



FACULTAD DE INGENIERIA

Carrera de Ingeniería Civil

“ANÁLISIS DE LAS DEFLEXIONES INDUCIDAS POR PRUEBAS DE CARGAS ESTÁTICAS, FACTORES DE CALIBRACIÓN Y TEMPERATURA DE LOS PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA DE LA SIERRA SUR DEL PERÚ, 2018-2021”

Tesis para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

Jossue Marcelo Reyes De la Cruz

Asesor:

Ing. Mg. Edwin Jhon Aquisue Dueñas

Lima – Perú

2021

DEDICATORIA

Gradezco a Dios por haberme concedido finalizar un objetivo más en mi vida, les doy gracias a mis padres, Américo y Marisol quienes son unos maravillosos seres humanos de quienes he recibido en todo momento un apoyo incondicional y que gracias a ellos he podido desarrollarme en todos los aspectos de mi vida. A mis hermanos Avi y Maricielo que han permanecido siempre a mi lado dándome todo su apoyo moral.

Por último, dedico la presente investigación a los familiares que ya no están conmigo, en especial a mis abuelos Eufracio y Marcelino por sus enseñanzas y porque me han hecho sentir su apoyo.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a mi alma máter, Universidad Privada del Norte, por haberme brindado los conocimientos necesarios para desarrollarme profesionalmente y personalmente, a los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por impartir sus enseñanzas que día a día desarrollan el futuro del país.

Agradezco también a mi Asesor, por el continuo apoyo en el desarrollo de la presente investigación, otorgándome la motivación tanto profesionalmente como personalmente con sus consejos y conocimientos.

Agradezco a la Empresa Vidal Hermanos CC.GG, por el apoyo brindado en la etapa inicial de mi vida profesional, brindándome la información necesaria para empezar con la presente investigación.

Tabla de Contenidos

DEDICATORIA	1
AGRADECIMIENTO	2
Tabla de Contenidos	3
Índice de Tablas	6
Índice de Figuras	10
RESUMEN	14
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	15
1.1 Justificación.....	15
1.2 Formulación del Problema	17
1.3 Objetivos	18
1.4 Hipótesis.....	19
1.5 Marco Teórico	20
1.5.1 Puente	20
1.5.2 Solicitaciones a Considerar para el Diseño AASHTO – LRFD.....	33
1.5.3 Deflexiones.....	46
1.5.4 Prueba de Carga Estática en Puentes	49
1.6 Antecedentes	65
CAPITULO II. METODOLOGÍA.....	90
2.1 Metodología de Investigación	90
2.1.1 Tipo de investigación.....	90
2.1.2 Enfoque de investigación.....	90
2.1.3 Alcance de investigación	91
2.2 Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos)	92
2.2.1 Población	92
2.2.2 Muestra	92
2.3 Técnica e instrumentos de recolección y análisis de datos	92
2.3.1 Instrumentos	93
2.4 Procedimiento Recolección de Información.	94
2.5 Delimitación	94

2.6 Análisis de Causas y Efectos.....	96
CAPITULO III. RESULTADOS.....	97
3.1 Resultados del Objetivo Especifico 1.....	97
3.1.1 Puente Queuña.....	97
3.1.2 Puente Orccoma.....	117
3.1.3 Puente Chuicuni.....	137
3.1.4 Puente Pucayacu.....	157
3.1.5 Resultados Generales del Objetivo Especifico 1.....	177
3.2 Resultados del Objetivo Especifico 2.....	182
3.2.1 Puente Queuña.....	182
3.2.2 Puente Orccoma.....	197
3.2.3 Puente Chuicuni.....	212
3.2.4 Puente Pucayacu.....	227
3.2.5 Resultados Generales del Objetivo Especifico 2.....	243
Consideraciones Generales.....	243
3.3 Resultados del Objetivo Especifico 3.....	250
3.3.1 Puente Queuña.....	251
3.3.2 Puente Orccoma.....	258
3.3.3 Puente Chuicuni.....	265
3.3.4 Puente Pucayacu.....	272
3.3.5 Resultados Generales del Objetivo Especifico 3.....	278
3.4 Resultados del Objetivo Especifico 4.....	289
3.4.1 Puente Queuña.....	292
3.4.2 Puente Orccoma.....	303
3.4.3 Puente Chuicuni.....	315
3.4.4 Puente Pucayacu.....	327
3.4.5 Resultados Generales del Objetivo Especifico 4.....	339
3.5 Resultados del Objetivo General.....	342
CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....	349
4.1 Discusiones.....	349
4.2 Conclusiones.....	354

4.3 Recomendaciones.....	356
REFERENCIAS.....	358
ANEXOS	364

Índice de Tablas

Tabla 1 - Longitudes de tramo para diferentes sistemas de estructura	30
Tabla 2 - Factores de carga para Cargas Permanentes	34
Tabla 3 - Factores de multi presencia de carga viva vehicular	36
Tabla 4 - Incremento de la carga viva por efectos dinámicos (IM)	39
Tabla 5 - Factores y combinaciones de carga	43
Tabla 6 - Rangos de temperatura	45
Tabla 7 - Temperaturas que definen los gradientes (C°)	45
Tabla 8 - Comparativa de los esfuerzos del Camión diseño y la prueba de carga, Pte. Queuña	111
Tabla 9 - Desplazamientos con el camión de diseño HL-93	113
Tabla 10 - Desplazamientos con los camiones de prueba de carga	115
Tabla 11 - Comparativa de los desplazamientos del camión de Diseño vs Modelo representativo de la prueba de carga.	116
Tabla 12 - Comparativa de los esfuerzos del Camión diseño y la prueba de carga	130
Tabla 13 - Desplazamientos con el camión de diseño HL-93	132
Tabla 14 - Desplazamientos con los camiones de prueba de carga	135
Tabla 15 - Comparativa de los desplazamientos del camión de Diseño vs Modelo representativo de la prueba de carga.	137
Tabla 16 - Comparativa de los esfuerzos del Camión diseño y la prueba de carga	151
Tabla 17 - Desplazamientos con el camión de diseño HL-93	153
Tabla 18 - Desplazamientos con los camiones de prueba de carga	155
Tabla 19 - Comparativa de los desplazamientos del camión de Diseño vs Modelo representativo de la prueba de carga.	156
Tabla 20 - Comparativa de los esfuerzos de Camión diseño y la prueba de carga	170
Tabla 21 - Desplazamientos con el camión de diseño HL-93	172
Tabla 22 - Desplazamientos con los camiones de prueba de carga	175
Tabla 23 - Comparativa de los desplazamientos del camión de Diseño vs Modelo representativo de la prueba de carga.	176
Tabla 24 - Resumen de los Puentes Tipo Sección Compuesta	177
Tabla 25 - Resumen de las Propiedades de Materiales de Elementos de los Puentes	178
Tabla 26 - Resumen de los Esfuerzos con Aplicaciones de Cargas en los Puentes	179
Tabla 27 - Resumen de las Deformaciones de los Puentes en la Superestructura	180
Tabla 28 - Pesaje de Camiones para el Puente Queuña	190
Tabla 29 - Proceso de Carga con Deformímetros del Puente Queuña	193
Tabla 30 - Proceso de descarga con Verificación con Deformímetros del Puente Queuña	195
Tabla 31 - Calculo de Deformaciones con Deformímetros del Puente Queuña	196
Tabla 32 - Pesaje de Camiones para el Puente Orccoma	205
Tabla 33 - Proceso de Carga con Deformímetros del Puente Orccoma	208
Tabla 34 - Proceso de Carga con Verificación de Nivel Topográfico del Puente Orccoma	208
Tabla 35 - Proceso de descarga con Verificación con Deformímetros del Puente Orccoma	211
Tabla 36 - Calculo de Deformaciones con Deformímetros del Puente Orccoma	212
Tabla 37 - Pesaje de Camiones para el Puente Chuicuni	220

Tabla 38 - Proceso de Carga con Deformímetros del Puente Chuicuni	223
Tabla 39 - Proceso de Carga con Verificación de Nivel Topográfico del Puente Chuicuni	223
Tabla 40 - Proceso de descarga con Verificación con Deformímetros del Puente Chuicuni	226
Tabla 41 - Calculo de Deformaciones con Deformímetros del Puente Chuicuni	227
Tabla 42 - Pesaje de Camiones para el Puente Pucayacu	235
Tabla 43 - Proceso de Carga con Deformímetros del Puente Pucayacu	238
Tabla 44 - Proceso de Carga con Verificación de Nivel Topográfico del Puente Pucayacu	239
Tabla 45 - Proceso de descarga con Verificación con Deformímetros del Puente Pucayacu	242
Tabla 46 - Calculo de Deformaciones con Deformímetros del Puente Pucayacu	243
Tabla 47 - Resumen de numero de deformímetros por Puente	244
Tabla 48 - Resumen de los pesos de los camiones por Puente	245
Tabla 49 - Resumen de los Procesos de Carga de los Puentes	247
Tabla 50 - Resumen de los Procesos de Descarga de los Puentes	249
Tabla 51 - Resumen de los Criterios de Aceptación en los Puentes	250
Tabla 52 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto, Pte. Queuña	253
Tabla 53 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa, Pte. Queuña	254
Tabla 54 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes, Pte. Queuña	255
Tabla 55 - Combinación 01 respecto a los valores menores obtenidos	256
Tabla 56 - Combinación 02 respecto a los valores intermedios obtenidos	257
Tabla 57 - Combinación 03 respecto a los valores mayores obtenidos	257
Tabla 58 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo de la Combinación Nro. 02, Pte. Queuña	258
Tabla 59 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto, Pte. Orccoma	260
Tabla 60 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa, Pte. Orccoma	261
Tabla 61 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes, Pte. Orccoma	262
Tabla 62 - Combinación Nro. 01 respecto a los valores menores obtenidos	263
Tabla 63 - Combinación Nro. 02 respecto a los valores intermedios obtenidos	263
Tabla 64 - Combinación Nro. 03 respecto a los valores mayores obtenidos	264
Tabla 65 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo de la Combinación Nro. 02, Pte. Orccoma	264
Tabla 66 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto, Pte. Chuicuni	267
Tabla 67 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa, Pte. Chuicuni	267
Tabla 68 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes, Pte. Chuicuni	268

