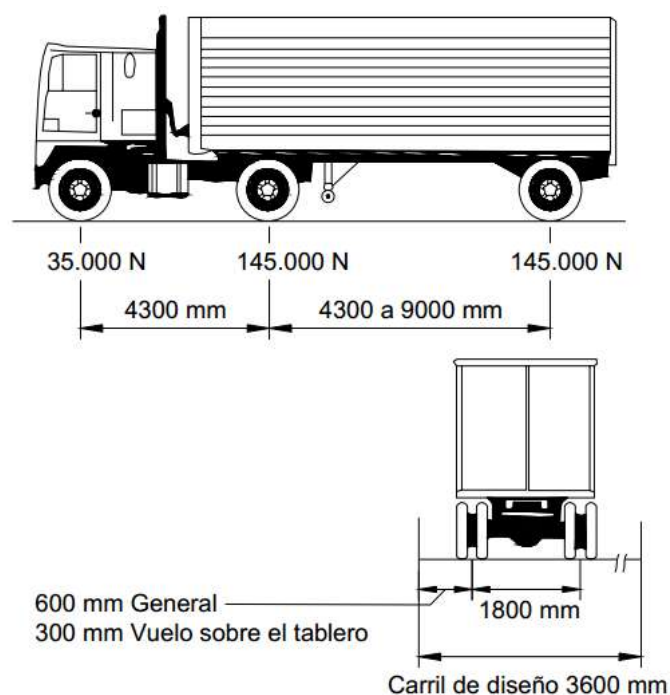


Figura 5.1. Características del Camión de Diseño.

5.2.3.3. Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado por cargas por impacto. ¹⁴

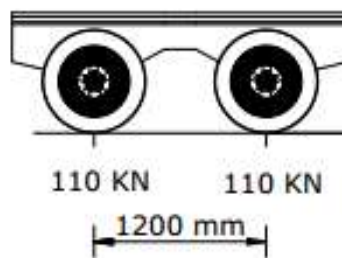


Figura 5.2. Características del Tándem de diseño.

5.2.3.4. Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las sollicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica. ¹⁴

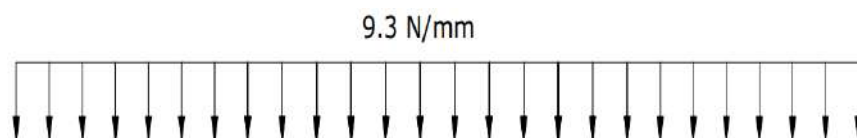


Figura 5.3. Carga de carril de diseño.

5.2.3.5. Aplicación de sobrecarga vehicular de diseño

La sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- **Subsistema (K).** - Sollicitaciones debidas al camión de diseño combinado con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

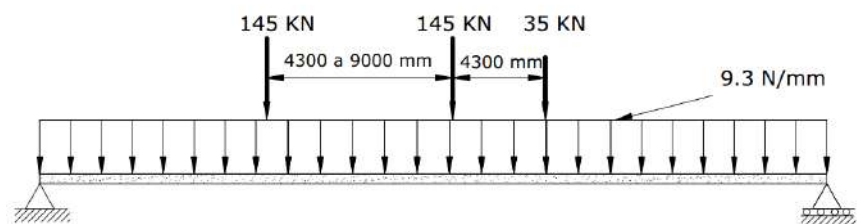


Figura 5.4.- Camión de diseño combinada con la carga del carril de diseño.

- **Subsistema (M).** - La sollicitación debido a un tandem de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en la Sección tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

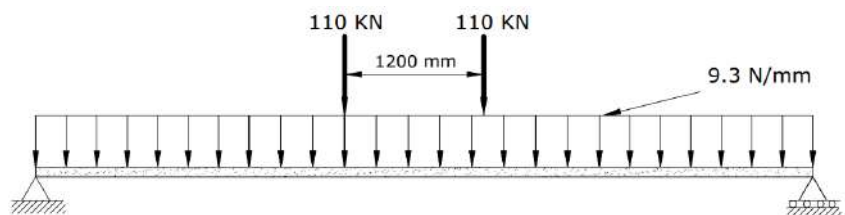


Figura 5.5. Tándem de diseño combinada con la carga del carril de diseño.

- **Subsistema (S).** - Tanto para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como la reacción para las pilas interiores solamente, 90 por ciento de las solicitaciones debido a dos camiones de diseño separados como mínimo 150 00 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero de otro camión, combinada con el 90 por ciento de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145 000 N de cada camión se deberá tomar como 430 0 mm.

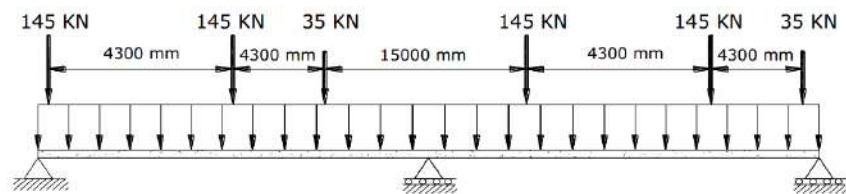


Figura 5.6. Dos camiones de diseño combinada con la carga del carril de diseño.

El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda este a menos de:

- 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda para el diseño del vuelo del tablero.
- 600 mm a partir del borde del borde del carril de diseño para el diseño de todos los demás componentes.

5.2.4. Cargas peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica. ¹⁴

5.2.5. Presencia múltiple

Los factores de presencia múltiple son ajustes de diseño que consideran la probabilidad de que más de un carril este cargado, asimismo los factores de presencia múltiple están incluidos implícitamente en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados. Las ecuaciones se basan en la evaluación de diferentes combinaciones de carriles cargados con sus correspondientes factores de presencia múltiple, y su intención es considerar el caso más desfavorable posible.

Cuadro 5.2. Factor de presencia múltiple (m)

Numero de carriles cargados	Factores de presencia multiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Fuente: (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012)

5.2.6. Efectos dinámicos (Impacto)

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y deslaminaciones.
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo. El incremento por carga dinámica (IM) es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento. ¹⁴

Cuadro 5.3. Incremento por carga Dinámica (m)

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Limites	75%
Todos los demas componentes	
• Estados Limites de fatiga y fractura	15%
• Todos los demas Estados Limites	33%

Fuente: (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el
Método LRFD, 2012)

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

5.2.7. Fuerza de frenado

El camión de diseño en movimiento dispone de una energía cinética o trabajo que es equivalente a la fuerza de impulsión por la velocidad media del desplazamiento. Este camión sufre una aceleración negativa o desaceleración cuando se aplica una fuerza igual y de sentido contrario a la fuerza que produce movimiento. Es decir, se debe aplicar una fuerza de frenado que anule a la fuerza de impulsión, tomando en cuenta el mayor de los siguientes valores.

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
- 5% del camión de diseño más la carga del carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

Para la consideración de la magnitud de esta fuerza se considera que es muy probable que los conductores de los vehículos apliquen los frenos de forma simultanea después de observar algún evento, se aplica el factor de presencia

múltiple presentada en la Tabla 5.2, ya que es muy poco probable que todas las líneas de tráfico estén cargadas con el camión de diseño.

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

5.3. Estados límites

El comportamiento estructural de los componentes de acero o de acero combinado con otros materiales se deberá investigar para cada etapa que pueda resultar crítica durante la construcción, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte.

Los elementos estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos correspondientes a los estados límites de resistencia, evento extremo, servicio y fatiga ¹⁴.

5.3.1. Acero estructural

5.3.1.1. Grados de acero para perfiles y placas

La ASTM aprobó las normas para las placas y laminados en caliente que son A 36, A 572, A 242, A 588, A 709, A 852, A 514, A 913 y A 992. El ASTM A 529, A 709 es único, define los aceros aptos para la construcción de puentes, los distintos grados de acero por debajo del A 709 tienen equivalentes como A 36.

- **ASTM A 36:** El A 36 ha sido uno de los grados de acero primarios para todos los tipos de estructuras. Se han especificado mínimos de f_y y f_u de 36 y 58 ksi (2,530 y 4,080 kg/cm²). Casi todos los tamaños y tipos de perfiles y placas están todavía disponibles en el A 36 (excepto los perfiles IR, W ó H), aunque el esfuerzo de fluencia mínimo especificado baja a 32 ksi (2,250 kg/cm²) para espesores de placa de más de 8 pulgadas (203 mm).
 - **ASTM A 529:** El A 529 es muy utilizado por la industria de la construcción metálica, también es un grado muy común para barras, perfiles como los ángulos, canales pequeños. El A 529 básico incluye grado 50 para los perfiles de ASTM en los grupos 1 y 2, placas de hasta una pulgada de espesor y 12 pulgadas de ancho y barras hasta 2-1/2 pulgadas de diámetro. f_y y f_u y los mínimos son de 50 y 70 ksi (3,515 y 4,920 kg/cm²).
 - **ASTM A 572:** El A 572 está disponible en varios grados, dependiendo del tamaño del perfil y el espesor de la placa. Grado 50, con $f_y = 50$ ksi y $f_u = 65$ ksi (3,515 y 4,570 kg/cm² respectivamente) está disponible en todos los tamaños de perfiles y espesores de placa hasta 4 pulgadas. Este es el grado de acero estructural más usado en el mercado de los EE UU actualmente, a pesar de que está siendo rápidamente reemplazado por A 992 para perfiles W.
-

- **ASTM A 588:** Este acero para intemperie fue aprobado en 1968, también conocido como “patinable” está disponible en varios grados con pequeñas variaciones en su química. El límite de fluencia mínimo especificado y resistencia a la tracción en todos los grupos de ASTM de perfiles estructurales y de planchas en espesores de 4 pulgadas y menos de 50 y 70 ksi (3,515 y 4,920 kg/cm²) respectivamente.
- **ASTM A 992:** El ASTM A 992 es el acero más reciente (1998) adicionalmente a la lista de los aceros estructurales.

Está destinado para la construcción, y se aplica en perfiles W. Para todos los fines prácticos, el ASTM A 992 es el A 572 grado 50 con controles adicionales. Específicamente, además de hacer hincapié en un determinado límite de fluencia mínimo de 50 ksi (3,515 kg/cm²). El ASTM A 992 también ofrece un límite superior para el límite de fluencia f_y de 65 ksi (4,600 kg/cm²). La relación de resistencias, f_y/f_u , no es mayor de 0.85, y el equivalente de carbono no supera el 0.47%. Este acero ha sido efectivamente producido en los Estados Unidos desde mediados de 1997, y era entonces conocido como A 572 G 50 Mejorado. El material también puede ser ordenado como "A 572 con requisitos especiales, de conformidad con AISC el Boletín Técnico N ° 3" (AISC A 572-50). El ASTM A 992 ofrece una excelente soldabilidad y las características de ductilidad, al tener menor contenido de carbono, y mayor control en el Molibdeno.

5.3.1.2. Grados de acero para secciones estructurales huecas y tubos

Las especificaciones de acero estructural para las secciones huecas estructurales (HSS) son ASTM A 500, A 501, A 618 y A 847, para tubos de acero es ASTM A 53.

Los más importantes se discuten a continuación.

- **ASTM A 53:** A 53 está disponible en los tipos E y S, donde E designa a una resistencia a la soldadura y S a tubos sin costura. El grado B es apto para usos estructurales, con el esfuerzo de fluencia y la resistencia a la tensión de 35 y 50 ksi (2,460 kg/cm² y 3,515 kg/cm²).
 - **ASTM A 500:** A 500 está disponible para perfiles redondos formados en frío HSS en tres grados, y también en tres grados para cuadrados o rectangulares formados en frío HSS. Las propiedades de HSS cuadrados y rectangulares difieren de las del HSS redondos. El grado más común es el A500 grado B, cuyo esfuerzo de fluencia y resistencia a la tracción se encuentra en el orden de los 46 y 58 ksi (3,250 y 4,100 kg/cm²).
 - **ASTM A 501:** A 501 es idéntico al A 36 para todos los efectos prácticos. Se utiliza para las secciones circulares, así como HSS cuadrados y rectangulares.
-

Cuadro 5.4. Tipos de aceros y usos.

TIPO DE ACERO	DIFERENTES USOS
ASTM A 36	– Placas de Conexión
	– Anclajes de barras redondas lisas y perfiles
	– Cuerdas Superiores e Inferiores de Armaduras
	– Montante y Diagonales de Armadura
	– Largueros Tipo Joist
	– Contravientos de Cubiertas
ASTM A 529 G 50	– Placas hasta 1" de espesor (Placas de Conexión, Placas base, Cartabones, etc)
	– Canales pequeños utilizados para alfardas de escaleras y conexiones de postes de viento
	– Cuerda de Armadura
	– Montante y Diagonal
ASTM A 588	– Contravientos Laterales
	– Acero Patinable (por lo general es un acero que estara sometido a la intemperie)
ASTM A 709	– Plataformas Marinas
	– Puentes
ASTM A 992	– Torres de Transmisión
	– Vigas
	– Columnas
	– Mezzanines
	– Postes de viento
	– Espectaculares
ASTM A 53	– Trabes Carril
ASTM A 500	– Tubos Estructurales
	– Columnas de secciones huecas cuadradas
	– Columnas de secciones huecas circulares
ASTM A 501	– Columnas de secciones huecas rectangulares
	– Bastidor
	– Bases de tanques de gas, de agua, etc

Fuente: (Revista Gerdau cors).

Un gran número de grados de acero estructural están disponibles para los perfiles, placas y perfiles huecos estructurales y tuberías en el mercado. Los más importantes se discuten brevemente a continuación.

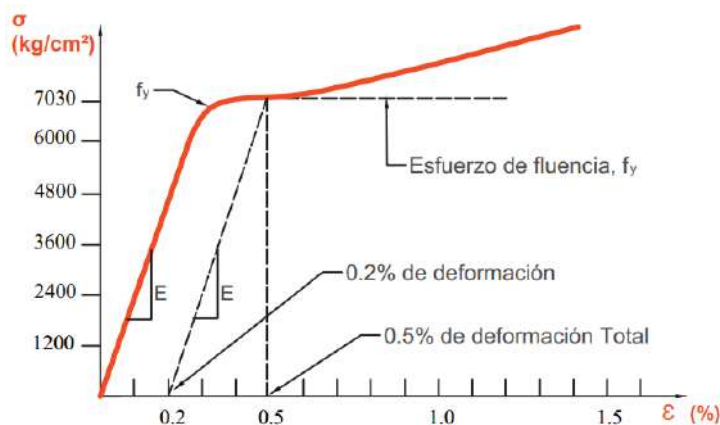


Figura 5.7. Porción inicial de la curva esfuerzo – deformación para aceros de alto contenido de carbono.

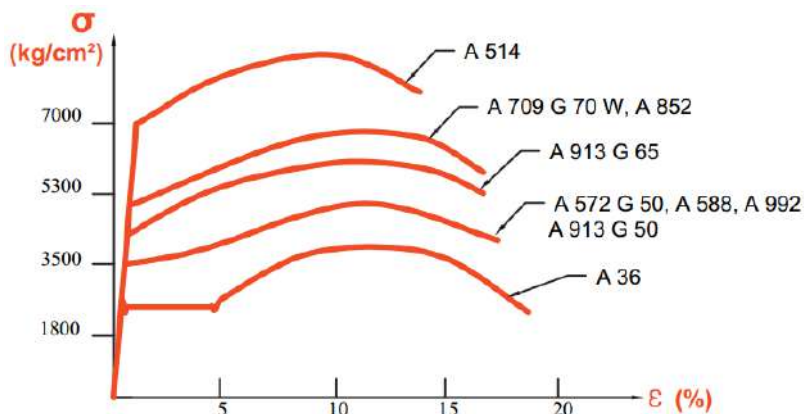


Figura 5.8. Curvas esfuerzo – deformación de algunas calidades de acero.

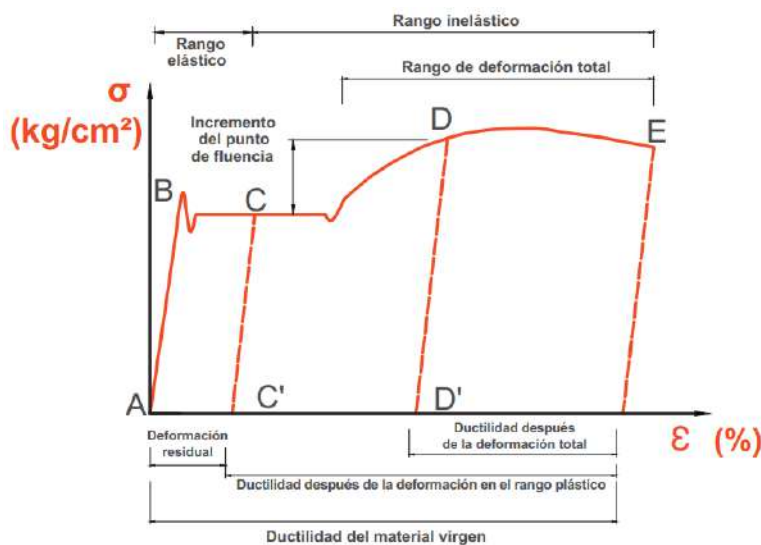


Figura 5.9. Curvas esfuerzo – deformación de efectos de perfiles laminados en caliente ya enfriados.

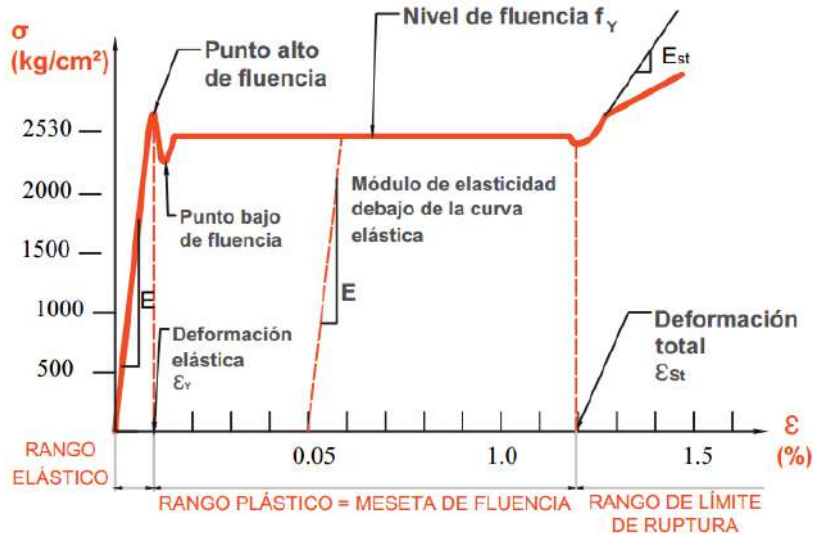


Figura 5.10. Porción Inicial de la curva esfuerzo – deformación para aceros de bajo contenido de carbono.

Cuadro 5.5. Aceros estructurales de las ASTM

CORRELACIONES DE LA ASTM DE ACEROS ESTRUCTURALES				
Nomenclatura	F_y		F_u	
	Mpa	kg/m2	Mpa	kg/m2
A 36	250	2,530	400 a	4,080 a
			550	5,620
A 529	345	3,515	485	4,950
	380	3,880	485	4,950
A 242	320	3,235	460	4,710
	345	3,515	485	4,920
	290	2,950	414	4,220
A 572	345	3,515	450	4,570
	414	4,220	515	5,270
	450	4,570	550	5,620
A 992	345	3,515	450 a	4,570 a
			620	6,330
A 53	240	2,460	414	4,220
A 500	320	3,235	430	4,360
A 501	250	2,530	400	4,080
A 588	345	3,515	483	4,920
A709	250	2,550	400	4,080
	345	3,515	450	4,590
	485	4,950	585	5,965
	690	7,036	585	7,750
	620	6,322	690	7,040
A 913	345 a	3,514 a	448 a	4,570 a
	483	4,920	620	6,330

Fuente: (Revista Gerdau cors).

5.3.1.3. Resistencia a la tracción acero estructural

La resistencia mayorada a la tracción axial, P_r , se deberá tomar como igual al menor de los valores obtenidos.

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad (5.2)$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U \quad (5.3)$$

Donde:

P_{ny} = Resistencia nominal a la tracción para fluencia en la sección bruta.

F_y = Mínima resistencia a la fluencia específica.

A_g = Área bruta de la sección transversal del elemento (mm^2).

P_{nu} = Resistencia nominal a la tracción para fractura en la sección neta.

F_u = Resistencia a la tracción.

A_n = área neta del elemento como se especifica en el Artículo 6.8.3 (mm^2)

U = factor de reducción que considera el retraso del corte; $U = 1.0$ para componentes en los cuales las solicitaciones se transmiten a todos los elementos.

ϕ_y = factor de resistencia para fluencia de los elementos traccionados.

ϕ_u = factor de resistencia para fractura de los elementos traccionados.

5.3.1.4. Resistencia a la compresión acero estructural

La resistencia mayorada de los componentes en compresión, P_r , se deberá tomar como:

$$P_r = \phi_c P_n \quad (5.4)$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal a la compresión.

ϕ_c = Factor de resistencia para compresión.

5.3.2. Estado límite de servicio

5.3.2.1. Deformaciones

Los puentes se deberían diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones.

En las losas de hormigón y puentes metálicos las deformaciones bajo niveles de carga de servicio pueden provocar el deterioro de las superficies de rodamiento y fisuración localizada que podría afectar la serviciabilidad y durabilidad, aun cuando sean autolimitantes y no representen una fuente potencial de colapso ¹⁴.

5.3.2.2. Criterios para la deflexión

Para la aplicación de estos criterios la carga del vehículo debe incluir el incremento por carga dinámica.

Si un Propietario decide invocar el control de las deflexiones se pueden aplicar los siguientes principios ¹⁴:

- Al investigar la máxima deflexión absoluta, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman igualmente.
- Para el diseño compuesto, el diseño de la sección transversal debería incluir la totalidad del ancho de la carretera y las porciones estructuralmente continuas de las barandas, aceras y barreras divisorias.
- Al investigar los máximos desplazamientos relativos, el número y posición de los carriles cargados se deberían seleccionar de manera que se produzca el peor efecto diferencial.
- Se debería utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio, incluyendo el incremento por carga dinámica, IM.
- Para puentes oblicuos se puede usar una sección transversal recta y para puentes curvos y puentes curvos oblicuos se puede usar una sección transversal radial.

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general..... Longitud/800,
 - Cargas vehiculares y/o peatonales.... Longitud/1000,
 - Carga vehicular sobre voladizos..... Longitud/300.
-

- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos.....

Longitud/375.

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de madera se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/425.
- Carga vehicular sobre tablonos y paneles de madera (máxima deflexión relativa entre bordes adyacentes) 2,5 mm.

Para los tableros de placas ortótropas se deberán aplicar los siguientes requisitos:

- Carga vehicular sobre placa del tablero.....Longitud/300.
- Carga vehicular sobre los nervios de un tablero ortótropo metálico..... Longitud/1000
- Carga vehicular sobre los nervios de tableros ortótropos metálicos (máxima deflexión relativa entre nervios adyacentes)..... 2,5 mm.

5.3.2.3. Criterios opcionales para relaciones longitud de tramo - profundidad

Si un propietario decide invocar controles sobre las relaciones longitud-profundidad, en ausencia de otros criterios se pueden considerar los límites indicados en el cuadro 5.8, donde S es la longitud de la losa y L es la longitud de tramo, ambas en mm. Si se utiliza el cuadro 5.8, a menos que se especifique lo contrario los límites indicados en la misma se deben aplicar a la profundidad total.

Cuadro 5.6. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos Continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al trafico	$\frac{1,2 (S + 3000)}{30}$	$\frac{(S+3000)}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajon adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,025 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Fuente: (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012)

5.3.3. Estado límite de resistencia.

5.3.3.1. Factores de resistencia

Los factores de resistencia, ϕ , para el Estado Límite de resistencia se deberán tomar de la siguiente manera:

- Para flexión $\phi_f = 1.00$
- Para corte $\phi_v = 1.00$
- Para compresión axial, elementos sólo de acero $\phi_\chi = 0.90$
- Para compresión axial, elementos compuestos $\phi_\chi = 0.90$
- Para tracción, fractura en la sección neta $\phi_\nu = 0.80$
- Para tracción, fluencia en la sección bruta $\phi_\psi = 0.95$

- Para aplastamiento sobre pasadores en orificios escariados o perforados o sobre superficies cepilladas $\phi_{\beta} = 1.00$
 - Para bulones que apoyan sobre material $\phi_{\beta\beta} = 0.80$
 - Para conectores de corte $\phi_{\sigma\chi} = 0.85$
 - Para bulones A 325M y A 490M en tracción $\phi_{\tau} = 0.80$
 - Para bulones A 307 en tracción $\phi_{\tau} = 0.80$
 - Para bulones A 307 en corte $\phi_{\sigma} = 0.65$
 - Para bulones A 325M y A 490M en corte $\phi_{s} = 0.80$
 - Para bloque de corte $\phi_{bs} = 0.80$
 - Para abolladura del alma $\phi_w = 0.80$
 - Para metal de soldadura en las soldaduras de penetración total:
 - Corte sobre área efectiva $\phi_{e1} = 0.85$
 - Tracción o compresión normal al área efectiva: igual que el metal base.
 - Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura: igual que el metal base.
 - Para metal de soldadura en las soldaduras de penetración parcial:
 - Corte paralelo al eje de la soldadura $\phi_{e2} = 0.80$
 - Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura: igual que el metal base
 - Compresión normal al área efectiva: igual que el metal base
 - Tracción normal al área efectiva: $\phi_{e1} = 0.80$.
-

- Para metal de soldadura en soldaduras de filete:
 - Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura: igual que el metal base.
 - Corte en la garganta de metal de soldadura $\phi_{e2} = 0.80$
 - Para resistencia durante el hincado de pilotes $\phi = 1.00$
 - Para resistencia axial de pilotes en compresión y sujetos a daños provocados por condiciones de hincado severas cuando en el pilote es necesario utilizar una punta de perforación:
 - Pilotes H $\phi_c = 0.50$
 - Pilotes de sección circular hueca $\phi_c = 0.60$
 - Para resistencia axial de pilotes en compresión cuando las condiciones de hincado son buenas y no es necesario utilizar en el pilote una punta de perforación:
 - Pilotes H $\phi_c = 0.60$
 - Pilotes de sección circular hueca $\phi_c = 0.70$
 - Para resistencia combinada a carga axial y flexión en pilotes no dañados:
 - Resistencia axial para pilotes H $\phi_c = 0.70$.
 - Resistencia axial para pilotes de sección circular hueca $\phi = 0.80$.
 - Resistencia a flexión $\phi = 1.00$.
-

5.4. Modelación estructural realizado por el Software CsiBridge2016.

El modelo del puente se creó en la interfaz del CSIBridge 2016 y se han utilizado dos tipos de elementos, el tipo Frame y Solid. Para todos los elementos de concreto se ha utilizado un concreto de 280 kg/cm² de resistencia a compresión con un peso específico de 2320 Kg/m³ para el tablero según los antecedentes encontrados.

Para los elementos de acero se ha utilizado de acuerdo a los antecedentes de la época, según SIMA (servicios industriales de la marina de guerra) siendo una estimación o referencia, Acero A709 Grado 50 peso específico de 7849 Kg/m³.

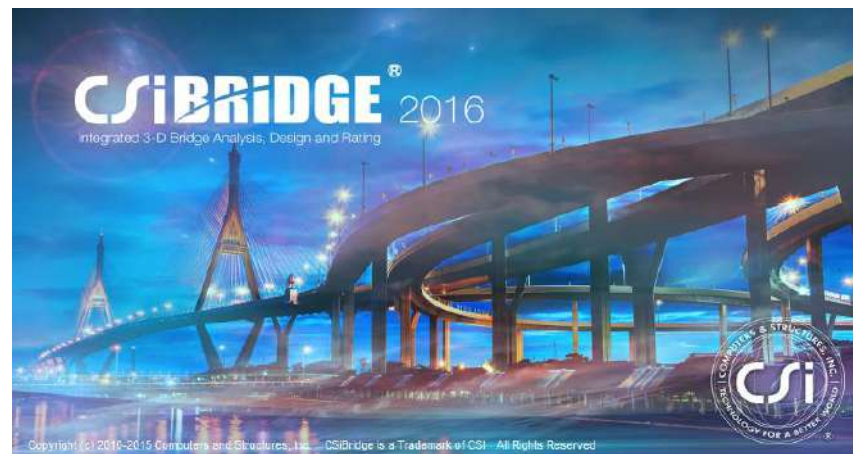


Figura 5.11. Software utilizado para el análisis.

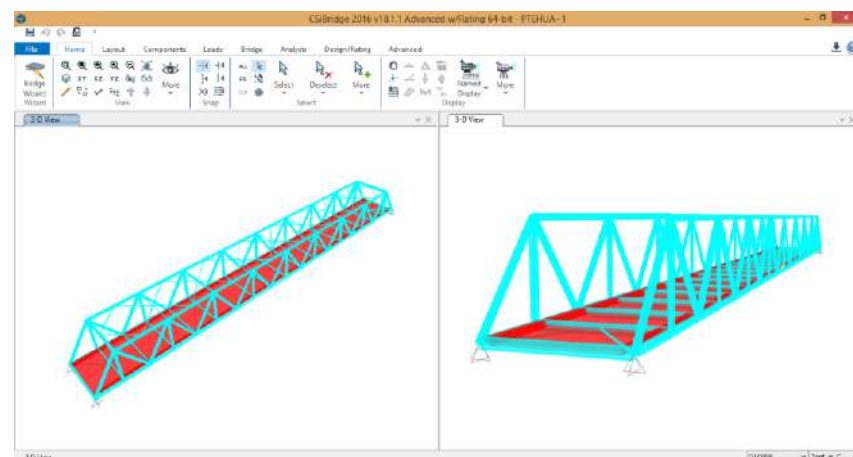


Figura 5.12. Modelo matemático del Puente Huallaga.

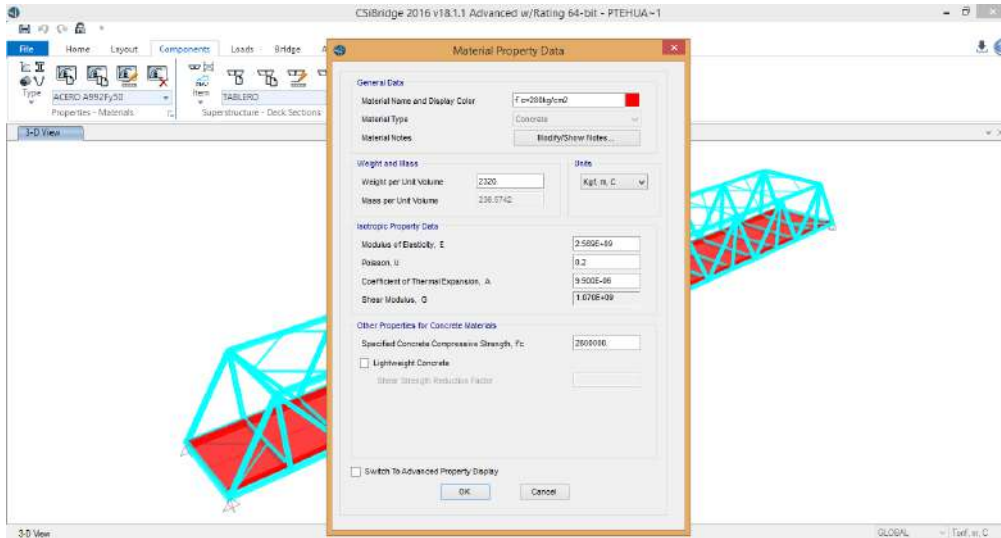


Figura 5.13. Propiedades del Material (concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$)

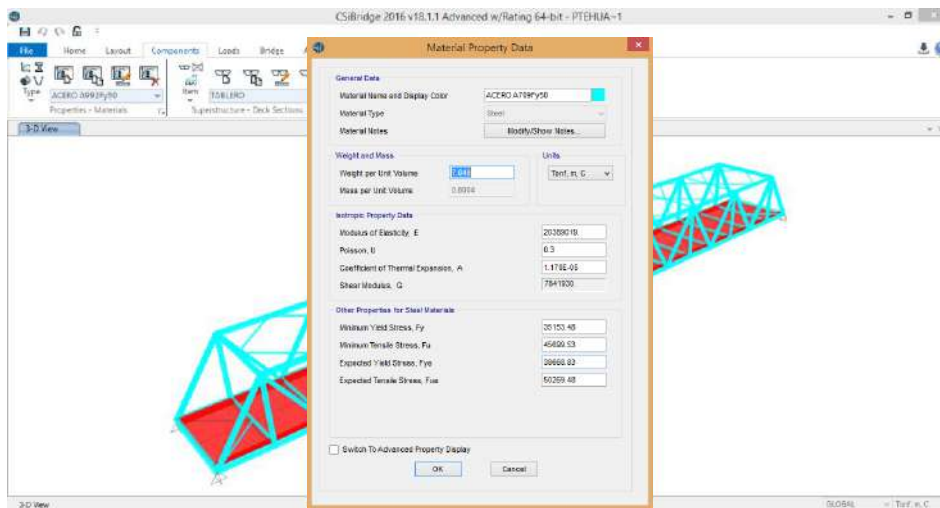


Figura 5.14. Propiedades del Material (Acero A709 Grado 50)

5.4.1. Cargas

5.4.1.1. Cargas muertas (DL)

Conformada por el peso propio de los diagonales montantes, cuerda superior, cuerda inferior, arriostres, tablero del puente, superficie de rodadura, barandas. Para todos los elementos se han utilizado las densidades indicadas en el cuadro 5.1 como también especificadas por la ASTM.

La carga de la superficie de rodadura bituminosa se tomó como una carga distribuida del pavimento que es de 4 cm de espesor; es decir, una carga es $2.250\text{Tn}/\text{m}^3 \times 0.040\text{m} = 0.090\text{Tn}/\text{m}^2$ datos de cuadro 5.1. En la zona peatonal se ha considerado una carga distribuida de $0.360\text{Tn}/\text{m}^2$. Según 3.6.1.6. cargas peatonales AASHTO LRFD.

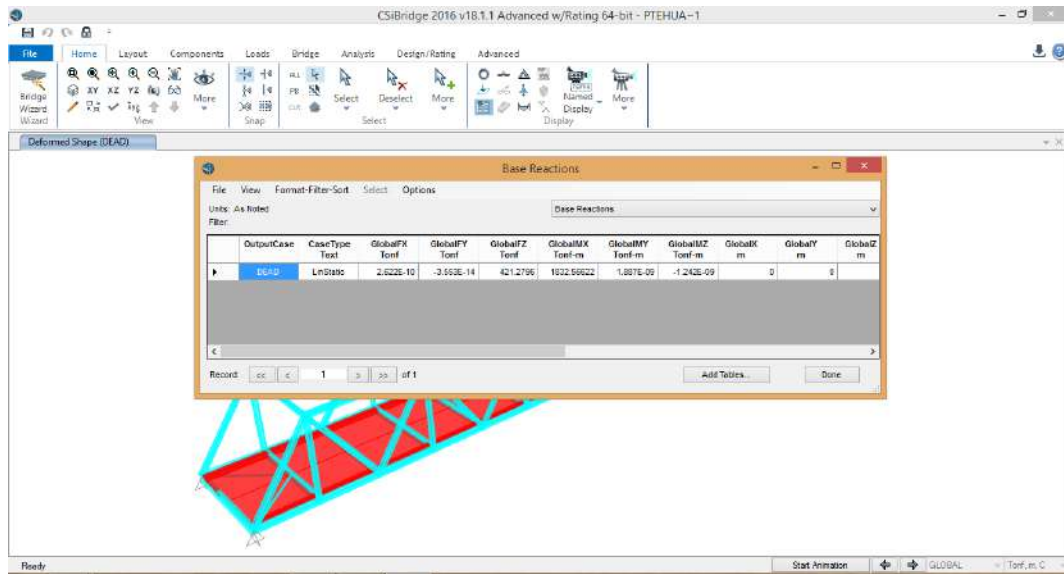


Figura 5.15. Peso de la estructura, evaluada de la geometría y el peso específico de los materiales, obteniendo peso total de la estructura en servicio 421.28 Tn.

5.4.1.2. Cargas vivas (LL): Se han determinado siguiendo los procedimientos que indica en el AASHTO LRFD Bridge Design Specification [AASHTO, 2012].

Número de líneas de diseño: Generalmente el número de líneas de diseño debería ser determinado tomando la parte entera de la relación $W/360$, donde W , es el ancho de la superficie de rodadura en cm.

El ancho de la superficie de rodadura es $W = 720\text{cm}$, en consecuencia, el número de líneas de diseño será $720/360 = 2.00$, por consiguiente, se utilizará 2 líneas de diseño de 3.60 m de ancho como se muestra en la figura.

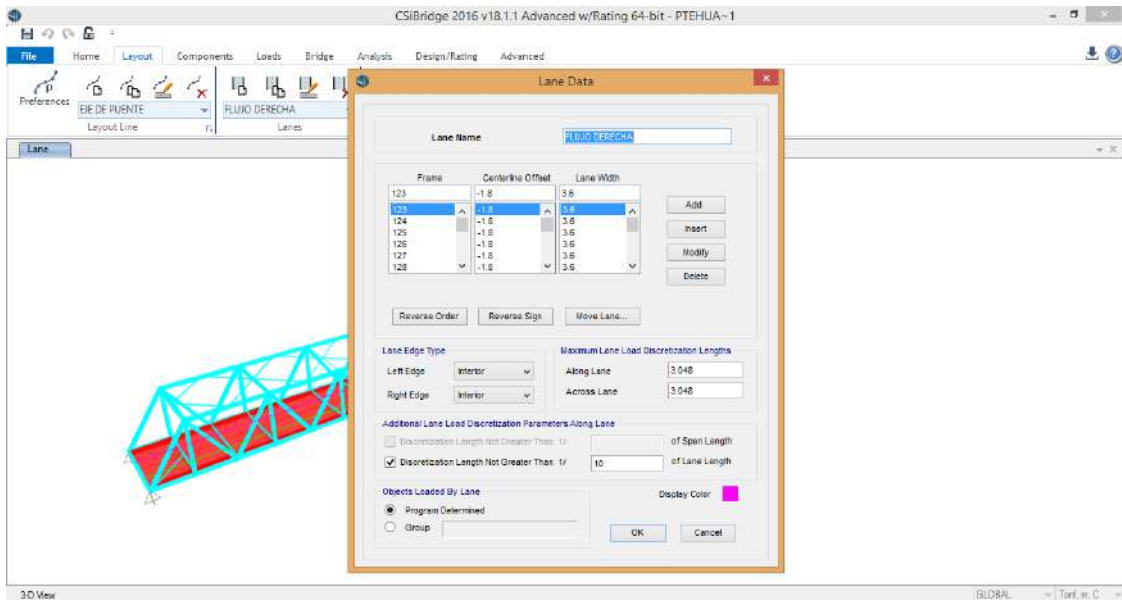


Figura 5.16. Definición del carril de Diseño (Flujo Vehicular derecho)

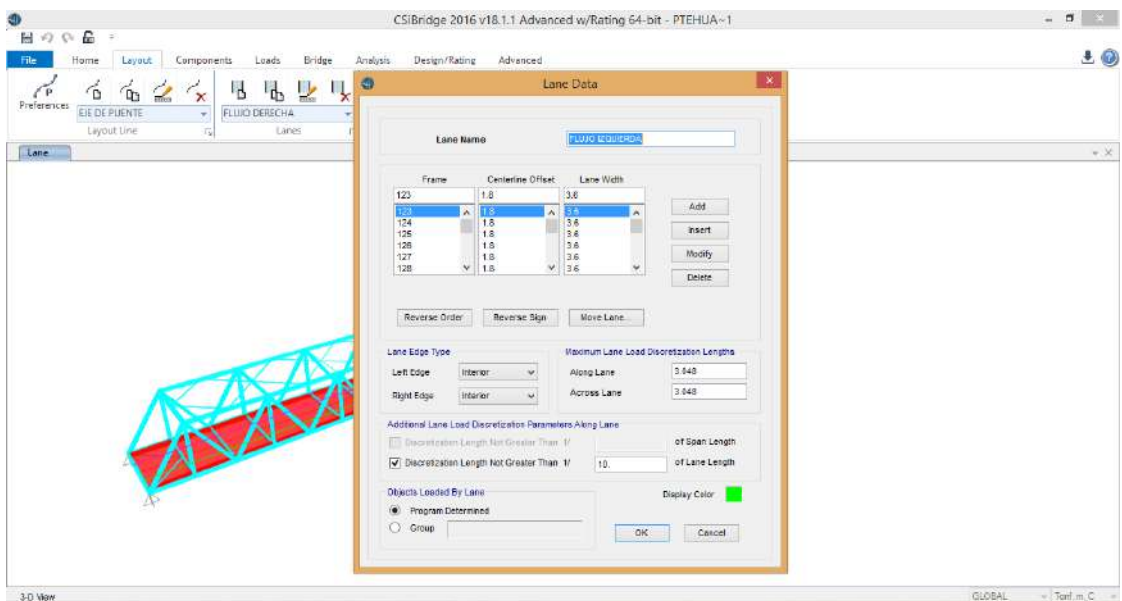


Figura 5.17. Definición del carril de Diseño (Flujo Vehicular Izquierdo)

5.4.1.3. Carga en la línea de diseño: La línea de diseño consistirá de una carga de 9.30 KN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente la carga de la línea de diseño será asumida como uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.00m. Los efectos de fuerza de las cargas de las líneas de diseño no estarán sujetas a efectos dinámicos.

5.4.1.4. Vehículos de diseño: Los vehículos de diseño se definieron siguiendo especificaciones del AASHTO-LRFD 2012. Camión de diseño HL-93.

- **Subsistema (M).**- El efecto del tándem diseño combinado con el efecto de la línea de carga (línea de diseño). El tándem de diseño consiste en dos ejes de 110KN espaciados a 1.20m más la consideración de la amplificación dinámica 33%. La línea de diseño consiste en una carga uniforme de 9.30KN/m distribuida sobre todos los tramos del puente. Esta combinación está definida en el programa como HL-93M.

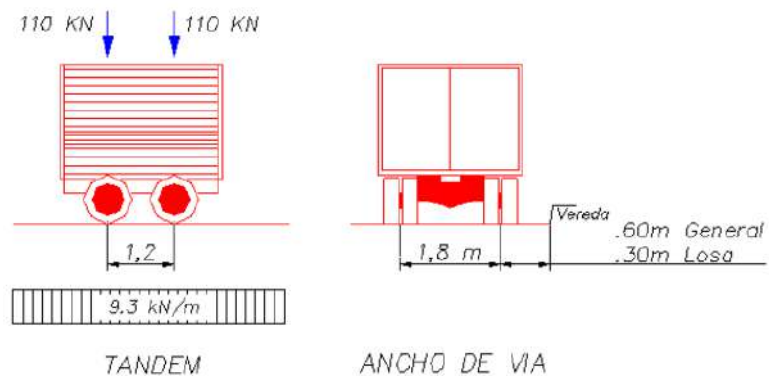


Figura 5.18. Tándem de Diseño HL-93M.

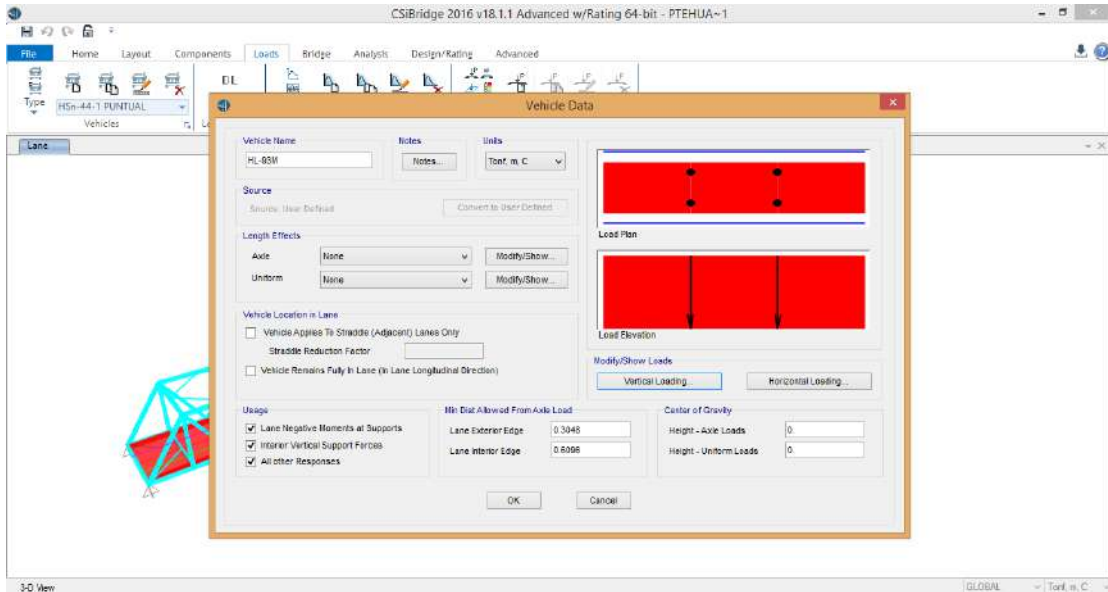


Figura 5.19. Definición del tándem de diseño con carga distribuida HL-93M.

- **Subsistema (K).**- El efecto de un camión de diseño con espaciamiento variable entre ejes, combinado con el efecto de la línea de carga (carril de carga) de 9.30KN/m. Esta combinación está identificada en CSiBridge 2016 como HL-93K; la carga entre ejes es también amplificada al 33%.

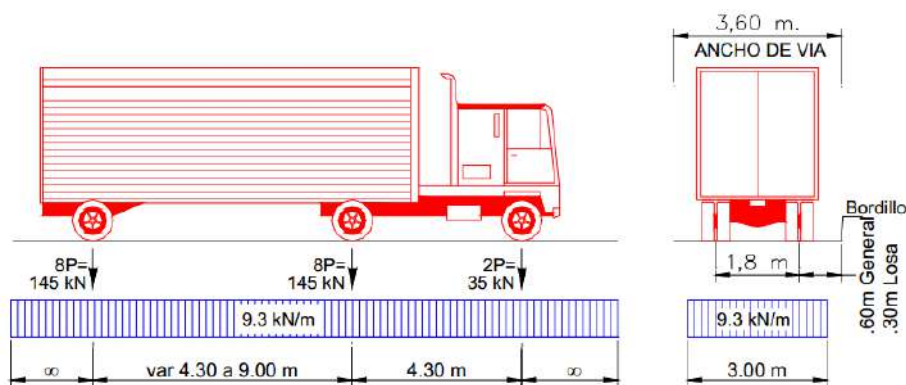


Figura 5.20. Camión de diseño con carga distribuida HL-93K.

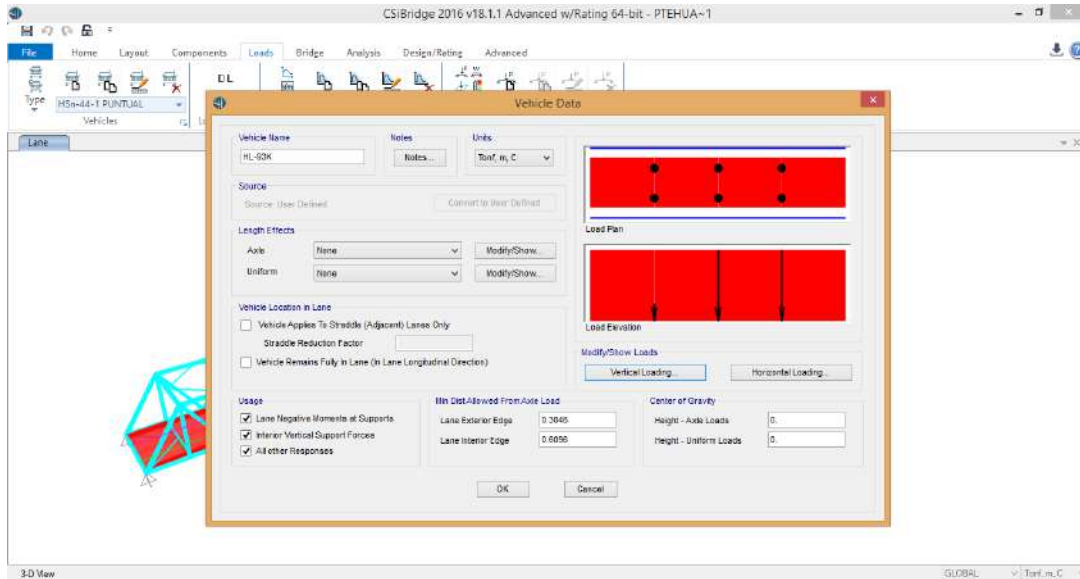


Figura 5.21. Definición del camión de diseño con carga distribuida HL-93K.

- Subsistema (S).**- Para momentos negativos entre puntos de inflexión: 90% del efecto de un tren de carga combinado con el 90% del efecto del carril de carga. El tren de cargas consiste en dos camiones de diseño espaciados una distancia mínima de 15m entre el eje delantero de un camión y el eje posterior del otro camión. La distancia entre los dos ejes de 32kips deberá ser de 4.30m para cada camión. Los puntos de inflexión se evalúan según la separación entre camiones. Esta combinación está identificada en CSiBridge 2016 como HL-93S.

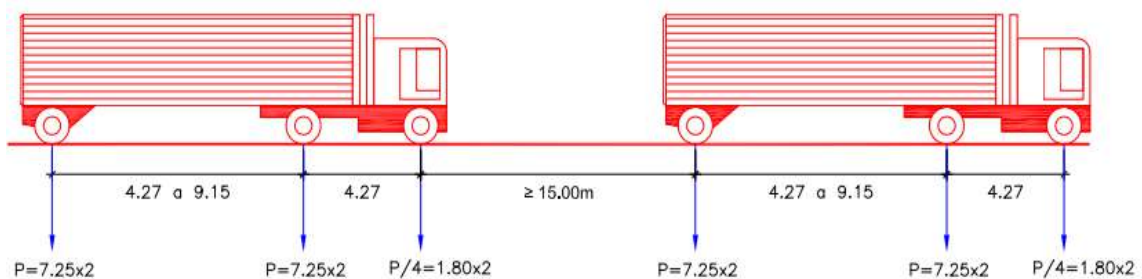


Figura 5.22. Camión de diseño con carga distribuida HL-93S.

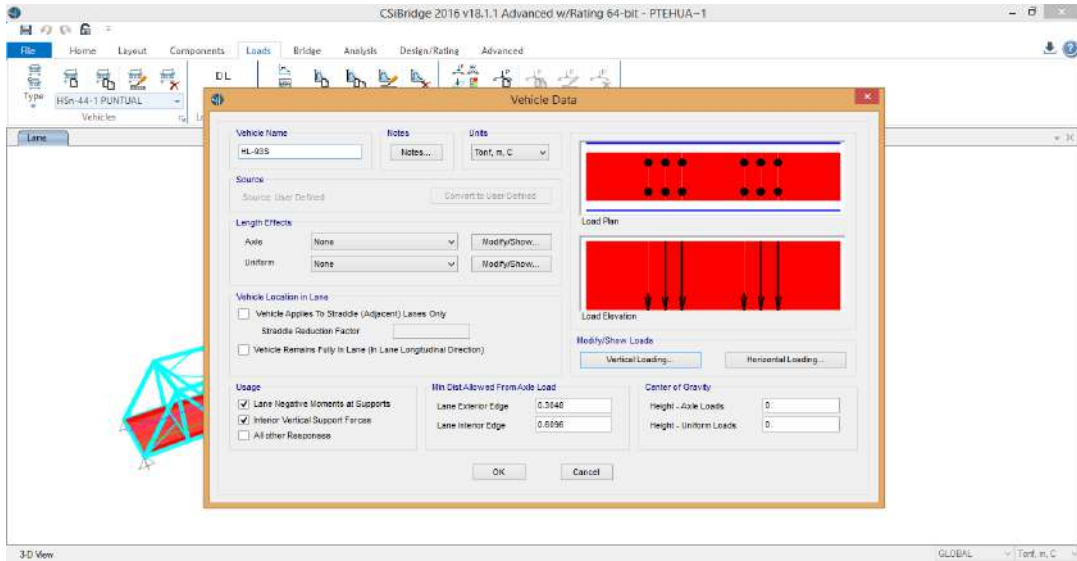


Figura 5.23. Definición del camión de diseño con carga distribuida HL-93S.

- Camión T3S3.-** Se considera en el diseño estático esta configuración de camión, siendo un camión que circula por el puente Huallaga de manera consecutiva considerado de mayor carga en el estudio de tráfico. El tren consiste en un camión de 48 Tn de 5 ejes, repartiéndose en los ejes posteriores de 8.33 Tn, por la parte central de 9 Tn y en el eje delantero de 7 Tn. El camión cumple las normas para configuraciones de camiones para circulación de la red nacional clasificado como T3S3. la carga entre ejes es también amplificada al 33%.

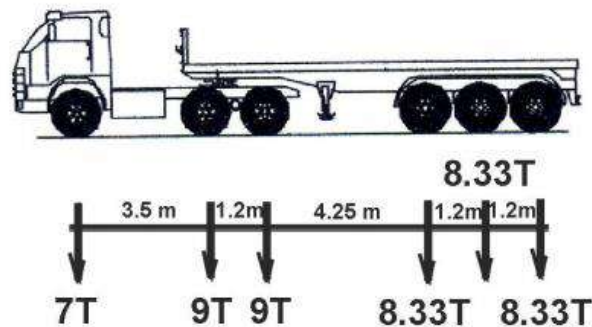


Figura 5.24. Camión de diseño con carga distribuida T3S3.

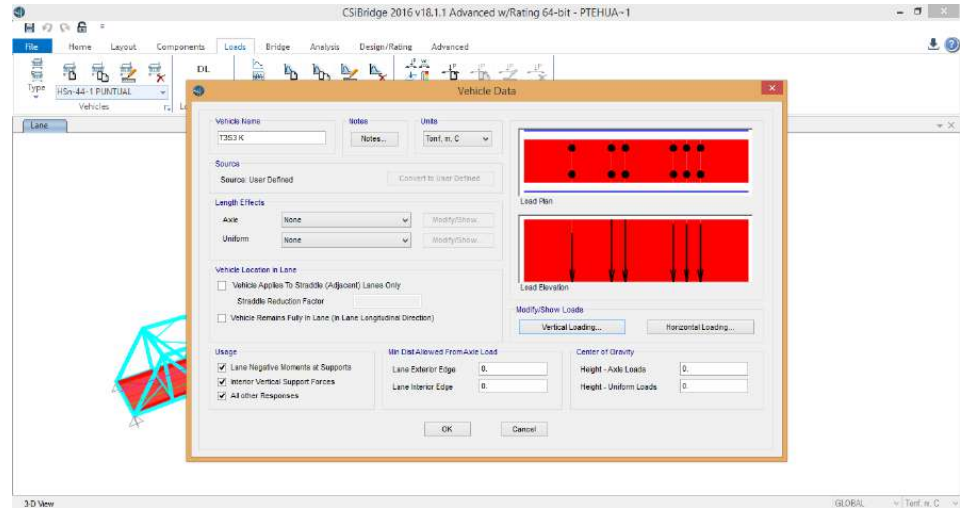


Figura 5.25. Definición del camión de diseño con carga distribuida T3S3.

De acuerdo a lo indicado líneas arriba se ha especificado tres sistemas de carga móvil, luego se ensambla estas cargas móviles a un vehículo clase cuyo nombre es HL-93 donde se encontrarán los tres sistemas propuestos, HL-93M, HL-93K, y HL-93S.

El vehículo T3S3 es un camión que circula por la red vial nacional siendo uno de vehículos con configuraciones de 48 Tn. Considerados uno de los más críticos en el estudio.

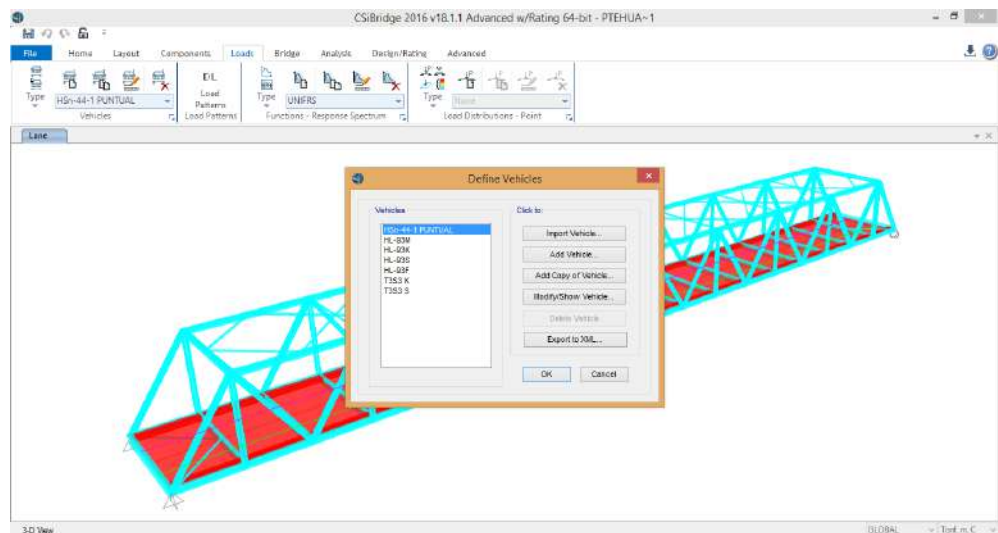


Figura 5.26. Ensamble de las cargas móviles HL-93 y T3S3.

5.4.2. Efectos dinámicos.

Cuando los vehículos pasan a su velocidad de diseño producen vibraciones sobre la estructura y dicha vibración amplifica la carga estática de los vehículos, para considerar ese efecto se utilizarán los factores de amplificación de carga dinámica que indica en el cuadro 4.3.

En el CSiBridge se incrementó en 33% la carga del tándem y del camión de diseño de manera particular sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

Se consideró en el análisis efectos dinámicos para verificar los desplazamientos y reacciones en los apoyos.

5.4.3. Fuerza de frenado (BR): Para la fuerza de frenado consideraremos toda la longitud del puente, $L=80.00\text{m}$. Esta fuerza se tomará el máximo de lo siguiente:

1) 25% del camión de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25 (3.63 + 14.52 + 14.52) = 8.17 \text{ Tn}$$

2) 25% del tándem:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25 (11.34 + 11.34) = 5.67 \text{ Tn}$$

3) 5% del camión de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05 ((3.63 + 14.52 + 14.52) + (80 \times 0.9)) = 5.23 \text{ Tn}$$

4) 5% del tándem del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05 ((11.34 + 11.34) + (80 \times 0.9)) = 4.73 \text{ Tn}$$

La fuerza de frenado será:

$$BR_{\text{neto}} = (BR_{SL}) \times (\#Carriles) \times (FMP)$$

$$BR_{\text{neto}} = (8.17) \times (2) \times (1) = 16.34 \text{ Tn.}$$

La fuerza de frenado se ubicará al centro de la luz del puente a una altura de 1.8m, condición más desfavorable para evaluar los apoyos.

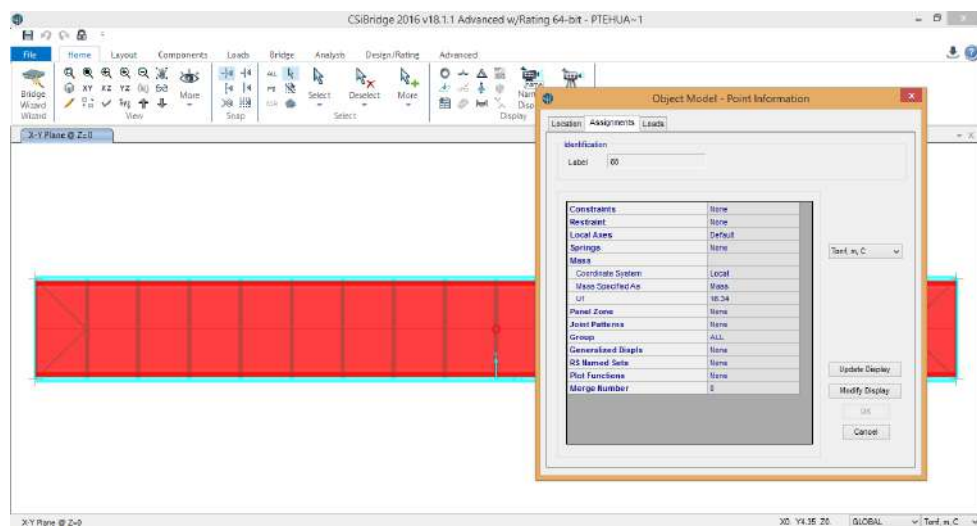


Figura 5.27. Fuerza de frenado ubicado al centro del tablero para verificar desplazamiento en los apoyos móviles.

5.4.4. Resultados de análisis

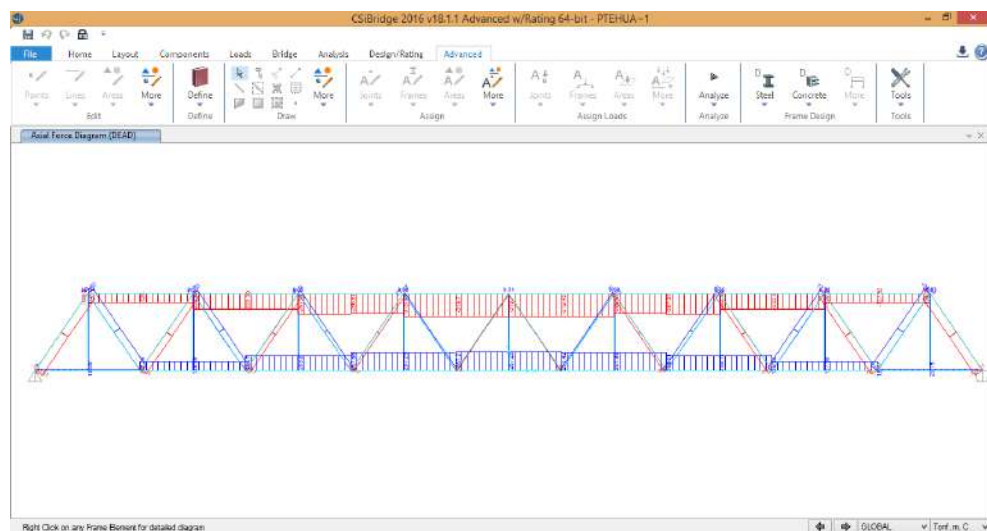


Figura 5.28. Fuerzas axiales debido al peso propio de la estructura.

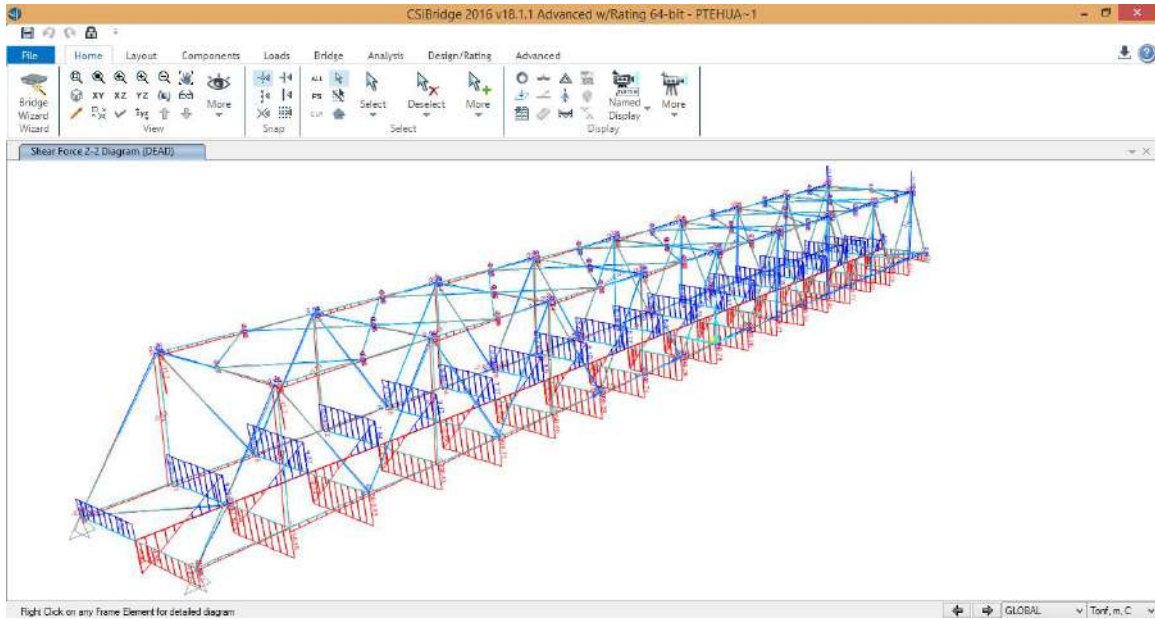


Figura 5.29. Fuerzas cortantes (2-2) debido al peso propio de la estructura.

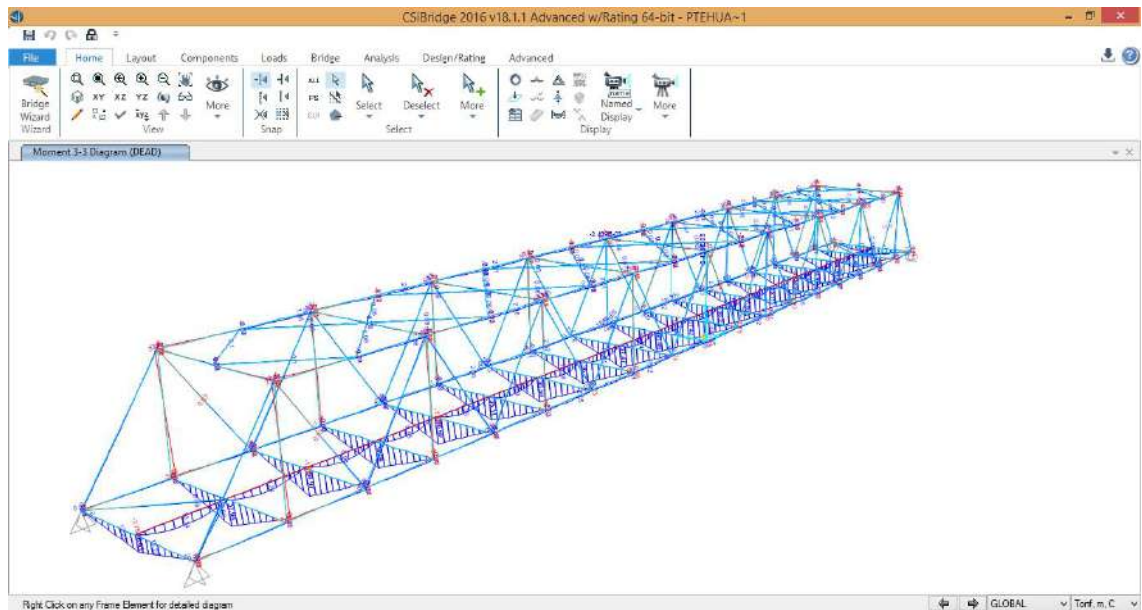


Figura 5.30. Momento Flector (3-3) debido al peso propio de la estructura.

5.4.4.1. Estados límites para el diseño

Se consideraron Resistencia II y Servicio II. De acuerdo al objetivo del estudio los factores se especifican en el cuadro 2.2 para combinaciones de carga y factor de carga.

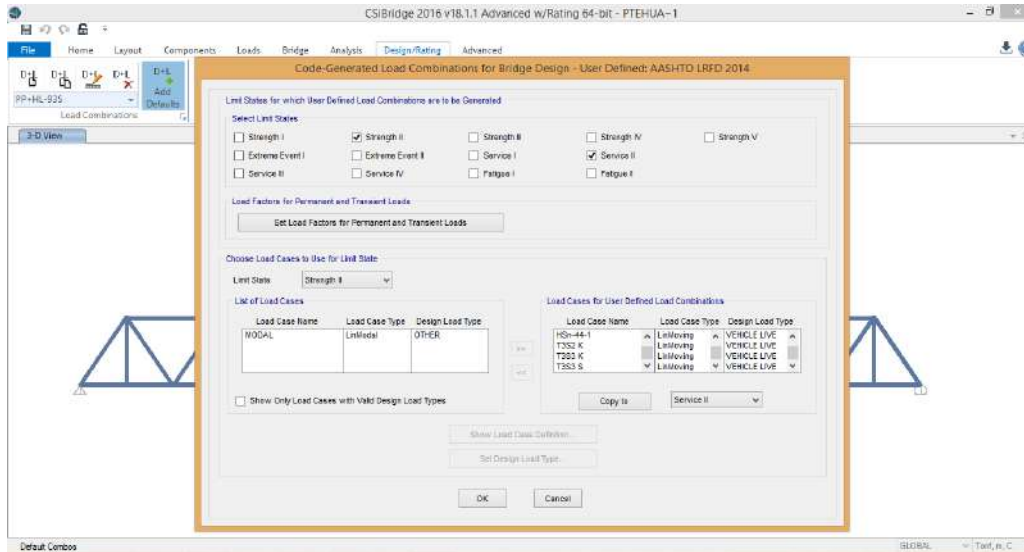


Figura 5.31. Estados Límites para Diseño – Resistencia II y Servicio II.

Para todas las combinaciones de cargas impuestas, incluyendo el peso propio, esta información es necesaria para verificar la capacidad de cada elemento estructural.

5.4.4.2. Respuesta por resistencia II

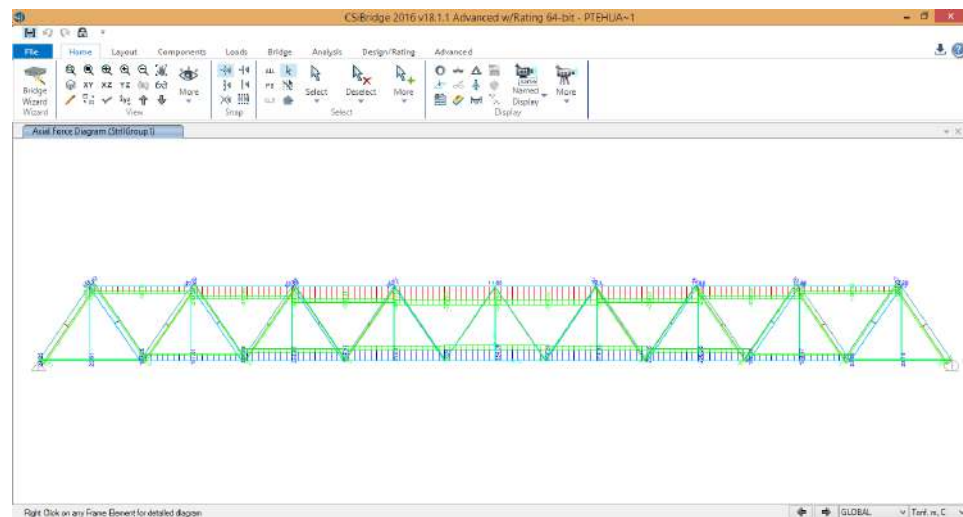


Figura 5.32. Fuerza Axial en los elementos por resistencia II (envolvente)

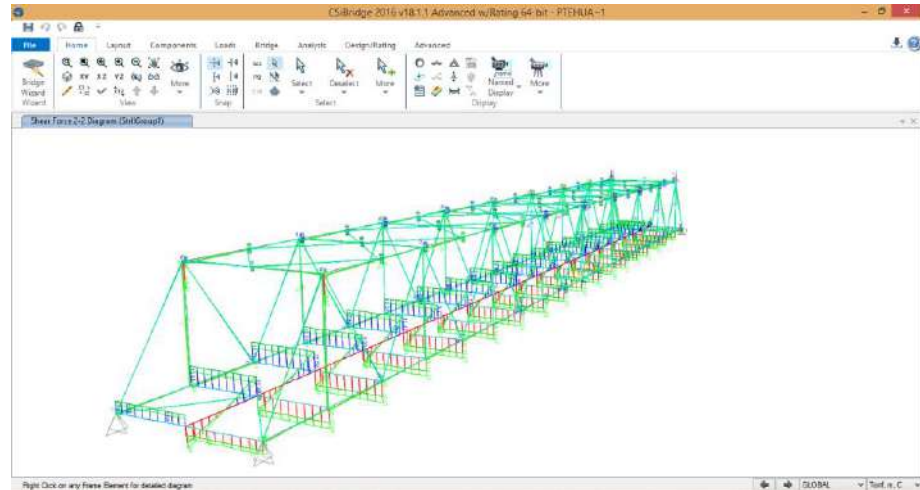


Figura 5.33. Fuerza cortante en los elementos por resistencia II (envolvente).

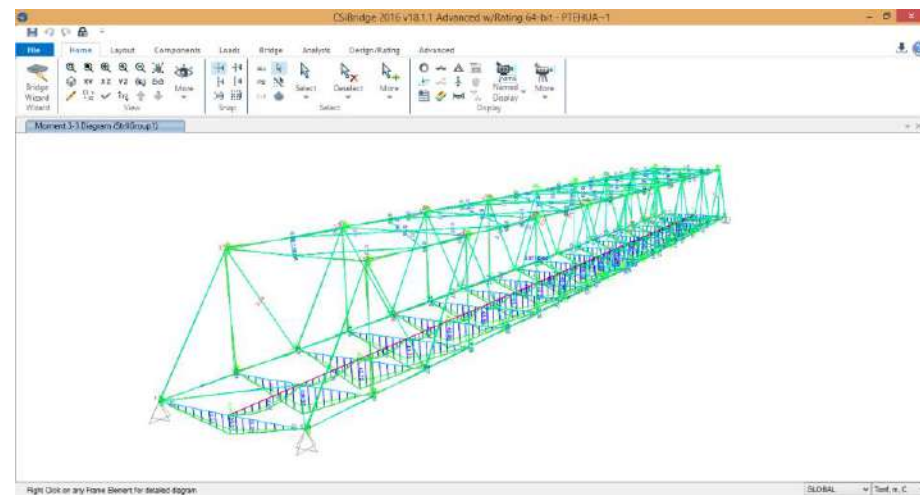


Figura 5.34. Momento flector en los elementos por resistencia II (envolvente).

5.4.4.3. Respuesta por servicio II

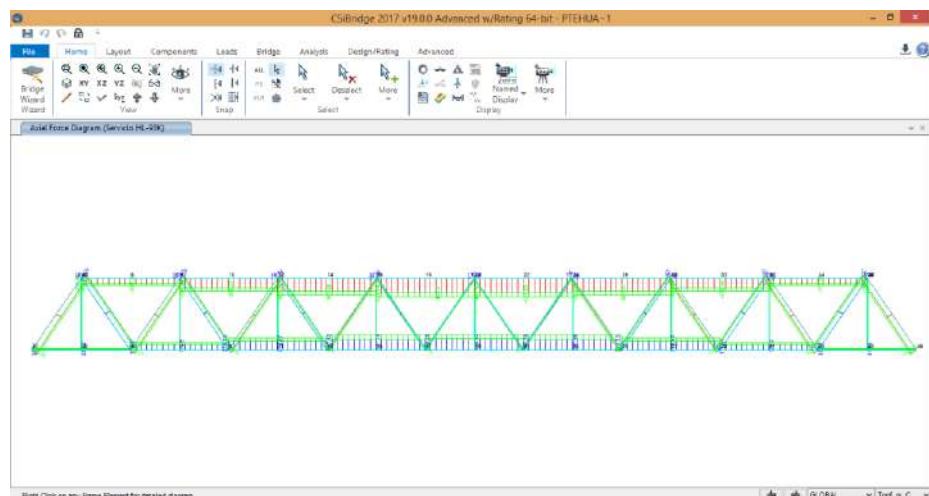


Figura 5.35. Fuerza Axial en los elementos por servicio II (HL-93K).

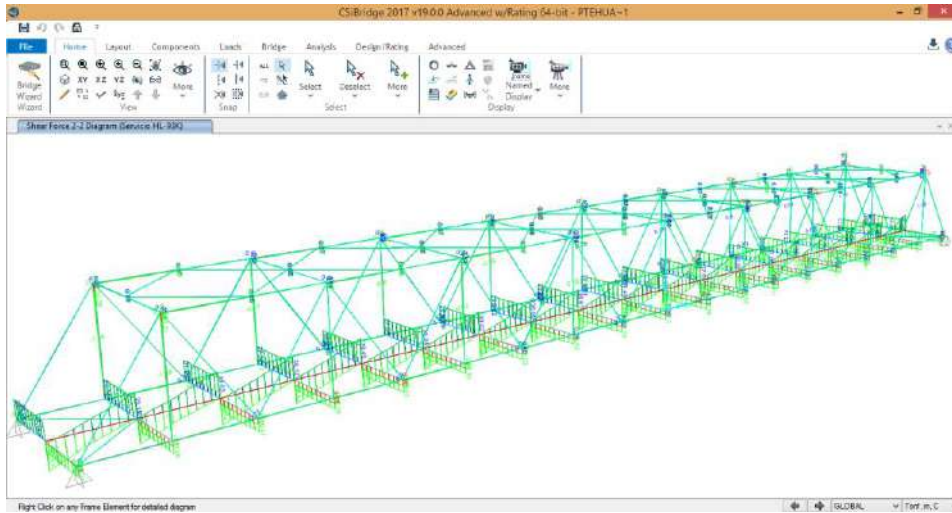


Figura 5.36. Fuerza cortante en los elementos por servicio II (HL-93K).