Tabla 69 - Combinación Nro. 01 respecto a los valores menores obtenidos _____	269
Tabla 70 - Combinación Nro. 02 respecto a los valores intermedios obtenidos _____	270
Tabla 71 - Combinación Nro. 03 respecto a los valores mayores obtenidos _____	271
Tabla 72 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo de la Combinación Nro. 03, Pte. Chuicuni _____	271
Tabla 73 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto, Pte. Pucayacu _____	273
Tabla 74 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa, Pte. Pucayacu _____	274
Tabla 75 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes, Pte. Pucayacu _____	275
Tabla 76 - Combinación Nro. 01 respecto a los valores menores obtenidos _____	276
Tabla 77 - Combinación Nro. 02 respecto a los valores intermedios obtenidos _____	276
Tabla 78 - Combinación Nro. 03 respecto a los valores mayores obtenidos _____	277
Tabla 79 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo de la Combinación Nro. 03, Pte. Pucayacu _____	277
Tabla 80 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto de los Puentes de Sección Compuesta _____	278
Tabla 81 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa de los Puentes de Sección Compuesta _____	280
Tabla 82 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes en los Puentes de Sección Compuesta _____	281
Tabla 83 - Combinación Nro. 01 respecto a los valores menores obtenidos de los Puentes de Sección Compuesta _____	283
Tabla 84 - Combinación Nro. 02 respecto a los valores intermedios obtenidos de los Puentes de Sección Compuesta _____	285
Tabla 85 - Combinación Nro. 03 respecto a los valores mayores obtenidos de los Puentes de Sección Compuesta _____	287
Tabla 86 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo, en los Puentes de Sección Compuesta _____	289
Tabla 87 - Rangos de Temperatura (C°) _____	290
Tabla 88 - Temperaturas que definen las Gradientes (C°) _____	291
Tabla 89 - Temperaturas máximas y mínimas de la Estación Casaccancha _____	295
Tabla 90 - Deformaciones de la Superestructura frente a Temperaturas máx. y mín. _____	295
Tabla 91 - Temperaturas máximas y mínimas de la estación Marcacunka _____	306
Tabla 92 - Deformaciones de la Superestructura frente a Temperaturas máx. y mín. _____	307
Tabla 93 - Temperaturas máximas y mínimas de la Estación Casaccancha _____	318
Tabla 94 - Deformaciones de la Superestructura frente a Temperaturas máx. y mín. _____	319
Tabla 95 - Temperaturas máximas y mínimas de la estación Huanta _____	330
Tabla 96 - Deformaciones de la Superestructura frente a Temperaturas máx. y mín. _____	330
Tabla 97 - Deformaciones en relación a la variación de la Temperatura de los Puentes de Sección Compuesta _____	341

<i>Tabla 98 - Deflexiones del comportamiento estático de los Puentes</i>	342
<i>Tabla 99 - Deflexiones del Comportamiento Estático de los Puentes para la Prueba de Hipótesis</i>	345
<i>Tabla 100 - Prueba de Normalidad</i>	346
<i>Tabla 101 - Prueba de Rho de Spearman</i>	347
<i>Tabla 102 - Prueba de Rho de Spearman</i>	347
<i>Tabla 103 - Prueba de Chi Cuadrado</i>	348
<i>Tabla 103 - Resumen de Características de los Puentes de las investigaciones en Discusiones</i>	353

Índice de Figuras

<i>Figura 1 - Vista en planta, elevación y sección transversal de un puente típico de concreto</i>	21
<i>Figura 2 - Vista de la sección transversal de la superestructura</i>	22
<i>Figura 3 - Detalles de los elementos del tablero</i>	23
<i>Figura 4 - Elementos de la superestructura</i>	24
<i>Figura 5 - Elementos de un estribo</i>	25
<i>Figura 6 - Infraestructura de un puente</i>	26
<i>Figura 7 - Componentes de un Puente</i>	27
<i>Figura 8 - Porción típica de una superestructura compuesta de puentes en vigas I</i>	28
<i>Figura 9 - Camión de diseño para la carga viva vehicular</i>	37
<i>Figura 10 - Tándem de diseño</i>	38
<i>Figura 11 - Carga de carril distribuido</i>	39
<i>Figura 12 - (a) Temperatura que induce dilatación y (b) Temperatura que induce curvatura</i>	44
<i>Figura 13 - Viga deformada por cargas externas</i>	46
<i>Figura 14 - Curva esfuerzo deformación indicando las regiones elástica y plástica</i>	47
<i>Figura 15 - Capacidad elástica en una prueba de carga</i>	53
<i>Figura 16 - Camión de tres ejes (26 ton)</i>	58
<i>Figura 17 - Proceso de carga</i>	61
<i>Figura 18 - Proceso de descarga</i>	61
<i>Figura 19 - Ciclo de carga/descarga</i>	62
<i>Figura 20 - Valores remanentes</i>	64
<i>Figura 21 - Diagrama de Causas y Efectos</i>	96
<i>Figura 22 - Vista panorámica del Puente Queuña</i>	98
<i>Figura 23 - Vista de la losa del Puente Queuña</i>	99
<i>Figura 24 - Modelado en 3D del Puente Queuña</i>	102
<i>Figura 25 - Vista Planta Geométrica del Puente Queuña</i>	103
<i>Figura 26 - Vista Elevación Geométrica del Puente Queuña</i>	103
<i>Figura 27 - Esfuerzo máximo en la viga interna con el camión de diseño</i>	105
<i>Figura 28 - Cargas de tándem de diseño AASHTO</i>	106
<i>Figura 29 - Cargas del Camión de diseño AASHTO</i>	106
<i>Figura 30 - Posicionamiento de los camiones cargados en el Puente Queuña.</i>	107
<i>Figura 31 - Vista elevación de los camiones cargados en el Puente Queuña</i>	107
<i>Figura 32 - Vista sección transversal del camión cargado en el Puente Queuña.</i>	108
<i>Figura 33 - (a) Carga de los Camiones por eje en el Puente Queuña, (b) Dimensiones del camión.</i>	109
<i>Figura 34 - Posición y cargas puntuales de los camiones para la prueba</i>	110
<i>Figura 35 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna con los camiones cargados</i>	111
<i>Figura 36 - Envoltente de los desplazamientos del camión de diseño</i>	112
<i>Figura 37 - Mapa de deformaciones del camión de diseño</i>	113
<i>Figura 38 - Envoltente de los desplazamientos de los camiones de la prueba</i>	114
<i>Figura 39 - Mapa de deformaciones del camión de la prueba de carga</i>	115
<i>Figura 40 - Vista Panorámica del Puente Orccoma</i>	118

Figura 41 - Vista de la Losa del Puente Orccoma	119
Figura 42 - Modelado en 3D del Puente Orccoma	121
Figura 43 - Vista Planta con carriles de diseño del Puente Orccoma	122
Figura 44 - Vista Elevación del Puente Orccoma	122
Figura 45 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna con el Camión de Diseño	124
Figura 46 - Cargas de tándem de diseño AASHTO	125
Figura 47 - Cargas del Camión de diseño AASHTO	125
Figura 48 - Posicionamiento de los camiones cargados en el Puente Orccoma.	126
Figura 49 - Vista elevación de los camiones cargados en el Puente Orccoma	126
Figura 50 - Vista sección transversal del camión cargado en el Puente Pucayacu.	127
Figura 51 - (a) Carga de los Camiones por eje en el Puente Orccoma, (b) Dimensiones del camión.	128
Figura 52 - Posición y cargas puntuales de los camiones para la prueba	129
Figura 53 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna con los camiones cargados	130
Figura 54 - Envoltente de los desplazamientos del camión de diseño	131
Figura 55 - Mapa de deformaciones del camión de diseño	133
Figura 56 - Envoltente de los desplazamientos de los camiones de la prueba	134
Figura 57 - Mapa de deformaciones del camión de diseño	136
Figura 58 - Vista Panorámica del Puente Chuicuni	139
Figura 59 - Vista de la Losa del Puente Chuicuni	140
Figura 60 - Modelado en 3D del Puente Chuicuni	142
Figura 61 - Vista Planta del Puente Chuicuni	143
Figura 62 - Vista Elevación del Puente Chuicuni	143
Figura 63 - Esfuerzo máximo en la Viga Derecha con el Camión de Diseño	145
Figura 64 - Cargas de tándem de diseño AASHTO	146
Figura 65 - Cargas del Camión de diseño AASHTO	146
Figura 66 - Posicionamiento de los camiones cargados en el Puente Chuicuni.	147
Figura 67 - Vista elevación de los camiones cargados en el Puente Chuicuni.	147
Figura 68 - Vista sección transversal del camión cargado en el Puente Chuicuni.	148
Figura 69 - (a) Carga de los Camiones por eje en el Puente Chuicuni, (b) Dimensiones del camión.	149
Figura 70 - Posición y cargas puntuales de los camiones para la prueba	150
Figura 71 - Esfuerzo máximo en la Viga Derecha con los camiones cargados	151
Figura 72 - Envoltente de los desplazamientos del camión de diseño	152
Figura 73 - Mapa de deformaciones del camión de diseño	154
Figura 74 - Envoltente de los desplazamientos de los camiones de la prueba	154
Figura 75 - Mapa de deformaciones del camión de diseño	156
Figura 76 - Vista Panorámica del Puente Pucayacu	158
Figura 77 - Vista de la Losa del Puente Pucayacu	159
Figura 78 - Modelado en 3D del Puente Pucayacu	162
Figura 79 - Vista Planta del Puente Pucayacu	162
Figura 80 - Vista Elevación del Puente Pucayacu	163
Figura 81 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna 2 con el Camión de Diseño	164
Figura 82 - Cargas de tándem de diseño AASHTO	165