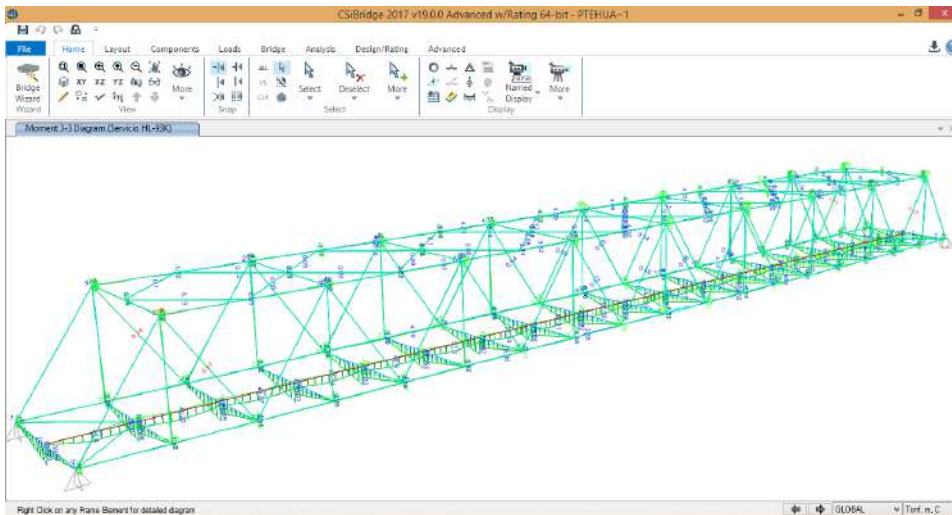


Figura 5.37. Momento flector en los elementos por servicio II (HL-93K).

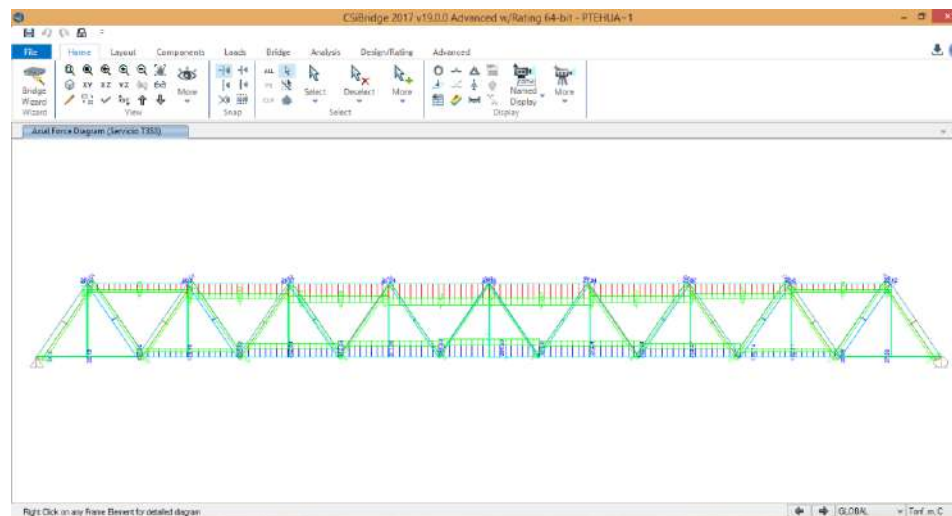


Figura 5.38. Fuerza Axial en los elementos por servicio II (T3S3).

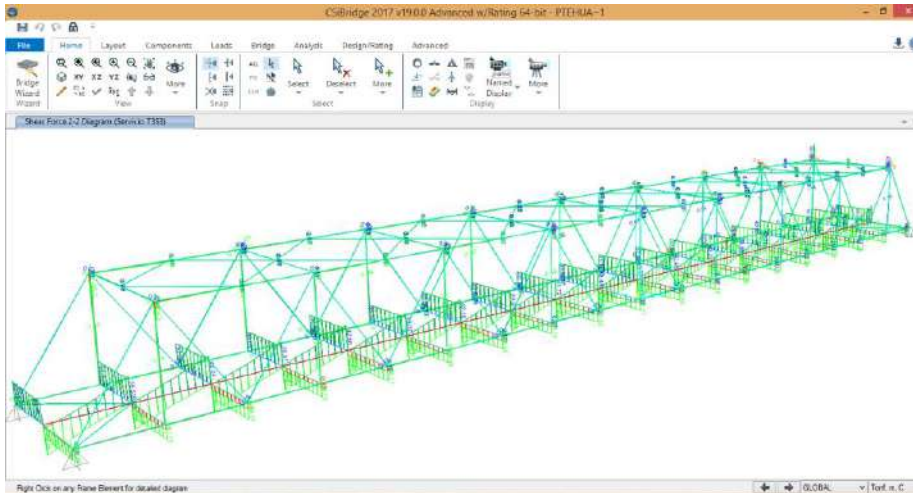


Figura 5.39. Fuerza cortante en los elementos por servicio II (T3S3).

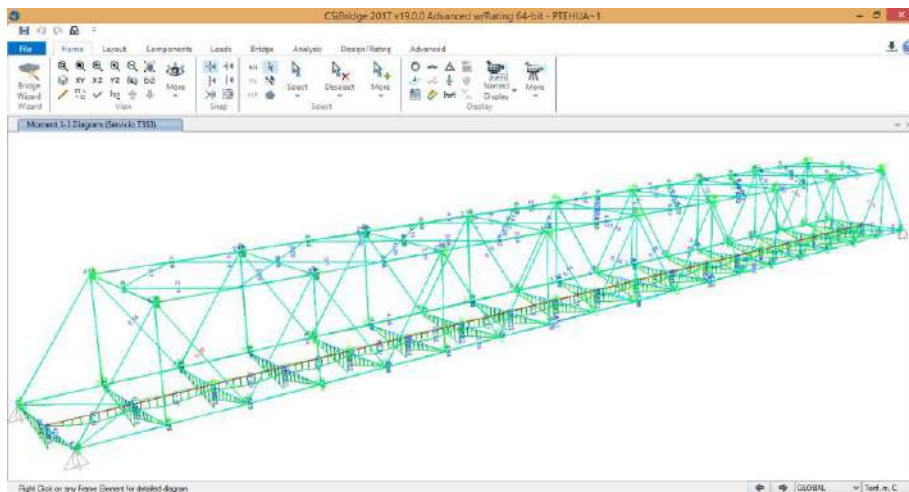


Figura 5.40. Momento flector en los elementos por servicio II (T3S3).

5.4.4.4. Líneas de influencia

Las líneas de influencia nos permiten encontrar la situación del tren de cargas en este caso un convoy de camiones en cierta parte del puente para que produzca el caso más crítico en el puente.

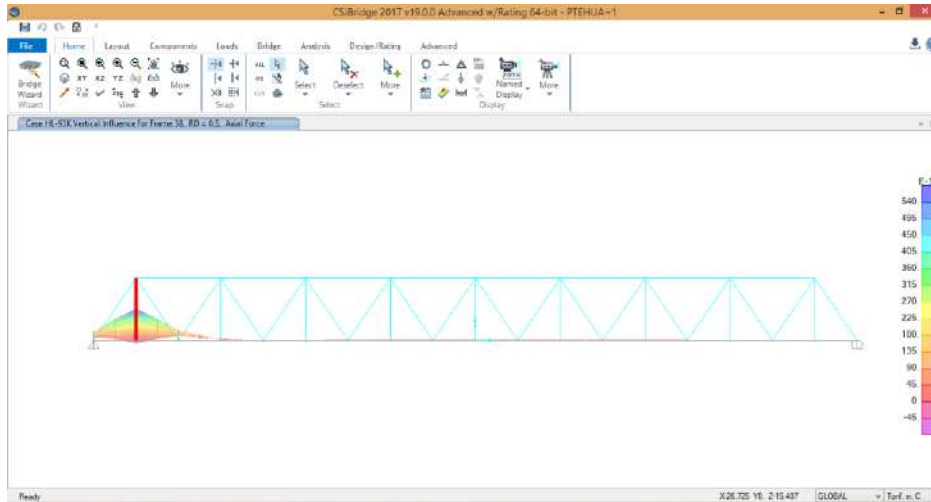


Figura 5.41. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 1-A (Axial).

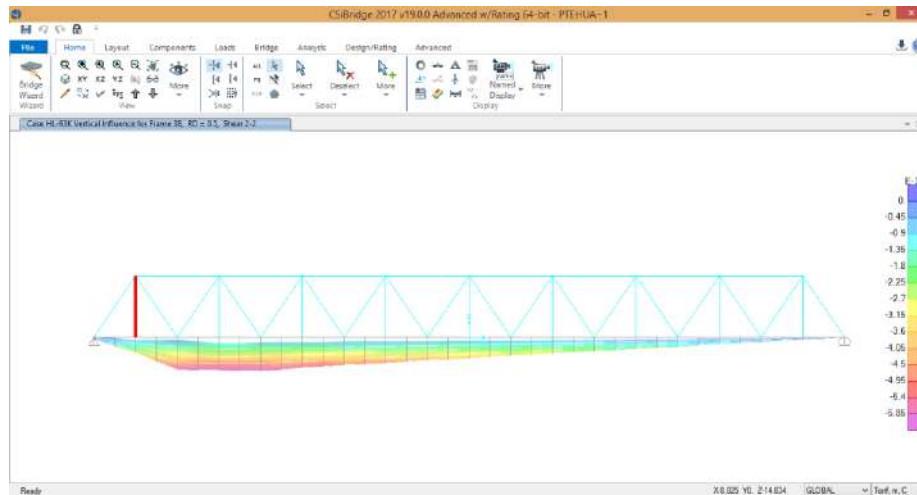


Figura 5.42. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 1-A (Cortante).

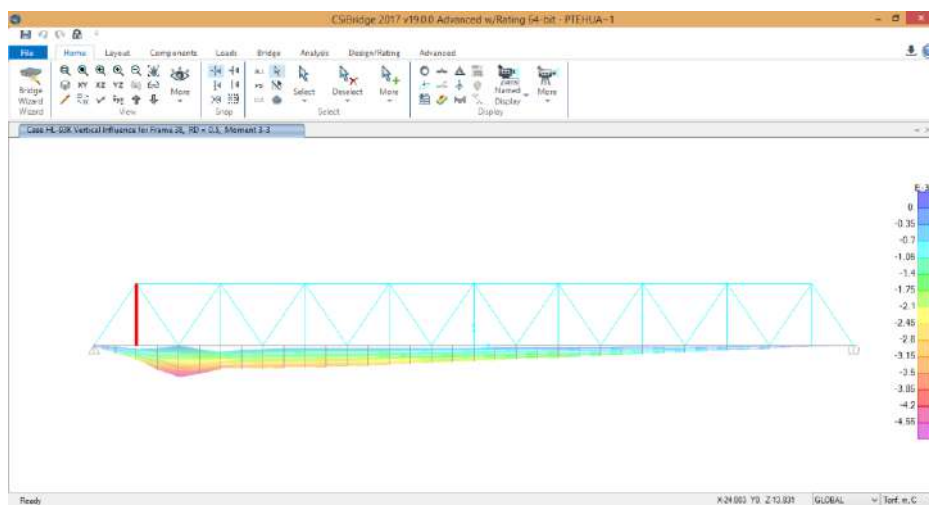


Figura 5.43. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 1-A (Momento).

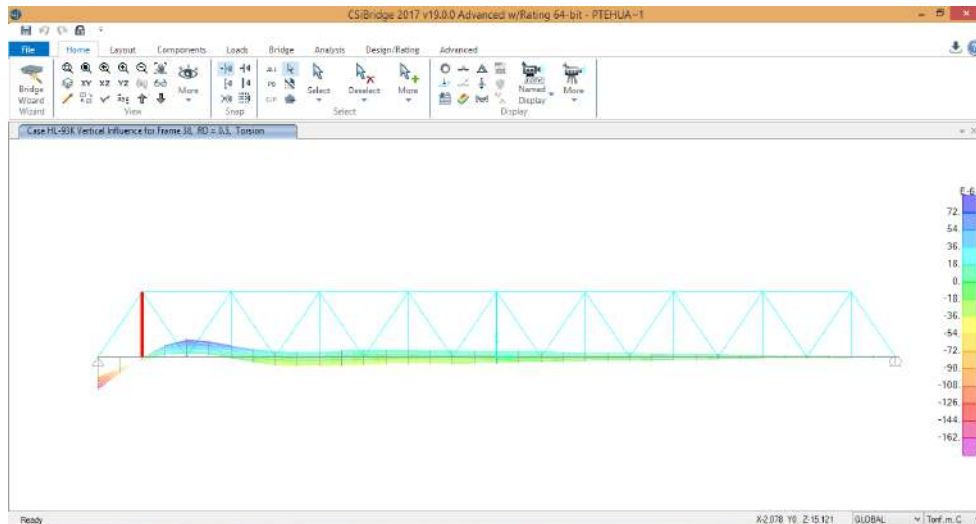


Figura 5.44. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 1-A (Torsión).

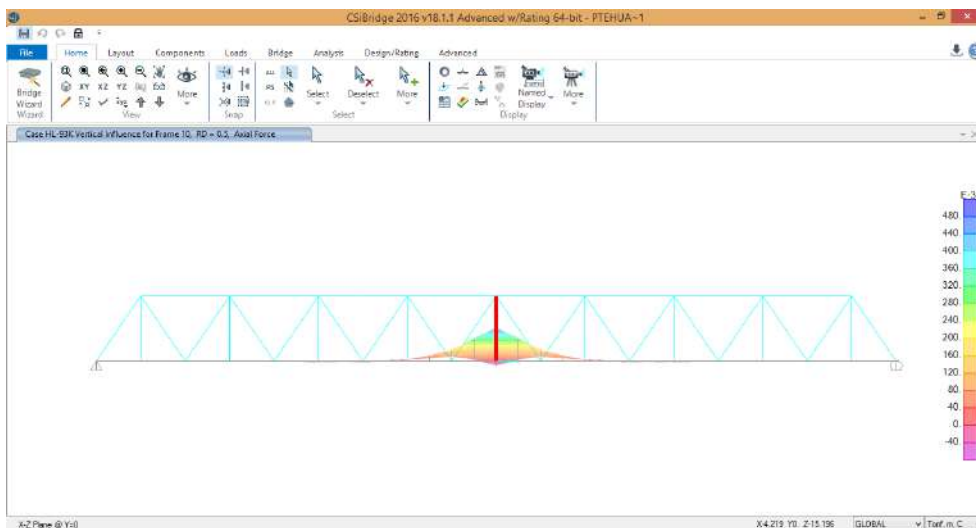


Figura 5.45. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 9-E (Axial).

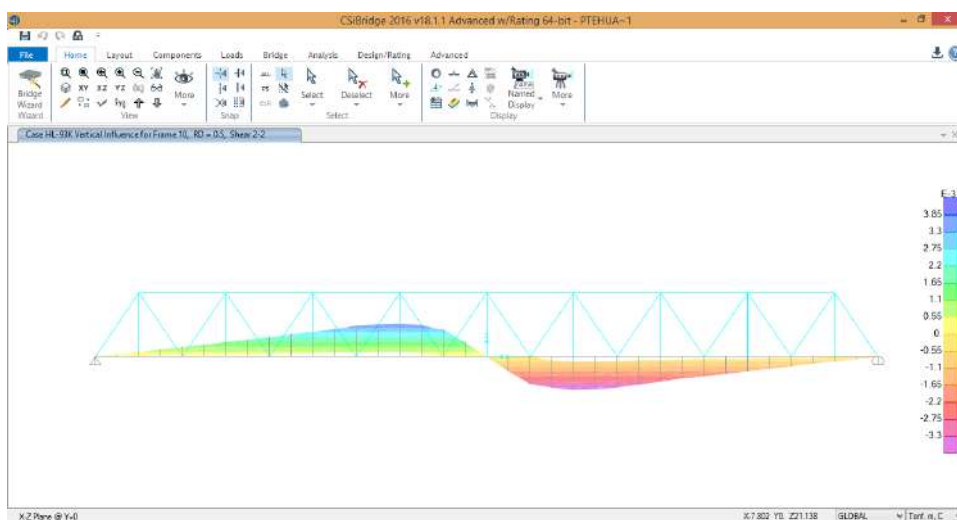


Figura 5.46. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 9-E (Cortante).

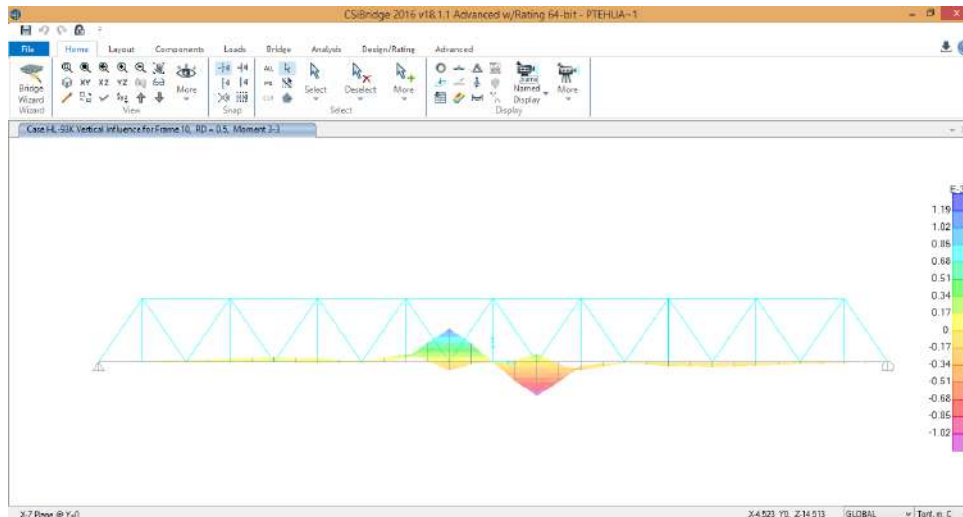


Figura 5.47. Línea de influencia del camión HL-93K, montante 9-E (Momento).

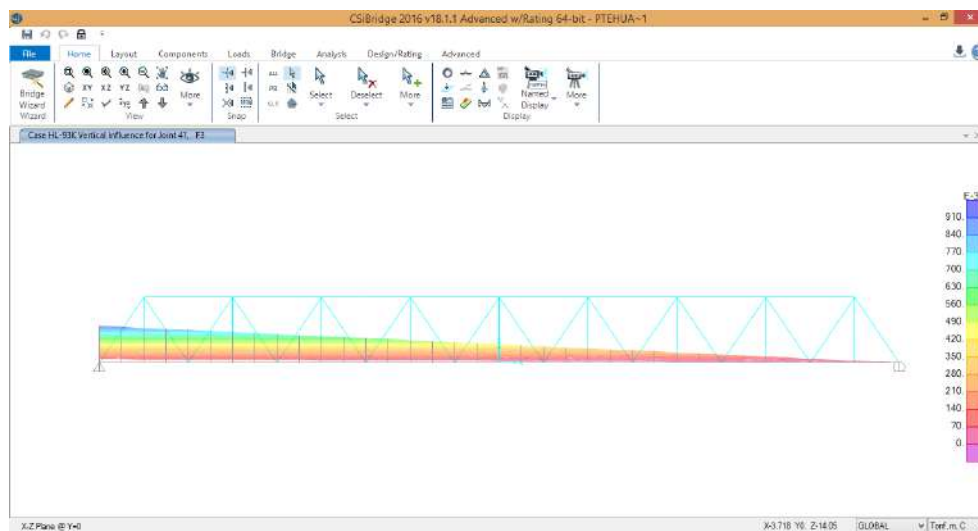


Figura 5.48. Línea de influencia del camión HL-93K en el apoyo fijo (Reacción).

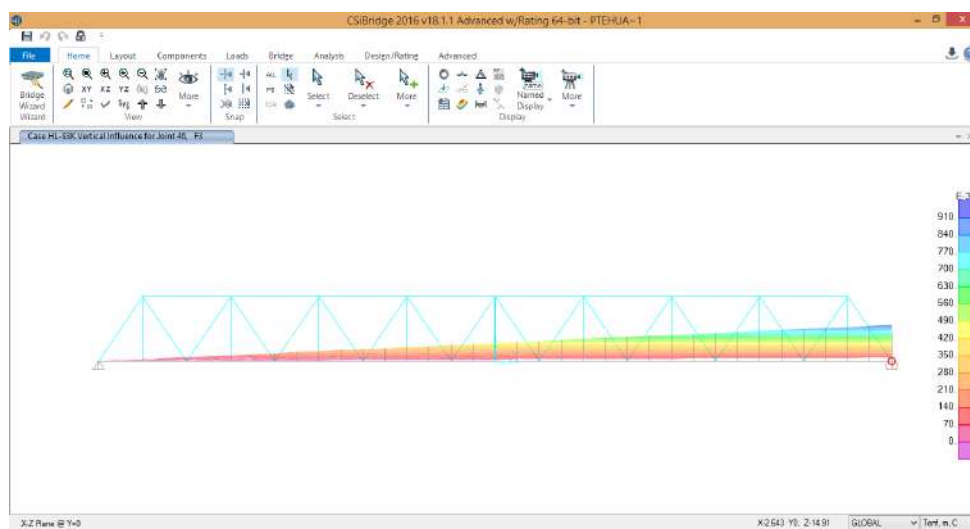


Figura 5.49. Línea de influencia del camión HL-93K en el apoyo Móvil (Reacción).

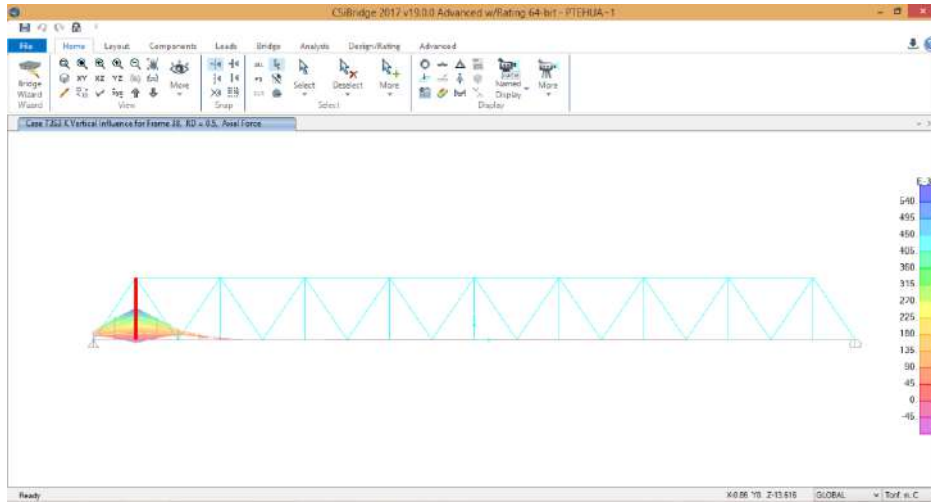


Figura 5.50. Línea de influencia del camión T3S3, montante 1-A (Axial).

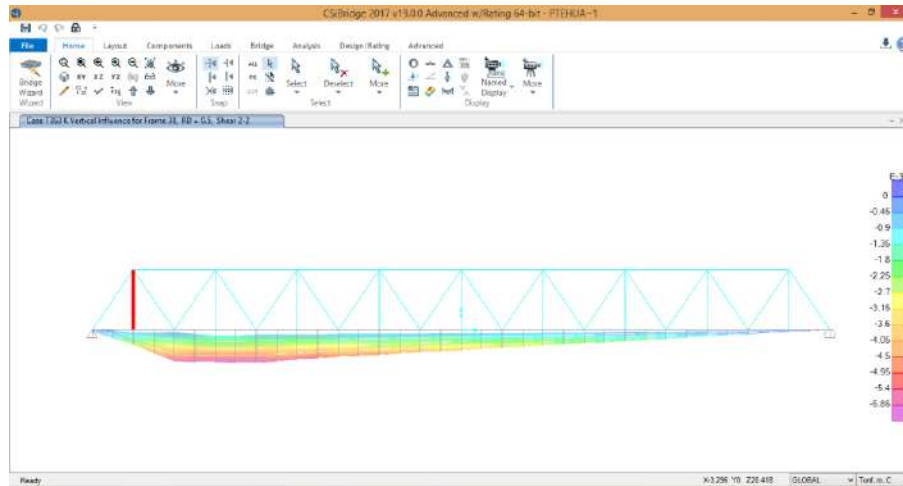


Figura 5.51. Línea de influencia del camión T3S3, montante 1-A (Cortante).

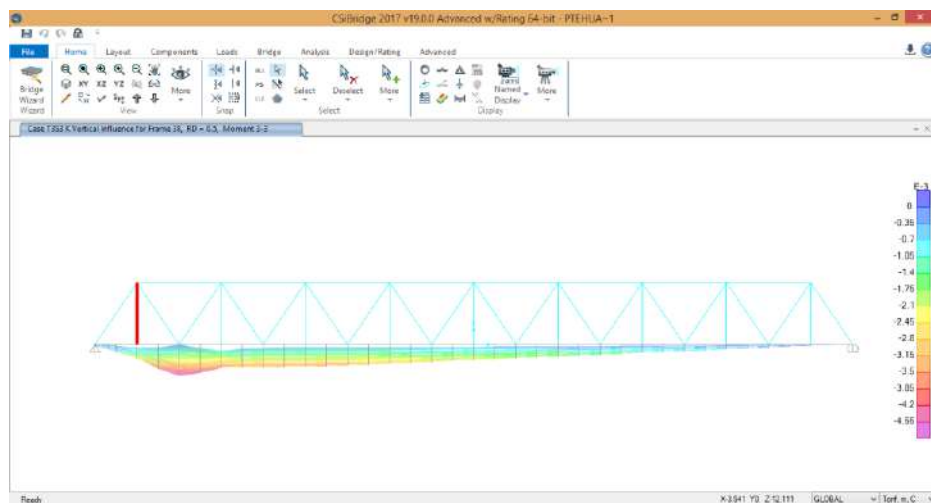


Figura 5.52. Línea de influencia del camión T3S3, montante 1-A (Momento).

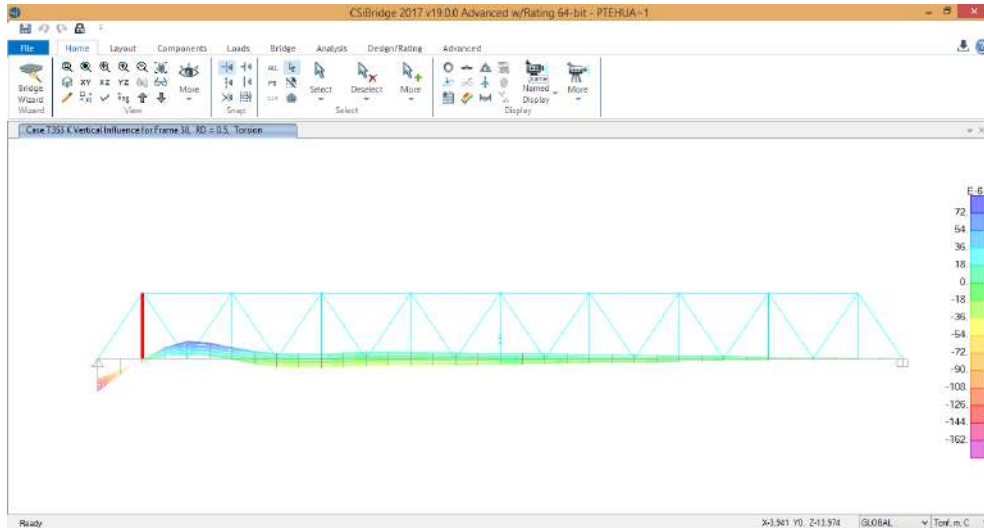


Figura 5.53. Línea de influencia del camión T3S3, montante 1-A (Torsión).

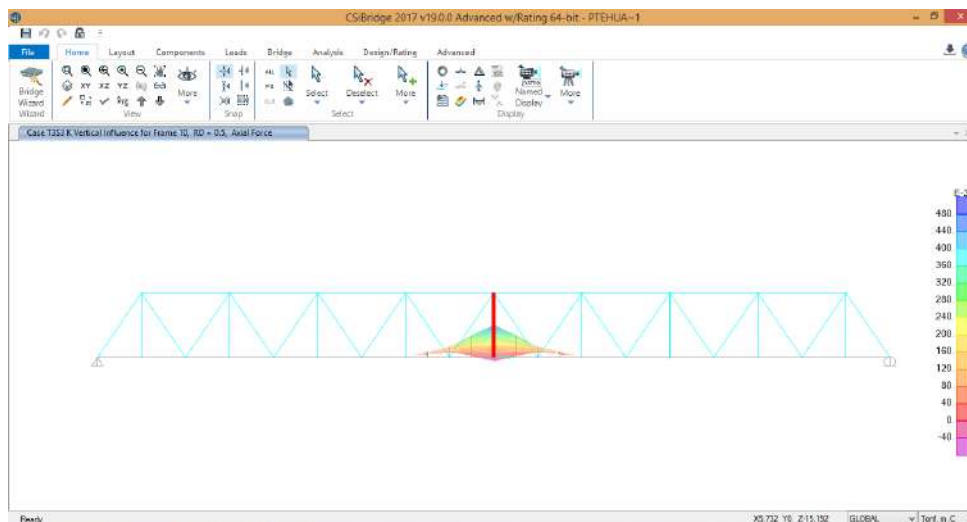


Figura 5.54. Línea de influencia del camión T3S3, montante 9-E (Axial).

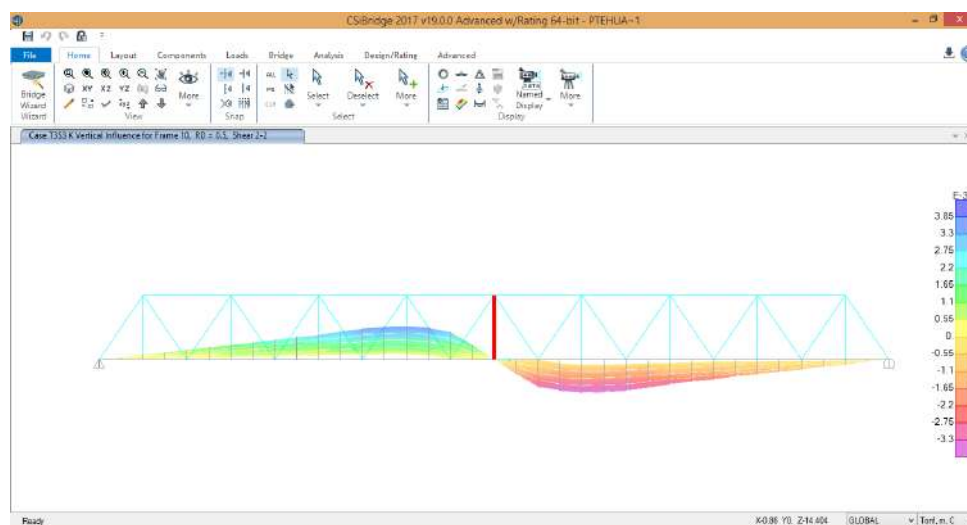


Figura 5.55. Línea de influencia del camión T3S3, montante 9-E (Cortante).

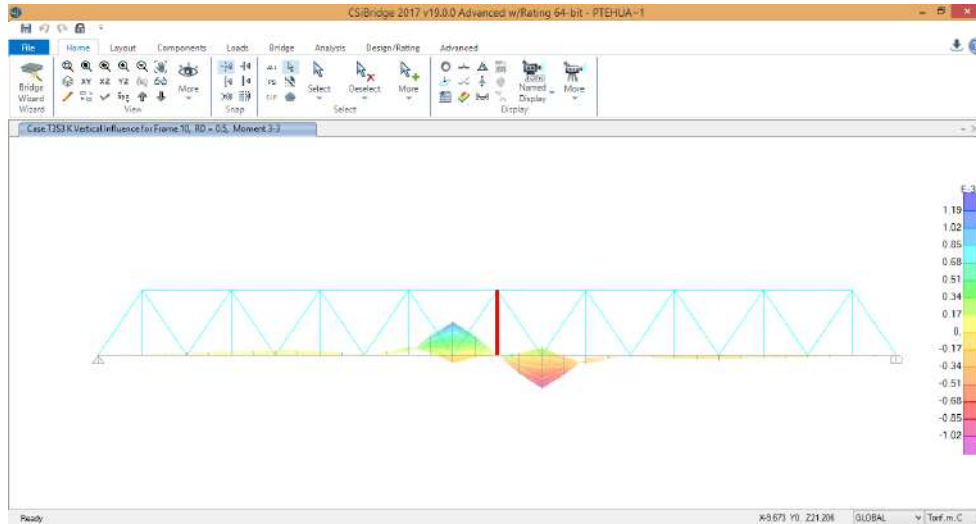


Figura 5.56. Línea de influencia del camión T3S3, montante 9-E (Momento).

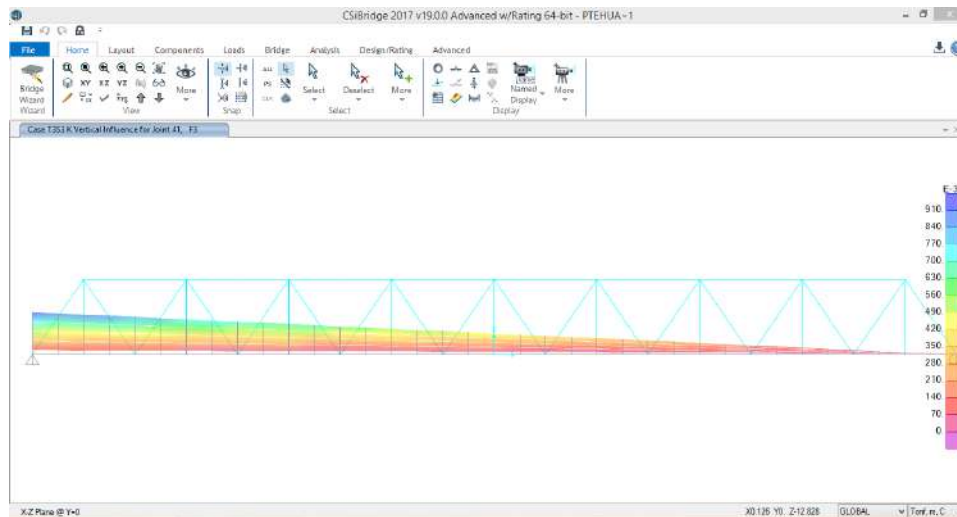


Figura 5.57. Línea de influencia del camión T3S3 en el apoyo fijo (Reacción).

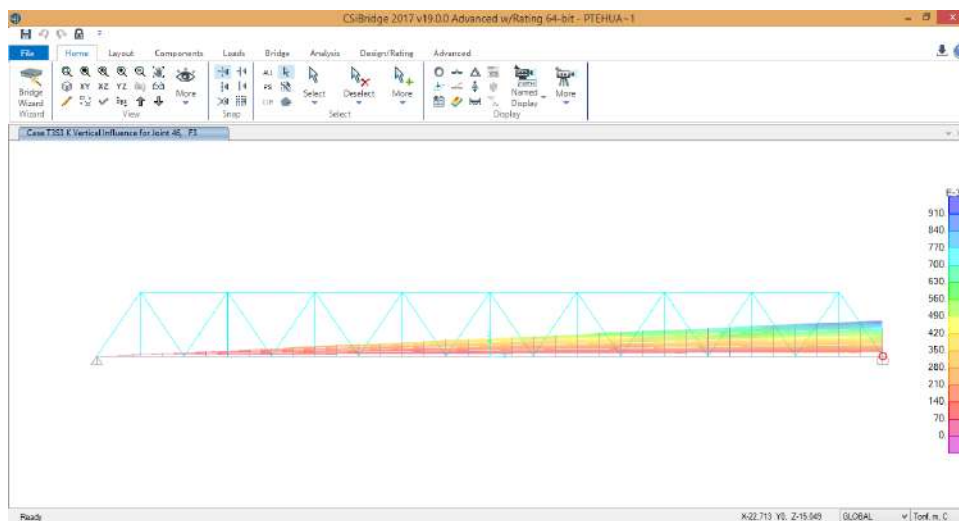


Figura 5.58. Línea de influencia del camión T3S3 en el apoyo Móvil (Reacción).

5.4.4.5. Reacciones en los apoyos

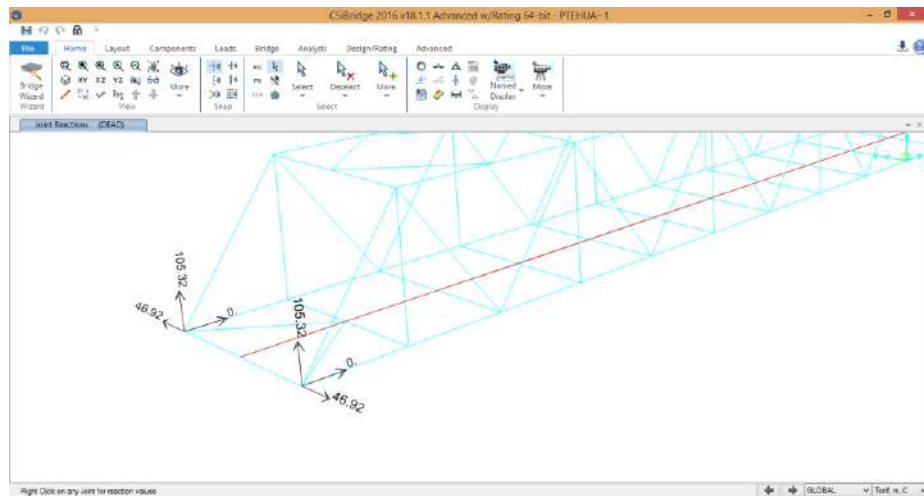


Figura 5.59. Reacciones en el apoyo Fijo (Carga Muerta).

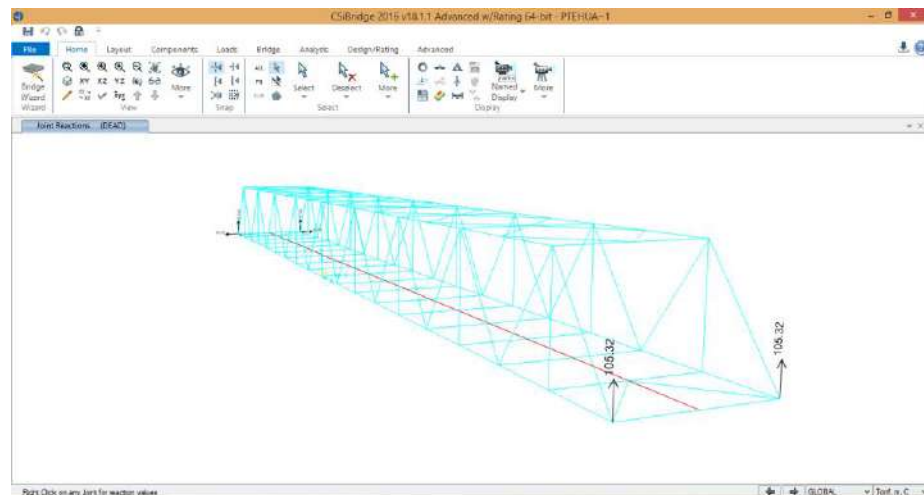


Figura 5.60. Reacciones en el apoyo Móvil (Carga Muerta).

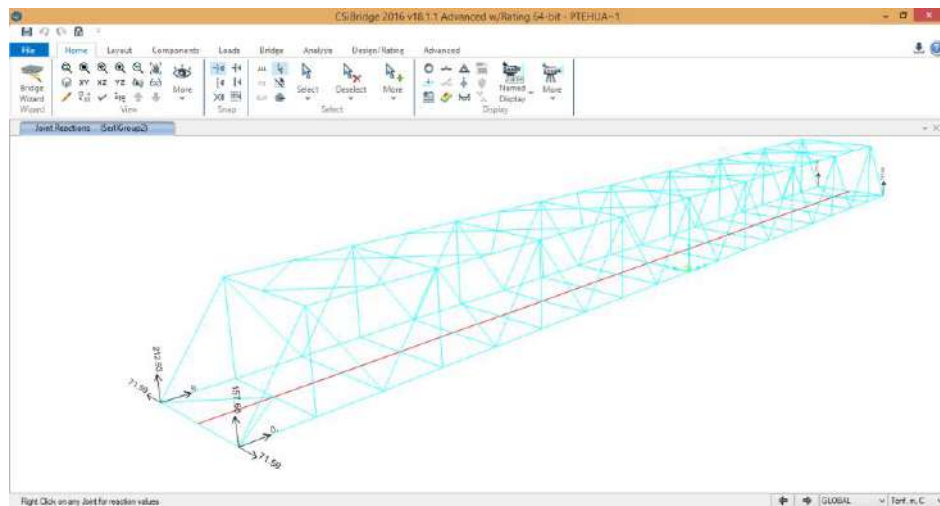


Figura 5.61. Reacciones en el apoyo Fijo por servicio II Envolvente.

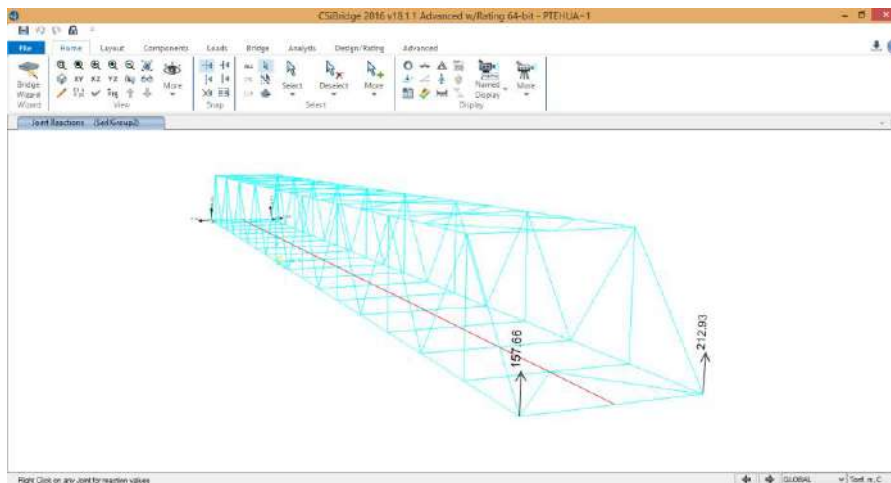


Figura 5.62. Reacciones en el apoyo Móvil por servicio II Envolvente.

5.4.4.6. Desplazamientos

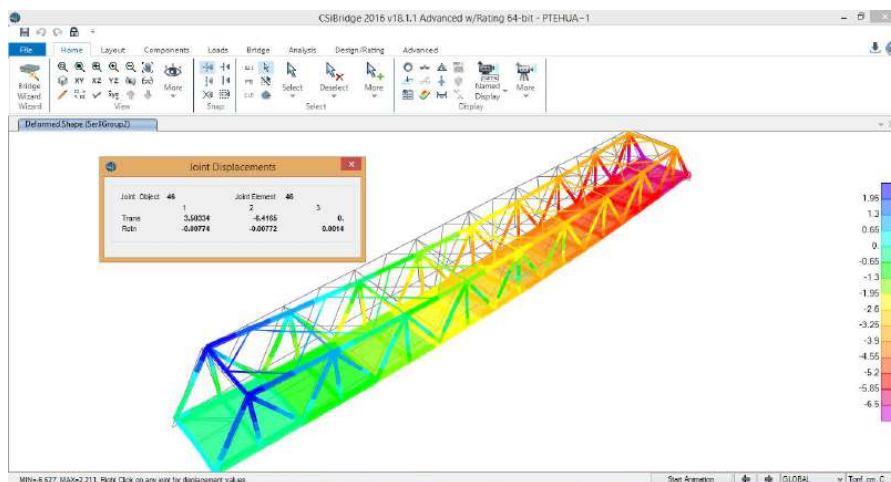


Figura 5.63. Desplazamiento del apoyo Móvil, verificación de junta (Cumple).

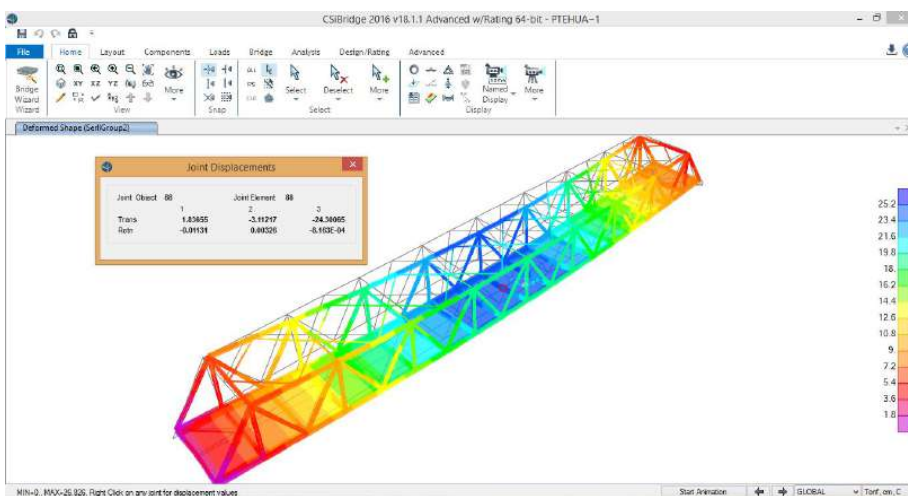


Figura 5.64. Desplazamiento en centro, por cargas de Servicio II camión T3S3.

CAPÍTULO VI

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6. DISCUSIÓN DE RESULTADO

La evaluación, relacionada con el objetivo de la investigación (Puentes), según especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por método LRFD, especifica en el capítulo I, que la evaluación es determinar la capacidad de carga de un puente existente.

Lo cual establece parámetro de diseño y evaluación; los índices de confiabilidad fueron calculados para puentes simulados y puentes reales para cortante y momento tomando como muestra aproximadamente 200 puentes representativos fueron escogidos entre diversas regiones de los Estados Unidos. La selección se basó en el tipo estructural, material, y ubicación geográfica para representar una variedad completa de materiales y diversas prácticas de diseño.

La evaluación se realizó en un modelo idealizado en el programa CsiBridge2016, una vez obtenido los datos de campo como geometría ubicación y dimensiones de cada elemento que compone la superestructura, obteniendo resultados para conocer la capacidad de carga, ya que la estructura es un puente reticulado conformado por diagonales, montantes, cuerda inferior, cuerda superior, arriostres y bulones, que soportan cargas axiales de tensión y compresión para cargas de servicio y peso propio.

En base a las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por método LRFD se analizó y se dio a conocer la capacidad de cada elemento estructural ya que cada una de ellas es independiente para soportar cargas axiales, obteniendo resultados favorables en un 100% en montantes, 100% favorables para cordón superior, 44% desfavorables 66% favorables en cordón inferior y 44% desfavorables 66% favorables el diagonal.

Obtenido los resultados llegamos a la conclusión que la estructura está dispuesto a resistir el camión T3S3 que circula por la red vial peruana con 48 Tn, afectando a los cordones

superiores de los eje [2-3, 3-4, 4-5 y 5-6] - [2'-3', 3'-4', 4'-5' y 5'-6'] superando su resistencia a tensión en 1.29%, como también a los diagonales [A-2, B-4, C-6 y D-8] - [A'-2', B'-4', C'-6' y D'-8'], superando su resistencia a tensión en 3.13%.

También se calculó para el camión de diseño HL-93K especificados por AASHTO para el diseño de puentes por método LRFD, mostrando en los cordones superiores del eje [2-3, 3-4, 4-5 y 5-6] - [2'-3', 3'-4', 4'-5' y 5'-6'] superando su resistencia a tracción en 1.26%, como también a los diagonales [A-2, B-4, C-6 y D-8] - [A'-2', B'-4', C'-6' y D'-8'], superando su resistencia a tracción en 3.03%.

Lo que demuestra que la estructura tiene deficiencias en ciertos lugares puntuales, haciendo que las cargas fatiguen a los elementos mencionados.

Por otro lado, en la inspección visual realizado de la superestructura en base a las tablas del MTC para inspección de Puentes y normativa ASTM. Los resultados se obtuvieron realizando trabajos de campo, topografía, recolección de datos informativos, fotografías, descripciones, pruebas normadas por la ASTM.

Se realizó la reconstrucción idealizada del puente mediante planos a falta de información detallada de elemento, como también el conteo de vehículos para identificar la carga con mayor tonelaje identificado como T3S3 de acuerdo al cuadro de configuraciones emitido por el MTC con una frecuencia de 4.03% al día.

Esto ayudó a dar un rango de condición general del puente Huallaga una vez identificado los problemas de acumulación de materiales orgánicos, óxidos, degradación entre otro; y se calificó en una condición estadística de 2.40 considerado en el cuadro de evaluación del MTC como regular.

En el análisis para el cálculo de deflexiones se realizó la nivelación correspondiente del puente Huallaga sin tráfico, obteniendo resultados de la contraflecha de la superestructura de 10.50cm.

Para el criterio de deflexiones especificados por AASHTO para el diseño de puentes por método LRFD, para cargas vehiculares, general especifica un cálculo de criterio de longitud/800, que para el caso en estudio resultaría de 10cm de deflexión admisible. Lo cual satisface la deflexión máxima encontrada para cargas de servicio II de 24.30cm, siendo la estructura reticulada, está dispuesto a grandes deformaciones, afirmando que la contraflecha inicial teórico, fue de 25cm satisfaciendo la condición.

La deflexión esta relaciona con la psicología visual de los usuarios puesto que no puede desplazarse a grandes distancias lo que provocaría miedo y pánico al uso de la estructura producto de deformaciones excesivas.

En el análisis matemático se encontró que la deflexión de la estructura por peso propio es de 14.51 cm, lo que nos lleva a que la contraflecha inicial seria de 14.51cm sumado la contraflecha encontrada en campo de 10.50cm., resultando 25cm de fecha teórica para el proceso de construcción.

Por otro lado se analizó la contraflecha para la estructura para servicio II de acuerdo a lo especificados por AASHTO para el diseño de puentes por método LRFD, con el camión que circula por la red vial peruana que es el T3S3, obteniendo resultados favorables, con un desplazamiento de 24.30cm por cargas de servicio lo cual nos lleva la conclusión que el diseño de la contraflecha cumple los parámetros establecidos.

El desplazamiento no produce daños estructurales, ya que se encuentra en compensación con la contraflecha de diseño.

Por consiguiente y respecto a lo mencionado anteriormente, se acepta la hipótesis planteada para cada objetivo mencionado.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

7. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

7.2. Conclusiones

La evaluación estructural de un puente es un tema de gran importancia, por las consecuencias que conllevaría de un posible fallo estructural, afectando al transporte y por consiguiente a la economía de toda la región influenciada.

En lo que respecta a la evaluación de la superestructura del puente Huallaga, materia de la presente tesis de investigación. Podemos afirmar después de haber calculado la capacidad admisible, condición general estadística y la flexión máxima de la estructura, que el comportamiento del puente y la condición en que se encuentra no es satisfactorio durante su vida útil. Esta afirmación se efectúa como resultado de los valores encontrados en su evaluación que se describen a continuación.

En lo que se refiere a la capacidad admisible se evaluó en un modelo matemático en el programa CsiBridge2016 encontrando resultados por cada elemento que compone el puente reticulado, como dato principal se evaluó las fuerzas axiales que produce el peso propio de la estructura entre ellos la carga del tablero, superficie de desgaste o capa asfáltica, veredas, diagonales, montantes, cuerda inferior, cuerda superior, arriostres, planchas, bulones y la carga peatonal que se considera como una carga permanente, en la Tabla 7.1 se muestra los elementos tensionados con el signo positivo (+) y los elementos comprimidos con el signo (-), obteniendo los siguientes resultados

Tabla 7.1. Cargas axiales para peso propio.

ELEMENTO	CODIGO	CARGA AXIAL SEGÚN CSI BRIDGE
		PP
CORD. INF.	01	19.40
CORD. INF.	12	18.08
CORD. INF.	23	127.39
CORD. INF.	34	126.09
CORD. INF.	45	204.70
CORD. INF.	56	203.90
CORD. INF.	67	251.66
CORD. INF.	78	251.29
CORD. INF.	89	267.20
CORD. SUP.	AB	-126.00
CORD. SUP.	BC	-81.30
CORD. SUP.	CD	-286.67
CORD. SUP.	DE	-319.45
DIAGONAL	0A	-120.57
DIAGONAL	A2	104.82
DIAGONAL	2B	-92.24
DIAGONAL	B4	77.75
DIAGONAL	4C	-64.18
DIAGONAL	C6	49.90
DIAGONAL	6D	-36.42
DIAGONAL	D8	21.37
DIAGONAL	8E	-7.60
MONTANTE	A1	10.64
MONTANTE	B3	9.52
MONTANTE	C5	9.35
MONTANTE	D7	9.68
MONTANTE	E9	9.51

Obtenido los datos anteriores se llevó al siguiente nivel donde se analiza de acuerdo a las especificados por AASHTO para el diseño de puentes por método LRFD, para combinaciones de cargas de acuerdo al cuadro 2.2 y 2.3, en este caso se utilizó el de resistencia II, que resulto 1 x el peso propio x 1.25, resultado la carga por resistencia II, introduciéndolo al software. Obteniendo los siguientes valores.

Tabla 7.2. Resultado de combinación de cargas para Resistencia II.

ELEMENTO	CODIGO	CARGA AXIAL SEGÚN CSI BRIDGE	PP x 1.25
		PP	RESISTENCIA II
CORD. INF.	01	19.40	24.25
CORD. INF.	12	18.08	22.60
CORD. INF.	23	127.39	159.24
CORD. INF.	34	126.09	157.61
CORD. INF.	45	204.70	255.88
CORD. INF.	56	203.90	254.87
CORD. INF.	67	251.66	314.57
CORD. INF.	78	251.29	314.11
CORD. INF.	89	267.20	334.01
CORD. SUP.	AB	-126.00	-157.50
CORD. SUP.	BC	-81.30	-101.63
CORD. SUP.	CD	-286.67	-358.34
CORD. SUP.	DE	-319.45	-399.31
DIAGONAL	0A	-120.57	-150.71
DIAGONAL	A2	104.82	131.02
DIAGONAL	2B	-92.24	-115.30
DIAGONAL	B4	77.75	97.19
DIAGONAL	4C	-64.18	-80.22
DIAGONAL	C6	49.90	62.38
DIAGONAL	6D	-36.42	-45.53
DIAGONAL	D8	21.37	26.71
DIAGONAL	8E	-7.60	-9.50
MONTANTE	A1	10.64	13.30
MONTANTE	B3	9.52	11.90
MONTANTE	C5	9.35	11.68
MONTANTE	D7	9.68	12.10
MONTANTE	E9	9.51	11.88

Luego se realizó el análisis para el camión encontrado de mayor tonelaje con mayor frecuencia considerado como el T3S3 de una capacidad de carga de 48 Tn, que circula por la red vial peruana de acuerdo a las configuraciones mencionadas por el MTC, obteniendo resultados de cargas axial que produce en los elementos de la superestructura, sumando la carga distribuida en el tablero.

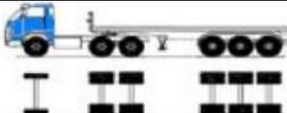
T3S3		20,50	7	18	25	—	—	48 ⁽²⁾
------	---	-------	---	----	----	---	---	-------------------

Figura 7.1. Configuración del camión T3S3 pesos y medidas máximas permitidas.

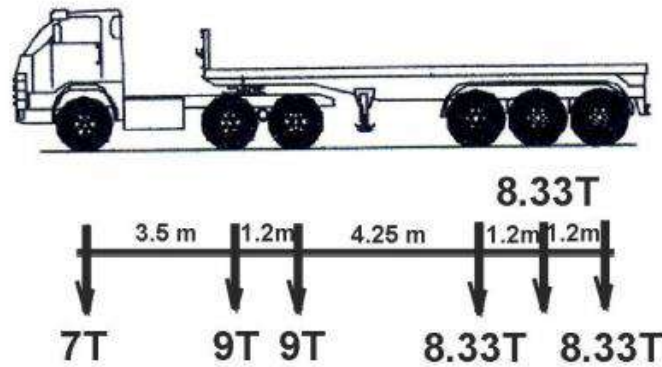


Figura 7.1. Camión de diseño con carga distribuida T3S3.

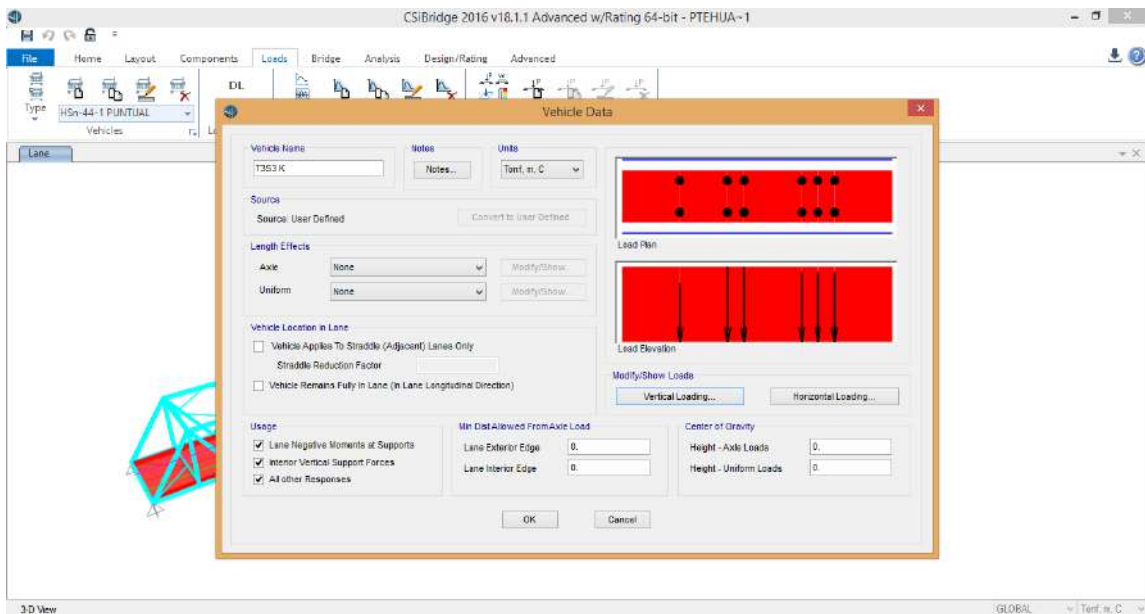


Figura 7.3. Definición del camión de diseño con carga distribuida T3S3 en el CsiBridge2016.

Tabla 7.3. Resultado de las cargas axiales por el camión T3S3.

ELEMENTO	CODIGO	CARGA AXIAL SEGÚN CSI BRIDGE
		T3S3
CORD. INF.	01	13.23
CORD. INF.	12	13.15
CORD. INF.	23	49.40
CORD. INF.	34	49.15
CORD. INF.	45	76.25
CORD. INF.	56	76.11
CORD. INF.	67	92.60
CORD. INF.	78	92.53
CORD. INF.	89	98.02
CORD. SUP.	AB	-46.14
CORD. SUP.	BC	-81.31
CORD. SUP.	CD	-106.62
CORD. SUP.	DE	-118.84
DIAGONAL	0A	-42.38
DIAGONAL	A2	39.02
DIAGONAL	2B	-35.62
DIAGONAL	B4	32.54
DIAGONAL	4C	-28.74
DIAGONAL	C6	25.94
DIAGONAL	6D	-22.40
DIAGONAL	D8	19.50
DIAGONAL	8E	-16.33
MONTANTE	A1	9.61
MONTANTE	B3	8.68
MONTANTE	C5	8.71
MONTANTE	D7	8.90
MONTANTE	E9	8.96

Obteniendo los datos de cargas axiales que produce en camión T3S3 por el software, se realizó el análisis para combinación de cargas especificado por AASHTO para el diseño de puentes por método LRFD. De acuerdo con el cuadro de combinaciones 2.2 y 2.3, para servicio II, que resulto $1 \times \text{el peso propio} + \text{T3S3} \times 1.30$, resultado la carga por resistencia II, introduciéndolo al software. Obteniendo los siguientes valores.

Tabla 7.4. Cargas axiales por servicio II.

ELEMENTO	CODIGO	CARGA AXIAL SEGÚN CSI BRIDGE		PP+T3S3*1.30
		T3S3	PP	SERVICIO II
CORD. INF.	01	13.23	19.40	36.60
CORD. INF.	12	13.15	18.08	31.23
CORD. INF.	23	49.40	127.39	176.79
CORD. INF.	34	49.15	126.09	175.24
CORD. INF.	45	76.25	204.70	280.95
CORD. INF.	56	76.11	203.90	280.01
CORD. INF.	67	92.60	251.66	344.26
CORD. INF.	78	92.53	251.29	343.82
CORD. INF.	89	98.02	267.20	365.22
CORD. SUP.	AB	-46.14	-126.00	-172.14
CORD. SUP.	BC	-81.31	-81.30	-162.61
CORD. SUP.	CD	-106.62	-286.67	-393.29
CORD. SUP.	DE	-118.84	-319.45	-438.29
DIAGONAL	0A	-42.38	-120.57	-162.95
DIAGONAL	A2	39.02	104.82	143.84
DIAGONAL	2B	-35.62	-92.24	-127.86
DIAGONAL	B4	32.54	77.75	110.29
DIAGONAL	4C	-28.74	-64.18	-92.92
DIAGONAL	C6	25.94	49.90	75.84
DIAGONAL	6D	-22.40	-36.42	-58.82
DIAGONAL	D8	19.50	21.37	40.87
DIAGONAL	8E	-16.33	-7.60	-23.93
MONTANTE	A1	9.61	10.64	20.25
MONTANTE	B3	8.68	9.52	18.20
MONTANTE	C5	8.71	9.35	18.06
MONTANTE	D7	8.90	9.68	18.58
MONTANTE	E9	8.96	9.51	18.47

Luego se realizó la verificación de cada elemento tensionado si resiste las fuerzas axiales producidos por el camión T3S3, para este cálculo se tuvo que determinar el área del elemento, fuerzas axiales producidos, mínima resistencia a la fluencia especificada (f_y), mínima resistencia a tensión (f_u) y Resistencia mayorada a la tensión axial, mostrando en la siguiente tabla.

La resistencia mayorada a la tensión axial, se define en dos casos que se muestran en el desarrollo del capítulo 5.

Tabla 7.5. Datos generales para el cálculo de esfuerzo admisible en tensión.

ELEMENTO	CODIGO	FUERZA AXIAL CRITICO	FUERZA AXIAL	AREA DEL ELEMENTO
CORD. INF.	01	36599.00	TENSIÓN	136.40
CORD. INF.	12	31230.00	TENSIÓN	136.40
CORD. INF.	23	176792.00	TENSIÓN	182.00
CORD. INF.	34	175239.30	TENSIÓN	182.00
CORD. INF.	45	280951.40	TENSIÓN	260.00
CORD. INF.	56	280005.30	TENSIÓN	260.00
CORD. INF.	67	344257.10	TENSIÓN	322.00
CORD. INF.	78	343816.50	TENSIÓN	322.00
CORD. INF.	89	365224.00	TENSIÓN	322.00
DIAGONAL	A2	143837.20	TENSIÓN	112.32
DIAGONAL	B4	110292.20	TENSIÓN	87.00
DIAGONAL	C6	75842.30	TENSIÓN	80.64
DIAGONAL	D8	40869.00	TENSIÓN	71.04
MONTANTE	A1	20248.00	TENSIÓN	230.00
MONTANTE	B3	18198.40	TENSIÓN	79.04
MONTANTE	C5	18057.50	TENSIÓN	79.04
MONTANTE	D7	18577.30	TENSIÓN	79.04
MONTANTE	E9	18466.40	TENSIÓN	79.04

Tabla 7.6. Resultado de esfuerzos admisibles de cada elemento en tensión.

ELEMENTO	CODIGO	FUERZA AXIAL	ESFUERZO ACTUANTE	ESFUERZO ADMISIBLE	CASO 1	CASO 2	CONCLUSIÓN
CORD. INF.	01	TENSIÓN	268.32	3515.00	455.47	498.68	¡OK!
CORD. INF.	12	TENSIÓN	228.96	3515.00	455.47	498.68	¡OK!
CORD. INF.	23	TENSIÓN	971.38	3515.00	607.74	665.39	¡FALLA!
CORD. INF.	34	TENSIÓN	962.85	3515.00	607.74	665.39	¡FALLA!
CORD. INF.	45	TENSIÓN	1080.58	3515.00	868.21	950.56	¡FALLA!
CORD. INF.	56	TENSIÓN	1076.94	3515.00	868.21	950.56	¡FALLA!
CORD. INF.	67	TENSIÓN	1069.12	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
CORD. INF.	78	TENSIÓN	1067.75	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
CORD. INF.	89	TENSIÓN	1134.24	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
DIAGONAL	A2	TENSIÓN	1280.60	3515.00	375.06	410.64	¡FALLA!
DIAGONAL	B4	TENSIÓN	1267.73	3515.00	290.51	318.07	¡FALLA!
DIAGONAL	C6	TENSIÓN	940.50	3515.00	269.28	294.82	¡FALLA!
DIAGONAL	D8	TENSIÓN	575.30	3515.00	237.22	259.72	¡FALLA!
MONTANTE	A1	TENSIÓN	88.03	3515.00	768.03	840.88	¡OK!
MONTANTE	B3	TENSIÓN	230.24	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	C5	TENSIÓN	228.46	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	D7	TENSIÓN	235.04	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	E9	TENSIÓN	233.63	3515.00	263.93	288.97	¡OK!

Donde encontramos resultados no tan favorables ya que los elementos sometidos a fuerzas axiales en tensión, no todas las secciones cumplen con la capacidad admisible, ya mostrados de color roja los elementos que no satisfacen, tabla 7.6.

Llegando a la conclusión, que los elementos como cordón inferior [2-3, 2'-3', 3-4, 3'-4', 4-5, 4'-5'] y [5-6, 5'-6'] y los diagonales [A-2, A'-2', B-4, B'-4', C-6, C'-6', D-8, D'-8']; al paso del camión T3S3 supera el esfuerzo admisible del elemento pudiéndose general fallas en los elementos y por consiguiente en la estructura.

Estos elementos sobrepasan el rango elástico y por consiguiente sufren deformaciones excesivas, fatigando el elemento por cargas cíclicas, producto de los camiones que transitan.

Una vez obtenido la verificación de cada elemento tensionado se realizó la verificación de elementos en compresión que produce por el camión T3S3, para este cálculo se tuvo que determinar el área del elemento, fuerzas axiales producidos, mínima resistencia a la fluencia especificada (f_y), módulo de elasticidad (E) y Resistencia mayorada a la compresión axial (P_r), longitud de elementos no arriostrados (l), radio de giro respecto al plano (r_s) y factor de longitud efectiva (K).

La resistencia mayorada a la compresión axial, se define:

$$P_r = \phi_c P_n \quad (7.1)$$

$$\text{si } \lambda \leq 2.25 \text{ entonces } P_n = 0.66^\lambda F_y A_g \quad (7.2)$$

$$\text{si } \lambda > 2.25 \text{ entonces } P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda} \quad (7.3)$$

$$, \quad \lambda = \left(\frac{Kl}{r_s \pi} \right) \frac{F_y}{E} \quad (7.4)$$

Tabla 7.7. Resultado de esfuerzos admisibles de cada elemento en compresión.

ELEMENTO	CODIGO	FUERZA AXIAL CRITICO	FUERZA AXIAL	AREA DEL ELEMENTO	ESFUERZO ACTUANTE	LONGITUD NO ARRIOSTRADA	r_s	λ	P_n	P_r	CONCLUSIÓN
CORD. SUP.	AB	-168443.60	COMPRESION	149.20	1128.98	7.697	0.158	2.01	2279.70	2051.73	¡OK!
CORD. SUP.	BC	-157545.00	COMPRESION	248.40	634.24	7.868	0.158	2.05	3721.80	3349.62	¡OK!
CORD. SUP.	CD	-387588.60	COMPRESION	315.00	1230.44	7.946	0.158	2.07	4685.05	4216.54	¡OK!
CORD. SUP.	DE	-432252.30	COMPRESION	315.00	1372.23	8.123	0.158	2.12	4596.14	4136.53	¡OK!
DIAGONAL	0A	-159817.00	COMPRESION	149.60	1068.30	6.043	0.111	2.24	2074.31	1866.88	¡OK!
DIAGONAL	2B	-125169.00	COMPRESION	116.16	1077.56	6.369	0.113	2.32	1547.51	1392.76	¡OK!
DIAGONAL	4C	-90357.00	COMPRESION	87.04	1038.11	6.521	0.105	2.56	1051.29	946.16	¡OK!
DIAGONAL	6D	-56391.70	COMPRESION	80.64	699.30	6.556	0.090	3.00	831.97	748.78	¡OK!
DIAGONAL	8E	-21845.40	COMPRESION	71.04	307.51	6.753	0.067	4.16	528.13	475.31	¡OK!

Para elemento en compresión encontramos resultados favorables ya que todos los elementos sometidos a esta fuerza axial cumplen con los parámetros establecidos.

La evaluación visual o inspección de la estructura se evaluó de acuerdo a los parámetros de Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) llegando a calificarlo en un rango estadístico de acuerdo a la Cuadro 4.3, de acuerdo a la condición del elemento, factor de importancia y contribución del elemento, que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 7.8. Resultado de condición estadística del puente.

CONDICIÓN ESTADÍSTICA DEL PUENTE					
NRO.	ELEMENTOS	Condición estadística del elemento	Factor de importancia del elemento	Contribución del elemento al puente	Condición estadística del puente
101	Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)	0.94	1.00	0.94	2.40
160	Bridas superior e inferior, Montantes y Diagonales de Acero	1.86	1.00	1.86	
161	Vigas Transversales y Largueros de Acero	1.86	1.00	1.86	
186	Arriostres de Acero	1.86	1.00	1.86	
202	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	0.94	1.00	0.94	
301	Capa Asfalto	1.82	0.60	1.09	
311	Vereda Concreto	2.16	0.60	1.30	
323	Apoyo Deslizante Acero	1.41	0.60	0.85	
326	Apoyo Rocker Acero	1.41	0.60	0.85	
341	Planchas Deslizantes	1.24	0.60	0.74	
353	Drenajes	2.57	0.60	1.54	
401	Márgenes del río	1.24	0.40	0.50	
501	Señalización	0.94	0.00	0.00	
100	Drenaje	1.24	0.50	0.62	

Para el cálculo de o control de deflexiones se realizaron en un modelo matemático establecido por el Software CsiBRidge2016 encontrando flechas. Antes de realizar el modelo matemático se realizó trabajos de campo para determinar la contraflecha de la estructura sin carga vehicular, encontrando un resultado de 10.50cm.

En el análisis matemático se encontró que la deflexión de la estructura por peso propio es de 14.51 cm., se presume que el diseño teórico inicial tubo una contraflecha de 25cm.

También se analizó la contraflecha para la estructura para servicio II de acuerdo a lo especificados por AASHTO para el diseño de puentes por método LRFD, con el camión que circula por la red vial peruana que es el T3S3, obteniendo resultados favorables, con un desplazamiento de 24.30cm por cargas de servicio lo cual nos lleva la conclusión que el diseño de la contraflecha cumple los parámetros establecidos.

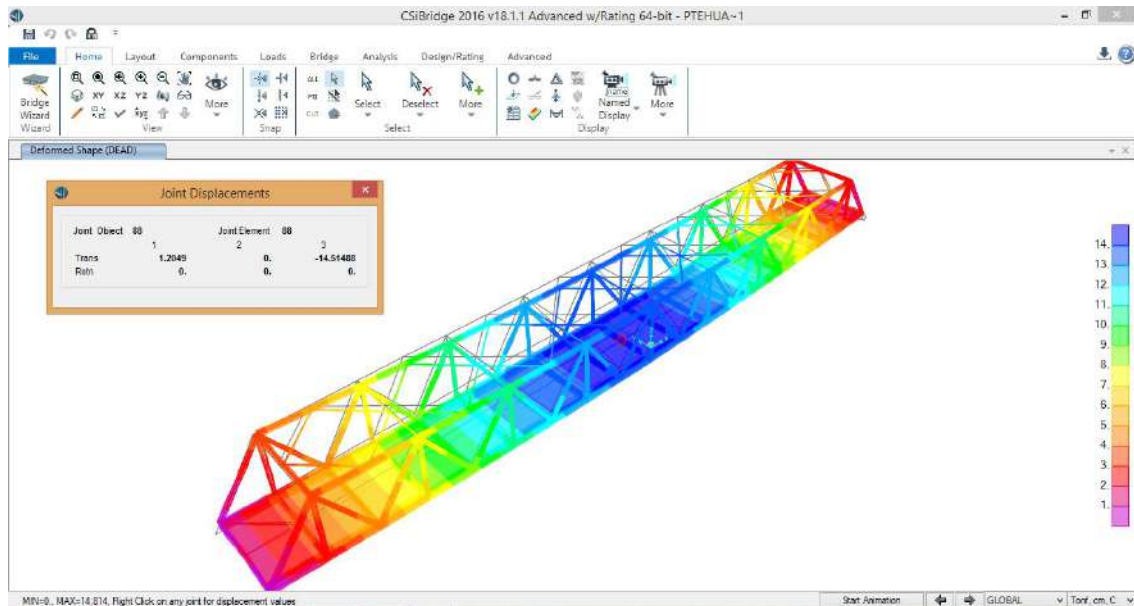


Figura 7.4. Desplazamiento del Puente Huallaga por peso propio (Verificación de Flecha).

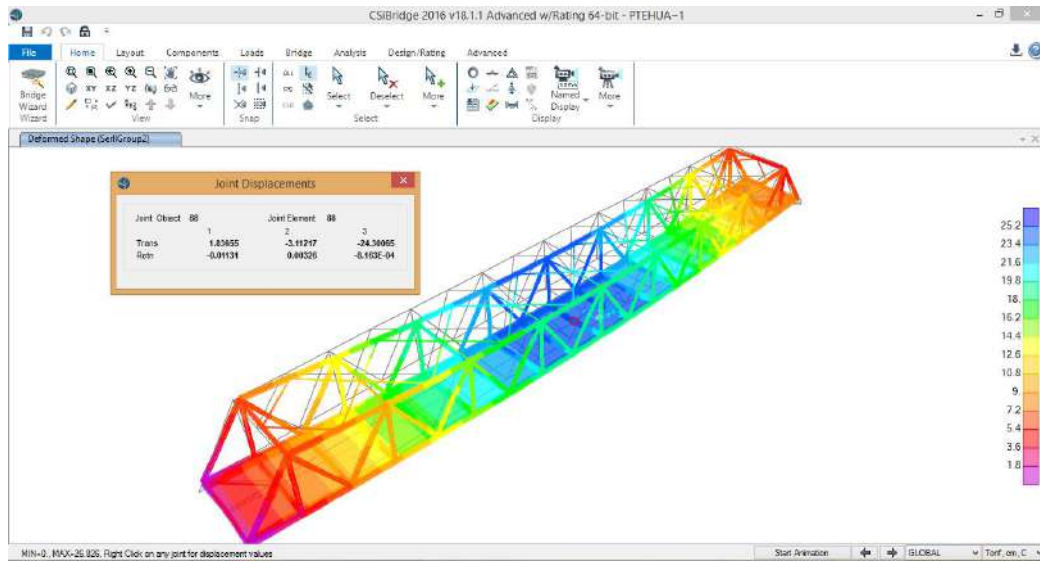


Figura 7.5. Desplazamiento del Puente por cargas de Servicio II Envolvente camión T3S3, en el centro de la luz.

Como un tema aparte y aportando a la mejora de la condición de la estructura se determinó el desplazamiento del apoyo móvil. Encontrando en campo un espaciamiento de 4cm para el desplazamiento en el eje X-X.

En el modelo matemático idealizado arrojó un desplazamiento de 3.5cm lo cual satisface el espaciamiento encontrado en campo, concluyendo que el diseño del espaciamiento es correcto y cumple con el camión T3S3 uno de los más exigentes.

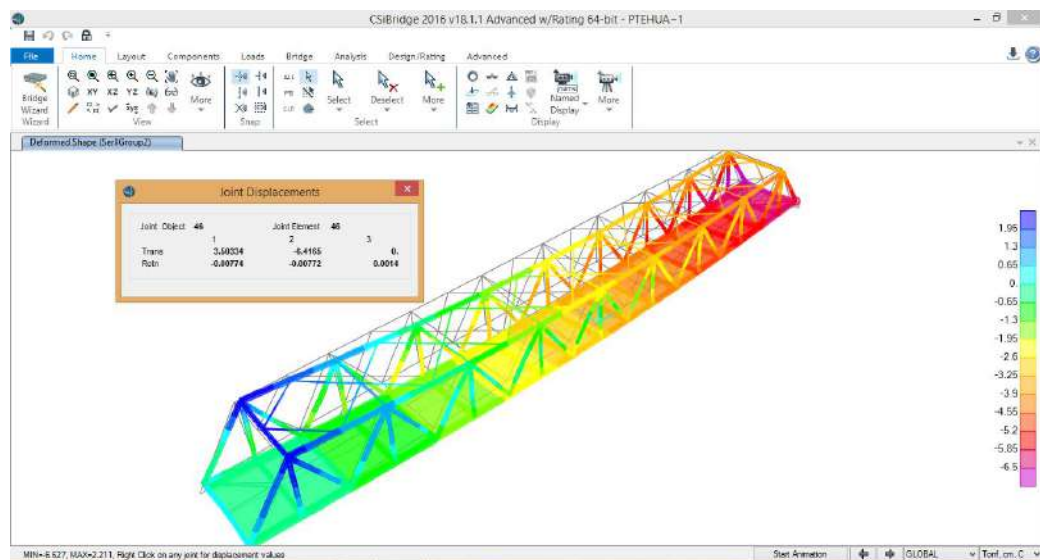


Figura 7.6. Desplazamiento del apoyo Móvil, verificación de junta (Cumple).