Figura 83 - Cargas del Camión de diseño AASHTO	165
Figura 84 - Posicionamiento de los camiones cargados en el Puente Pucayacu.	166
Figura 85 - Vista elevación de los camiones cargados en el Puente Pucayacu	166
Figura 86 - Vista sección transversal del camión cargado en el Puente Pucayacu.	167
Figura 87 - (a) Carga de los Camiones por eje en el Puente Pucayacu, (b) Dimensiones del camión.	168
Figura 88 - Posición y cargas puntuales de los camiones para la prueba	169
Figura 89 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna 2 con los camiones cargados	170
Figura 90 - Envoltente de los desplazamientos del camión de diseño	171
Figura 91 - Mapa de deformaciones del camión de diseño	173
Figura 92 - Envoltente de los desplazamientos de los camiones de la prueba	174
Figura 93 - Mapa de deformaciones del camión de diseño	175
Figura 94 - Vista de ubicación de deformímetros del Puente Queuña	183
Figura 95 - Vista de la instalación de deformímetros en el Puente Queuña	184
Figura 96 - Tren de Carga de los camiones de la Prueba	189
Figura 97 - Vista de ubicación de deformímetros del Puente Orccoma	198
Figura 98 - Vista de la instalación de deformímetros en el Puente Orccoma	199
Figura 99 - Tren de Carga de los camiones de la Prueba	204
Figura 100 - Vista de ubicación de los deformímetros del Puente Chuicuni	213
Figura 101 - Vista de la instalación de deformímetros en el Puente Chuicuni	214
Figura 102 - Tren de Carga de los camiones de la Prueba	219
Figura 103 - Vista ubicación de deformímetros del Puente Pucayacu	229
Figura 104 - Vista de la instalación de deformímetros en el Puente Pucayacu	229
Figura 105 - Tren de Carga de los camiones de la Prueba	234
Figura 106 - Análisis de datos para la Calibración del Puente Queuña	252
Figura 107 - Análisis de datos para la Calibración del Puente Orccoma	259
Figura 108 - Análisis de datos para la Calibración del Puente Chuicuni	266
Figura 109 - Análisis de datos para la Calibración del Puente Pucayacu	272
Figura 110 - Gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero	291
Figura 111 - Climas meteorológicos del Departamento de Apurímac	292
Figura 112 - Ubicación de la Estación Casaccancha	294
Figura 113 - Deformaciones de la Superestructura en 20°C	296
Figura 114 - Deformación de la Temperatura 20°C en la Viga Central (1/2L)	297
Figura 115 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 20°C	298
Figura 116 - Deformaciones de la Superestructura en 10°C	299
Figura 117 - Deformación de la Temperatura 10°C en la Viga Central (1/2L)	299
Figura 118 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 10°C	300
Figura 119 - Deformaciones de la Superestructura en -5°C	301
Figura 120 - Deformación de la Temperatura -5°C en la Viga Central (1/2L)	302
Figura 121 - Esfuerzos producidos en la superestructura a -5°C	303
Figura 122 - Climas meteorológicos del Departamento de Cusco	304
Figura 123 - Ubicación de la Estación Marcacunka	305
Figura 124 - Deformación de la Temperatura 25°C	308

Figura 125 - Deformación de la Temperatura 25°C en la Viga Central (1/2L)	309
Figura 126 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 25°C	310
Figura 127 - Deformaciones de la Superestructura en 10°C	311
Figura 128 - Deformación de la Temperatura 10°C en la Viga Central (1/2L)	311
Figura 129 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 10°C	312
Figura 130 - Deformaciones de la Superestructura en -10°C	313
Figura 131 - Deformación de la Temperatura -10°C en la Viga Central (1/2L)	314
Figura 132 - Esfuerzos producidos en la superestructura a -10°C	315
Figura 133 - Climas meteorológicos del Departamento de Apurímac	316
Figura 134 - Ubicación de la Estación Casaccancha	317
Figura 135 - Deformaciones de la Superestructura en 20°C	320
Figura 136 - Deformación de la Temperatura 20°C en la Viga Central (1/2L)	320
Figura 137 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 20°C	321
Figura 138 - Deformaciones de la Superestructura en 10°C	322
Figura 139 - Deformación de la Temperatura 10°C en la Viga Central (1/2L)	323
Figura 140 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 10°C	324
Figura 141 - Deformaciones de la Superestructura en -5°C	325
Figura 142 - Deformación de la Temperatura -5°C en la Viga Central (1/2L)	325
Figura 143 - Esfuerzos producidos en la superestructura a -5°C	326
Figura 144 - Climas meteorológicos del Departamento de Huancavelica	327
Figura 145 - Ubicación de la Estación Huanta	329
Figura 146 - Deformaciones de la Superestructura en 30°C	331
Figura 147 - Deformación de la Temperatura 30°C en el tramo central (1/2L)	332
Figura 148 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 30°C	333
Figura 149 - Deformaciones de la Superestructura en 15°C	334
Figura 150 - Deformación de la Temperatura 15°C en el tramo central (1/2L)	334
Figura 151 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 15°C	335
Figura 152 - Deformaciones de la Superestructura en 0°C	336
Figura 153 - Deformación de la Temperatura 0°C en el tramo central (1/2L)	337
Figura 154 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 0°C	338

RESUMEN

El objetivo de la presente investigación fue analizar el comportamiento estático analítico y práctico de la superestructura en los Puentes Sección Compuesta. En el cual el tipo de investigación fue experimental, desde un enfoque cuantitativo, con un alcance correlacional – explicativo. La población se constituye en los puentes definitivos de secciones compuestas de un solo tramo en la Sierra Sur del Perú durante los años 2018 al 2021 y la muestra son los Puentes Queuña, Orccoma, Chuicuni y Pucayacu, con la instrumentación del modelado de los puentes con CSI Bridge v23 y fichas de campo de las deflexiones.

Los resultados obtenidos demuestran que las variaciones del comportamiento estático del modelo numérico y de campo dependerán de la luz, la geometría y el tipo de puente, en el cual las deflexiones del modelo numérico de la prueba de carga no superan a las deflexiones del camión de diseño, así como el comportamiento post construcción mediante la Prueba de Carga Estática en campo y que las deflexiones se dan por satisfecho ya que los valores obtenidos son mayores al 60% de los que se tuvo previsto con el modelo numérico de la prueba y menores al 115% de esta. La calibración del modelo numérico de la prueba con la prueba de carga en campo presenta una mínima variación en los resultados, pudiendo haberse presentando errores por factores externos, así como la temperatura del entorno del ambiente.

La investigación pretende realizar un análisis del comportamiento estático post construcción mediante la prueba de carga y esta sea satisfactoria con las deflexiones obtenidas y, por ende, este apto para soportar las cargas de diseño y pueden ser puesto en servicio el puente.

Palabras Clave: Deflexiones, Prueba de Carga, Calibración, Temperatura, Sección compuesta

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación

En el Perú, (Agencia Andina, 2017) el 70% de los puentes colapsos por lluvias estaban mal diseñados o tuvieron un mal proceso constructivo, esto se puede deber a que se calcula mayormente la capacidad de carga teórica o analítica de un puente, debido a esto no permite conocer la carga real que soportara el puente ya que solo se puede determinar un valor analítico aproximado mediante el uso de programas especializados en estructuras. Esto no permite tener un nivel del 100% de confiabilidad en la capacidad de carga de los puentes nuevos u existentes.

(El Comercio, 2015) da mención que siendo un caso representativo es del Puente Topara la misma que está conformada por las vigas longitudinales, el tablero y las vigas del arco. Como se recuerda, el puente colapsó el pasado mes de julio; Según comunico la Contraloría General este puente colapso porque los cables de tensión se desprendieron de las cuñas propias del sistema, asimismo, se detectó la presencia de resanes en diversos elementos del puente como en las vigas de tablero y en los tensores que unen el arco de concreto con el tablero.

(Lantsoght, Yang, Van Der Veen, Hordijk, & De Boer, 2019) indican que hay una visión general de los códigos y directrices actualmente disponibles para las pruebas de carga de los puentes de las cuales existen las siguientes directrices de: Alemania, Reino Unido, Irlanda, Estados Unidos (puentes y edificios), Francia, Italia, República Checa, Eslovaquia, España, Suiza, Polonia y Hungría. (Lantsoght E. O., 2019) indica que las pruebas de carga son una antigua tradición y se han utilizado históricamente a nivel internacional para demostrar la seguridad de carga de los puentes. En la actualidad, se viene dando una importancia al valor de las pruebas de carga en puentes y reside en su aplicación como una herramienta eficaz para la evaluación in situ del

comportamiento estructural y la valoración de las estructuras. El desarrollo constante de nuevas técnicas de medición y las posibilidades de utilizar la información sobre el comportamiento estructural para las investigaciones a futuro que tienen un gran potencial para seguir mejorando el diseño, la construcción y el mantenimiento de los puentes.

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) nos indica que, si se trata de un puente nuevo recién construido, el objetivo de la prueba debe ser verificar que la obra terminada cumple con el proyecto, en consecuencia, en ese caso, la prueba se debe hacer para verificar mediante mediciones, que los cálculos teóricos previstos antes de la prueba, coinciden aproximadamente con las mediciones que se hagan durante la prueba de carga. La carga de prueba debe corresponder al nivel de la carga de diseño y ubicado en el puente de tal manera de producir las máximas solicitaciones.

En el ámbito nacional la experiencia demuestra que no se aplica mayormente la prueba de carga en puentes nuevos, al menos que exista cierta incertidumbre del comportamiento del puente por algún mal proceso constructivo, sin embargo el Ministerio de Transportes y Comunicaciones con su Resolución Directoral N.º 19-2018-MTC/14 – Manual de Puentes 2018 obliga a que se realicen dichos ensayos de prueba de carga antes de aperturarse al tráfico siendo esto un grave problema al no tener la confiabilidad que el puente soportara las grandes cargas que se desplazarán a través de los años de servicio que esta cumpla. (Cardoza & Villalobos, 2005) da mención que esto no se trata de comprobar si el puente resiste o no, sino de comprobar la aptitud frente a las cargas de servicio, ya que, la prueba tiene como objeto esencial verificar que el puente se comporte de acuerdo a las previsiones de cálculo y que no presente anomalías; según (Lopez & Goyoneche,

2015) dice que los ensayos de prueba de carga estática dan un resultado de mayor confiabilidad en la obtención sobre la capacidad de carga del puente.