7.3. Recomendaciones

- Se recomienda al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Provias Nacional) realizar el reforzamiento de los elementos que superan el esfuerzo admisible, para no provocar daños a la estructura previniendo futuras catástrofes en puente Huallaga.
 - Una forma efectiva de mejorar las condiciones de la estructura es realizar mantenimientos periódicos mejorando las condiciones de pintura, limpieza de material orgánico, mejoramiento de la capa asfáltica, señalizaciones de capacidad de carga, altura máxima, reposición de barandas deterioradas y mejorar las condiciones de drenaje.
 - Se recomienda la intervención estructural al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Provias Nacional) para realizar el mejoramiento global de la estructura, tanto como subestructura, superestructura, causes, señalizaciones preventivas, reguladora y informativas; en el mejor de los casos realizar una nueva estructura que cumpla los nuevos parámetros de diseño y las solicitudes de la red vial
 - Utiliza los resultados obtenidos en la presente investigación para trabajos de futuras investigación en el puente Huallaga, principalmente los planos y cálculo de esfuerzos admisibles la cual ayudará en futuras investigaciones.
 - Realizar un estudio de todos los puentes que superan el periodo de diseño por servicio, evaluándolo con los nuevos parámetros de diseño, para verificar la capacidad admisible y el estado de cada una de ellas.
-

REFERENCIAS

1. MICHEL Ghosn; BALA Sivakumar y FRED Moses. Protocols for Collecting and Using Traffic Data in Bridge Design. NCHRP report 683. Washington. D.C.: Librería of congress, 2011, 116 p.
 2. ANDRZEJ S. Nowak. Calibration of LRFD Bridge Design Code. NCHRP report 368 Washington. D.C.: Librería of congress, 1999, 220 p.
 3. SIMA. Catálogo de metal mecánica. Lima- Peú: Servicios industriales de la marina, 2009, 60 p.
 4. CHEN Wai-Fah y DUAN Lian. Bridge Engineering Handbook. Boca raton London New York Washington D.C.: CRSP Press LLC, 2000, 908 p.
 5. RAMIREZ Paola, y LEON Nikhy. Apoyo didáctico en la asignación de puentes, Cochabamba: 2010, 437 p.
 6. FRIAS Carlos. De la trocha a la Marginal, Lima Perú: ITDG, 1995, 194 p.
 7. GOMEZ Ronald. Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y factores de carga y resistencia en el diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales, México: Ciudad Universitaria, D.F., 2008, 182 p.
 8. MTC - Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Manual de diseño de Puentes, Perú: dirección general de Caminos y Ferrocarriles, 2003, 282 p.
 9. MTC - Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Manual de diseño de Puentes, diciembre 2016 ed. Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, 2016, 698 p.
-


-
10. MTC - Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Guía para inspección de Puentes, Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, 2006, 80 p.
 11. MTC - Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Pesos y medidas máximas Permitidas, Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, 2003, 1 p.
 12. LFD – Load factor design. Structures Design Guidelines for Load Factor Design, Florida: Department of Transportation, 2000, 209 p.
 13. LRFD - Load and resistance factor design. LRFD Bridge Design Manual, Minnesota: Department of Transportation, 2000, 1096 p.
 14. AASTHO LRFD BRIDGE, Design especificacitions, 2012 ed. Washington. D.C.: ISBN: 978-1, 2011, 1661 p.
 15. THOMAS Ryan, ERIC Mann, ZACHARY Chill, BRYAN Ott. Bridge Inspector´s Reference Manual. Publication FHWA-NHI-12-049. Virginia: Arlington, VA 22201, 2012, 2004 p.
 16. MICHAEL Grubb, KENNETH Wilson, CHRISTOPHER White, WILLIAM Nickas. LRFD For highway bridge superstructures. Publication FHWA-NHI-15-047. Virginia: Arlington, VA 22201, 2015, 1665 p.
 17. ASTM. Standard Test Methods for Measuring Adhesion by Tape Test Designation: D3359-09 United States. Copyrighted by ASTM Internationa, 2010, 8 p.
 18. ASTM. Standard Test Method for Evaluating Degree of Rusting on Painted Steel Surfaces. Designation: D610-01. United States. Copyrighted by ASTM Internationa, 2001, 6 p.
-

-
19. CHE Wai-Fah y DUAN Lian. Bridge Engineering Handbook. Washington. D.C.: Library of congress cataloging, 1999, 908 p.
 20. EDGAR, Muñoz y EDGAR, Valbuena. Evaluación del estado de los puentes de acero de la red vial Colombia, Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 4(2), Bogotá Colombia, 2004, 16 p.
 21. EDGAR Muñoz, FEDERICO Núñez, JORGE Rodríguez, ALFONSO Ramos, CAMILO Otálora. Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural. Revista de Ingeniería de Construcción Vol. N° 23; Bogoto Colombia, 2008, 20 p.
 22. ALBERTO C. Raul. Propuesta de un modelo para la Evaluación de los Puentes Metálicos, Cuba: Univesidad de Oriente, 2009, 102 p.
 23. ORTIZ Pither Ascencion. Evaluación del comportamiento vibratorio de Puentes peatonales bajo carga peatonal. Lima- Perú: Universidad de ingeniería, 2013, 363 p.
 24. ACEVEDO Víctor Manuel. Diseño de un puente con estructura de Acero. Lima- Perú: Pontificia Universidad Católica. 2015, 101 p.
-

ANEXOS

ANEXO A

PERMISO PARA REALIZAR TRABAJOS DE CAMPO EN EL PUENTE HUALLAGA EMITIDO POR EL MTC.

	PERÚ	Ministerio de Transportes y Comunicaciones	Viceministerio de Transportes	Proviás Nacional
---	------	--	-------------------------------	------------------

"Decenio de las Personas con Discapacidad en el Perú"
"Año de la Consolidación del Mar de Grau"

Huánuco, 14 de Octubre del 2016.

CARTA N° 063-2016-MTC/20.7.6.8.JZ.
Señor:
CAMARA CRUZ TONY JORGE
DNI N°04020890

Asunto: Se autoriza realizar la Inspección del Pte. Huallaga de la Red Vial PE-3N.

Ref. : a) Informe N° 042-2016-MTC/20.10.8-AS.EECM

De mi consideración:

Por el presente me dirijo a usted, para saludarlo cordialmente y a la vez hacer de su conocimiento que en atención al documento de referencia a), el Asistente de Supervisión del Tramo: Cerro de Pasco – Tingo María y Emp. 5N (Pte. Pumahuasi), autoriza que se realice la inspección, teniendo en cuenta las respectivas medidas de seguridad y siendo de su entera responsabilidad las actividades a realizar para tal fin.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para expresarle las muestras de mi especial consideración y estima personal.

Atentamente,



ING. HUGO TRECE GALLARDO
JEFE ZONAL HUÁNUCO – UCAYALI
MTC – PROVIAS NACIONAL

C.c.
Supervisor.
Archivo

www.proviasnac.gob.pe | Junín Progreso N° 347
Huánuco, Huánuco 062 Perú
062 – 51 3877

Fig A.1. Pag. 1 de Permiso

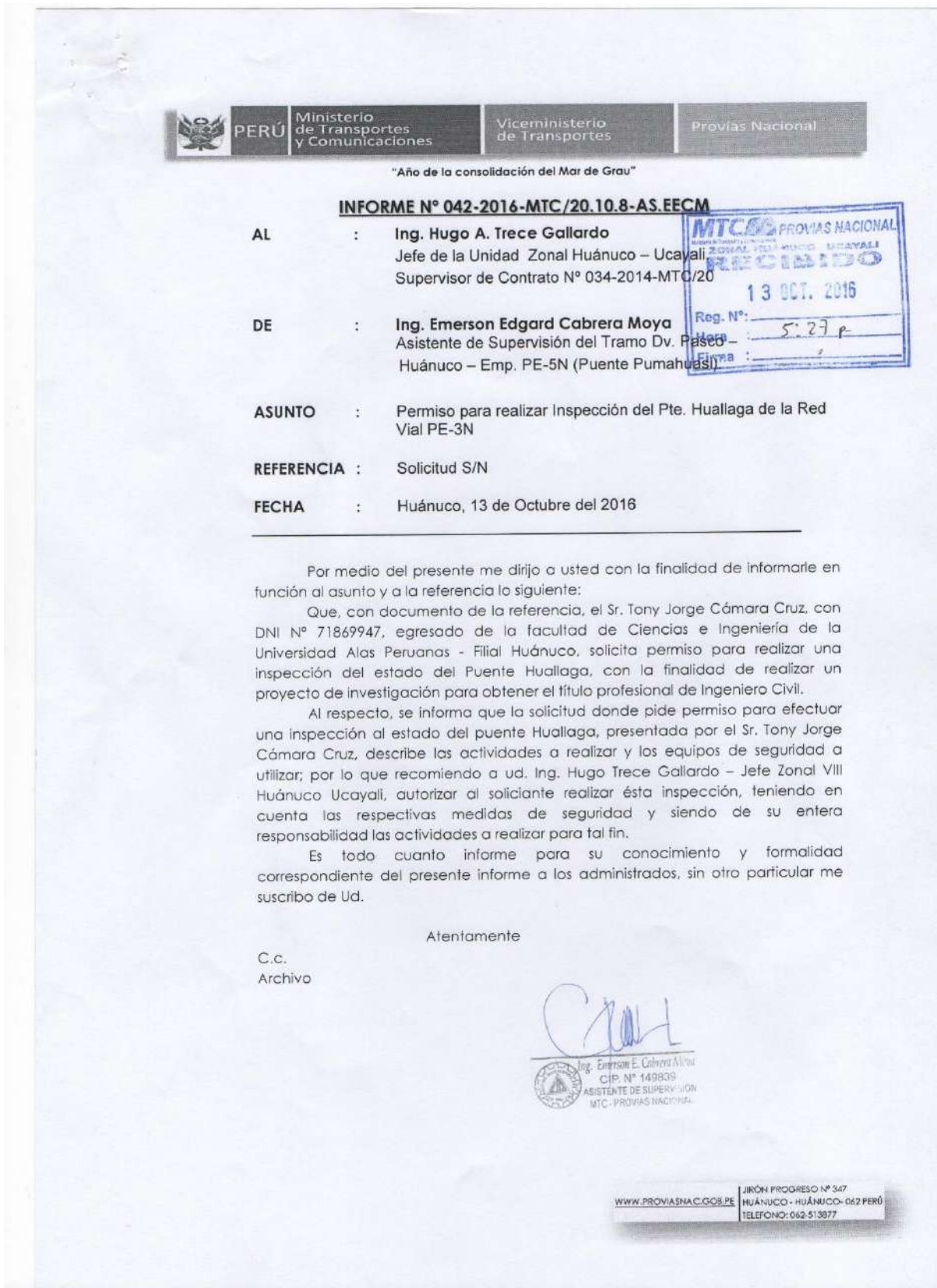




Fig A.2. Pag. 2 de Permiso



PERU
Ministerio de Transportes y Comunicaciones
Viceministerio de Transportes
PROVIAS NACIONAL

N° Expediente
E-103489-2016/HUANUCO



HOJA DE TRÁMITE

DOCUMENTO ORIGEN

<p>Remitente : CAMARA CRUZ TONY JORGE</p> <p>Tipo Documento : CARTA</p> <p>Nro. Documento : S/N</p> <p>Ref. MTC :</p> <p>Expedientes Enlazados :</p>	<p>Recepción : 06/10/2016</p> <p>Nro. Liquidación :</p> <p>Comisión :</p> <p>Tipo Trámite : OTROS</p>
---	---

Asunto : PERMISO PARA REALIZAR INSPECCION DEL PUENTE HUALLAGA DE LA RED VIAL PE- 3N

Org. Copia.	Origen	Remitido A	Acc	Fecha	N° Documento	N° F.	Estado	Firma
ORIG	ZN8	ZN8 HUGO ALFONSO, TRECE GALLARDO 06/10/2016 12:33	01	06/10/2016 12:33	S/N	1	EN PROCESO	KPINEDO
		<i>Enviar Bonopedi INFORMACION "EVALUACION"</i>		<i>01 06/10/2016</i>				<i>[Signature]</i>

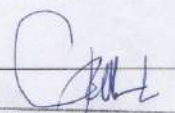
ACCIÓN 19

OBSERVACIONES

RECIBIDO

6/10/16

4:17PM



Ing. Emerson E. Cabrera Alcantara
CIP N° 149839
ASISTENTE DE SUPERVISIÓN
MTC - PROVIAS NACIONAL

Tipos de Acción :

01. Tramite	06. Muy urgente	11. Preparar Respuesta	16. Ejecución	21. Según Solicitado
02. Adjuntar Antecedentes	07. Gest. V° B° y/o Firma	12. Proyectar Resolución	17. Revisar y Coordinar	22. Informe inmediato
03. Agregar al Expediente	08. Opinar y/o Firma	13. Estudio y/o Analisis	18. Seguimiento	23. Respuesta Directa
04. Archivar	09. Notificar al Interesado	14. Conocimiento y Fines	19. Otros	24. Visación
05. Devolver al Interesado	10. Por Corresponderle	15. Recomendación	20. Atención	25. Aprobación
				26. Transcribir

Nota: La presente hoja de trámite no debe desprenderse del documento que la originó

Página 1 de 1

Fecha Impresión: 06/10/2016

Sistema: STD v1.0.0

Usuario: KPINEDO

Fig A.3. Hoja de Tramite

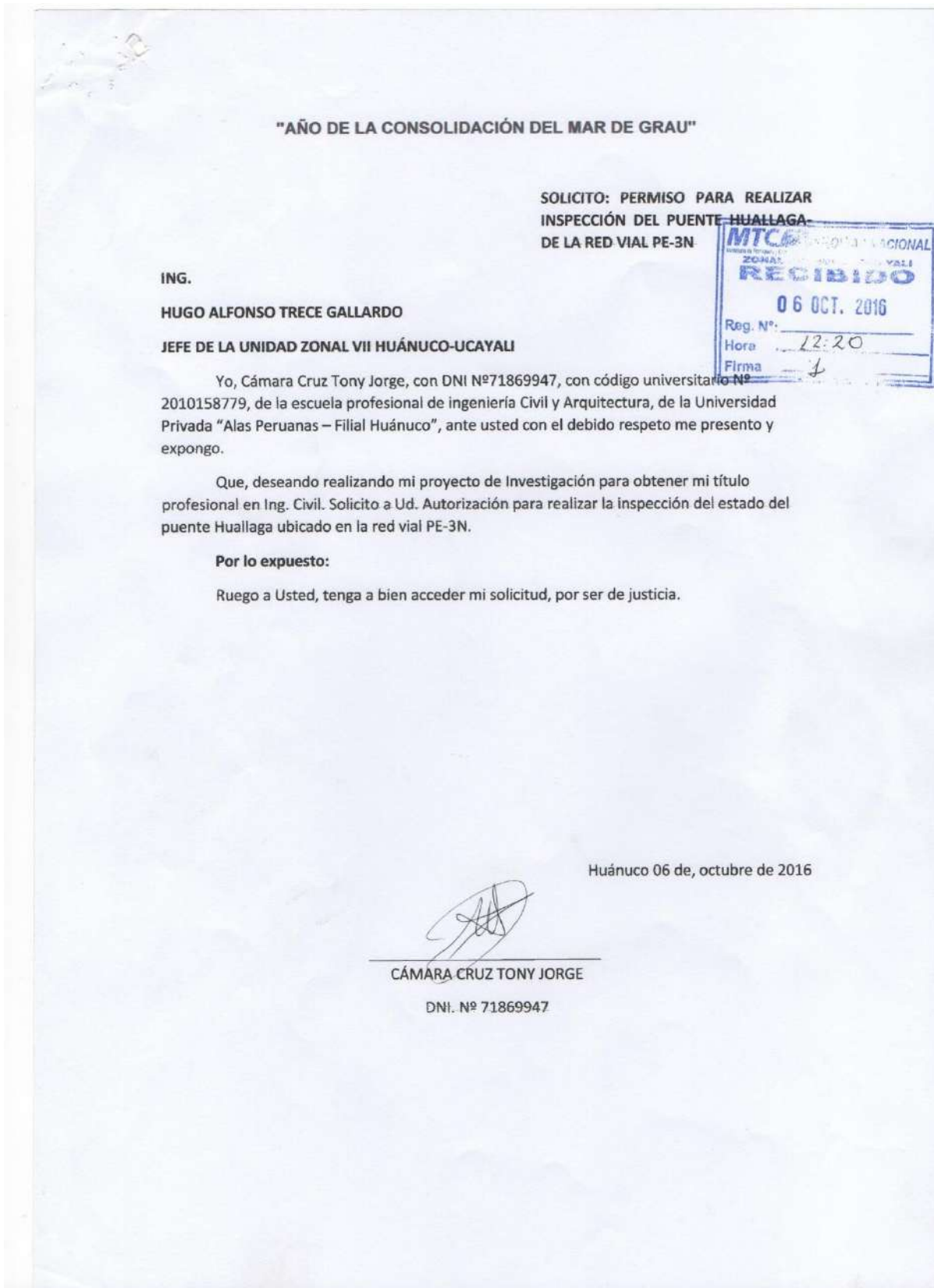


Fig A.4. Solicitud emitido al MTC.

ANEXO B

INSPECCIÓN GENERAL DEL PUENTE HUALLAGA SEGÚN MTC.

La inspección se realizó a nivel de superestructura inspeccionando cada uno de los elementos que lo componen.

En los cuadros presentados se detallan las condiciones encontradas con imágenes, lo cual ayudo a determinar la condición de la estructura.

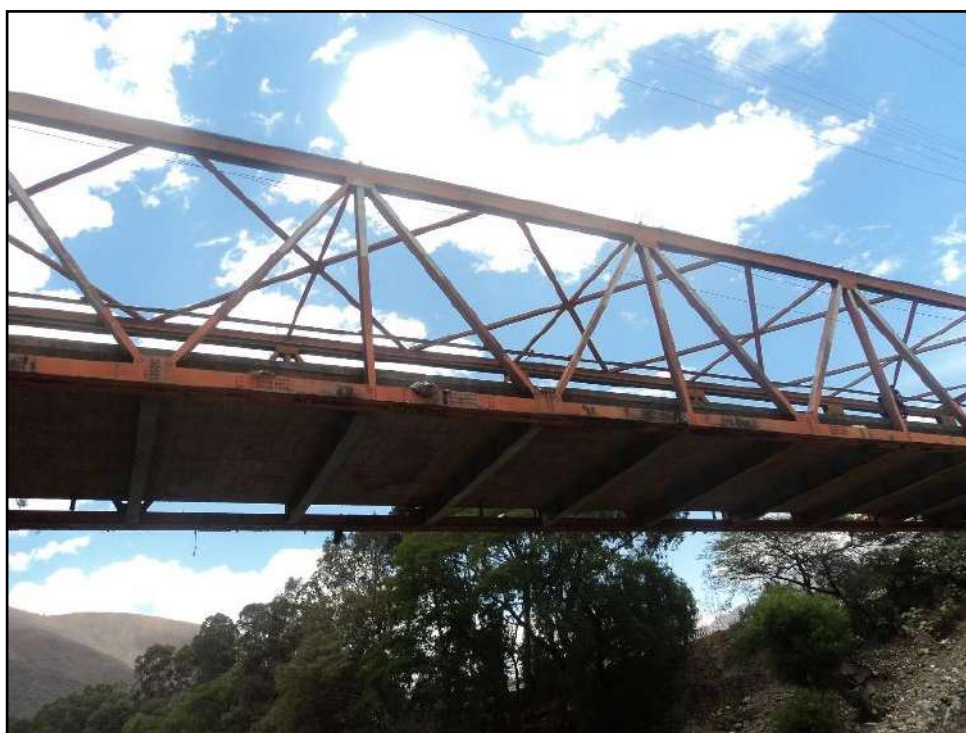


Figura. B.1. Vista de Características generales del Puente Huallaga.

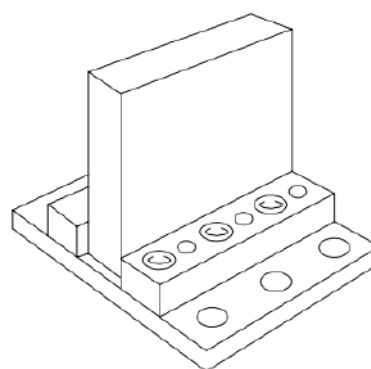


Figura. B.2. Apoyo izquierdo tipo (Guía Placa).



Figura. B.3. Geometría de plano recta.



Figura. B.4. Sección transversal Variable.

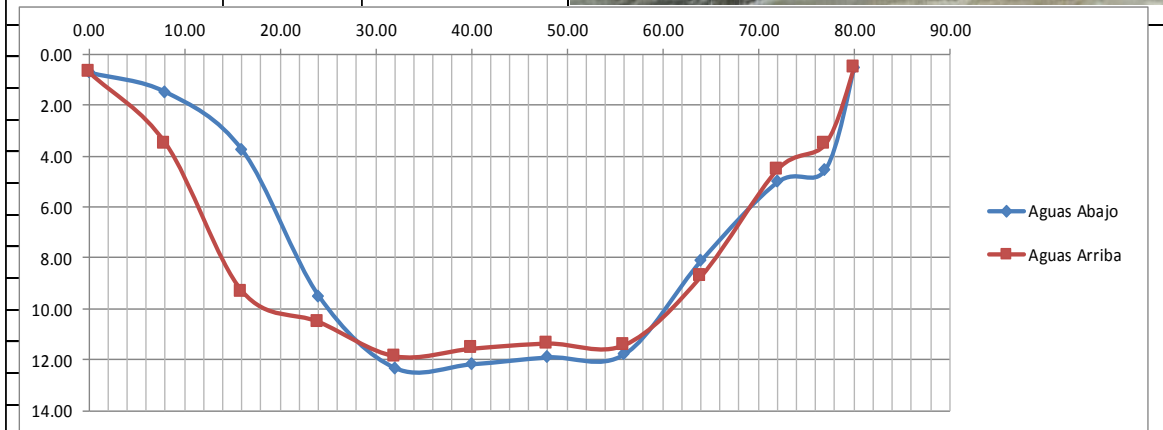
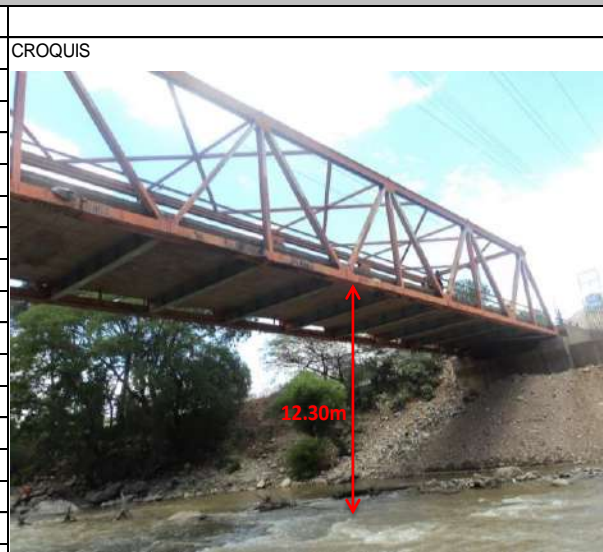
Tabla B.1.- Característica Principal del Puente Huallaga.

TIPO DE PUENTE	CARACTERISTICAS					
	MATERIAL	CONDICIONES BORDE	SECCION TRASVERSAL	PERALTE h	UBICACIÓN TABLERO	GEOMETRIA PLANO
RETICULADO	ACERO	SIMPLEMENTE APOYADO	VARIOS	CONSTANTE VARIABLE	TABLERO INFERIOR	RECTO

8) DETALLES					
<u>BARANDAS</u>			<u>VEREDAS Y SARDINELES</u>		
Tipo : Barandas metálicas tipo L			Ancho Vereda (m) : 0.58		
Material : Acero			Altura Sardinel (m) : 0.15		
			Material : Concreto Armado		
<u>APOYO 1</u>		<u>APOYO 2</u>		<u>APOYO 3</u>	
Tipo : Guia (Placa)		Tipo : Rockers lineal fijo		Tipo : No aplica	
Material : Acero		Material : Acero		Material : No aplica	
Ubicación : ESTRIBO IZQ.		Ubicación : ESTRIBO DERECHO		Ubicación : No aplica	
Número : 2		Número : 2		Número : No aplica	
<u>JUNTAS DE EXPANSION</u>			<u>DRENAJE DE CALZADA</u>		
Tipo : Plancha Deslizante			Tipo : Tubo		
Material : Acero			Material : Acero		
9) ACCESOS					
<u>ACCESO IZQUIERDO</u>			<u>ACCESO DERECHO</u>		
Longitud Transición (m) : 100			Longitud Transición (m) : 100		
Alineamiento : Recto			Alineamiento : Recto		
Ancho de Calzada (m) : 7.20			Ancho de Calzada (m) : 7.20		
Ancho Total Bermas (m) : No aplica			Ancho Total Bermas (m) : No aplica		
Pendiente Alta : No			Pendiente Alta : No		
Visibilidad : Buena			Visibilidad : Buena		
10) SEGURIDAD VIAL					
<u>ACCESO IZQUIERDO</u>			<u>ACCESO DERECHO</u>		
Señal Informativa : No			Señal Informativa : Puente Huallaga		
Señal Preventiva : No			Señal Preventiva : No		
Señal Reglamentaria : Prohibido botar basura			Señal Reglamentaria : Prohibido botar basura		
Señal Horizontal : Si			Señal Horizontal : Si		
11) SOBRECARGA					
Carga de Diseño : Sin Información			Cara Máxima Actual : 48 tn (T3Se3)		
Sobreesfuerzo : Sin Información			Señalización de Carga : Sin Información		
12) RUTA ALTERNA					
Tipo Otras Rutas : Existe puente paralelo a 1 km aguas abajo (Amarilis)					
<u>VADO</u>			<u>PUENTE PARALELO</u>		
Distancia de Puente (Km) : No aplica			Posibilidad de Construir : Puente San Sebastián		
Período de Funcionamiento (meses) : No aplica			Longitud Total (m) : 51m		
Profundidad de Aguas Mínimas (m) : No aplica			Subestructura : Estribo		
Naturaleza del Suelo : Cascajo			Tipo : Arco de Concreto		
Variante Existe : No			Armado de Tablero inferior		
Necesidad de Construirlo : No			Vigas postensadas		
13) CONDICION DEL SECTOR DE LA CARRETERA					
Condición de la Carretera : Regular					
14) SUELO DE CIMENTACION					
	ESTRIBO IZQ.	ESTRIBO DER.	PILAR 1	PILAR 2	PILAR 3
Material :	Cascajo	Cascajo	----	----	----
Comentarios :					
15) NIVELES DE AGUA					
Aguas Máximas (m) :		1.50	Período Aguas Máximas		Noviembre-Marzo
Aguas Mínimas (m) :		0.45	Período Estiaje		Resto Año
Aguas Extraordinarias (m) :		2.10	Frecuencia de Retorno		Anual
Galibo Determinado (m) :		12.30	Fecha (dd/mm/aa)		17/11/2016
Galibo Obtenido del Plano (m) :			Galibo Aguas Máximas (m)		
16) CAPACIDAD HIDRAULICA DEL PUENTE					
Longitud Aceptable :		Si	Longitud Requerida (m)		No Aplica
Altura Aceptable :		Si	Altura Adicional Requerida (m)		No Aplica
Necesita Encauzamiento :		No	Longitud de Encauzamiento (m)		No Aplica
Socavación del Cauce :		No	Profundidad de Socavación		No aplica

17) PERFIL LONGITUDINAL

Número de Puntos :		
Dist. desde Pto. Fijo	Aguas Abajo	Aguas Arriba
0.00	0.70	0.70
8.00	1.47	3.50
16.00	3.75	9.30
24.00	9.47	10.50
32.00	12.30	11.85
40.00	12.15	11.55
48.00	11.88	11.35
56.00	11.75	11.40
64.00	8.08	8.70
72.00	5.00	4.50
77.00	4.50	3.50
80.00	0.50	0.50



Protección Contra Socavación : No

18) COMENTARIOS, OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

COMENTARIOS

- No se encontraron planos, por ende se dibujaran a detalle.

OBSERVACIONES

- La carga máxima T3Se3.

Tabla B.3. Condiciones de los elementos inspeccionados.

CONDICION DE LOS ELEMENTOS INSPECCIONADOS										
NRO.	ELEMENTOS DESCRIPCIÓN	METRADO SUSTENTADO	UND	CALIFICACION %*						OBSERVACIONES
				5	4	3	2	1	0	
101	Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)	153	M3						100	Escoria y Polvo
160	Bridas superior e inferior, Montantes y Diagonales de Acero	86,189	KG			10	10	80		Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
161	Vigas Transversales y Largueros de Acero	25,170	KG			10	10	80		Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
186	Arriostres de Acero	5,432	KG			10	10	80		Pintura deteriorada y oxidacion superficial
202	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	160	M3						100	Escoria, Polvo y basura organica
301	Capa Asfalto	576	M2			10			90	Capas desprendidas
311	Vereda Concreto	95	M2			20	20	60		Desprendimiento de concreto y fisuraciones
323	Apoyo Deslizante Acero	2	UND				20	80		Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
326	Apoyo Rocker Acero	2	UND				20	80		Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
341	Planchas Deslizantes	15	ML				10	90		Material de Reptación por transporte de particula
353	Barandas de Acero	328	ML		10	10	10	70		Perdida de parte de barandas y pintura deteriora
401	Márgenes del río	24	ML				10	90		Basura organica, drenaje de aguas negra y Desn
501	Señalización	4	UND						100	Con polvo poca visibilidad
100	Drenajes	24	UND				10	90		Obstruidos en la mayoría.

Tabla B.4. Condición estadística del Puente.

CONDICIÓN ESTADÍSTICA DEL PUENTE					
NRO.	ELEMENTOS	Condición estadística del elemento	Factor de importancia del elemento	Contribución del elemento al puente	Condición estadística del puente
101	Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)	0.94	1.00	0.94	2.40
160	Bridas superior e inferior, Montantes y Diagonales de Acero	1.86	1.00	1.86	
161	Vigas Transversales y Largueros de Acero	1.86	1.00	1.86	
186	Arriostres de Acero	1.86	1.00	1.86	
202	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	0.94	1.00	0.94	
301	Capa Asfalto	1.82	0.60	1.09	
311	Vereda Concreto	2.16	0.60	1.30	
323	Apoyo Deslizante Acero	1.41	0.60	0.85	
326	Apoyo Rocker Acero	1.41	0.60	0.85	
341	Planchas Deslizantes	1.24	0.60	0.74	
353	Drenajes	2.57	0.60	1.54	
401	Márgenes del río	1.24	0.40	0.50	
501	Señalización	0.94	0.00	0.00	
100	Drenaje	1.24	0.50	0.62	

COMENTARIOS : Se realizaron Calculos estadisticos para determinar el rango de Condición

CALIFICAC	RANGO CONDICION	
0	MUY BUENO	0.00-0.99
1	BUENO	1.00-1.99
2	REGULAR	2.00-2.99
3	MALO	3.00-3.99
4	MUY MALO	4.00-4.99
5	PESIMO	5.00-5.99

Tabla B.5. Conteo de Vehículos “Lunes”

		LUNES 21 DE NOVIEMBRE DEL 2016																		
Hora	Sentido	Vehiculos Livianos			Buses 2 Ejes		B+2E		Camión 2 Ejes		Camión + 2 Ejes									
		AU	CM	CR	MB	B2	B3	B4	C2 Chico	C2 Grande	C3	C4	2S2	2S3	3S2	3S3	2T2	2T3	3T2	3T3
		Auto	Camioneta	Cmta. Rural	Microbus	Omnibus	Omnibus	Omnibus	2 Ejes	2 Ejes	3 Ejes	3 Ejes	4 Ejes	4 Ejes	Semi Trayler 4 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 6 Ejes	Trayler 4 Ejes	Trayler 5 Ejes
7 - 8 am	D	315	68	15	32	2	3	3	1	18	1	4			2	5				1
	I	220	28	6	20	2			2	10	2		2		1	10				
8 - 9 am	D	362	31	8	25	3	1		3	21	2					5				
	I	327	25	7	23	1		1	5	10	2	1		1		11				
9 - 10 am	D	121	28	5	15	1			2	12	1			1	2	10	1			1
	I	265	27	4	20	3			5	10	3	2			1	4				
10 - 11 am	D	174	25	8	19	1			2	16	5			1	2	1	1	1		1
	I	243	33	10	26	2			10	9	10				2	10				
11 - 12 am	D	165	33	7	23	4			3	12	3				1	11				1
	I	179	20	10	20	2	2	1	4	3	5			1		2				
12 - 1 pm	D	264	22	7	24				12	7	4	1		1		7				
	I	243	30	10	25	1			3	16	10			1		10				
1 - 2 pm	D	154	24	10	18	1			7	11	2	1		1	1	9		1		1
	I	432	20	10	17	3			7	13	5	1				11				
2 - 3 pm	D	150	20	10	17	3			5	10	7	4		1		22	1	1		
	I	225	25	10	36	4			3	10	7	2		4		12				
3 - 4 pm	D	325	23	9	25	2			3	15	3	2				13			1	
	I	215	30	7	10	1			6	2	2					10				
4 - 5 pm	D	143	42	8	18				3	9	4	2		1		11				
	I	131	35	10	21	2			10	7	2		1		1	7				
5 - 6 pm	D	150	32	9	16	2	1		4	3	4			2		14			1	
	I	165	20	6	25				15	10	3			3	1	5	2		1	
6 - 7 pm	D	185	40	9	10	2	2		5	7	9					17				
	I	215	30	5	26		1		6	2	4			1		10			2	
7 - 8 pm	D	175	24	5	8	2		1	3	3	4	1				4				
	I	180	23	10	21	1	2		2	5				1		10				3
8 - 9 pm	D	80	22	5	6	1				9	4		1			9				
	I	102	12	3	11		2			3	7	1			1	3				
9 - 10 pm	D	73	19	1	1	1			1	3	4	1		1		4				
	I	93	13	3		2	10	4	4	2				1						
10 - 11 pm	D	62	9	3					2	2	1					3				
	I	74	8			2	8	4	1	1	1					2				
11 - 12 pm	D	21	8	1	1	1	2		1	3		1	1		6					
	I	42	8			1	6	1		2					2					
12 - 1 am	D	24	7	3		1			1	2	1	1			1					
	I	14	7	2		3	11	10	2	5	2	3	2		10	10				
1 - 2 am	D	10	6		1	1				2				1		2				
	I	12	8	3		2	7	5	4	2		3			1	9				
2 - 3 am	D	10	7	1	1				1	1		2		1		1				2
	I	8	7			2	3	4			2	1				5				
3 - 4 am	D	54	7	1	1	2	3	1	1	2		1			3					
	I	23	7		3	2	1		1	1		3				3				1
4 - 5 am	D	83	11	8	1	6	4	3	1	6	2	1			8					2
	I	116	15		2	2	2		3	1	5	1		1		5				
5 - 6 am	D	78	12	5	5	3	9	3	1	9	1				5				1	
	I	184	26	4	5		1	1	2	1	2	1			13					
6 - 7 am	D	230	15	7	15	3	9	3	3	10	2	1			6					
	I	267	36	3	22	2			2	3	2			1	1	10				
Total	D	3408	535	145	281	42	35	15	65	193	63	25	6	10	5	177	3	4	2	8
	I	3975	493	123	333	40	56	31	96	126	78	19	6	16	14	174	2	0	2	4
Total D+I		10610	7383	1028	268	614	82	91	46	161	319	141	44	12	19	351	5	4	4	12
% de Participación	100%	69.59%	9.69%	2.53%	5.79%	0.77%	0.86%	0.43%	1.52%	3.01%	1.33%	0.41%	0.11%	0.25%	0.18%	3.31%	0.05%	0.04%	0.04%	0.16%

Tabla B.6. Conteo de Vehículos “Martes”

		MARTES 22 DE NOVIEMBRE DEL 2016																			
Hora	Sentido	Vehículos Livianos			Buses 2 Ejes		B+2E			Camión 2 Ejes		Camión + 2 Ejes				2T2	2T3	3T2	3T3		
		AU	CM	CR	MB	B2	B3	B4	C2 Chico	C2 Grande	C3	C4	2S2	2S3	3S2					3S3	
		Auto	Camioneta	Cmta. Rural Combi	Microbus	Omnibus 2 Ejes	Omnibus 3 Ejes	Omnibus 4 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 3 Ejes	Camión 4 Ejes	Semi Trayler 4 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes					Semi Trayler 6 Ejes	Trayler 4 Ejes
7 - 8 am	D	331	26	9	30	2	14	8	9	23	11		1		5				1		
	I	187	33	6	20	2			3	18	5	1	1		5				2		
8 - 9 am	D	374	21	7	23	3		1	11	9	9		1	1	5			2			
	I	334	27	4	32	1		1	7	13	8	3	1	1	8						
9 - 10 am	D	141	26	6	21	1		1	4	14	4		1		17			2	2		
	I	282	29	6	19	2			5	13	4	1		3	5				1		
10 - 11 am	D	184	21	3	22			1	4	7	5	1			15						
	I	257	40	7	20	3			12	10	10	2		2	10						
11 - 12 am	D	175	25	7	20	2			5	6	13			1	5			1			
	I	187	28	7	22	1		1	13	10				1	7				2		
12 - 1 pm	D	281	36	5	23	1			8	9	9	3			13			1	2		
	I	272	27	11	17	2			10	4	2	1		2	12				1		
1 - 2 pm	D	179	29	3	18	3			3	11	8	2	2	3	8						
	I	379	33	8	23	1			5	10	8	2		1	6						
2 - 3 pm	D	173	45	10	20	2			9	13	6	1	1	1	10			1			
	I	246	25	8	16	2			5	20	5				6						
3 - 4 pm	D	287	23	11	20	1			5	11	8	4		3	16						
	I	206	38	5	21	1			6	7	2	1		1	10				2		
4 - 5 pm	D	168	31	5	10	1			5	5	7	2	3	1	15				1		
	I	154	25	3	21	2			4	3	1	1		2	3						
5 - 6 pm	D	179	22	7	20	4			7	5	3	1		1	12				1		
	I	152	24	6	18	4			6	5				4	13				1		
6 - 7 pm	D	191	33	6	22			1	6	6	5				9				3		
	I	220	30	10	18			1	7	6	4				15			2	1		
7 - 8 pm	D	196	15	7	12	1			4	1	3			2	7				2		
	I	212	31	11	15	1			5	3	4				20						
8 - 9 pm	D	76	19	5	6	7		1	6	11	1			1	7						
	I	139	22	5	12			4	1	3	2			1	6						
9 - 10 pm	D	94	16	2		1			1	5	1			1	2						
	I	146	14	6	1	1	11	5	1	5	2	1			6						
10 - 11 pm	D	93	11		5					7	3			2	1				1		
	I	84	10	2		4	9	8	2		1			1	5						
11 - 12 pm	D	34	6				1		1	2		1		1	5				1		
	I	47	9	2		4	9	1	1	3					4						
12 - 1 am	D	38	7			2			1	2							2		1		
	I	18	8	1		1	1			2					2						
1 - 2 am	D	16	6		1					1		1	1		2						
	I	12	6				1		1		1				1						
2 - 3 am	D	12	5	2		1			1	2	1				1				1		
	I	8	10		5	4	3		2		1				10				1		
3 - 4 am	D	48	6			1	2	1	1	2	4				5						
	I	25	8			7	10		2	3	1	3			6						
4 - 5 am	D	76	5			1	3	3		2					5						
	I	123	11		7				2	2	3	1			10						
5 - 6 am	D	84	10	5	1	2	10	1		4	1	1			12						
	I	195	19	5	17	1			4	3	4	1			5						
6 - 7 am	D	247	14	10	15	2	4		7	6	1			2	11			1			
	I	296	32	5	22	3			1	8	3	3		1	8						
Total	D	3677	458	110	289	38	38	16	91	165	108	19	9	19	2	188	4	6	0	16	
	I	4181	539	118	326	47	50	16	105	149	73	22	4	19	9	183	0	0	2	11	
Total D+I		11107	7858	997	228	615	85	88	32	196	314	181	41	13	38	11	371	4	6	2	27
% de Participación		100%	70.75%	8.98%	2.05%	5.54%	0.77%	0.79%	0.29%	1.76%	2.83%	1.63%	0.37%	0.12%	0.34%	0.10%	3.34%	0.04%	0.05%	0.02%	0.34%

Tabla B.7. Conteo de Vehículos “Miércoles”

		MIÉRCOLES 23 DE NOVIEMBRE DEL 2016																			
Hora	Sentido	Vehículos Livianos			Buses 2 Ejes		B+2E			Camión 2 Ejes		Camión + 2 Ejes									
		AU	CM	CR	MB	B2	B3	B4	C2 Chico	C2 Grande	C3	C4	2S2	2S3	3S2	3S3	2T2	2T3	3T2	3T3	
		Auto	Camioneta	Cmta. Rural Combi	Microbus	Omnibus 2 Ejes	Omnibus 3 Ejes	Omnibus 4 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 3 Ejes	Camión 4 Ejes	Semi Trayler 4 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 6 Ejes	Trayler 4 Ejes	Trayler 5 Ejes	Trayler 5 Ejes	Trayler 6 Ejes	
7 - 8 am	D	336	19	10	27	1	5	3	3	11	4			12	4						
	I	192	31	6	20	1			10	17	5	4			6					1	
8 - 9 am	D	379	32	7	30	4			8	13	7			3	11		1			1	
	I	339	20	6	21	2			3	10	6	6			7						
9 - 10 am	D	146	32	6	23	1	2		9	10	4	2			10						
	I	287	38	6	21	3		1	15	10	10	3			10						
10 - 11 am	D	189	24	3	22	2	1		7	7	6				10						
	I	262	27	7	23	2	1		6	9	4	1			9	1					
11 - 12 am	D	180	25	5	18	2			5	14	10	1	1		10					1	
	I	192	29	4	24	1		1	12	10	5	2			17		1	3			
12 - 1 pm	D	286	34	10	22	2	1		10	6	9		1		12					1	
	I	277	27	5	21	1			5	6	5	1			12	1	1				
1 - 2 pm	D	184	36	4	32	2			8	5	4	2			12						
	I	384	24	7	20	3			5	16	5	1			4		2				
2 - 3 pm	D	178	28	4	19	1			1	11	7	1			10					1	
	I	251	24	10	18				12	3	7		1		11						
3 - 4 pm	D	292	27	7	23	2			14	8	3		2		27					1	
	I	211	18	9	18	1			3	10	7			10	11						
4 - 5 pm	D	173	41	7	18	1			10	3	5	1			10					3	
	I	159	25	3	25	2			12	4	2		1		10						
5 - 6 pm	D	184	35	6	16	2			6	7	5				26		1				
	I	157	35	10	20				5	5	8				12						
6 - 7 pm	D	196	42	10	23	1	2		6	4	7	1			15						
	I	225	24	9	20	1			4	1	4	1			6		1	1		1	
7 - 8 pm	D	201	10	5	9			2	4	3	2	2			13						
	I	217	16	8	21	1			5	2	4	2			8		1				
8 - 9 pm	D	81	19	4	6	1			3	2	3	1			10					1	
	I	144	8	10	13	1				6	6	1			10						
9 - 10 pm	D	99	21	5		2	3		3	1	3	1			4					2	
	I	151	10	1	1	1	10	4		5	1		1		6						
10 - 11 pm	D	98	11	1		2			1	1	4	2	1		9						
	I	89	11			1	11	6	2		1				4						
11 - 12 pm	D	39	6	1		2			1	2		2			3						
	I	52	8	5		2	2	2	1	3	3	1			2		1				
12 - 1 am	D	43			1		2		1		1				2						
	I	23				1					1										
1 - 2 am	D	21				1	2		1	1		2			2						
	I	17									1				1						
2 - 3 am	D	17		1	1				1	2					3						
	I	13				1					3				1						
3 - 4 am	D	53	2	1		2	3	1		1	1	1			5						
	I	30	3			1	1			1	1	1			2						
4 - 5 am	D	81	5		1	4	6	4		2	2	4			9					1	
	I	128	4			3	2			1					3	1			1		
5 - 6 am	D	89	10	9	5		11	4	1	3	4				5					1	
	I	200	14	5	3	2	2		3	7	10	2			15					1	
6 - 7 am	D	252	17	11	26	1	9	3	3	14	5	1			17				1	1	
	I	301	25	15	21				3	9	6				14					2	
TOTAL	D	3797	476	117	322	36	47	17	106	130	93	25	3	23	17	239	0	2	1	14	
	I	4301	421	126	310	31	33	14	106	135	105	26	1	9	12	181	4	6	5	5	
Total D+I		11296	8098	243	632	67	80	31	212	265	198	51	4	32	29	420	4	8	6	19	
% de Participación		100%	71.69%	7.94%	2.15%	5.59%	0.59%	0.71%	0.27%	1.88%	2.35%	1.75%	0.45%	0.04%	0.28%	0.26%	3.72%	0.04%	0.07%	0.05%	0.23%

Tabla B.8. Conteo de Vehículos “Jueves”

		JUEVES 24 DE NOVIEMBRE DEL 2016																			
Hora	Sentido	Vehículos Livianos			Buses 2 Ejes		B+2E			Camión 2 Ejes		Camión + 2 Ejes									
		AU	CM	CR	MB	B2	B3	B4	C2 Chico	C2 Grande	C3	C4	2S2	2S3	3S2	3S3	2T2	2T3	3T2	3T3	
		Auto	Camioneta	Cmta. Rural Combi	Microbus	Omnibus 2 Ejes	Omnibus 3 Ejes	Omnibus 4 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 3 Ejes	Camión 4 Ejes	Semi Trayler 4 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 6 Ejes	Trayler 4 Ejes	Trayler 5 Ejes	Trayler 5 Ejes	Trayler 6 Ejes	
7 - 8 am	D	338	28	15	24				10	3	1	25	1		1	8					
	I	194	24	10	16	1					9	10	10	2		5			2		
8 - 9 am	D	381	38	9	24	2	1				1	19	10	1	1	11					
	I	341	26	2	25	2		2			10	17	1	1		15		2			
9 - 10 am	D	148	18	8	18	1					3	10	5		3	11				1	
	I	289	39	6	20	1					11	10	9			10					
10 - 11 am	D	191	30	6	22	1	1				5	11				8				2	
	I	264	30	4	25	1	2				10	6	10	1	1	16			1		
11 - 12 am	D	182	21	8	17	1					1	13	11	2	1	14			1		
	I	194	28	15	25	1	1				12	6	6	2	7		3	1		1	
12 - 1 pm	D	288	26	9	23	2					11	6	13	2	1	17					
	I	279	30	3	21	2					17	5	5	2		12		2		3	
1 - 2 pm	D	186	29	7	24	1					15	11	7	2		7		2		1	
	I	386	23	9	21	2					10	7	3	1	3	11					
2 - 3 pm	D	180	34	4	22						7	3	4	1	1	17					
	I	253	18	3	25	3		1			5	10	1	3		12				1	
3 - 4 pm	D	294	20	7	19	1					10	10	1	1	3			1			
	I	213	31	6	17	2					6	8	9		10						
4 - 5 pm	D	175	30	4	17	1	1				9	4	5	3		12		1			
	I	161	26	11	27	1					3	6	3	2		12				26	
5 - 6 pm	D	186	36	11	19	5	1				3	4	4	1	1	17			2		
	I	159	18	2	25	1					8	10	2	1		15		1		3	
6 - 7 pm	D	198	38	5	22		2	1			9	4	5	2	1	10				1	
	I	227	21	6	26	1	1				6	2	4	3		7				1	
7 - 8 pm	D	203	30	5	10	1	1				4	3	1	1	1	8					
	I	219	28	6	23	1	1				5	1	6		15					2	
8 - 9 pm	D	83	15	5	2	6	3				1	2	1	3		15					
	I	146	20	9	10		4				1	3	3		5		1				
9 - 10 pm	D	101	19	5	1	1	1				3	2	3	1		11					
	I	153	14	1		3	12	4			2	5	1	2		5					
10 - 11 pm	D	100	6	1		3	2	1			3	1		1		7				1	
	I	91	1	1		3	13	9					3		1	5				1	
11 - 12 pm	D	41	1	2		1					1	2		1		5					
	I	54	8	2	2	6	5	6			3	4	5		12						
12 - 1 am	D	45	1		2	1	2				1		2		1					2	
	I	25	2	1				3			1		2		3						
1 - 2 am	D	23	5	1		1	2					1		3		1				1	
	I	19	6	1	2		3				3	3	2		6						
2 - 3 am	D	19	1		2		2	1				2			3						
	I	15	6	2	1	2		3			6	15	3		2					1	
3 - 4 am	D	55	5	1	3	5	2				1	3		5		5					
	I	32	13	6	3	5	3				3	8	3	2	11						
4 - 5 am	D	83	6	1		5	6	3			2	1	2		6				2	1	
	I	130	6		3	1		2			3				1						
5 - 6 am	D	91	8	5	5	2	12	2			5	6	4	1	8				2		
	I	202	11	1	3	1	1	1			1	6	8	1	6						
6 - 7 am	D	254	21	10	18	3	5	6			5	22	5	1	11						
	I	303	19	4	29						3	5	9	2	7						
Total	D	3845	466	128	292	41	56	21	93	166	85	36	9	13	5	216	3	4	5	10	
	I	4349	448	111	349	35	48	34	124	137	123	31	7	17	4	210	1	11	1	39	
Total D+I		11573	8194	239	641	76	104	55	217	303	208	67	16	30	9	426	4	15	6	49	
% de Participación		100%	70.80%	7.90%	2.07%	5.54%	0.66%	0.90%	0.48%	1.88%	2.62%	1.80%	0.58%	0.14%	0.26%	0.08%	3.68%	0.03%	0.13%	0.05%	0.60%

Tabla B.9. Conteo de Vehículos “Viernes”

VIERNES 25 DE NOVIEMBRE DEL 2016																					
Hora	Sentido	Vehículos Livianos			Buses 2 Ejes		B+2E			Camión 2 Ejes				Camión + 2 Ejes							
		AU	CM	CR	MB	B2	B3	B4	C2 Chico	C2 Grande	C3	C4	2S2	2S3	3S2	3S3	2T2	2T3	3T2	3T3	
		Auto	Camioneta	Cmta. Rural Combi	Microbus	Omnibus 2 Ejes	Omnibus 3 Ejes	Omnibus 4 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 3 Ejes	Camión 4 Ejes	Semi Trayler 4 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 6 Ejes	Trayler 4 Ejes	Trayler 5 Ejes	Trayler 5 Ejes	Trayler 6 Ejes	
7 - 8 am	D	354	19	9	30	3	8	5	5	11	3										
	I	186	24	8	17				11	15	3				7						
8 - 9 am	D	376	31	4	22	2			6	12	13				6		1				
	I	365	30	11	26	1			10	16	10	1			12				1		
9 - 10 am	D	155	33	7	17	2		1	7	9	8			1	10						
	I	296	37	10	18	2	1		2	13	11	2			16						
10 - 11 am	D	176	26	3	22	1	2		1	9	15	2		3	5			2			
	I	264	25	8	25	1		1	3	11	5		3	25					1		
11 - 12 am	D	165	28	6	10	2			7	11	11	2			7						
	I	194	20	5	23	1	2		8	15	6	1		3	20						
12 - 1 pm	D	297	25	9	27	1	1	1	6	7	5	3	1								
	I	287	28	6	25	2			10	11	10	2		6	20	1					
1 - 2 pm	D	185	25	7	25	1	1		10	7	7	1	3		7				1		
	I	398	26	6	20	3			5	11	6				19						
2 - 3 pm	D	164	23	19	29	2			7	7	7		2		4						
	I	247	28	15	25	1								1	16		1				
3 - 4 pm	D	275	27	6	19	3			3	3	10	1	1	1	10				1		
	I	206	25	10	22	2			5	9	3		1		10				1		
4 - 5 pm	D	176	37	1	19	2			1	1	6		1		12						
	I	246	25	5	20	2			13	12	4	1			12				3		
5 - 6 pm	D	192	35	4	19	1	1		5	5	1	1		1	10				1		
	I	157	31	7	20	1			10	4	2				12						
6 - 7 pm	D	197	35	5	18	2	1		5	3	7				8						
	I	234	26	10	25		4		2	8	1	2			15						
7 - 8 pm	D	215	34	4	12	1	2		7	2	3	1		3	6				1		
	I	245	25	12	25	1	4		4	2	6	2		3	7	1					
8 - 9 pm	D	87	22	18	3	1	1		2	1	5			3	9						
	I	145	10	2	4		2	1	3	3	4	1	1	1	9						
9 - 10 pm	D	102	11	2			1		1	3	3		1		11						
	I	157	4			2	6	4		3	5				9				1		
10 - 11 pm	D	104	3	1	1		1		1	7	2	3		1	16		1				
	I	95	2	2		2	8	8		2	2	1		1	3						
11 - 12 pm	D	27	3	2	3	1			5	9	3	2	2	1	7						
	I	58	6			1	6	2	1	2	4			1	2				2		
12 - 1 am	D	29		1		2	1			4	1				2		1				
	I	21	2			3	3	5		3	5	3		1	6						
1 - 2 am	D	31	1		1	2			2	1		2			3						
	I	11	3	2	2	2	1	1		2	4				13						
2 - 3 am	D	21	1	1		1	2		1	2		2		1	2				1		
	I	8	4	1	3		2	3	1		2	5		1	7				2		
3 - 4 am	D	42	2	1	1	4	2			2				2	3						
	I	13	2		3	2	3	1	5	5	5	4	1		8						
4 - 5 am	D	89	6	2	3	2	1	2		1	2	4			2						
	I	146	3	1		2	5	2	1	3	9	5				3			2		
5 - 6 am	D	97	7	7	5	4	6		2	7	3	1		1	9			1	1		
	I	231	13	6	6	1	1		6	2	4				6	1			1		
6 - 7 am	D	295	10	11	17		13	2	2	11	9			1	8			1			
	I	318	19	5	22				7	15	1	1		1	6						
TotaI	D	3851	443	130	303	40	44	11	86	135	123	26	11	17	5	157	0	3	2	8	
	I	4508	414	134	328	32	48	28	107	165	112	31	4	20	4	260	6	3	0	12	
Total D+I		11611	8359	857	631	72	92	39	193	300	235	57	15	37	9	417	6	6	2	20	
% de Participación		100%	71.99%	7.38%	2.27%	5.43%	0.62%	0.79%	0.34%	1.66%	2.58%	0.202%	0.49%	0.13%	0.32%	0.08%	3.59%	0.05%	0.05%	0.02%	0.24%

Tabla B.10. Conteo de Vehículos “Sábado”

SÁBADO 26 DE NOVIEMBRE DEL 2016																				
Hora	Sentido	Vehículos Livianos			Buses 2 Ejes		B+2E			Camión 2 Ejes		Camión + 2 Ejes								
		AU	CM	CR	MB	B2	B3	B4	C2 Chico	C2 Grande	C3	C4	2S2	2S3	3S2	3S3	2T2	2T3	3T2	3T3
		Auto	Camioneta	Cmta. Rural Combi	Microbus	Omnibus 2 Ejes	Omnibus 3 Ejes	Omnibus 4 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 3 Ejes	Camión 4 Ejes	Semi Trayler 4 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 6 Ejes	Trayler 4 Ejes	Trayler 5 Ejes	Trayler 5 Ejes	Trayler 6 Ejes
7 - 8 am	D	358	8	23	19	2	7	3	3	7	5	2							11	1
	I	190	30	10	18	2			8	16	3								5	
8 - 9 am	D	380	5	12	21	3			4	4	4	1							6	
	I	369	22	5	28	2			6	10	11	1		1					5	
9 - 10 am	D	159	24	8	21	2	1	1	3	3	4		1						9	
	I	300	22	6	20	2	4		11	17	10	1	1						15	
10 - 11 am	D	180	16	6	22	2			2	4	5	2							2	1
	I	268	39	10	27	2	1	1	5	11	6	1	2						13	1
11 - 12 am	D	169	23	7	20	1			2	5	4	1	1	2					16	1
	I	198	25	11	25	1		1	4	11	2								11	
12 - 1 pm	D	301	30	4	18	1			4	5	3	1			1				13	1
	I	271	26	13	26	1		1	7	18	5	2		1					8	
1 - 2 pm	D	189	37	8	19	1			2	4	9	1							10	
	I	402	28	11	22	3			12	8	10	2		3	1				22	
2 - 3 pm	D	168	53	15	25	3			6		3		1						11	
	I	251	25	9	16				6	11	4	1		2					12	1
3 - 4 pm	D	279	54	12	20	3	2		4		6	2		1					18	3
	I	210	35	11	25	1			6	5	6				1				16	1
4 - 5 pm	D	180	50	13	22	1			4	2	4	1		2	1				15	1
	I	250	25	4	20	1			5	7			2		1				9	
5 - 6 pm	D	196	70	13	22	4	1		4	3	8	1							13	1
	I	161	26	4	20	4			3	8	3	1	1		1				15	1
6 - 7 pm	D	201	94	19	24	2	2	1	5	5	3		1						12	
	I	238	20	10	20				7	2	2								10	
7 - 8 pm	D	219	38	8	6				2	2	3	1		1					9	
	I	249	11	16	16	1			1	3	2	1		4					13	
8 - 9 pm	D	91	12	4	3	3			3	6	5								8	
	I	149	12	4	6		4	1	1		2			1					10	
9 - 10 pm	D	106	16	6	1	2	5		3	12	6	1							8	
	I	161	4	2	2	2	6	6	1	1	4								9	
10 - 11 pm	D	108	8	6	1				2	11	1	2		1					4	2
	I	99	6			4	15	6	2	2	3	1							10	
11 - 12 pm	D	112	2	1		1				2	2	1		2					6	
	I	95	4	2	3		13	7	15		3	2							15	
12 - 1 am	D	33	8	2	2				2	5	1	5		2					2	1
	I	25	1	1		1	2		1		2									
1 - 2 am	D	35	1	1		1			2	1	1	3			1				3	2
	I	15	2			1				1	4	1							1	
2 - 3 am	D	25	3		2		1			2	1	2							3	
	I	12	1			2	1	2	1	2	6								1	1
3 - 4 am	D	46	11	3	1	2	1	2		1	3	1	1		1				2	2
	I	17	2				1		2	4	3		1						3	
4 - 5 am	D	93	5	1		3	6	2	2	9	3	2		2					17	3
	I	150	3	2		4	4		2	5	5		2						3	2
5 - 6 am	D	101	4	6	3	3	8	3		4	2	2		1					6	
	I	235	8	3	6		1		2	3	4	3			1				9	1
6 - 7 am	D	299	12	8	9	1	10	3		4	5	5		1					8	2
	I	322	25	8	24				4	6	5	3		1					4	3
Total	D	4028	584	186	281	41	45	15	59	101	94	37	5	15	6	210	4	3	3	24
	I	4637	402	142	322	30	54	24	112	151	105	20	6	18	6	217	8	1	1	10
Total D+I		12007	8665	986	328	603	71	99	39	171	252	199	11	33	12	427	12	4	4	34
% de Participación		100%	72.17%	8.21%	2.73%	5.02%	0.59%	0.82%	0.32%	1.42%	2.10%	1.66%	0.09%	0.27%	0.10%	3.56%	0.10%	0.03%	0.03%	0.39%

Tabla B.11. Conteo de Vehículos “Domingo”

DOMINGO 27 DE NOVIEMBRE DEL 2016																				
Hora	Sentido	Vehículos Livianos			Buses 2 Ejes		B+2E			Camión 2 Ejes		Camión + 2 Ejes				2T2	2T3	3T2	3T3	
		AU	CM	CR	MB	B2	B3	B4	C2 Chico	C2 Grande	C3	C4	2S2	2S3	3S2					3S3
		Auto	Camioneta	Cmta. Rural Combi	Microbus	Omnibus 2 Ejes	Omnibus 3 Ejes	Omnibus 4 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 2 Ejes	Camión 3 Ejes	Camión 4 Ejes	Semi Trayler 4 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes	Semi Trayler 5 Ejes					Semi Trayler 6 Ejes
7 - 8 am	D	213	38	8	21	1	4	2	4	12	7									
	I	176	29	11	11	1			3	5	10	1							1	
8 - 9 am	D	124	23	5	21	2			7	7	5		1							
	I	146	25	7	15	3		1	4	2	9	2	1						2	
9 - 10 am	D	175	32	5	21	5			3	8	3	2								
	I	210	31	7	20	2	1	1	2	5	6	4		1						
10 - 11 am	D	245	31	5	23	1			7	7	1		2							
	I	278	40	6	28	1	1	1	3	12	20	2							1	
11 - 12 am	D	234	26	6	20	2	1		8	7	7			1	1	2	1		1	
	I	231	36	6	18	2			7	2	4	2		2	1	16			1	
12 - 1 pm	D	321	31	10	25	2			3	12	3			1	1	6			1	
	I	343	38	8	12	4	1		1	3	5		1		15				1	
1 - 2 pm	D	212	27	3	22	2			6	7	8	2			1				1	
	I	298	52	11	20	1	1		5	1	2		2	2	11					
2 - 3 pm	D	190	29	5	26	1			11	5	5				1				1	
	I	210	42	15	20	4	1		1	3	5	2		1	15					
3 - 4 pm	D	195	40	7	22	2			5	6	3			1	8		2		1	
	I	180	46	10	22	5	1		1		3	1		2	10					
4 - 5 pm	D	197	31	8	21	2			3	2	2			1	8					
	I	195	41	15	33	1	1		1	2	10	1		1	15				2	
5 - 6 pm	D	180	31	9	21	3		1	8	8	2	3		2	9		1			
	I	160	25	12	15	2			2	1		1			12				1	
6 - 7 pm	D	185	25	5	23	2	1	1	4	1	5			1	7					
	I	150	30	5	23		1		1	2	2			1	12		1		2	
7 - 8 pm	D	135	22	5	9	4			3	4	1			1	6					
	I	94	21	10	19		2		2	1				1	8				1	
8 - 9 pm	D	137	11	3	1	2	3	1	2	3	4	1		6	3					
	I	76	15	6	7		5			1	5	1		1	4					
9 - 10 pm	D	108	10	4	1	2	1		1	6	1	2			3				2	
	I	65	16	3		4	7	3	2	3	7		1	2	5					
10 - 11 pm	D	68	11	2		1	2		3	5	2				4					
	I	33	16	2		3	2	5	3	4	5			3	5				1	
11 - 12 pm	D	41	6	1		1	1		2	2		1			2				1	
	I	20	18	2	1	5	6	11	2	3	2	5	1		2	15				
12 - 1 am	D	37	1	2		1			2	3	1				8				1	
	I	15	7	4			1		2		1				4					
1 - 2 am	D	34	6	1		3	1		1	5	2	1		1	7					
	I	23	8		3	1	2	3		2		3		3	10					
2 - 3 am	D	24	6	1		2	3		6	3			1		3					
	I	25	6			2			4	3					10					
3 - 4 am	D	65	7		3	1	1	2	2	4	1	2			2			2	1	
	I	32	8		1	2	2	1		5	2		1		11				1	
4 - 5 am	D	34	13	1	2	4	6	3	1	1	2		1		4				1	
	I	22	10		2		5	2	1	3	6		2		15				1	
5 - 6 am	D	107	11	4	1	1	11	4		4	6	1		1	12				1	
	I	67	12	4	2	6	1	1	2		1	3			16				1	
6 - 7 am	D	196	22	14	23	3	10	5	3	14	3	2		1	9				1	
	I	120	22	2	18	1			3	4	6	1		1	14				2	
Total	D	3457	489	113	308	50	46	19	95	136	74	17	3	19	6	123	2	4	4	11
	I	3169	594	146	290	49	41	29	52	67	111	34	5	21	8	275	0	1	4	15
Total D+I		9887	6626	1083	598	99	87	48	147	203	185	51	8	40	14	398	2	5	8	26
% de Participación	100%	67.02%	10.95%	2.62%	6.05%	1.00%	0.88%	0.49%	1.49%	2.05%	1.87%	0.52%	0.08%	0.40%	0.14%	4.03%	0.02%	0.05%	0.08%	0.39%

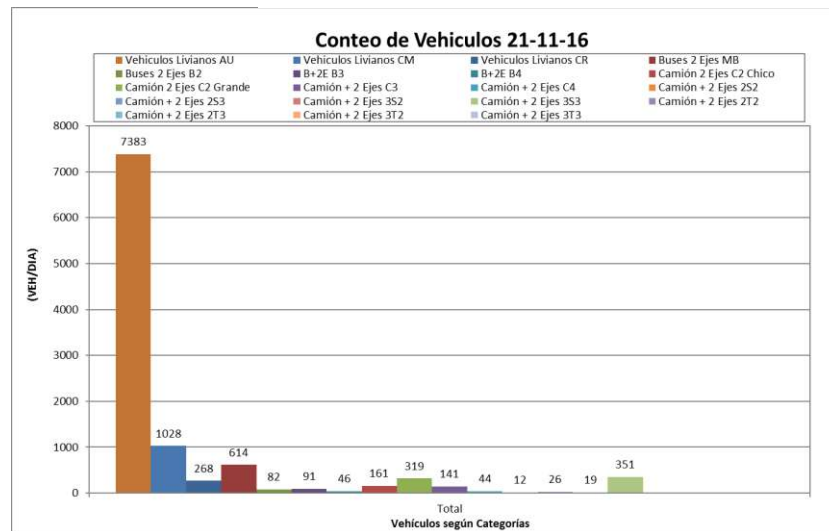


Figura B.6. Condiciones estadísticas de conteo vehicular (Lunes)

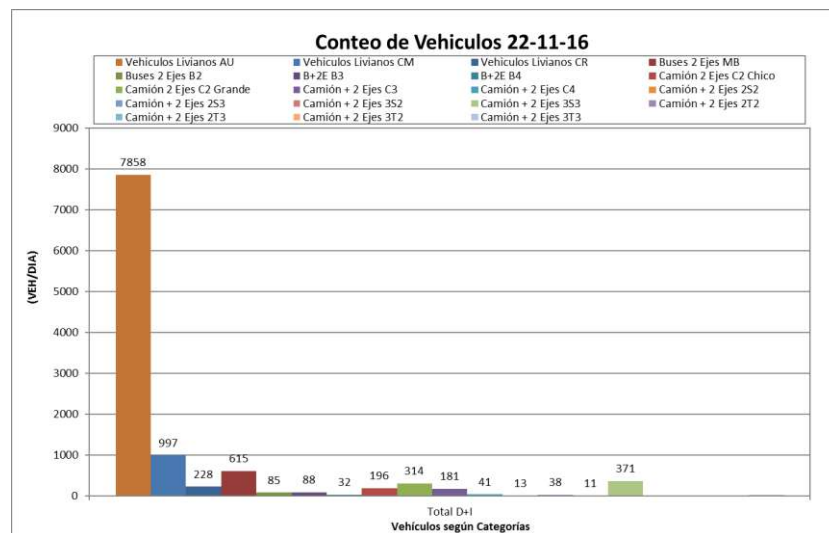


Figura B.7. Condiciones estadísticas de conteo vehicular (Martes)

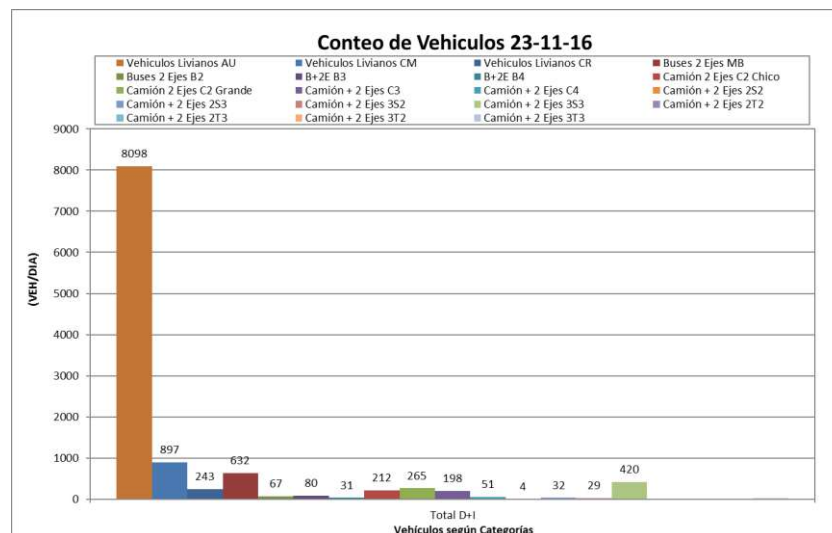


Figura B.8. Condiciones estadísticas de conteo vehicular (Miércoles)

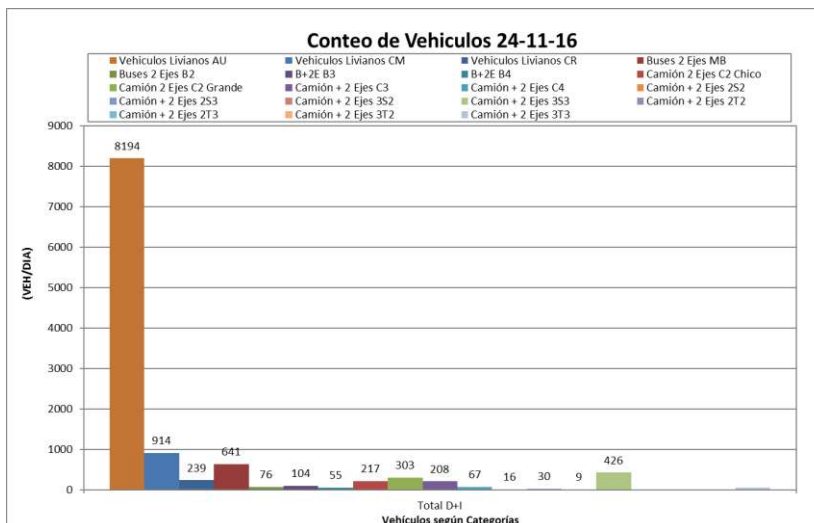


Figura B.9. Condiciones estadísticas de conteo vehicular (Jueves)

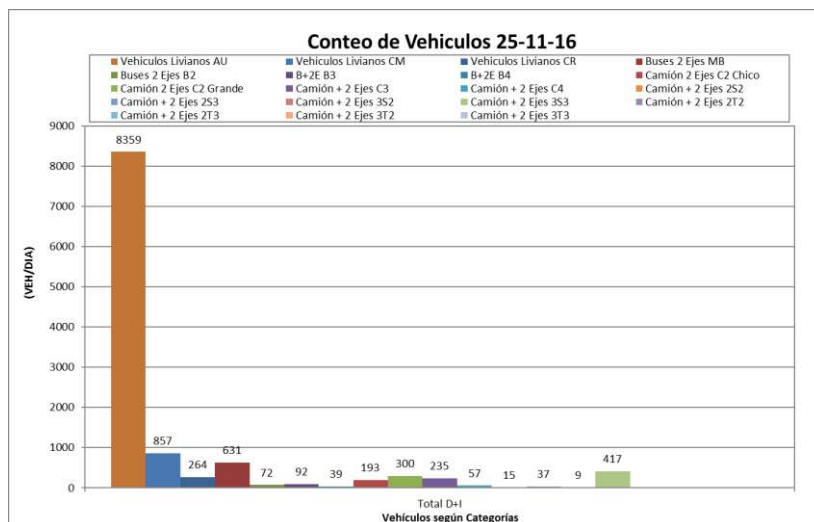


Figura B.10. Condiciones estadísticas de conteo vehicular (Viernes)

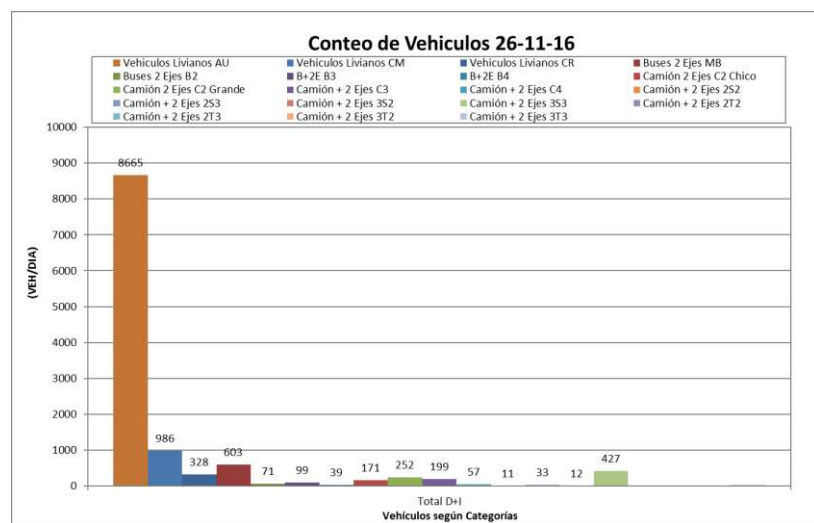


Figura B.11. Condiciones estadísticas de conteo vehicular (Sábado)

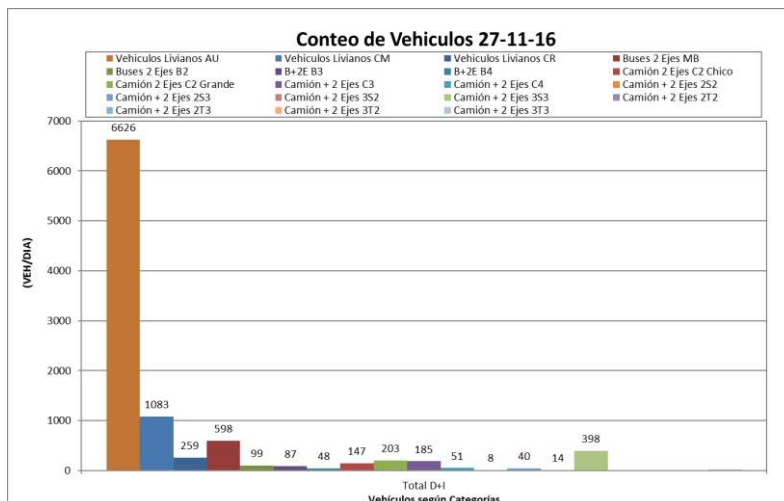


Figura B.12. Condiciones estadísticas de conteo vehicular (Domingo)

Tabla B.12. Resultados de conteo vehicular.

Hora	Sentido	Volumen Semanal	Promedio día	Factor Horario
7 - 8 am	D	3041	717	1.54
	I	1979		
8 - 9 am	D	3039	847	1.82
	I	2888		
9 - 10 am	D	1658	614	1.32
	I	2638		
10 - 11 am	D	1902	646	1.39
	I	2622		
11 - 12 am	D	1887	563	1.21
	I	2052		
12 - 1 pm	D	2716	767	1.65
	I	2652		
1 - 2 pm	D	1950	759	1.63
	I	3365		
2 - 3 pm	D	1906	606	1.30
	I	2335		
3 - 4 pm	D	2642	674	1.45
	I	2076		
4 - 5 pm	D	1856	544	1.17
	I	1955		
5 - 6 pm	D	1973	526	1.13
	I	1706		
6 - 7 pm	D	2090	597	1.29
	I	2092		
7 - 8 pm	D	1769	534	1.15
	I	1968		
8 - 9 pm	D	1010	321	0.69
	I	1239		
9 - 10 pm	D	967	314	0.67
	I	1228		
10 - 11 pm	D	849	240	0.52
	I	832		
11 - 12 pm	D	460	161	0.35
	I	670		
12 - 1 am	D	369	95	0.20
	I	296		
1 - 2 am	D	277	78	0.17
	I	268		
2 - 3 am	D	233	73	0.16
	I	279		
3 - 4 am	D	528	131	0.28
	I	391		
4 - 5 am	D	803	263	0.57
	I	1036		
5 - 6 am	D	1016	384	0.83
	I	1675		
6 - 7 am	D	2405	701	1.51
	I	2503		
Total	Semanal	78091		
	Suma		11156	24
	Prom. Horario			465

Tabla B.13. Condiciones de los elementos inspeccionados.

CONDICION DE LOS ELEMENTOS INSPECCIONADOS										
NRO.	ELEMENTOS DESCRIPCIÓN	METRADO SUSTENTADO	UND	CALIFICACION %*					OBSERVACIONES	
				5	4	3	2	1		0
101	Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)	153	M3						100	Escoria y Polvo
160	Bridas superior e inferior, Montantes y Diagonales de Acero	86,189	KG			10	10	80		Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
161	Vigas Transversales y Largueros de Acero	25,170	KG			10	10	80		Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
186	Arriostres de Acero	5,432	KG			10	10	80		Pintura deteriorada y oxidacion superficial
202	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	160	M3						100	Escoria, Polvo y basura organica
301	Capa Asfalto	576	M2			10			90	Capas desprendidas
311	Vereda Concreto	95	M2			20	20	60		Desprendimiento de concreto y fisuraciones
323	Apoyo Deslizante Acero	2	UND					20	80	Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
326	Apoyo Rocker Acero	2	UND					20	80	Pintura deteriorada, oxidacion superficial y basura organica
341	Planchas Deslizantes	15	ML					10	90	Material de Reptación por transporte de particula
353	Barandas de Acero	328	ML	10	10	10	10	70		Perdida de parte de barandas y pintura deteriora
401	Márgenes del río	24	ML					10	90	Basura organica, drenaje de aguas negra y Desn
501	Señalización	4	UND						100	Con polvo poca visibilidad
100	Drenajes	24	UND					10	90	Obstruidos en la mayoría.