Finalmente, la investigación tiene como finalidad brindar análisis de las pruebas de carga dentro del contexto normativo internacional adaptado a normas nacionales realizando estos procesos in situ en proyectos ya ejecutados en la Sierra Sur del Perú teniendo la realización de los análisis en campo y modelamiento; el propósito de la investigación esta fundado en utilizar y aplicar tanto en gabinete y campo las pruebas de carga así poder difundir a nivel practico y académico estos saberes para el gremio ingenieril así mismo la investigación pretende aportar la significancia de factores como temperatura para el desempeño de las pruebas de carga en puentes, concibiendo todos estos saberes la investigación pretende aportar conocimientos que sean utilizados para plasmar lineamientos en normas peruanas referidas a las pruebas de carga.

1.2 Formulación del Problema

En la actualidad, en el Perú, no existe una normativa propia para la realización de pruebas que permitan verificar que el comportamiento de los puentes, una vez concluida su construcción, sea acorde a las consideraciones e hipótesis contempladas en el planteamiento y análisis del modelo de cálculo de la estructura. Independientemente de la capacidad, responsabilidad y experiencia, tanto de diseñadores, constructores y supervisores, no es posible eliminar al cien por ciento la posibilidad de errores de diseño, vicios constructivos, deficiencias en los materiales, etc., factores que traen como consecuencia un comportamiento estructural real del puente, diferente al que fue previsto inicialmente al analizar el modelo de cálculo.

(La República, 2018) El puente Mesacancha de la vía Chaullay – Vilcabamba se partió violentamente cuando un transitaba por este un volquete. Las autoridades de Cusco, buscan superar lo más pronto posible este problema debido a que siete mil habitantes de Vilcabamba han quedado aislados tras colapso del viaducto. Según se conoció el vehículo de transporte pesado, que se precipitó junto con el puente cerca de las 15:00 horas, pertenece al municipio distrital de Vilcabamba. El volquete llevaba carga de aproximadamente 15 toneladas.

La prueba de carga de un puente o cualquier estructura, es un proceso que consiste en la reproducción de uno o varios estados de carga actuando sobre la misma y que pretende obtener datos suficientes de su respuesta frente a dichos estados, para compararlos con los obtenidos en forma teórica, de manera que pueda deducirse su comportamiento funcional y confirmar que el diseño y construcción se han realizado de forma satisfactoria.

1.2.1 Problema General

¿Cuál será el comportamiento estático analítico y practico de la superestructura en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Determinar el comportamiento estático analítico y practico de la superestructura en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.

1.3.2 Objetivo Específico 01

Demostrar la variación de las deflexiones ante escenarios estáticos mediante modelamientos numéricos en los Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.

1.3.3 Objetivo Específico 02

Explicar el comportamiento post construcción de las superestructuras de los puentes mediante pruebas de cargas estáticas en campo; en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.

1.3.4 Objetivo Específico 03

Calibrar el modelo numérico frente a las variaciones de deflexiones en las pruebas de carga de campo en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.

1.3.5 Objetivo Específico 04

Determinar las deformaciones considerando variaciones de temperatura mediante modelamientos calibrados de la prueba de carga en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.

1.4 Hipótesis

1.4.1 Hipótesis General

Los puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú presentaran un óptimo comportamiento estático en la superestructura ante los aspectos analíticos, prácticos y la influencia de la temperatura, periodo 2018 al 2021.

1.4.2 Hipótesis Especifico 01

Los Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú demuestran variaciones en las deflexiones de escenarios estáticos mediante modelamientos numéricos en el periodo 2018 al 2021.

1.4.3 Hipótesis Especifico 02

Los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú presentan deflexiones ante la post construcción de las superestructuras mediante pruebas de cargas en el periodo 2018 al 2021

1.4.4 Hipótesis Especifico 03

Se asignará un modelo numérico frente a las variaciones de deflexiones en las pruebas de carga de campo en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.

1.4.5 Hipótesis Especifico 04

Los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú presentan deformaciones considerando variaciones de temperatura mediante modelamientos calibrados de la prueba de carga en el periodo 2018 al 2021.

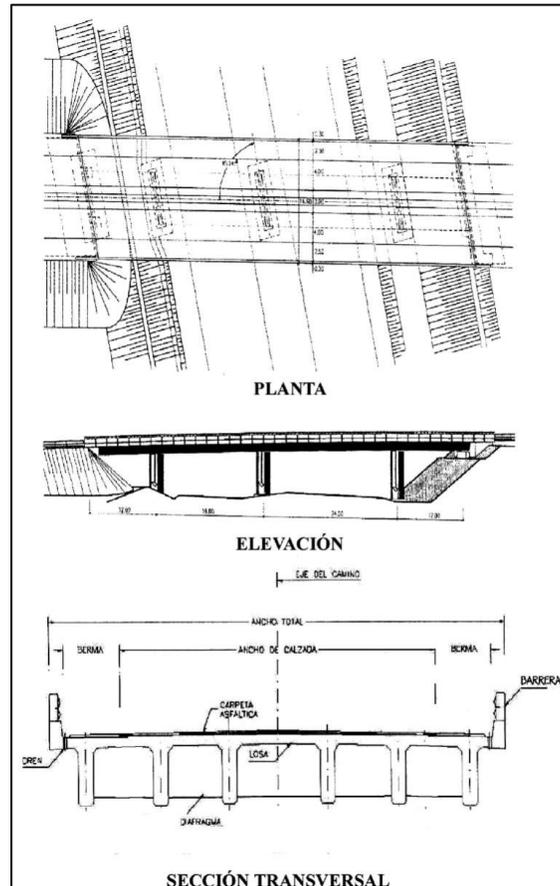
1.5 Marco Teórico

1.5.1 Puente

“Son obras de arte destinadas a salvar depresiones del terreno, pasos sobre corrientes de agua o cruces a desnivel permitiendo la circulación ininterrumpida de peatones, vehículos, agua y otros” (Belmonte Gonzalez, 1990, pág. 11). “Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía

férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía”. (Rodríguez Serquén, 2020, pág. 7)

Figura 1 - Vista en planta, elevación y sección transversal de un puente típico de concreto



Fuente: Puentes con AASHTO LRFD 2017 (8th Edition)

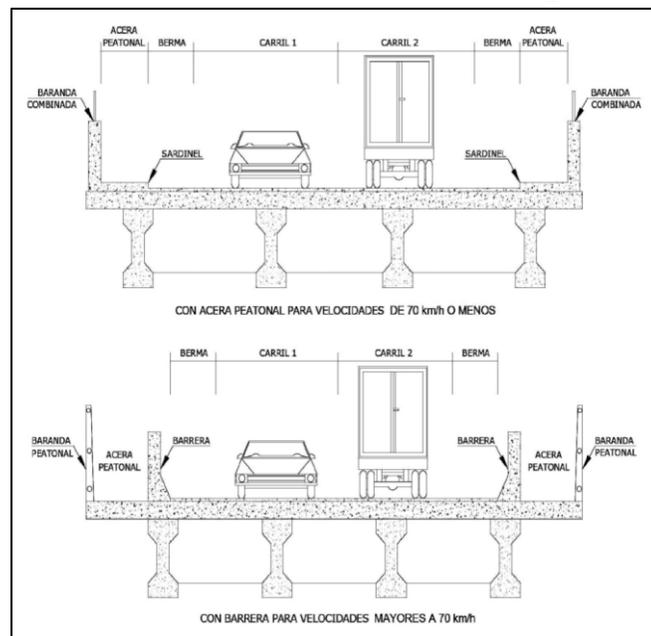
Elementos Constitutivos de un Puente

Superestructura

“Constituida en términos generales por las vigas de puente, diafragma, tablero, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura o durmientes, rieles, etc.” (Belmonte Gonzalez, 1990, pág. 2). Es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras,

al sistema de piso se le denomina comúnmente tablero. Las vigas longitudinales pueden tener diversas secciones transversales, así como las armaduras ser de distintos tipos. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 2). “Siendo los elementos estructurales que constituyen el tramo horizontal, que une y salva la distancia entre uno o más claros. Consiste en el tablero (losa) soporta directamente las cargas y las armaduras” (Tapias Salamanca & Pizon Moreno, 2014, pág. 19). La superestructura se compone en los siguientes elementos:

Figura 2 - Vista de la sección transversal de la superestructura



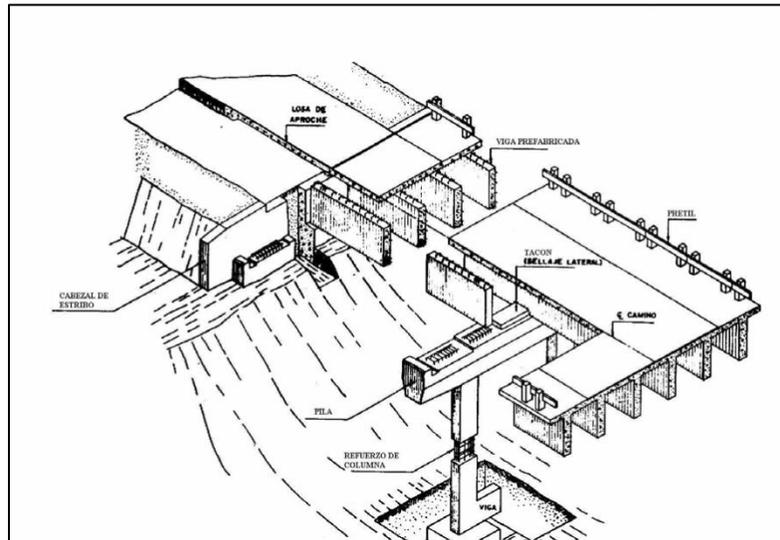
Fuente: Puentes con AASHTO LRFD 2017 (8th Edition)

- **Tablero**

“Es la parte estructural que queda a nivel de subrasante y que transmite tanto cargas como sobrecargas a las viguetas y vigas principales”. (Belmonte Gonzalez, 1990, pág. 14). Esta estructura, consiste en una plancha de concreto reforzado o pre esforzado, madera o metal, y sirve de tablero al mismo tiempo los puentes del tipo losa sólo alcanzan a salvar luces pequeñas, esto se

debe a que el costo se incrementa para luces mayores y por el peso propio de la misma estructura (Tapias Salamanca & Pizon Moreno, 2014, pág. 19).