Tabla B.14. Condiciones estadística del Puente.

CONDICIÓN ESTADÍSTICA DEL PUENTE					
NRO.	ELEMENTOS	Condición estadística del elemento	Factor de importancia del elemento	Contribución del elemento al puente	Condición estadística del puente
101	Losa de concreto armado (Refuerzo longitudinal)	0.94	1.00	0.94	2.40
160	Bridas superior e inferior, Montantes y Diagonales de Acero	1.86	1.00	1.86	
161	Vigas Transversales y Largueros de Acero	1.86	1.00	1.86	
186	Arriostres de Acero	1.86	1.00	1.86	
202	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	0.94	1.00	0.94	
301	Capa Asfalto	1.82	0.60	1.09	
311	Vereda Concreto	2.16	0.60	1.30	
323	Apoyo Deslizante Acero	1.41	0.60	0.85	
326	Apoyo Rocker Acero	1.41	0.60	0.85	
341	Planchas Deslizantes	1.24	0.60	0.74	
353	Drenajes	2.57	0.60	1.54	
401	Márgenes del río	1.24	0.40	0.50	
501	Señalización	0.94	0.00	0.00	
100	Drenaje	1.24	0.50	0.62	

COMENTARIOS : Se realizaron Calculos estadísticos para determinar el rango de Condición

CALIFICAC	RANGO CONDICION	
0	MUY BUENO	0.00-0.99
1	BUENO	1.00-1.99
2	REGULAR	2.00-2.99
3	MALO	3.00-3.99
4	MUY MALO	4.00-4.99
5	PESIMO	5.00-5.99

Tabla B.15. Cuadro de Hoja de Metrados, sustento de tabla B.13.

PESO ESPECIFICO		
ACERO ESTRUCTURAL	7850	KG/M3
CONCRETO ARMADO	2400	KG/M3

Nº	DESCRIPCION	MEDIDAS				Nº DE VECES	SUB TOTAL				TOTAL
		UNIDAD	LARGO	ANCHO	ALTO		LONG.	AREA	VOL.	KG.	
01	PUENTE HUALLAGA										
01.101.	LOSA DE CONCRETO ARMADO (Refuerzo Longitudinal).										152.67
		M3	80.000			1.00	1.908	152.67			
01.160.	BRIDA SUPERIOR E INFERIOR, MONTANTES Y DIAGONALES DE ACEI										
	CUERDA INFERIOR.										
	Aguas Arriba y Aguas Abajo										
	- Eje 0 - 1 y 0' - 1'	KG	4.446			8.00	0.0068	0.24	1898.62		86189.15
	- Eje 1 - 2 y 1' - 2'	KG	4.444			8.00	0.0068	0.24	1897.77		
	- Eje 2 - 3 y 2' - 3'	KG	4.444			8.00	0.0091	0.32	2539.66		
	- Eje 3 - 4 y 3' - 4'	KG	4.444			8.00	0.0091	0.32	2539.66		
	- Eje 4 - 5 y 4' - 5'	KG	4.444			8.00	0.0130	0.46	3628.08		
	- Eje 5 - 6 y 5' - 6'	KG	4.444			8.00	0.0130	0.46	3628.08		
	- Eje 6 - 7 y 6' - 7'	KG	4.444			8.00	0.0161	0.57	4493.24		
	- Eje 7 - 8 y 7' - 8'	KG	4.444			8.00	0.0161	0.57	4493.24		
	- Eje 8 - 9 y 8' - 9	KG	4.444			8.00	0.0161	0.57	4493.24		
	CUERDA SUPERIOR.										
	Aguas Arriba y Aguas Abajo										
	- Eje A - B y A' - B'	KG	8.890			4.00	0.0159	0.57	4438.42		
	- Eje B - C y B' - C'	KG	8.888			4.00	0.0248	0.88	6921.26		
	- Eje C - D y C' - D'	KG	8.888			4.00	0.0312	1.11	8707.40		
	- Eje D - E y D' - E	KG	8.888			4.00	0.0354	1.26	9879.55		
	Rigidizadores.	KG	0.008			96.00	0.1145	0.09	690.30		
	DIAGONALES										
	- Eje 0 - A y 0' - A'	KG	7.875			4.00	0.0148	0.47	3659.67		
	- Eje 2 - A y 2' - A'	KG	7.875			4.00	0.0104	0.33	2571.66		
	- Eje 2 - B y 2' - B'	KG	7.874			4.00	0.0104	0.33	2571.33		
	- Eje 4 - B y 4' - B'	KG	7.874			4.00	0.0086	0.27	2126.29		
	- Eje 4 - C y 4' - C'	KG	7.874			4.00	0.0086	0.27	2126.29		
	- Eje 6 - C y 6' - C'	KG	7.874			4.00	0.0077	0.24	1901.30		
	- Eje 6 - D y 6' - D'	KG	7.874			4.00	0.0077	0.24	1901.30		
	- Eje 8 - D y 8' - D'	KG	7.874			4.00	0.0071	0.22	1755.43		
	- Eje 8 - E y 8' - E	KG	7.874			4.00	0.0071	0.22	1755.43		
	MONTANTES										
	- Eje 1 - A y 1' - A'	KG	6.50			2.00	0.0230	0.30	2347.15		
	- Eje 3 - A y 3' - A'	KG	6.50			2.00	0.0079	0.10	806.20		
	- Eje 5 - B y 5' - B'	KG	6.50			2.00	0.0079	0.10	806.20		
	- Eje 7 - B y 7' - B'	KG	6.50			2.00	0.0079	0.10	806.20		
	- Eje 9 - C y 9' - C'	KG	6.50			2.00	0.0079	0.10	806.20		
01.161.	VIGAS TRANSVERSALES Y LARGEROS DE ACERO.										25170.00
	VIGA TRANSVERSAL INFERIOR.										
	- Eje 0 - 0'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	- Eje 1 - 1'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	- Eje 2 - 2'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	- Eje 3 - 3'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	- Eje 4 - 4'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	- Eje 5 - 5'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	- Eje 6 - 6'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	- Eje 7 - 7'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	- Eje 8 - 8'	KG	8.700			2.00	0.0167	0.29	2281.05		
	Rigidizadores.	KG	0.008			198.00	0.0964	0.15	1198.45		

	VIGA TRANSVERSAL SUPERIOR.												
	- Eje A - A'	KG	8.700				2.00		0.0156	0.27	2130.80		
	- Eje B - B'	KG	8.700				2.00		0.0032	0.06	437.09		
	- Eje C - C'	KG	8.700				2.00		0.0032	0.06	437.09		
	- Eje D - D'	KG	8.700				2.00		0.0032	0.06	437.09		
01.186.	ARRIOSTRES DE ACERO.												5431.57
	ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR.												
	- Eje 0 - 1 y 0' - 1'	KG	6.200				4.00		0.0031	0.08	603.51		
	ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR.												
	- Eje A - B y A' - B'	KG	6.200				8.00		0.0031	0.15	1207.02		
	- Eje B - C y B' - C'	KG	6.200				8.00		0.0031	0.15	1207.02		
	- Eje C - D y C' - D'	KG	6.200				8.00		0.0031	0.15	1207.02		
	- Eje D - E y D' - E	KG	6.200				8.00		0.0031	0.15	1207.02		
01.202.	ELEVACIÓN CUERPO DEL ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO.												160.00
	- Estribos Izquierdo y Derecho.	M3	8.00	2.00	5.00	2.00					160.00		
01.301.	CAPA DE ASFALTO.												576.00
	- Superficie de Desgaste.	M2	80.00	7.20					576.00				
01.311.	VEREDA DE CONCRETO.												95.12
	- Aguas Arriba	M2	82.00	0.58					47.56				
	- Aguas Abajo.	M2	82.00	0.58					47.56				
01.323.	APOYO DESLIZANTE DE ACERO.												2.00
	- Lado Izquierdo	UND					2.00						
01.326.	APOYO ROCKERS ACERO.												2.00
	- Lado Derecho	UND					2.00						
01.341.	PLANCHA DESLIZANTE.												15.00
	- Izquierdo	ML	7.50										
	- Derecho	ML	7.50										
01.353.	BARANDA DE ACERO.												328.00
	- Aguas Arriba	ML	82.00				2.00				164.00		
	- Aguas Abajo.	ML	82.00				2.00				164.00		
01.401.	MARGEN DE RIO.												24.20
	- Margen Izquierda	ML	17.00										
	- Margen Derecha	ML	7.20										
01.402.	LECHO DEL RIO.												45.00
	- Aguas Arriba	ML	20.00										
	- Aguas Abajo.	ML	25.00										
01.501.	SEÑALIZACIÓN												4.00
	- No botar basura.	UND					2.00						
	- Reguladora.	UND					1.00						
	- Nombre del Puente.	UND					1.00						
01.502.	DRENAJES.												
	- Aguas Arriba	UND					12.00						24.00
	- Aguas Abajo.	UND					12.00						

Tabla B.16. Cuadro de porcentaje de evaluación en campo de cada elemento del puente,

Nº de Elemento	Nivel de la condición (%)						Total %
	5	4	3	2	1	0	
	Pésimo	Muy mal	Mal	Regular	Bueno	Muy Bueno	
101	0	0	0	0	100	0	100
160	0	0	10	10	80	0	100
161	0	0	10	10	80	0	100
186	0	0	10	10	80	0	100
202	0	0	0	0	100	0	100
301	0	0	10	0	90	0	100
311	0	0	20	20	60	0	100
323	0	0	0	20	80	0	100
326	0	0	0	20	80	0	100
341	0	0	0	10	90	0	100
353	0	10	10	10	70	0	100
401	0	0	0	10	90	0	100
501	0	0	0	0	100	0	100
100	0	0	0	10	90	0	100

Tabla B.17. Cuadro de ajuste porcentaje Umbral (%Campo * 100/%umbral).

Elemento	Nivel de la condición					
	5	4	3	2	1	0
	Pésimo	Muy mal	Mal	Regular	Bueno	Muy Bueno
101	0	0	0	0	75	0
160	0	0	7	7	60	0
161	0	0	7	7	60	0
186	0	0	7	7	60	0
202	0	0	0	0	75	0
301	0	0	7	0	67	0
311	0	0	15	15	45	0
323	0	0	0	15	60	0
326	0	0	0	15	60	0
341	0	0	0	7	67	0
353	0	7	7	7	52	0
401	0	0	0	7	67	0
501	0	0	0	0	75	0
100	0	0	0	7	67	0

Tabla B.18. Cuadro de suma de elementos (Condición 5),

5	4	3	2	1	0
Pésimo	Muy mal	Mal	Regular	Bueno	Muy Bueno
0	0	0	0	75	75
0	0	7	14	74	74
0	0	7	14	74	74
0	0	7	14	74	74
0	0	0	0	75	75
0	0	7	7	74	74
0	0	15	30	75	75
0	0	0	15	75	75
0	0	0	15	75	75
0	0	0	7	74	74
0	7	14	21	73	73
0	0	0	7	74	74
0	0	0	0	75	75
0	0	0	7	74	74

Tabla B.19. Cuadro de suma de porcentajes de la condición 5 para cada elemento, sustento de tabla 14.

Elemento	Nivel de la condición					
	5	4	3	2	1	0
	Pésimo	Muy mal	Mal	Regular	Bueno	Muy Bueno
101	0	0	0	0	75	75
160	0	0	7	14	74	74
161	0	0	7	14	74	74
186	0	0	7	14	74	74
202	0	0	0	0	75	75
301	0	0	7	7	74	74
311	0	0	15	30	75	75
323	0	0	0	15	75	75
326	0	0	0	15	75	75
341	0	0	0	7	74	74
353	0	7	14	21	73	73
401	0	0	0	7	74	74
501	0	0	0	0	75	75
100	0	0	0	7	74	74

Tabla B.20. Cuadro de Reajustes de Valores.

5	4	3	2	1	0
Pésimo	Muy mal	Mal	Regular	Bueno	Muy Bueno
0	0	0	0	75	150
0	0	7	21	95	169
0	0	7	21	95	169
0	0	7	21	95	169
0	0	0	0	75	150
0	0	7	14	88	162
0	0	15	45	120	195
0	0	0	15	90	165
0	0	0	15	90	165
0	0	0	7	81	155
0	7	21	42	115	188
0	0	0	7	81	155
0	0	0	0	75	150
0	0	0	7	81	155

Tabla B.21. Cuadro de valores hasta sumar 100% desde la condición más desfavorable. Porcentaje, según ajuste final, de la condición para cada elemento.

Elemento	Nivel de la condición						Total %
	5	4	3	2	1	0	
	Pésimo	Muy mal	Mal	Regular	Bueno	Muy Bueno	
101	0	0	0	0	75	25	100
160	0	0	7	14	74	5	100
161	0	0	7	14	74	5	100
186	0	0	7	14	74	5	100
202	0	0	0	0	75	25	100
301	0	0	7	7	74	12	100
311	0	0	15	30	55	0	100
323	0	0	0	15	75	10	100
326	0	0	0	15	75	10	100
341	0	0	0	7	74	19	100
353	0	7	14	21	58	0	100
401	0	0	0	7	74	19	100
501	0	0	0	0	75	25	100
100	0	0	0	7	74	19	100

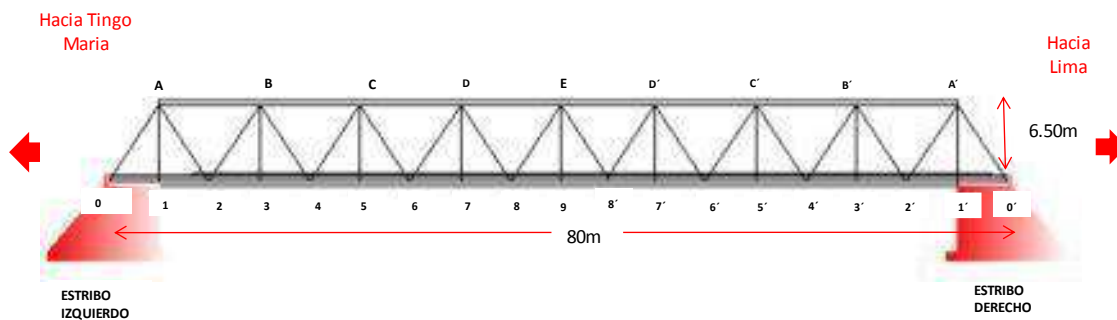
Tabla B.22. Cuadro de estadística de cada elemento, utilizando el quinto momento (Evaluación $\hat{5}$ x Cuadro de Reajuste de Valores/100).

Elemento	Nivel de la condición						Condición estadística
	5	4	3	2	1	0	
	Pésimo	Muy mal	Mal	Regular	Bueno	Muy Bueno	
101	0	0	0	0	0.75	0	0.94
160	0	0	17.01	4.48	0.74	0	1.86
161	0	0	17.01	4.48	0.74	0	1.86
186	0	0	17.01	4.48	0.74	0	1.86
202	0	0	0	0	0.75	0	0.94
301	0	0	17.01	2.24	0.74	0	1.82
311	0	0	36.45	9.6	0.55	0	2.16
323	0	0	0	4.8	0.75	0	1.41
326	0	0	0	4.8	0.75	0	1.41
341	0	0	0	2.24	0.74	0	1.24
353	0	71.68	34.02	6.72	0.58	0	2.57
401	0	0	0	2.24	0.74	0	1.24
501	0	0	0	0	0.75	0	0.94
100	0	0	0	2.24	0.74	0	1.24

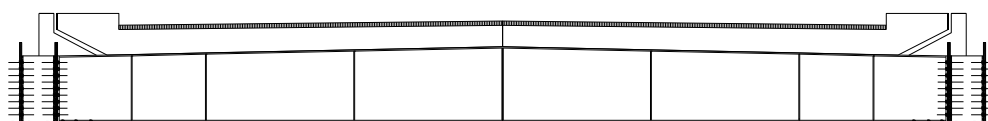
Tabla B.23. Cuadro de condición estadística del puente, sustento de tabla 14.

Elemento	Condición Estadística del elemento	Factor de importancia del elemento	Contribución del elemento al puente	Condición estadística del puente
101	0.94	1.00	0.94	2.40
160	1.86	1.00	1.86	
161	1.86	1.00	1.86	
186	1.86	1.00	1.86	
202	0.94	1.00	0.94	
301	1.82	0.60	1.09	
311	2.16	0.60	1.30	
323	1.41	0.60	0.85	
326	1.41	0.60	0.85	
341	1.24	0.60	0.74	
353	2.57	0.60	1.54	
401	1.24	0.40	0.50	
501	0.94	0.00	0.00	
100	1.24	0.50	0.62	

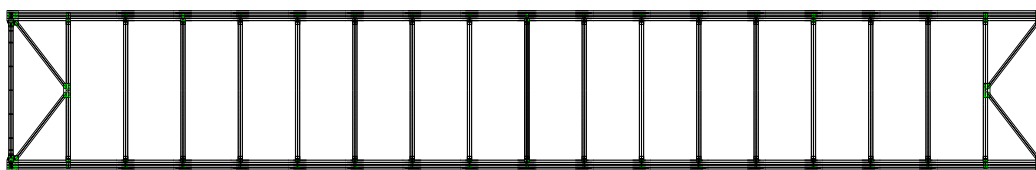
PERFIL LONGITUDINAL - PUENTE HUALLAGA



SECCIÓN TRANSVERSAL - PUENTE HUALLAGA



CORDON INFERIOR Y ARRIOSTRE - PUENTE HUALLAGA



CORDON SUPERIOR Y ARRIOSTRE - PUENTE HUALLAGA

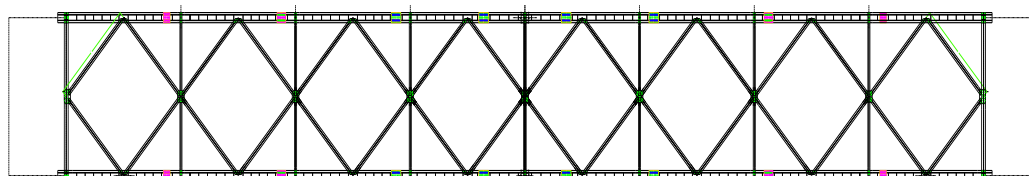


Figura B.13. Detalles Generales del puente Huallaga.






Tabla B.24. Sustento de Tabla 3.13.






DESCRIPCION	
ELEMENTO	CONDICION
LOSA	La losa del puente Huallaga cuenta con espesor de concreto de 0.20 metros, sobre la cual tiene una capa de desgaste de asfalto.
ESTRUCTURA METALICA	La superestructura metálica del puente son dos reticulados tipo Warren de 6.5 m de altura con leve inclinación hacia el estribo derecho, cada reticulado tiene 18 diagonales de sección rectangular cajón (rectangular box), 9 montantes de sección I (I-shaped sección), cordón superior e inferior con dos secciones tipo Tee. Esta completamente sucio con polvo y además en todo el cordón inferior hay gran cantidad de basura con restos orgánicos en descomposición generándose ácidos que atacan a la pintura.
	Para evaluar el GRADO DE CORROSION de la estructura metálica usamos la norma ASTM D 610 y SSPC: guide to Visual standard, donde comparando la guía visual con la estructura metálica podemos determinar que es una corrosión general (G) , y llega a ser mas del 33% de la superficie por lo que califica como grado 2-G, para lo cual se recomienda un arenado general y volver a aplicar todo el sistema de pintura. La adherencia de la pintura se evaluó según la norma de adherencia ASTM D 3359 resultando grado 3A.






VIGA TRANSVERSAL	Existen 19 vigas transversales de longitud 8.352m y sección variable de 615 mm en los extremos y 700 mm en el medio, con base de 350 mm y superior 300 mm, el alma de las vigas de apoyo cuenta con 7 rigidizadores de 143x8 mm a cada lado del alma y el alma de las vigas cuenta con 5 rigidizadores de 143x8 mm a cada lado del alma. Se nota que ha sido pintada con diferente calidad de pintura, celeste en el medio y anaranjado en los extremos, presenta corrosión superficial mayor al 20% del área y suciedad por acumulación de tierra basura orgánica
	Para evaluar el GRADO DE CORROSION de la estructura metálica usamos la norma ASTM D 610 y SSPC: guide to Visual standard, donde comparando la guía visual con la estructura metálica podemos determinar que es una corrosión general (G) , y llega a ser mas del 33% de la superficie por lo que califica como grado 2-G, para lo cual se recomienda un arenado general y volver a aplicar todo el sistema de pintura. La adherencia de la pintura se evaluó según la norma de adherencia ASTM D 3359 resultando grado 3A.
ARRIOSTRES	Tiene arrioste de acero superior en todos los paños de sección Tee de y arrioste inferior solo en los paños de los extremos . El arrioste superior presenta oxidación mientras el inferior presenta tierra y acumulación de basura.
ESTRIBOS	Los estribos son del tipo gravedad de concreto ciclópeo, se encontró desechos y materiales en estado de descomposición cubriendo parcialmente ambos estribos.
ASFALTO	La superficie de rodadura es carpeta asfáltica sobre la losa del puente, presenta desprendiendo de asfalto en zonas puntuales como en la margen izquierda aguas arriba del puente y fisuras sobre el encuentro de la losa de aproximación con el pavimento asfáltico por diferencia de rigideces.
VEREDAS	Las veredas a cada tramo del puente son de concreto armado presentando desgaste grave en donde hay desprendimiento de concreto mayor a 12 mm de profundidad en zonas puntuales, además se observa algunas fisuras. El sardinel de las veredas esta sin pintura.
APOYOS	Sobre el estribo derecho tiene apoyos tipo guía (Placa); este apoyo presenta leve oxidación por sobrecarga de basura. Sobre el estribo izquierdo tiene apoyos tipo Rockers lineal fijo y están cubiertos de material orgánico.
JUNTA	Las juntas de ambos accesos son del tipo Planchas deslizantes, que se encuentran en deterioradas y sucios.
BARANDAS	Hay dos tipos de barandas metálicas, en el mismo puente son 80 m de doble ángulos de 8x7.5 cm en cada lado, en donde el extremo de la margen derecha ha perdido 8 m de baranda. Además en el acceso izquierdo se tiene 6 m de baranda tipo poste metálico con dos tubos de acero galvanizado de 9 cm a cada lado. Para evaluar el GRADO DE CORROSION de la estructura metálica usamos la norma ASTM D 610 y SSPC: guide to Visual standard, donde comparando la guía visual con la estructura metálica podemos determinar que es una corrosión general (G) , y llega a ser mas del 33% de la superficie por lo que califica como grado 2-G, para lo cual se recomienda un arenado general y volver a aplicar todo el sistema de pintura. La adherencia de la pintura se evaluó según la norma de adherencia ASTM D 3359 resultando grado 4A por falta de recubrimiento de pintura a causa de desgaste por causas humanas.
DRENAJES	El puente cuenta con 6 drenajes a cada lado (12 en total) de tubos de acero de 10 cm de diámetro, y todos están obstruidos, aproximadamente la distancia de los drenajes son de 10 y 12 metros.
MARGENES	En la margen derecha se tiene que los vecinos están acumulado basura domestica con material orgánico; que a su vez genera contaminación y pestilencia, además hay vegetación cerca al puente. En la margen izquierda hay desmonte que incluso tapa parte del cordón inferior del puente y basura domestica con desechos orgánicos.
CAUCE	El cauce del rio Huallaga esta acorazado y esta con restos de basura domestica, además en épocas de lluvia el cauce transporta maleza y sedimentos.







Tabla B.25. Cuadro de panel fotográfico y Descripción.







LISTA DE FOTOGRAFÍAS						
NRO.	FECHA	DESCRIPCION	ROLLO	NEG.	DIGITAL	VIDEO
1	17/11/2016	Vista desde el acceso derecho en la dirección de la carretera Huánuco - Tingo María.				

2	17/11/2016	Vista desde el acceso izquierdo en la dirección de la carretera Tingo María - Huánuco	
3	17/11/2016	Vista de elevación del puente desde aguas arriba.	
4	17/11/2016	Vista de la parte inferior de la superestructura se observa la losa y las de vigas transversales de acero con sus respectivos rigidizadores.	
5	17/11/2016	Vista de la parte inferior de la superestructura se observa la losa, el cordón inferior y las de vigas transversales de acero, con pintura de diferentes colores y se nota que se encuentra tizada y en ciertos lugares desgastado por corrosión, como también se observa la gran cantidad de basura que afecta y acelera el deterioro de los elementos.	
6	17/11/2016	Vista de las vigas longitudinales con basura sobre el cordón inferior.	

7	17/11/2016	El estribo derecho tipo gravedad se encuentra con material orgánico, además se nota la viga transversal con pinturas de diferente tipo y color, y con desgaste y corrosión superficial.	
8	17/11/2016	Vista de los cordones inferiores en donde se aprecia la acumulación de material orgánico.	
9	17/11/2016	Vista del reticulado tipo Warren aguas abajo en la margen derecha, se nota que el cordón inferior está medio enterrado y con basura influenciados por fuerzas laterales del suelo, y restos orgánicos.	
10	07/07/2014	En esta vista aguas abajo se puede apreciar la acumulación de agua producto de la falta de mantenimiento de los drenajes laterales; afectando a la carpeta asfáltica, junta de planchas deslizantes y posteriormente al estribo.	
11	17/11/2016	Vista de la diagonal y el cordón inferior de la margen izquierda, se nota que el cordón inferior se encuentra en contacto con material orgánico y en contacto con el suelo lateralmente.	

12	17/11/2016	Se muestra las barandas metálicas empennadas con las vigas longitudinales, son dos ángulos de 8x8 cm, con perdida de la mayor parte de la pintura y oxidación superficial. Como tambien se observa la deformacion de la baranda por acciones accidentales.	
13	17/11/2016	Se observa veredas en ambos carriles el carril derecho y el carril izquierdo, en donde hay desprendimiento de concreto y fisuras en zonas puntuales.	
14	17/11/2016	Apoyo Tipo guia (PLACA) sobre estribo izquierdo, hay basura y restos orgánicos que generan por descomposición orgánica un ambiente agresivo al acero.	
15	17/11/2016	Apoyo Rockers lineal fijo sobre estribo Derecho, hay basura y restos orgánicos que se generan por descomposición orgánica un ambiente agresivo al acero.	
16	17/11/2016	Las junta del acceso izquierdo del tipo Plancha deslizante, que se encuentran sucios y con presencia de agua como tambien desgaste de la superficie de desgaste.	

17	17/11/2016	Vista de la junta acceso derecho del tipo Plancha deslizante, se encuentran con particular erosionadas producto del transporte particulas.	
18	17/11/2016	Se aprecia que el extremo de las barandas metálicas aguas arriba de la margen derecha, están dobladas fuera de sitio y se ha desprendido algo de 0.8m.	
19	17/11/2016	Se aprecia que el extremo de la baranda aguas arriba hacia la margen derecha ha perdido como 8 m de baranda metálica tipo dos ángulos de 8x7.5 cm.	
20	17/11/2016	El puente cuenta con 12 drenajes en total y todos obstruidos, a una distancia de los drenajes son de 12 y 10 metros.	
21	17/11/2016	Vista de Los nudos con inicio del proceso de oxidación especialmente en las planchas del arriestre superior.	
22	17/11/2016	Se pueden observar pernos en buen estado.	

23	17/11/2016	Se pueden observar pernos en buen estado, con presencia de polvo.	
24	17/11/2016	Para evaluar el GRADO DE CORROSION de las barandas usamos la norma ASTM D 610 y SSPC: guide to Visual standard, donde comparando la guía visual con la estructura metálica podemos determinar que es una corrosión general (G), y llega a ser mas del 33% de la superficie por lo que califica como grado 2-G. La adherencia de la pintura se evaluó según la norma de adherencia ASTM D 3359 resultando grado 3A.	
25	17/11/2016	Se pueden observar la junta libre en el estribo izquierdo tiene una separación de 4 cm.	
26	17/11/2016	Se pueden observar la junta libre en el estribo derecho tiene una separación de 4 cm.	
27	17/11/2016	Se encuentra superficie de carpeta asfáltica, hay desprendimiento de asfalto en la margen izquierda aguas arriba del puente.	
28	17/11/2016	Se encuentra en el acceso izquierdo barandas metálicas, con postes de acero y tubos galvanizados, gran parte de la superficie ya a perdido la pintura y en el resto la pintura esta muy deteriorada.	

29	17/11/2016	Se encuentra en el acceso izquierdo una única señal reguladora de velocidad máxima de 35 km/hora.	
30	17/11/2016	Se observa las señales infomativas, donde indican no votar basura, lo que ocasiona efectos negativos a la estructura.	
31	17/11/2016	Se observa la señale infomativas, donde indican el nombre del puente pero no la capacidad ni la longitud, con algunas publicidades.	

Tabla B.26. Cuadro de observaciones y recomendaciones.

	OBSERVACIONES	RECOMENDACIONES
	ACCIONES NORMATIVAS :	
SEÑALIZACION	La transitabilidad por el puente es normal, solo se requerirá restringirla cuando se realice los trabajos de mantenimiento.	Colocar la señalización correspondiente cuando se realicen los trabajos de mantenimiento en el puente..
	La altura libre superior hasta los arriostres es de 6.00 m.	Colocar la señalización correspondiente a la altura máxima permitida de 6.00 m.
	ACCIONES PREVENTIVAS :	
SUPERESTRUCTURA METALICA Y SUBESTRUCTURA DE CONCRETO.	Cubierto con basura, materia orgánica y polvo, sobre todo el cordón inferior por que la gente bota su basura domestica desde el puente.	Realizar una Hidrolimpieza del puente, lo cual mejoraría las condiciones del puente y su inspección.
	ACCIONES EJECUTIVAS :	
ESTRUCTURA METALICA	Para evaluar el GRADO DE CORROSION de la estructura metálica usamos la norma ASTM D 610 y SSPC: guide to Visual standard, donde comparando la guía visual con la estructura metálica podemos determinar que es una corrosión general (G) , y llega a ser mas del 33% de la superficie por lo que califica como grado 2-G, para lo cual se recomienda un arenado general y volver a aplicar todo el sistema de pintura. La adherencia de la pintura se evaluó según la norma de adherencia ASTM D 3359 resultando grado 3A.	Como el arenado y pintado la estructura metálica del puente se encuentran en mal estado se tendría que realizar los trabajos correspondientes, lo cual mejoraría las condiciones del puente y detendría el proceso de corrosión que se ha iniciado esto estaría a cargo de PROVIAS NACIONAL, la entidad que esta a cargo del cuidado del Puente Huallaga.
VIGA TRANSVERSAL	Para evaluar el GRADO DE CORROSION de la estructura metálica usamos la norma ASTM D 610 y SSPC: guide to Visual standard, donde comparando la guía visual con la estructura metálica podemos determinar que es una corrosión general (G) , y llega a ser mas del 33% de la superficie por lo que califica como grado 2-G, para lo cual se recomienda un arenado general y volver a aplicar todo el sistema de pintura. La adherencia de la pintura se evaluó según la norma de adherencia ASTM D 3359 resultando grado 3A.	
ASFALTO	La superficie de rodadura es carpeta asfáltica sobre la losa del puente, presenta desprendiendo de asfalto en zonas puntuales como en la margen izquierda aguas arriba del puente y fisuras sobre el encuentro de la losa de aproximación con el pavimento asfáltico por diferencia de rigideces.	Efectuar el bacheo de la carpeta asfáltica sobre el puente, y el tratamiento de fisuras con sello elastomérico.
VEREDAS	Las veredas a cada tramo del puente son de concreto armado presentando desgaste grave en donde hay desprendimiento de concreto mayor a 12 mm de profundidad en zonas puntuales, ademas se observa algunas fisuras.	Las reparaciones de desprendimientos de concreto y tratamiento de fisuras con epoxico se tendría que realizar para mejorar las condiciones del puente, PROVIAS NACIONAL tendría que encargarse de estos trabajos.
	El sardinel de las veredas esta sin pintura.	Como el pintado de los sardineles de la vereda de concreto del puente estaría a cargo de PROVIAS NACIONAL, lo cual mejoraría las condiciones del puente.
BARANDAS	Hay dos tipos de barandas metálicas, en el mismo puente son 80 m de doble ángulos de 8x7.5 cm en cada lado, en donde el extremo de la margen derecha ha perdido 8 m de baranda. Además en el acceso izquierdo se tiene 6 m de baranda tipo poste metálico con dos tubos de acero galvanizado de 9 cm a cada lado.	La reposición de elementos deteriorados de barandas metálicas tendría que realizar PROVIAS NACIONAL, lo cual mejoraría las condiciones del puente.
	Para evaluar el GRADO DE CORROSION de la estructura metálica usamos la norma ASTM D 610 y SSPC: guide to Visual standard, donde comparando la guía visual con la estructura metálica podemos determinar que es una corrosión general (G) , y llega a ser mas del 33% de la superficie por lo que califica como grado 2-G, para lo cual se recomienda un arenado general y volver a aplicar todo el sistema de pintura. La adherencia de la pintura se evaluó según la norma de adherencia ASTM D 3359 resultando grado 4A por falta de recubrimiento de pintura a causa de desgaste por causas humanas.	Al realizar el arenado y pintado de las barandas metálica del puente por PROVIAS NACIONAL, mejoraría las condiciones del puente y detendría el proceso de corrosión que se ha iniciado.