Figura 3 - Detalles de los elementos del tablero



Fuente: *Diseño y Construcción de Puentes*

- **Vigas Estructurales**

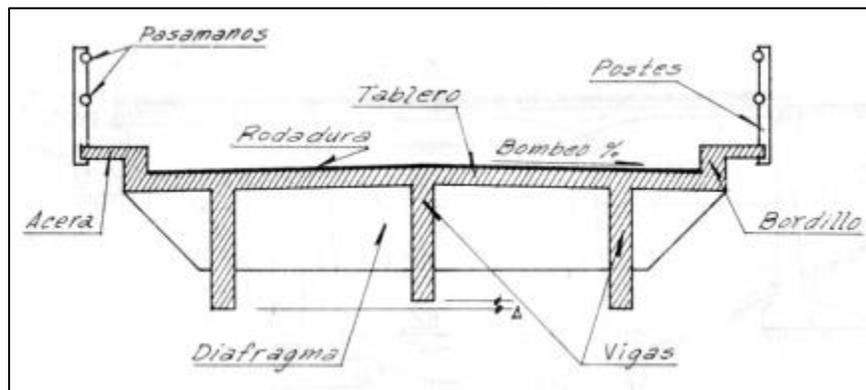
“Es el componente estructural que soporta al tablero y se apoya en los estribos conectados mediante un neopreno, es decir transmite las cargas de la superestructura a los estribos y/o pilas”. (Ccora Quinto, 2019, pág. 12). “Reciben esta denominación por ser los elementos que permiten salvar el vano, pudiendo tener una gran variedad de formas como son las vigas rectas, arcos, pórticos, reticulares, etc.” (Belmonte Gonzalez, 1990, pág. 13).

- **Diafragmas**

Son elementos estructurales que se disponen en tableros de puentes metálicos y mixtos interiormente en secciones cajón o transversalmente entre las vigas. Su principal función es asegurar que la geometría de las secciones se mantenga inalterada y que las deformaciones y

tensiones producidas por la inevitable distorsión atente negativamente la seguridad de la estructura. (Cartes Villanueva, 2010, pág. 13). “Son vigas transversales a las anteriores y sirven para su arriostramiento En algunos casos, Pasan a ser vigas secundarias cuando van destinadas a transmitir cargas del tablero a las vigas principales”. (Barrantes Troyes, 2017, pág. 11).

Figura 4 - Elementos de la superestructura



Fuente: Puentes, 1990

Subestructura

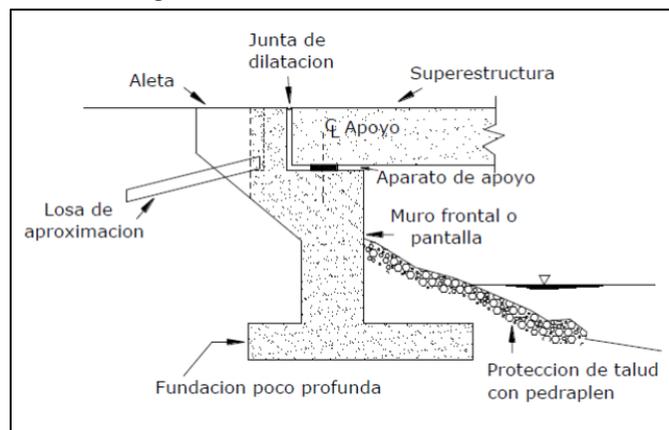
“Soportan a la superestructura integrándose (monóticamente) a veces con ella, tienen como función servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a las cimentaciones y de estas al terreno de cimentación”. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 2). “Todo el conjunto de pilares (columnas intermedias) y estribos (muros de contención en los costados) que soportan a la superestructura”. (Belmonte Gonzalez, 1990, pág. 13), en este sentido se distinguen dos tipos de subestructuras:

- **Estribos**

Son las subestructuras soportes en los extremos del puente. Generalmente de concreto ciclópeo o armado o también sistemas de tierra armada o reforzada y en algunos casos gaviones. También

pueden ser sistemas semi prefabricados de concreto postensado y armado. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 2). Estas situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A diferencia de las pilas los estribos reciben además de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, en consecuencia, trabajan también como muros de contención. Los estribos están compuestos por un muro frontal que soporta el tablero y muros en vuelta o muros-aletas que sirven para la contención del terreno. (Varona Morante, 2019, pág. 20).

Figura 5 - Elementos de un estribo



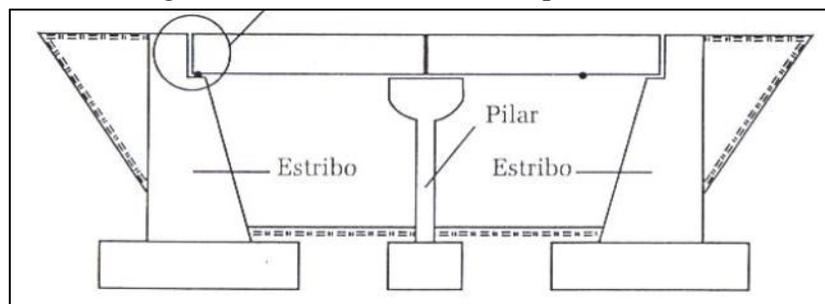
Fuente: *Proceso Constructivo del Puente Tipo Arco Atirantado en la CC.NN Lagarto Distrito Palcazú - Pasco, 2019*

- **Pilares**

“Son los apoyos intermedios en un puente, reciben las reacciones de dos tramos del puente transmitiéndola a la cimentación, sobre las cuales no actúa el empuje de los rellenos” (Altamirano Requejo, 2018, pág. 8). Estas subestructuras de soporte interior en el lecho o cerca al lecho del río generalmente son de concreto armado o de estructura metálica o de una combinación de ambos materiales. También puede ser una combinación de concreto armado y concreto postensado. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 2).

Estos pilares corresponden a las columnas intermedias y están constituidas de las siguientes partes: El coronamiento que es la parte superior donde se alojan los pedestales de los aparatos de apoyo y en consecuencia está sometido a cargas concentradas, luego viene la elevación que es el cuerpo propiamente del pilar y que en el caso de puentes sobre ríos recibe el embate de las aguas, luego viene la fundación que debe quedar enterrada debiendo garantizar la transmisión de las cargas al terreno de fundación. (Belmonte Gonzalez, 1990, pág. 15).

Figura 6 - Infraestructura de un puente

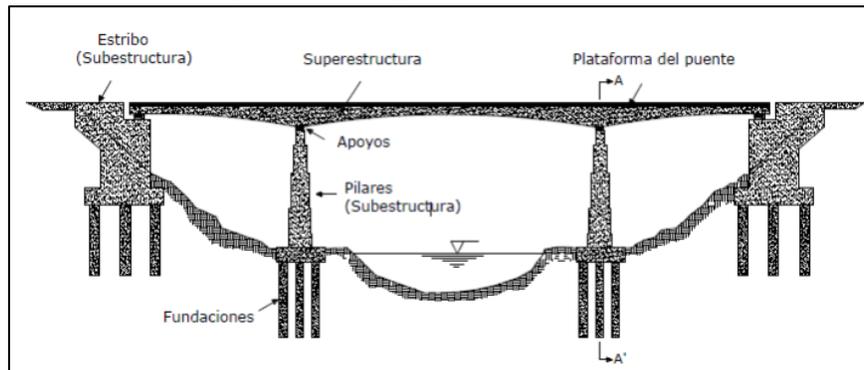


Fuente: Analisis y Diseño del Puente Vehicular sobre el Rio Yaracyacu, en el Sector Monterrey, Distrito de Nueva Cajamarca, Provincia de Rioja, Departamento de San Martin, 2018

- **Aparatos de Apoyo**

Tienen como función transferir las cargas de la superestructura (tablero) a las subestructuras (estribos y pilares). Generalmente son hechos de elastómeros (neopreno) o metálicos. Soportan cargas verticales y horizontales, pudiendo ser del tipo fijo o móvil (expansión) o una combinación de ambos. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 2). Estos aparatos de apoyo son los elementos a través de los cuales el tablero transmite las acciones que les solicitan a las pilas y/o estribos. El más común de los apoyos es el neopreno zunchado, está constituido por un caucho sintético que lleva intercaladas unas chapas de acero completamente recubiertas por el material elastómero. Tienen impedido el movimiento vertical. (Varona Morante, 2019, pág. 21).

Figura 7 - Componentes de un Puente



Fuente: Proceso Constructivo del Puente Tipo Arco Atirantado en la CC.NN Lagarto Distrito Palcazú - Pasco, 2019

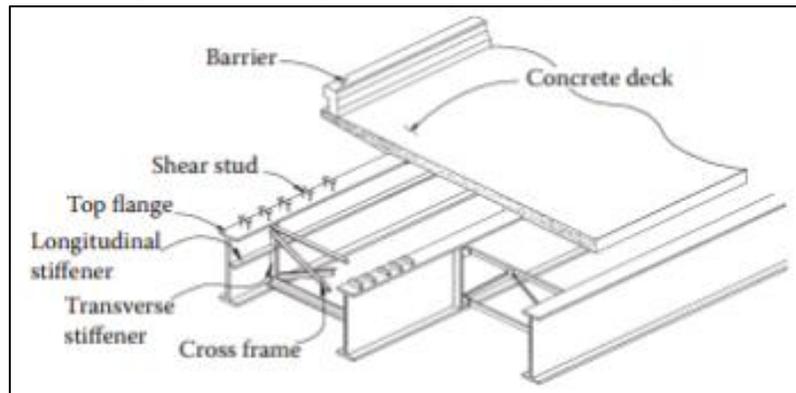
- **Puentes de Sección Compuesta**

En la acción compuesta (unión del acero y del concreto) aumenta la resistencia de la sección, ya que se aprovechan las propiedades estructurales de cada uno, en vigas compuestas la resistencia se puede aumentar aproximadamente una tercera parte, en comparación de una viga de acero normal, al igual que la sección compuesta reduce las deflexiones considerablemente. (Navarrete Bautista, 2003, pág. 21)

Los puentes compuestos presentan secciones en I que son las secciones más simples y efectivas de resistencia a la flexión y cortante, para puentes en especial los puentes compuestos presentan componentes estructurales y materiales descritos a continuación. (Barrantes Zela, 2018, pág. 2)

Las secciones compuestas son las que consisten en un tablero de concreto que provee acción compuesta comprobada y apoyo lateral conectado a una sección de acero mediante conectores de corte diseñados de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.10. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 432).

Figura 8 - Porción típica de una superestructura compuesta de puentes en vigas I



Fuente: Diseño de un Puente Tipo Compuesto con Vigas de Acero y Losa de Concreto, Ubicado sobre la Quebrada Japollcaya, Distrito de Maca, Caylloma, Arequipa, 2018

- Secciones de Vigas Compactas

Las vigas compactas son aquellas cuyas cabezas y almas tienen suficiente rigidez para que se pueda desarrollar la plastificación total de la sección y una adecuada rotación total de la sección y una adecuada rotación sin que se produzca ninguna pérdida de la resistencia debido a pandeos locales. (Manterola, 2006, pág. 328)

- Secciones de Vigas No Compactas

Cuando las secciones, su alma y las cabezas, no son lo suficientemente rígidas como para que se pueda producir la total plastificación de la sección sin que se produzcan fenómenos de inestabilidad y tampoco se pueda producir la capacidad de rotación suficiente, las secciones se denominan no compactas. Las almas son delgadas y es necesario proceder a su rigidización transversal y longitudinal. (Manterola, 2006, pág. 329)

1.4.1.2 Clasificación de Puentes

- Según la naturaleza de la vía soportada

Se distinguen puentes para carretera, para ferrocarril, para trenes eléctricos de pasajeros, para acueductos, puentes para peatones y los puentes para aviones que existen en los aeropuertos; también existen puentes de uso múltiple. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 58).

- *Según el material*

Existen puentes de piedra, madera, sogas, hierro, acero, concreto armado, concreto preesforzado, y últimamente de materiales compuestos (fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.). La clasificación se hace considerando el material constitutivo de los elementos portantes principales. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 58)

En cuanto a los fines de clasificación se refiere, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se habla de un puente de acero, se entiende que la estructura principal es de acero, pero la losa puede ser de concreto. (Seminario Manrique, 2004, pág. 15)

- *Según el sistema estructural principal*

Los puentes se clasifican en las siguientes tres grandes categorías: los puentes tipo viga, los puentes tipo arco, y los puentes suspendidos. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 58). Longitudinalmente se puede optar por diversos sistemas estructurales. A continuación, se presenta los principales esquemas estructurales (Seminario Manrique, 2004, pág. 16).

Tabla 1 - Longitudes de tramo para diferentes sistemas de estructura

Tipo Estructural	Material	Rango de tramo, m.	Maximo tramo en servicio, m.
Losa	Concreto	0-12	
Vigas	Concreto	12-300	301, Stolmasundet, Norway, 1998
	Acero	30-300	300, Ponte Coste e Silva, Brazil, 1974
Reticulado	Acero	90-550	510, Minato, Japon, 1974
Arco	Concreto	90-420	420, Wanxian, China, 1997
	Acero	240-550	550, Lupu, China, 2003
Atirantado	Acero	90-1100	1088, Sutong, China, 2008
Colgante	Acero	300-2000	1991, Akashi-Kaikyo, Japon, 1998

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017

- *Según la forma de la geometría en planta*

Los puentes pueden ser rectos, esviados o curvos.

- *Según su posición respecto a la vía considerada*

Se clasifican como pasos superiores y pasos inferiores.

- *Según el tiempo de vida previsto*

Los puentes se clasifican en puentes definitivos y en puentes temporales

Puentes Definitivos

Los puentes definitivos deben ser diseñados para una vida en servicio de 75 años. Las Especificaciones del presente Manual han sido elaboradas con ese objetivo. Para los puentes definitivos se debe dar preferencia a los esquemas estructurales con redundancia, ductilidad, mayor durabilidad y facilidad de mantenimiento. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 59).

Puentes Temporales

Los puentes temporales son aquellos cuya utilización debe ser por un tiempo limitado no mayor de 5 años. Para los puentes temporales se pueden utilizar esquemas estructurales con menor redundancia, por ejemplo: puentes prefabricados modulares simplemente apoyados, en cuyo caso se deberá usar un factor de redundancia $\eta_R \geq 1.05$. En cuanto a los materiales estos serán de acuerdo a las Especificaciones particulares que establezca la Entidad en cada caso. Los puentes temporales deben ser diseñados para las mismas condiciones y exigencias de seguridad estructural que los puentes definitivos. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 59).

- *Según la demanda de tránsito y clase de carretera*

En el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG - vigente, se clasifica las carreteras en función de la demanda de tránsito como: Autopistas de Primera Clase, Autopistas de Segunda Clase, Carreteras de 1ra. Clase, de 2da. Clase, de 3ra. Clase y Trochas Carrozables. En consecuencia, por consistencia con la norma de diseño de carreteras (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 59).

Los puentes en el Perú se clasifican de la siguiente forma (Manual de Carreteras: Diseño Geométrico, 2018, pág. 12):

- Puentes para Autopistas de Primera Clase. (IMDA > 6000 veh/día)
- Puentes para Autopistas de Segunda Clase. (4001 < IMDA < 6000 veh/día)
- Puentes para Carreteras de 1ra. Clase. (2001 < IMDA < 4000 veh/día)
- Puentes para Carreteras de 2da. Clase. (400 < IMDA < 2000 veh/día)

- Puentes para Carreteras de 3ra. Clase y, (400 veh/día < IMDA)
- Puentes para Trochas Carrozables.
- *Clasificación de acuerdo a la importancia operativa.*

Para el diseño del puente, el propietario debe asignar la importancia operativa del puente de acuerdo a la siguiente clasificación: Puentes importantes, puentes típicos, puentes relativamente menos importantes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 59)

En base a esta clasificación, se asignará el factor η_I según lo indicado en el Artículo 2.3.2.5. Mediante este factor, se incrementa los efectos de las cargas de diseño para los puentes importantes y se disminuye para los puentes relativamente menos importantes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, págs. 1-7).

- *Clasificación para fines del diseño sísmico.*

Para fines del diseño sísmico de los puentes, el Propietario deberá clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia: puentes críticos, puentes esenciales, otros puentes. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 60).

- *Según el sistema de construcción*
 - Puente Segmentales.
 - Puente Lanzados.
 - Puente sobre Obra Falsa.
 - Puente Prefabricado.

1.5.2 Solicitaciones a Considerar para el Diseño AASHTO – LRFD

El método LRFD especifica que los puentes deben ser diseñados para estados límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad, economía y estética. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 17).

El aspecto importante que introdujo esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que ésta considera algunos factores que van a cambiar el margen de seguridad del puente, dando una mayor confiabilidad a la estructura. Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura. (Ochoa Espinoza, 2008, pág. 34)

- *Tipos de Cargas*

Cargas Permanentes

La carga muerta puede ser incluida en el peso de todos los componentes de la estructura, componentes adheridos a ella, cobertura, carpeta asfáltica, capas futuras y ensanchamiento proyectado. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 20)

Según el AASHTO LRFD ítem 3.5.1, estas se dividen en las cargas muertas de secciones estructurales como también no estructurales que adopta el símbolo DC, y las cargas muertas que agregan la carpeta asfáltica e las instalaciones para el público que adopta el símbolo DW. Estas serán calculadas según las dimensiones del plano de la estructura. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, págs. 3-19)

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al

peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, sobrecarga de tierra, la fricción superficial negativa, y otros que figuran en Artículo 2.4.5.2 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 88).

Tabla 2 - Factores de carga para Cargas Permanentes

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y uniones	1.2	0.90
DD :Carga de fricción	1.80	0.45
DW :Carpeta asfáltica	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de la tierra	Activo	0.90
	En reposo	1.35
EV: Presión vertical de la tierra	Estabilidad total	N/A
	Estructura retenida	1.00
	Estructura rígida enterrada	0.90
	Elementos rígidos	0.90
	Estructura flexible enterrada otras como alcantarillas metálicas cajón	0.90
	Alcantarillas metálicas en cajón	0.90
	ES : Sobrecarga de tierra	0.75

Fuente: Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado (Metodo AASHTO - LRFD), 2006

Cargas Variables

Las cargas vivas, actuantes sobre el puente, son originadas por equipos mecánicos o personas que cruzan el puente durante la vida útil más los derivados originados por su naturaleza dinámica y móvil, en este caso es imposible para el proyectista de un puente conocer de antemano las modificaciones que pueden ocurrir en las cargas vivas con el tiempo. (Gomez Moreno, 2014, pág. 42). Estas cargas variables son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio, las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y

aceleración, las fuerzas centrífugas, las durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y sub presiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 104).

- **Diseño de Cargas Vivas de Vehículos (LL)**

- a. Números de Carriles de Diseño*

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/12.0$ ($w/3.60$ en m.), siendo w el ancho libre de calzada entre sardineles, cordones y/o barreras, en ft; (mm). También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, págs. 3-20)

Las fracciones de carril de diseño no serán consideradas, pero para anchos la mitad del ancho de calzada de 6 a 7,20 se considerarán dos carriles, los cuales serán la mitad del ancho de calzada. Los carriles de tráfico serán ubicados en posiciones para producir los máximo esfuerzos en el miembro que se esté considerando. (Vallecilla B., 2006, pág. 10)

- b. Multi presencia de Carga Viva*

Estas no se aplican al estado límites de fatiga para el que solo se usa un camión de diseño, sin considerar el número de carriles de diseño. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 21)

Las disposiciones de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el que se utilice un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Cuando se utilicen los factores de distribución aproximados de un solo carril de los artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, distintos

de la regla de la palanca y el método estático, los efectos de la fuerza se dividirán por 1,20. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, págs. 3-20)

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga. (Rodríguez Serquén, 2020, pág. 19).