ANEXO C

CALCULO PARA CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE HUALLAGA

1) **DATOS**

UBICACIÓN	:	PILLCO MARCA - AMARILIS
LONGITUD TOTAL	:	80.00 m.
Nº DE TRAMOS	:	1
LONG.DE TRAMO EN ESTUDIO	:	80.00 m.
CONDICION DE BORDE	:	SIMPLEMENTE APOYADO
SOBRECARGA DE DISEÑO	:	HL - 93
RUTA	:	PE - 3N
REGLAMENTO	:	Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2012

2) **SECCION TRANSVERSAL**

TIPO	:	RETICULADO METALICO
SUPERFICIE DE RODADURA	:	ASFALTO e= 0.04 m.
ESPESOR DE TABLERO	:	CONCRETO e= 0.20 m

3) **ESTADO ACTUAL**

: SEGÚN CALIFICACIÓN DE INSPECCIÓN (MALO - 3.11)

4) **FOTOGRAFIAS DE LA ESTRUCTURA**

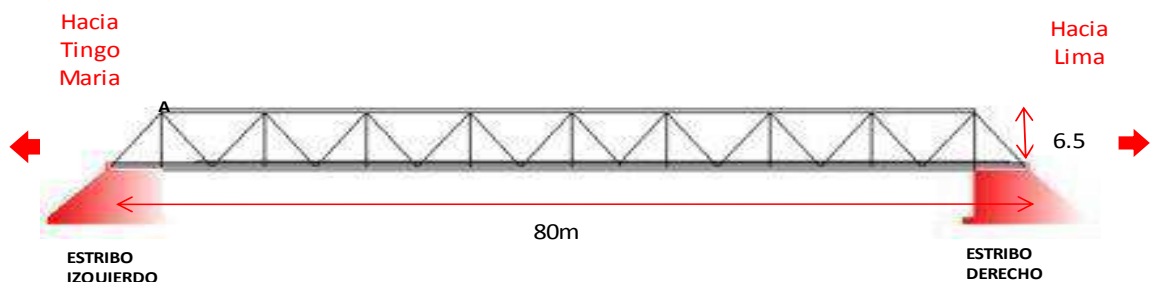


SUPERESTRUCTURA, PUENTE RETICULADO



NERO UBICADO EN LA PARTE INFERIOR DE LA ESTRUCTURA RETICUL

5) **VISTA LONGITUDINAL, PLANTA Y SECCION TRANSVERSAL**



6) COEFICIENTE DE IMPACTO AL INGRESO AL TABRERO POR CAUSAS DE BACHES Y DISCONTINUIDAD DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO, EFECTO DE MARTILLO

6.1) CALCULO DE COEFICIENTE DE IMPACTO (HL-93K)

$$Ci = 1.11 Tn$$

$$Ci = 1+IM/100$$

Donde : IM= 75%

Cuadro 4.5 15%

33%

$$Ci = 2P1+1P2 = 33 Tn$$

$$P1= 14.5 Tn$$

$$P2 = 3.6$$

6.2) CALCULO DE COEFICIENTE DE IMPACTO (T3S3)

$$Ci = 1.16 Tn$$

$$Ci = 1+IM/100$$

Donde : IM= 75%

Cuadro 4.5 15%

33%

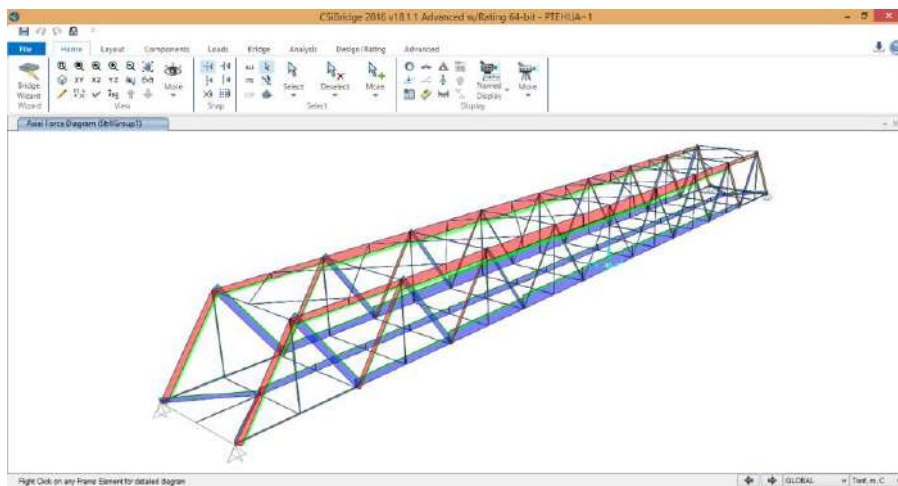
$$P1= 8.3 Tn$$

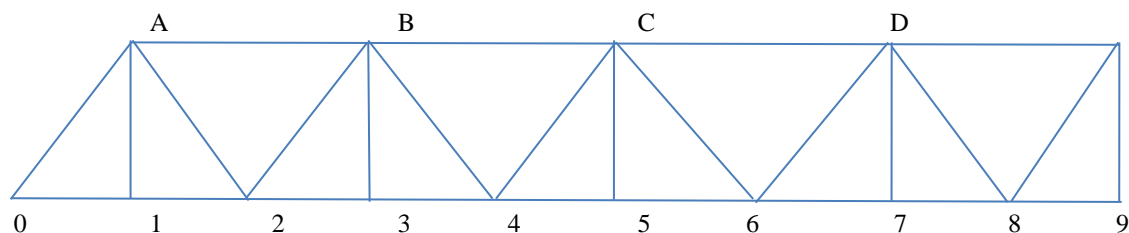
$$P2 = 9 Tn$$

$$P3= 7 Tn$$

$$Ci = 3P1+2P2+1P3 = 50 Tn$$

7) ANÁLISIS DE ELEMENTOS PARA VERIFICAR CAPACIDAD DE CARGA



8) CARGAS AXIALES Y COMBINACION DE CARGAS SEGÚN AASHTO Y LRFD


ELEMENTO	CODIGO	CARGA AXIAL SEGÚN CSI BRIDGE			PP x 1.25	PP+T3S3*1.30	PP+HL-93*1.30
		HL-93	T3S3	PP	RESISTENCIA II	SERVICIO II	SERVICIO II
CORD. INF.	01	8.85	13.23	19.40	24.25	36.60	30.91
CORD. INF.	12	8.79	13.15	18.08	22.60	31.23	29.51
CORD. INF.	23	34.67	49.40	127.39	159.24	176.79	172.46
CORD. INF.	34	34.47	49.15	126.09	157.61	175.24	170.90
CORD. INF.	45	54.10	76.25	204.70	255.88	280.95	275.03
CORD. INF.	56	53.98	76.11	203.90	254.87	280.01	274.07
CORD. INF.	67	66.13	92.60	251.66	314.57	344.26	337.63
CORD. INF.	78	66.07	92.53	251.29	314.11	343.82	337.18
CORD. INF.	89	70.05	98.02	267.20	334.01	365.22	358.27
CORD. SUP.	AB	-32.65	-46.14	-126.00	-157.50	-172.14	-168.44
CORD. SUP.	BC	-58.65	-81.31	-81.30	-101.63	-162.61	-157.55
CORD. SUP.	CD	-77.63	-106.62	-286.67	-358.34	-393.29	-387.59
CORD. SUP.	DE	-86.77	-118.84	-319.45	-399.31	-438.29	-432.25
DIAGONAL	0A	-30.19	-42.38	-120.57	-150.71	-162.95	-159.82
DIAGONAL	A2	27.90	39.02	104.82	131.02	143.84	141.09
DIAGONAL	2B	-25.33	-35.62	-92.24	-115.30	-127.86	-125.17
DIAGONAL	B4	23.11	32.54	77.75	97.19	110.29	107.79
DIAGONAL	4C	-20.14	-28.74	-64.18	-80.22	-92.92	-90.36
DIAGONAL	C6	18.11	25.94	49.90	62.38	75.84	73.45
DIAGONAL	6D	-15.36	-22.40	-36.42	-45.53	-58.82	-56.39
DIAGONAL	D8	13.30	19.50	21.37	26.71	40.87	38.66
DIAGONAL	8E	-10.96	-16.33	-7.60	-9.50	-23.93	-21.85
MONTANTE	A1	6.50	9.61	10.64	13.30	20.25	19.09
MONTANTE	B3	5.70	8.68	9.52	11.90	18.20	16.93
MONTANTE	C5	5.75	8.71	9.35	11.68	18.06	16.82
MONTANTE	D7	5.90	8.90	9.68	12.10	18.58	17.35
MONTANTE	E9	5.95	8.96	9.51	11.88	18.47	17.24

9) VERIFICACION DE ELEMENTOS POR ESFUERZOS AXIALES EN TRACCION

9.1) VERIFICACION DE RESISTENCIA PARA VEHICULO (T3S3)

Datos: Resistencia mayorada a la tracción axial

$$f_y = 3515$$

$$f_u = 4570$$

CASO 1: $P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g$

CASO 2: $P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U$

ELEMENTO	CODIGO	FUERZA AXIAL CRITICO	FUERZA AXIAL	AREA DEL ELEMENTO	ESFUERZO ACTUANTE	ESFUERZO ADMISIBLE	CASO 1	CASO 2	CONCLUSIÓN
CORD. INF.	01	36599.00	TRACCION	136.40	268.32	3515.00	455.47	498.68	¡OK!
CORD. INF.	12	31230.00	TRACCION	136.40	228.96	3515.00	455.47	498.68	¡OK!
CORD. INF.	23	176792.00	TRACCION	182.00	971.38	3515.00	607.74	665.39	¡FALLA!
CORD. INF.	34	175239.30	TRACCION	182.00	962.85	3515.00	607.74	665.39	¡FALLA!
CORD. INF.	45	280951.40	TRACCION	260.00	1080.58	3515.00	868.21	950.56	¡FALLA!
CORD. INF.	56	280005.30	TRACCION	260.00	1076.94	3515.00	868.21	950.56	¡FALLA!
CORD. INF.	67	344257.10	TRACCION	322.00	1069.12	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
CORD. INF.	78	343816.50	TRACCION	322.00	1067.75	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
CORD. INF.	89	365224.00	TRACCION	322.00	1134.24	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
DIAGONAL	A2	143837.20	TRACCION	112.32	1280.60	3515.00	375.06	410.64	¡FALLA!
DIAGONAL	B4	110292.20	TRACCION	87.00	1267.73	3515.00	290.51	318.07	¡FALLA!
DIAGONAL	C6	75842.30	TRACCION	80.64	940.50	3515.00	269.28	294.82	¡FALLA!
DIAGONAL	D8	40869.00	TRACCION	71.04	575.30	3515.00	237.22	259.72	¡FALLA!
MONTANTE	A1	20248.00	TRACCION	230.00	88.03	3515.00	768.03	840.88	¡OK!
MONTANTE	B3	18198.40	TRACCION	79.04	230.24	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	C5	18057.50	TRACCION	79.04	228.46	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	D7	18577.30	TRACCION	79.04	235.04	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	E9	18466.40	TRACCION	79.04	233.63	3515.00	263.93	288.97	¡OK!

VERIFICACION DE ELEMENTOS POR ESFUERZOS AXIALES EN COMPRESION

Datos: Resistencia mayorada a la compresión axial

$$f_y = 3515$$

$$f_u = 4570$$

$$E = 20389.019$$

$$P_r = \phi_c P_n$$

 Si $\lambda \leq 2.25$,entonces

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_g$$

 Si $\lambda > 2.25$,entonces

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda}$$

$$\lambda = \left(\frac{Kl}{r_s \pi} \right) \frac{F_y}{E}$$

ELEMENTO	CODIGO	FUERZA AXIAL CRITICO	FUERZA AXIAL	AREA DEL ELEMENTO	ESFUERZO ACTUANTE	LONGITUD NO ARRIOS TRA	r_s	λ	P_n	CONCLUSIÓN
CORD. SUP.	AB	-172138.60	COMPRESION	149.20	-1153.74	7.697	0.158	2.01	2279.70	¡OK!
CORD. SUP.	BC	-162610.00	COMPRESION	248.40	-654.63	7.868	0.158	2.05	3721.80	¡OK!
CORD. SUP.	CD	-393289.60	COMPRESION	315.00	-1248.54	7.946	0.158	2.07	4685.05	¡OK!
CORD. SUP.	DE	-438291.30	COMPRESION	315.00	-1391.40	8.123	0.158	2.12	4596.14	¡OK!
DIAGONAL	0A	-162950.00	COMPRESION	149.60	-1089.24	6.043	0.111	2.24	2074.31	¡OK!
DIAGONAL	2B	-127860.00	COMPRESION	116.16	-1100.72	6.369	0.113	2.32	1547.51	¡OK!
DIAGONAL	4C	-92915.00	COMPRESION	87.04	-1067.50	6.521	0.105	2.56	1051.29	¡OK!
DIAGONAL	6D	-58823.70	COMPRESION	80.64	-729.46	6.556	0.090	3.00	831.97	¡OK!
DIAGONAL	8E	-23933.90	COMPRESION	71.04	-336.91	6.753	0.067	4.16	528.13	¡OK!

9.2) VERIFICACION DE RESISTENCIA PARA VEHICULO (HL-93)

Datos: Resistencia mayorada a la tracción axial

$$f_y = 3515 \quad \text{CASO 1: } P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g$$

$$f_u = 4570 \quad \text{CASO 2: } P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U$$

ELEMENTO	CODIGO	FUERZA AXIAL CRITICO	FUERZA AXIAL	AREA DEL ELEMENTO	ESFUERZO ACTUANTE	ESFUERZO ADMISIBLE	CASO 1	CASO 2	CONCLUSIÓN
CORD. INF.	01	30905.00	TRACCION	136.40	226.58	3515.00	455.47	498.68	¡OK!
CORD. INF.	12	29507.00	TRACCION	136.40	216.33	3515.00	455.47	498.68	¡OK!
CORD. INF.	23	172463.00	TRACCION	182.00	947.60	3515.00	607.74	665.39	¡FALLA!
CORD. INF.	34	170900.30	TRACCION	182.00	939.01	3515.00	607.74	665.39	¡FALLA!
CORD. INF.	45	275031.40	TRACCION	260.00	1057.81	3515.00	868.21	950.56	¡FALLA!
CORD. INF.	56	274069.30	TRACCION	260.00	1054.11	3515.00	868.21	950.56	¡FALLA!
CORD. INF.	67	337626.10	TRACCION	322.00	1048.53	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
CORD. INF.	78	337177.50	TRACCION	322.00	1047.14	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
CORD. INF.	89	358269.00	TRACCION	322.00	1112.64	3515.00	1075.24	1177.23	¡OK!
DIAGONAL	A2	141087.20	TRACCION	112.32	1256.12	3515.00	375.06	410.64	¡FALLA!
DIAGONAL	B4	107789.22	TRACCION	87.00	1238.96	3515.00	290.51	318.07	¡FALLA!
DIAGONAL	C6	73445.30	TRACCION	80.64	910.78	3515.00	269.28	294.82	¡FALLA!
DIAGONAL	D8	38659.00	TRACCION	71.04	544.19	3515.00	237.22	259.72	¡FALLA!
MONTANTE	A1	19088.00	TRACCION	230.00	82.99	3515.00	768.03	840.88	¡OK!
MONTANTE	B3	16928.40	TRACCION	79.04	214.18	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	C5	16822.50	TRACCION	79.04	212.84	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	D7	17347.30	TRACCION	79.04	219.47	3515.00	263.93	288.97	¡OK!
MONTANTE	E9	17241.40	TRACCION	79.04	218.14	3515.00	263.93	288.97	¡OK!

VERIFICACION DE ELEMENTOS POR ESFUERZOS AXIALES EN COMPRESION

Datos: Resistencia mayorada a la compresión axial

$$f_y = 3515 \quad P_r = \phi_c P_n$$

$$f_u = 4570$$

$$E = 20389.019$$

 Si $\lambda \leq 2.25$,entonces

$$P_n = 0.66 \lambda F_y A_g$$

 Si $\lambda > 2.25$,entonces

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda}$$

$$\lambda = \left(\frac{Kl}{r_s \pi} \right) \frac{F_y}{E}$$

ELEMENTO	CODIGO	FUERZA AXIAL CRITICO	FUERZA AXIAL	AREA DEL ELEMENTO	ESFUERZO ACTUANTE	LONGITUD NO ARRIOSTRA	r_s	λ	P_n	CONCLUSIÓN
CORD. SUP.	AB	-168443.60	COMPRESION	149.20	-1128.98	7.697	0.158	2.01	2279.70	¡OK!
CORD. SUP.	BC	-157545.00	COMPRESION	248.40	-634.24	7.868	0.158	2.05	3721.80	¡OK!
CORD. SUP.	CD	-387588.60	COMPRESION	315.00	-1230.44	7.946	0.158	2.07	4685.05	¡OK!
CORD. SUP.	DE	-432252.30	COMPRESION	315.00	-1372.23	8.123	0.158	2.12	4596.14	¡OK!
DIAGONAL	0A	-159817.00	COMPRESION	149.60	-1068.30	6.043	0.111	2.24	2074.31	¡OK!
DIAGONAL	2B	-125169.00	COMPRESION	116.16	-1077.56	6.369	0.113	2.32	1547.51	¡OK!
DIAGONAL	4C	-90357.00	COMPRESION	87.04	-1038.11	6.521	0.105	2.56	1051.29	¡OK!
DIAGONAL	6D	-56391.70	COMPRESION	80.64	-699.30	6.556	0.090	3.00	831.97	¡OK!
DIAGONAL	8E	-21845.40	COMPRESION	71.04	-307.51	6.753	0.067	4.16	528.13	¡OK!

ANEXO D

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN DE LA ESTACIÓN TOTAL UTILIZADA EN LA INVESTIGACIÓN

MARCA REGISTRADA
indecopi

AÑO: 2016
Nº Cert - 005678

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

OTORGADO A: CAMARA CRUZ TONY JORGE

EQUIPO: Estacion Total Marca TOPCON Modelo GTS-236W

SERIE: 283413

DNI: 71869947

FECHA DE EMISION: 2016-10-20

GEOTOP SAC , CERTIFICA EL CUMPLIMIENTO DE LA NORMA DIN 18723, SEGUN LOS ESTANDARES INTERNACIONALES ESTABLECIDOS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL INSTRUMENTO SEGÚN EL FABRICANTE

Precision del Distancimetro: +/- (3+2 ppm x D) mm

Constante Estadimetrica: 100m

Telescopio Imagen directa: 30X

Lectura Mínima: 1"5"

Precision Angular: 5"

VERIFICACIÓN DEL EQUIPO

<p style="text-align: center; font-weight: bold;">PANEL DE CONTROL</p> <p>CONDICION FISICAOK</p> <p>FUNCIONES DEL TECLADOOK</p> <p>MARCAS DEL TECLADOOK</p>	<p style="text-align: center; font-weight: bold;">BASE</p> <p>CONDICION FISICAOK</p> <p>NIVELOK</p> <p>TORNILLOSOK</p>	<p style="text-align: center; font-weight: bold;">REVISIÓN</p> <p>ERROR VERTICAL OK</p> <p>ERROR HORIZONTAL OK</p> <p>DOBLE CENTRO OK</p> <p>PERPENDICULARIDAD OK</p> <p>PLOMADA LASER OK</p> <p>PUNTERO LASER OK</p>
<p style="text-align: center; font-weight: bold;">MECANICA</p> <p>ASASOK</p> <p>ROTACION HORIZONTALOK</p> <p>ROTACION VERTICALOK</p>	<p style="text-align: center; font-weight: bold;">PRECISIÓN</p> <p>ANGULO HORIZONTALOK</p> <p>ANGULO VERTICALOK</p>	<p style="text-align: center; font-weight: bold;">APARIENCIA VISIBLE</p> <p>COLORESOK</p> <p>LIMPIEZA OK</p>

CALIBRACIÓN

VERTICALOK

HORIZONTALOK

PATRON DE MEDICIONES DEL INSTRUMENTO EN 00°00'00"			
ANGULO HZ	00°00'00"	Der.	180°00'00"
ANGULO V	90°00'00"	180°	270°00'00"
Arriba	60°00'00"	180°	240°00'00"
Abajo	120°00'00"	180°	300°00'00"

MEDICIONES DE PATRÓN	
ANGULO HZ	00°00'00" 180°00'00"
ANGULO V	90°00'00" 270°00'00"

RESULTADO V=OK HZ=OK

VALOR LEÍDO EN EL INSTRUMENTO			
	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
VERTICAL	360	00	07
HORIZONTAL	360	00	05

VALOR A CORREGIR			
	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
VERTICAL	00	00	07
HORIZONTAL	00	00	05

VALOR LEÍDO EN EL INSTRUMENTO CALIBRADO			
	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
VERTICAL	360	00	01
HORIZONTAL	360	00	01

CALIBRACIÓN DEL DISTANCIOMETRO				
MEDIDA INICIAL (m)	CORRECCION DE MEDIDA/PATRÓN DE MEDIDA INICIAL (m)	MEDIDA PATRÓN (m)	MEDIDAS CORREGIDAS (m)	DIFERENCIA DE MEDIDA/PATRÓN DE MEDIDA CORREGIDA (m)
50	0.00	50	50	0.00
150	0.00	150	150	0.00
200	0.00	200	200	0.00

RANGO DE TOLERANCIA			
	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
+	360	00	05
-	359	59	55

CERTIFICAMOS QUE EL EQUIPO EN MENCIÓN, SE ENCUENTRA TOTALMENTE REVISADO, CONTROLADO Y CALIBRADO, SEGÚN NORMA DIN 18723.

CONDICIONES AMBIENTALES DE CALIBRACIÓN Y VERIFICACIÓN

Lugar: Taller de Servicio Técnico de GEOTOP S.A.C.

Temperatura: Promedio de 20 grados C con variacion de +/- 0.5 grados C. Humedad Relativa de 58%.

Figura D.1. Certificado de calibración pág. 01.

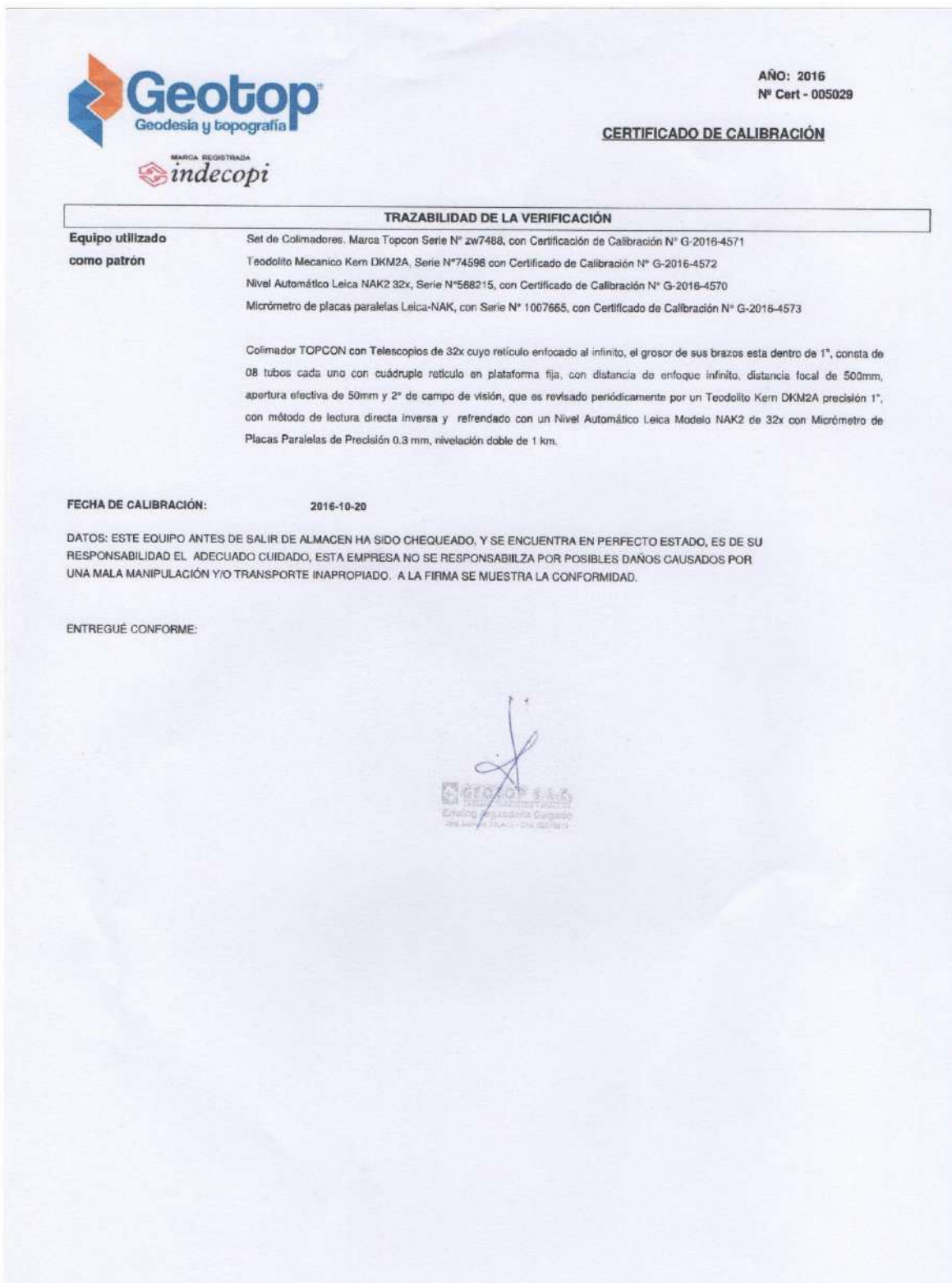


Figura D.2. Certificado de calibración pág. 02.

ANEXO E

FICHA DE ENTREVISTA PERIODÍSTICA PERSONAL

APELLIDOS Y NOMBRES: _____

DNI: _____ **SEXO:** _____ **NACIONALIDAD:** _____

FECHA DE NACIMIENTO: ____/____/____

ESTADO CIVIL: _____ **CÓNYUGE:** _____

DIRECCIÓN: _____

TELÉFONO: _____ **CIUDAD:** _____ **LUGAR:** _____

**HISTORIA DEL PRIMER PUENTE RETICULADO DE LA CIUDAD DE
HUÁNUCO**

¿Cuál fue la necesidad de la Construcción del Puente Huallaga de la Cuidad de Huánuco?

¿En qué año se Inició la Construcción del Puente Huallaga de la Cuidad de Huánuco?

¿En qué año se culminó la construcción del Puente Huallaga de la Cuidad de Huánuco?

¿En qué fecha se puso en operación el Puente Huallaga de la Cuidad de Huánuco?

¿Cuánto tiempo duro la construcción del Puente Huallaga de la Ciudad de Huánuco?

¿Qué mano de obra se utilizó en el Puente Huallaga de la Ciudad de Huánuco?

FICHA DE ENTREVISTA PERIODISTICA PERSONAL

APELLIDOS Y NOMBRES: ESPINOZA ROBERTO TOLARIO
DNI: 22413130 SEXO: MASCULINO NACIONALIDAD: PERUANA
FECHA DE NACIMIENTO: / /
ESTADO CIVIL: CASADO CONYUGE: _____
DIRECCIÓN: JR. RUPERTO CUCULLA 1/2 "A" HUANO
TELEFONO: _____ CIUDAD: HUÁNUCO LUGAR: HUÁNUCO

HISTORIA DEL PRIMER PUENTE RETICULADO DE LA CIUDAD DE HUÁNUCO

¿Cuál fue la necesidad de la Construcción del Puente Huallaga de la Ciudad de Huánuco?

- El nuevo trazo realizado para la carretera marginal de la selva, por que anteriormente el trazo pasaba por el pte. balicavita.

¿En qué año se Inició la Construcción del Puente Huallaga de la Ciudad de Huánuco?

- En el primer gobierno del presidente Fernando Belaunde Terry (1963 - 1968).

¿En qué año se culminó la construcción del Puente Huallaga de la Ciudad de Huánuco?

- En el año de 1967 aproximadamente.

¿En qué fecha se puso en operación el Puente Huallaga de la Ciudad de Huánuco?

- Aproximadamente en los meses de setiembre y octubre de 1968, culminando el nuevo trazo que ya no pasaria por el centro de tico.

¿Cuánto tiempo duro la construcción del Puente Huallaga de la Ciudad de Huánuco?

- El montaje duro aproximadamente un año y medio

¿Qué mano de obra se utilizó en el Puente Huallaga de la Ciudad de Huánuco?

- Hombres de la ciudad de Huánuco y con personales traídos de la capital.

Ficha E.1. Ficha de entrevista.

ANEXO F

Cuadro F.1. Ficha de características generales.

TIPO DE PUENTE	CARACTERÍSTICAS					
	MATERIAL	CONDICIONES BORDE	SECCIÓN TRASVERSAL	PERALTE h	UBICACIÓN TABLERO	GEOMETRIA PLANO

Cuadro F.2. Ficha de datos de la inspección.

1) IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN		
Nombre Puente:	Tramo:	
Tipo Puente:	Dpto. Político:	
Sobre (*):	Dpto. Vial:	
Altitud (msnm):	Provincia:	
Latitud (grad, min):	Distrito:	
Longitud (grad, min):	Poblado más Cercano:	
Ruta:	Kilometraje:	
2) DATOS GENERALES		
Puente Sobre:	Nombre:	
Longitud Total (m):	Numero de Vías Tránsito:	
Ancho Calzada (m):	Sobrecarga Diseño:	
Ancho Vereda (m):	Numero Proyecto:	
Altura Libre Superior (m):	Año Construcción:	
Altura Libre Inferior (m):	Ultima Inspección (dd/mm/aa):	
Tipo Servicio:	Ultimo Trabajo:	
Tráfico (veh/día):	% Camiones y Buses:	
Año:	Alineamiento:	
Condiciones Ambientales:		
3) TRAMOS		
Numero Tramos:	Longitud Total:	Longitudes Restantes:
Tramos:	Longitud Segundo Tramo (m):	
Luz Principal (m):	Longitud Tercer Tramo (m):	
TRAMO 1 (Principal)		TRAMO 2
Categoría/Tipo:	Categoría/Tipo:	
Características Secundarias:	Características Secundarias:	
Condición Borde:	Condición Borde:	
Materiales Predominantes:	Materiales Predominantes:	
4) TABLERO DE RODADURA		
LOSA		VIGAS
Material:	Tipo:	
Espesor (m):	N° Vigas:	
Superficie de Desgaste:	Material:	
	Forma:	
	Peralte (m):	
	Separación entre Ejes:	
5) SUBESTRUTURA		
ESTRIBO IZQUIERDO		ESTRIBO DERECHO
Elevación/Tipo:	Elevación/Tipo:	
Elevación/Material:	Elevación/Material:	
Cimentación/Tipo:	Cimentación/Tipo:	
Cimentación/Material:	Cimentación/Material:	

6) PILARES		
PILAR 1	PILAR 2	PILAR 3
Elevación/Tipo:	Elevación/Tipo:	Elevación/Tipo:
Elevación/Material:	Elevación/Material:	Elevación/Material:
Cimentación/Tipo:	Cimentación/Tipo:	Cimentación/Tipo:
Cimentación/Material:	Cimentación/Material:	Cimentación/Material:
7) MACIZOS/CAMARAS DE ANCLAJE		
IZQUIERDO		DERECHO
Elevación/Tipo:		Elevación/Tipo:
Elevación/Material:		Elevación/Material:
Cimentación/Tipo:		Cimentación/Tipo:
Cimentación/Material:		Cimentación/Material:
8) DETALLES		
BARANDAS		VEREDAS Y SARDINELES
Tipo:		Ancho Vereda (m)
Materiales:		Altura Sardinel (m)
		Materiales:
APOYO 1	APOYO 2	APOYO 3
Tipo:	Tipo:	Tipo:
Material:	Material:	Material:
Ubicación:	Ubicación:	Ubicación:
Número:	Número:	Número:
JUNTAS DE EXPANSIÓN		DRENAJE DE CALZADA
Tipo:		Tipo:
Materiales:		Materiales:
9) ACCESOS		
ACCESOS IZQUIERDO		ACCESOS DERECHO
Longitud Transición (m):		Longitud Transición (m):
Alineamiento:		Alineamiento:
Ancho de Calzada (m):		Ancho de Calzada (m):
Ancho total de Bermas:		Ancho total de Bermas:
Pendiente Alta:		Pendiente Alta:
Visibilidad:		Visibilidad:
10) SEGURIDAD VIAL		
ACCESOS IZQUIERDO		ACCESOS DERECHO
Señalización Informativa:		Señalización Informativa:
Señal Preventiva:		Señal Preventiva:
Señal Reglamentaria:		Señal Reglamentaria:
Señal Horizontal:		Señal Horizontal:
11) SOBRECARGA		
Carga de Diseño:		Cara Máxima Actual:
Sobreesfuerzo:		Señalización de Carga:
12) RUTA ALTERNA		
Tipo otras Rutas:		
VADO		PUENTE PARALELO
Distancia de Puente (Km):		Posibilidad de Construirlo:
Periodo de Funcionamiento (meses):		Longitud Total (m):
Profundidad de Aguas Mínimas (m):		Subestructura:
Naturaleza del Suelo:		Tipo:
Variante Existente:		
Necesidad de Construirlo:		

13) CONDICION DEL SECTOR DE LA CARRETERA					
Condición de la Carretera:					
14) SUELO DE CIMENTACIÓN					
	ESTRIBO IZQ.	ESTRIBO DER.	PILAR 1	PILAR 2	PILAR 3
Material:					
Comentarios:					
15) NIVELES DE AGUA					
Aguas Máximas (m):			Periodo Aguas Máximas:		
Aguas Mínimas (m):			Periodo Estiaje:		
Aguas Extraordinarias (m):			Frecuencia de Retorno:		
Galibo Determinado (m):			Fecha (dd/mm/ss):		
Galibo obtenido del Plano (m):			Galibo Aguas Máximas (m):		
16) CAPACIDAD HIDRAULICA DEL PUENTE					
Longitud Aceptable:			Longitud Requerida (m):		
Altura Aceptables:			Altura Adicional Requerida (m):		
Necesita Encauzamiento:			Longitud de Encauzamiento (m):		
Socavación del Cauce:			Profundidad de Socavación:		
17) PERFIL LONGITUDINAL					
Número de Puntos:				Punto Fijo Aguas Abajo	
Dist. Desde Pto Fijo	Aguas Abajo	Aguas Arriba			
Protección Contra Socavación:				Tipo:	
18) COMENTARIOS, OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES					
FECHA INSPECCIÓN:...../...../..... INSPECTOR:.....					
FIRMA					
FECHA SUPERVISIÓN:...../...../..... SUPERVISOR:.....					
FIRMA					

Cuadro F.3. Ficha de condición de los elementos inspeccionados.

NOMBRE PUENTE: PROGRESIVA (m):
 TIPO PUENTE: AÑO CONSTRUCCIÓN:
 PROVINCIA: SOBRECARGA:
 DISTRITO: LONGITUD TOTAL:
 TRAMO: ANCHO DE CALZADA:

CONDICION DE LOS ELEMENTOS INSPECCIONADOS									
NRO.	DESCRIPCIÓN	METRADO	UND	CALIFICACIÓN					OBSERVACIONES
				0	1	2	3	4	
COMENTARIOS:								CALIFICACIÓN MUY BUENO :0 BUENO :1 REGULAR :2 MALO :3 MUY MALO :4 PESIMO :5	
FECHA INSPECCIÓN:/...../.....								FIRMA	
INSPECTOR:									

Cuadro F.4. Ficha de condición de los elementos inspeccionados.

NOMBRE DE PUENTE: PROGRESIVA (m):
 TIPO PUENTE: AÑO CONSTRUCCIÓN:
 PROVINCIA: SOBRECARGA:
 DISTRITO: LONGITUD TOTAL:
 TRAMO: ANCHO DE CALZADA:

LISTA DE FOTOGRAFIAS						
NRO	FECHA	DESCRIPCIÓN	ROLLO	NEG.	DIGITAL	VIDEO
COMENTARIOS:						
FECHA INSPECCION:/...../.....						
INSPECTOR:						
FIRMA						

ANEXO G


 PERU
 Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Autoridad Nacional de Transportes

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

REGISTRO NACIONAL DE CARRETERAS – RENAC
RED VIAL NACIONAL

ID	CÓDIGO (Mapa)	TRAYECTORIA	LONGITUD (KMS)		
			P.	N.P.	TOTAL
22	PE-1S C	Emp. PE-1 S (Pte. Los Maestros) - La Tinguíña - San José de Los Molinos Huamani - Ramadillas - Dv. Ayaviri - Tambo - Emp. PE-28 A (Huaytará).	96.3	21.0	117.2
23	PE-1S D	Emp. PE-1S (Dv. Quilca) - Quilca - Huata - Islay (PE-34) - Moliendo - Pte. Freyre - Punta de Bombón - Fundición Southern - Ilo - Tacahuay - Sama - Pte. Los Baños - El Pozo (Dv. Costanera).	323.0	66.3	389.3
24	PE-1S E	Emp. PE-1S (Dv. Chíncha Alta) - I.V. Tambo de Mora - Pte. Chíncha 1 - Pte. Chíncha II - Pte. Pisco - Emp. PE-28 A (Dv. San Clemente) - I.V. Pisco — Emp. PE-1 S.	208.9	0.0	208.9
25	PE-1S F	Emp. PE-1 S-Dv. Pisco - Dv. San Andrés-Emp. PE-28(Dv. Paracas).	0.0	0.0	0.0
26	PE-1S G	Emp. PE-1S F (Dv. Pisco) - Emp. Av. Las Américas — Pisco — San Andrés - Emp. PE-1 S F (Dv. Paracas).	0.0	0.0	0.0
27	PE-1S H	Emp. PE-1S G-Aeropto. Internac. Pisco-Emp. PE-1S G(San Andrés).	0.0	0.0	0.0
28	PE-1S J	Emp. PE-1S - Ventilata - Dv. Buenos Aires - Emp. PE-1S D.	0.0	0.0	0.0
29	PE-3N (Longitudinal de la Sierra Norte)	Repartición La Oroya (PE-22) - Pte. Antahuarco- Dv. Tarma (PE-22 B)-Junín-Carhuamayo-Unish(PE-20 A) - Dv. Cerro de Pasco - Huariaca-San Rafael-Ambo(PE-18) - Pte. Huallaga - Huánuco - Dv. Huánuco(PE-18A)-Chavinillo-Chuquis-La Unión-Huallanca - Abra Yanashalla-Aquia(PE-3N E) - Chiquián — Dv. Mojón (PE-3N E)-Conococha (PE-16) - Catac - Recuay - Pte. Bedoya - Pte. Mashuan-Pte. Taclán-Huaraz (PE-14 y PE-14 A)-Pte. Jangas - Pte. Atusparia - Carhuaz - Yungay - Caraz - Pte. Choquechaca - Sucre-Huallanca-Yuracmarca- Dv. Pte. Huarochirí (PE-3N A) - Pte. La Umeña - Mirador - Pte. Agua Clara - Chuquicara (PE-12)-Quitroz-Ancos-Tauca(PE-3N A)-Cabana-Pallasca- Mollepata - Angasmarcha - Santiago de Chuco - Shorey (PE-10 A) - Quinuivilca - Huamachuco - Sausacocha (PE-10 B) - Marcabal - Cajabamba - Pte. Crisneja - La Grama - San Marcos - Matara - Llacanora - Cajamarca (PE-08 y PE-08 B) - Dv. Tambillo (PE-08 A) - Dv. Yanacanchilla Alta (PE-3N B) - El Cóbrc - El Empalme - Abra Coimolache - Hualgayoc - Bambamarca - Abra Samangay - Chota (PE-3N C) - Lajas - Chamana (PE-06 B) - Cochabamba (PE-06 A) — Cutervo (PE-3N E) - Santo Domingo de Capilla - Dv. Callayuc - Chiple (PE-04 C) - Pucará - Dv. Pomahuaca - Pte. Huancabamba — Pte. Hualapampa (PE-04 B) - Huarmaca - Sondorillo - Sondor (PE-02 B) - Huancabamba (PE-02 A) — Dv. Sapalache — Curilcas - Nuevo Porvenir de Yanita — Santa Rosa -Oileros-Dv. Espindola-Pampas de Socchabamba (Dv. Ayabaca) - Dv. Remolino - Vado Grande (Frontera con Ecuador).	1569.6	377.7	1947.3
30	PE-3N A	Emp. PE-3N (Dv. Pte. Huarochirí) — Pte. Huarochirí - Dv. Situas (PE-12 A)-La Pampa-Dv. Corongo - Bambas - Emp. PE-3N (Tauca).	133.8	0.3	134.1

Cuadro G.1. Ficha de Registro Nacional de carretera



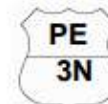
Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Viceministerio de Transportes

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

"Decenio de las Personas con Discapacidad en el Perú"

"Año de la Integración Nacional y el Reconocimiento de nuestra Diversidad"



OBRA DE ARTE

Nombre	Km.	Longitud	Ancho	Nro. Via	S/C	Tipo
Pte. sn Km. 177.825	177.825	15	7.40	2	0	LOSA CON VIGAS
Ponton	181.255	3	7.20	2	0	LOSA
Ponton	200.929	3	7.20	2	0	LOSA
Pte. Ambo	207.014	35	7.20	2	36	LOSA CON VIGAS
Pte. s/n Km. 211.882	211.882	25	7.80	2	0	LOSA CON VIGAS
Ponton	215.671	5	6.60	2	0	LOSA
Ponton	217.463	5	6.60	2	0	LOSA
Ponton	219.160	5	6.60	2	0	LOSA
Pte. s/n Km. 225.089	225.089	24	6.60	2	0	LOSA CON VIGAS
Pte. Huallaga	228.027	88	6.60	2	0	RETICULADO
Pte. San Sebastian	230.222	51	15	4	60	LOSA CON VIGAS
Ponton	240.456	4	5.50	1	0	LOSA
Ponton	243.346	4	5.50	1	0	LOSA
Pte. s/n Km. 225.089	244.933	15	5.50	1	0	LOSA CON VIGAS
Pte. s/n Km. 246.385	246.385	13.50	5.50	1	0	LOSA CON VIGAS
Ponton	258.030	7.65	5.50	1	0	LOSA
Ponton	259.895	7.60	4.40	1	0	LOSA
Ponton	266.650	4	5.50	1	0	LOSA
Ponton	267.883	4	4	1	0	LOSA
Ponton	270.043	5.50	4	1	0	LOSA
Pte. s/n Km. 303.293	303.293	15.40	4	2	0	ARCO
Ponton	312.977	5	3.70	1	0	LOSA
Pte. s/n Km. 320.44	320.440	19.30	4	2	0	LOSA CON VIGAS
Pte. s/n Km. 325.896	325.896	10	3.30	1	0	LOSA
Pte. Estaca	329.273	11.30	5	2	0	LOSA CON VIGAS
Pte. Tingo Chico	336.626	51.50	3.20	1	20	MODULAR
Ponton	346.737	4	4	1	0	LOSA
Ponton	356.940	4	4	1	0	LOSA
Ponton	359.268	8	4	1	0	LOSA
Pte. Union	364.104	40.60	3.80	1	20	RETICULADO
LDptal. HUANUCO / ANCASH	374.696	7.50	4	1	0	LOSA
Ponton	374.696	7.50	4	1	0	LOSA

Cuadro G.2. Ficha de obras de arte de la red vial PE-3N.

ANEXO H



Fig. H.1. Recolección de datos de longitud del puente



Fig. H.2. Topografía de la zona



Fig. H.3. Longitudes de elementos



Fig. H.4. Recoleccion de datos a detalle de elementos que compone del puente



Fig. H.5. Detenimiento del flujo vehicular para la toma de datos del puente



Fig. H.6. verificación de existencia de contraflecha del puente

ANEXO I