Tabla 3 - Factores de multi presencia de carga viva vehicular

Números de carriles cargados	Factor de Multipresencia "m"
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Fuente: Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado Metodo AASHTO - LRFD, 2006

c. Carga Viva Vehicular HL-93

Se debe esencialmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que transitan por el puente. Su determinación depende del peso y de las características de los vehículos que pueden transitar sobre el mismo, así como la distribución más desfavorable que es razonable esperar que se presente. (Altamirano Requejo, 2018, pág. 11)

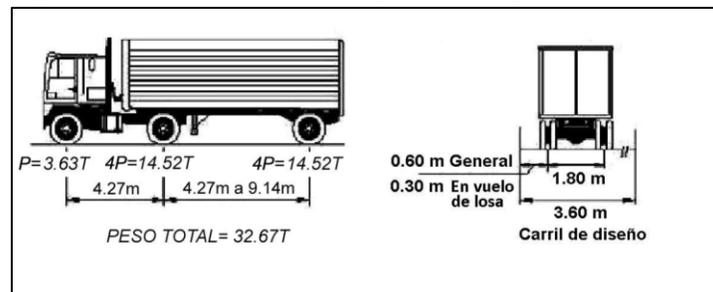
Consiste en una combinación de: camión de diseño o tándem de diseño; y carga distribuida de diseño. Para el estado límite de fatiga sólo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en el ítem 2.4.3.2.4 del AASHTO – LRFD, Para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño solo, o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 107).

c.1 Camión de Diseño HL-93

Los pesos y los espaciamientos de los ejes y las ruedas son mostrados en la siguiente figura 15. La separación de los ejes de 14.52 Ton pueden variar de 4.27 a 9.14 metros, pero debemos tener en cuenta que para un camión simple la separación de ejes es de 4.27 m. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 21)

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura 15), la distancia entre los dos ejes de 32.0-kips (14.55 t.) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 14.0 ft (4.27 m.) y 30.0 ft (9.14 m.), resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en Artículo 2.4.3.3 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 107).

Figura 9 - Camión de diseño para la carga viva vehicular



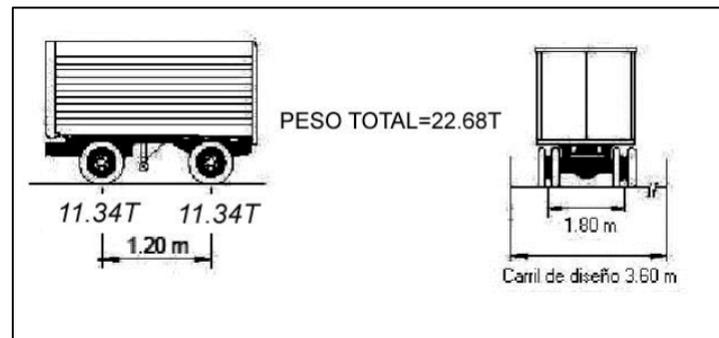
Fuente: Puentes con AASHTO LRFD 2017 (8th Edition), 2020

c.2 Tándem de Diseño HL-93

El Tándem de diseño consiste en un par de ejes de carga igual a 11.34(Ton) espaciados longitudinalmente a 1.2(m). El espaciamiento transversal de ruedas será de 1.8(m). (Ochoa Espinoza, 2008, pág. 44). El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 25.0 kip, espaciados a 4.0 ft. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección

transversal, será de 6.0 ft. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, págs. 3-23).

Figura 10 - Tándem de diseño



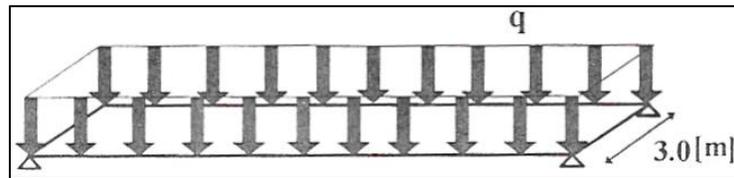
Fuente: Puentes con AASHTO LRFD 2017 (8th Edition), 2020

c.3 Carga de Carril de Diseño

Consiste en una carga de 0.952 ton/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente, la carga de carril de diseño puede ser sumida como una carga uniformemente distribuida sobre 3.0 m de ancho. Los esfuerzos producidos por la carga de carril no están sujetos al factor de impacto. (Aranis Garcia-Rossell, 2006, pág. 22)

Se considerará una sobrecarga de 0.64 kif (954 kif/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10.0 ft en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 92).

Figura 11 - Carga de carril distribuido



Fuente: *Diseño de Superestructuras de Puentes de Hormigón Armado. Comparación entre Diseño según Norma AASHTO Standard (Metodo ASD) y Norma AASHTO LRFD, 2008*

Carga Dinámica permitida: IM

A menos que los Artículos 2.4.3.3.2 y 2.4.3.3.3 (3.6.2.2 y 3.6.2.3 AASHTO) permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán aumentar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 5, incremento por carga dinámica. 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 (carga uniformemente repartida). (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 97)

Como la superficie de rodadura no es uniforme, la suspensión de los vehículos reacciona a compresión y tensión esta oscilación crea fuerzas que exceden el peso estático cuando el vehículo está en movimiento las especificaciones de AASHTO usan una simple aproximación para definir el IM como se muestra en la tabla 5. (Seminario Manrique, 2004, pág. 31).

Tabla 4 - Incremento de la carga viva por efectos dinámicos (IM)

Componente	Porcentaje (IM)
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

Fuente: *Manual de Puentes, 2018*

- ***Factores y Combinaciones de Cargas***

Se deberán considerar las cargas transitorias, permanentes y fuerzas sobre impuestas.

A. Cargas permanentes

DD = Carga de fricción en los pilotes

DC = Carga muerta en la estructura

DW = Carpeta asfáltica e instalaciones

EH = Presión de tierra

ES = Sobrecarga de tierra

EV = Presión vertical debido a la carga muerta de la tierra.

B. Cargas Transitorias

BR = Fuerza de frenado

CE = Fuerza centrífuga para puentes curvos. Pendiente máx. de 4%

CR = Deformación del concreto por el tiempo

CT = Impacto Vehicular

CV = Impacto de buques

EQ = Sismo

FR = Fricción en los aparatos de apoyo

IC = Hielo

IM = Impacto

LL = HL \oplus 93

WS = Viento sobre la estructura

WL = Viento sobre la carga viva

WA = Presión de corriente sobre los pilares

TG = Gradiente de temperatura

PL = Carga peatonal

SE = Asentamiento

Estados Limites

Las combinaciones de carga básica de fuerzas extremas factoras se especificarán en los siguientes estados limites (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 146):

- **Resistencia I** - Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- **Resistencia II** - Combinación de cargas relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- **Resistencia III** - Combinación de cargas relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.

- **Resistencia IV** - Combinación de cargas relacionada a relaciones muy altas de las solicitaciones de las cargas muertas a las cargas vivas.
- **Resistencia V** - Combinación de cargas relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- **Evento Extremo I** - Combinación de cargas incluyendo sismo. El factor de carga para carga viva Y_{EQ} será determinado sobre la base de un proyecto específico.
- **Evento Extremo II** - Combinación de cargas que incluye la carga de hielo, colisión de vehículos y barcos, flujos comprobados, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT Los casos de flujos comprobados no serán combinados con BL, CV, CT, o IC.
- **Servicio I** - Combinación de cargas relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/hr y con todas las cargas en su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado, y para análisis transversal relacionado a la tensión en vigas de concreto fabricadas por segmentos. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de los taludes
- **Servicio II** - Combinación de cargas considerado para controlar la fluencia de la estructura de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.

- **Servicio III** - Combinación de cargas relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas y la tensión principal en el alma de las vigas de concreto fabricadas por segmentos.
- **Servicio IV** - Combinación de cargas relacionada exclusivamente a la tensión en las columnas de concreto pretensado con el propósito de controlar las grietas.
- **Fatiga I** - Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga infinita por la carga inducida.
- **Fatiga II** - Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga finita por la carga inducida.

Tabla 5 - Factores y combinaciones de carga

COMBINACIÓN DECARGA ESTADO LIMITE	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	USAR UNA EN CADA VEZ			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	Y _P	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y _P	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y _P	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV EH. EV. ES. DW. DC	Y _P 150	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV	Y _P	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-
EVENTOS EXTREMOS I	Y _P	Y _{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTOS EXTREMOS II	Y _P	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	Y _{TG}	Y _{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	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-
FATIGA - LL. IM. CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Manual de Puentes, 2018

- **Fuerzas debido a Deformaciones**

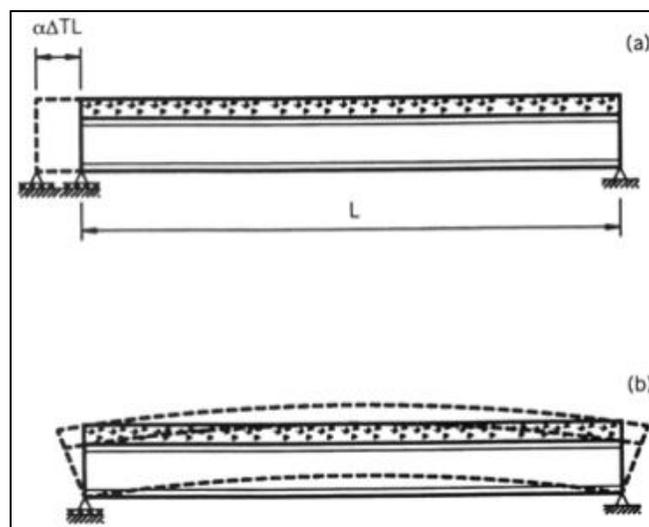
Temperatura en el Concreto

Los cambios de temperatura producen variaciones de volumen en el concreto, ya que el concreto tiende a dilatarse cuando aumenta su temperatura y tiende a contraerse cuando disminuye su

temperatura. Del mismo modo sucede con los cambios en el contenido de humedad en el concreto, el concreto tiende a expandirse cuando aumenta su contenido de humedad y tiende a contraerse cuando disminuye su contenido de humedad. (Noriega Barrueto, 2018, pág. 21)

Existen dos tipos de temperatura que deben ser considerados en el análisis de la estructura. el primer tipo es el cambio de temperatura uniforme, este tipo de cambio de temperatura afecta puentes largos y cortos, y si los apoyos están restringidos ocasionará fuerzas en los estribos del puente, este tipo de deformación se muestra en la figura 2.12 (a). el segundo tipo cambio de temperatura es un gradiente no uniforme de calentamiento o enfriamiento como se muestra en la figura 2.12 (b). (Seminario Manrique, 2004, pág. 44).

Figura 12 - (a) Temperatura que induce dilatación y (b) Temperatura que induce curvatura



Fuente: Guía para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas, 2004

Cuando la plataforma del puente está expuesta a los rayos del sol, esta se calienta más que las vigas debajo de la plataforma, lo que hace que las vigas intenten pandearse hacia arriba, produciendo una contra flecha.

Rangos de Temperatura en el Concreto

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los especificados en la Tabla 6. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá usar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta en el diseño. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 104).

Tabla 6 - Rangos de temperatura

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o preesforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

Fuente: Manual de Puentes, 2018

Gradiente de Temperatura

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados en el Artículo 2.4.3.9.2 de Manual de Puentes. Las diferencias de temperatura T₁ y T₂ corresponderán a los valores positivos dados en la Tabla 8 o a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la tabla por -0.5. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 105).

Tabla 7 - Temperaturas que definen los gradientes (C°)

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	T ₁	T ₂	T ₁	T ₂	T ₁	T ₂
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

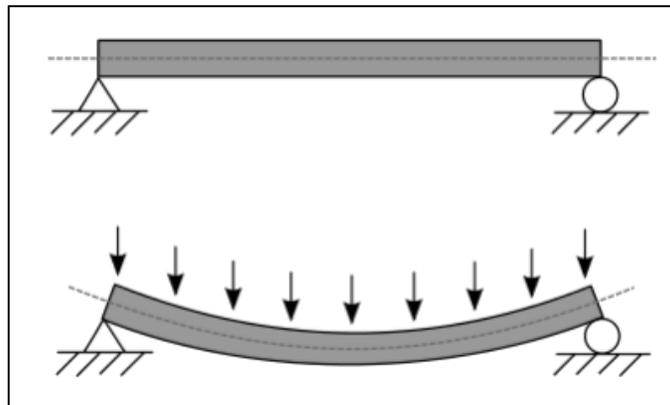
Fuente: Manual de Puentes, 2018

1.5.3 Deflexiones

Generalidades

Para componentes esbeltos de concreto sometidos a compresión, las variaciones de tiempo y esfuerzo que dependen de las características del material, los cuales causan cambios significantes en la geometría estructural deberán ser considerados en el análisis de pórticos y reticulados. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 151).

Figura 13 - Viga deformada por cargas externas



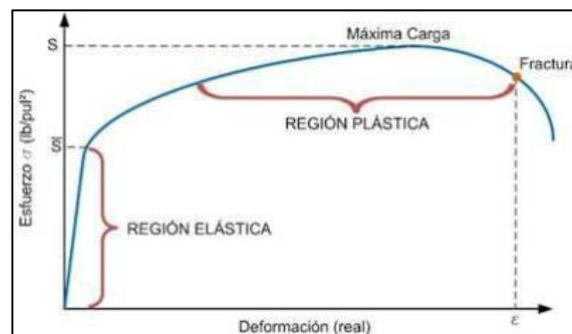
Fuente: Deflexiones Diferidas en Vigas de Sección Compuesta de Concreto y Acero, 2017

Disposiciones

Los puentes se deberán diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones. A pesar de que, salvo en el caso de los tableros de placas ortótropas, las limitaciones referidas a deflexiones y profundidad son optativas, cualquier desviación importante de las prácticas relacionadas con la esbeltez y las deflexiones que en el pasado resultaron exitosas debería provocar la revisión del diseño para determinar que el puente se comportará satisfactoriamente. (Díaz Villar, 2018, pág. 26)

- Los apoyos, así como las juntas de la superestructura deberán acondicionar los cambios provocados por las cargas, las fluencias, contracciones, variaciones de temperatura y asentamientos.
- Los puentes esviajados y los puentes curvos con sección compuesta con o sin soportes esviajados, deben tener las siguientes investigaciones adicionales serán consideradas:
 - ✓ Con la aplicación de las combinaciones de cargas se dan las deflexiones elásticas y estas serán consideradas para asegurar el buen desempeño satisfactorio la subestructura.
 - ✓ Las rotaciones calculadas de las vigas sobre el apoyo serán acumuladas a las asumidas por el proyectista en el proceso constructivo y no excederán la capacidad rotacional de los apoyos.

Figura 14 - Curva esfuerzo deformación indicando las regiones elástica y plástica



Fuente: *Deflexiones Diferidas en Vigas de Sección Compuesta de Concreto y Acero*, 2017

Criterio por Deflexión

Los criterios de esta sección se deben considerar optativos, a excepción de los siguientes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 336):

- Los requisitos para tableros ortótropos se deben considerar obligatorios.

- Los requisitos para estructuras de concreto armado prefabricado que tienen tres lados se deben considerar obligatorios.
- Los tableros metálicos reticulados y otros tableros livianos metálicos y de concreto deben satisfacer los requisitos de estados límites de servicio donde se estipula que se considerará los efectos de excesiva deformación del tablero incluyendo la deflexión causada por la carga viva más la carga dinámica que no deberán de exceder los siguientes criterios:
 - ✓ $L/800$ para tableros sin tráfico peatonal.
 - ✓ $L/1000$ para tableros con tráfico peatonal limitado, y
 - ✓ $L/1200$ para tablero con Tráfico peatonal significativo

Donde L es la longitud del tramo centro a centro de los apoyos.

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:

- 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 sistema de vigas cajón curvas y vigas doble T, la deflexión de cada viga será determinada individualmente basado en la respuesta como parte de un sistema.
- 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;

- Para sistema de vigas rectas, la rigidez de flexión de una viga individual puede ser tomada como la rigidez determinada como se especifica arriba, dividida por el número de vigas.
- 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;

Flechas y Contra flechas

En el cálculo de flechas y contra flechas se deberán considerar la carga permanente, sobrecarga, pretensado, cargas de montaje, fluencia lenta y contracción del concreto, y relajación del acero. En ausencia de un análisis más exhaustivo, las flechas o deformaciones instantáneas se podrán calcular utilizando el módulo de elasticidad del concreto y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g , o bien un momento de inercia efectivo, I_e . (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 339).

Las flechas y contra flechas de ejecución en general verticales, aunque en ciertos casos puede ser necesario definir, además, contra flechas horizontales o contra giros transversales de la sección (en puentes curvos, por ejemplo). (Ministerio de Fomento - Gobierno de España, 2011, pág. 71).

1.5.4 Prueba de Carga Estática en Puentes

Generalidades.

La prueba de carga de recepción de una estructura es un conjunto de operaciones consistente en la reproducción de uno o varios estados de carga sobre la misma, antes de su puesta en servicio, con objeto de confirmar que el proyecto y construcción de la obra se han llevado a cabo de forma satisfactoria. Con este objeto es necesario comprobar que, para unas situaciones de carga

representativas de las acciones a que va a estar sometida durante su vida en servicio, el comportamiento de la estructura se ajusta a las previsiones de proyecto. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 5)

Como una medida de la seguridad en los proyectos de puentes carreteros es necesaria la ejecución de pruebas que garanticen el buen funcionamiento de una estructura en la que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista, comprobada mediante los controles preceptivos. El propósito primordial de la prueba de carga consiste en verificar el comportamiento del puente frente a las cargas de servicio; es decir, pretende comprobar que el puente se comporte de acuerdo a las previsiones de cálculo, que debieron usarse en el proyecto estructural del mismo, y que no presente anomalías. De las pruebas de carga pueden obtenerse valiosos datos de investigación, ya que, en definitiva, se trata de ensayos a escala natural de una estructura real de los que pueden deducirse conclusiones útiles para futuros proyectos, confirmaciones de supuestos de diseño, parámetros para el mantenimiento estructural del puente, etc., todo ello con un costo que representa un pequeño porcentaje del costo total del proyecto. (Cardoza & Villalobos, 2005, pág. 136)

La mayoría de los métodos de medición de capacidad de un elemento de un puente, predicen el esfuerzo que puede producirse en ese elemento por el peso de un vehículo. La predicción se basa en una simple aplicación de la teoría estructural, combinada con factores experimentales. Las lecturas de los medidores de deformación, aplicados en ciertos puntos de la estructura, son convertidas a esfuerzos, registrando los producidos por diferentes cargas. Este método es aplicable en caso que exista duda del estado de un puente y debe realizarse con un proceso específico y aprobado. (Dirección General de Caminos y Ferrocarriles - MTC, 2006, pág. 136).

- *Normativa en los Estados Unidos (AASHTO)*

General

El manual describe las pruebas de carga de diagnóstico como pruebas en las que la carga se coloca en lugares designados y los efectos de esta carga en los miembros individuales del puente se miden mediante la instrumentación adjunta a estos miembros, luego, las mediciones se comparan con los efectos calculados las pruebas de carga de prueba se describen como pruebas en las que el puente se carga hasta su límite elástico, cuando se detiene la prueba y se registra la carga máxima y la posición. En algunos casos, se establece una carga de prueba objetivo antes de la prueba, y la prueba de carga se detiene cuando se alcanza este objetivo. Tenga en cuenta que todos los demás códigos y pautas requieren la determinación de la carga de prueba objetivo antes de una prueba de carga de prueba. (Lantsoght E. O., 2019, pág. 38).

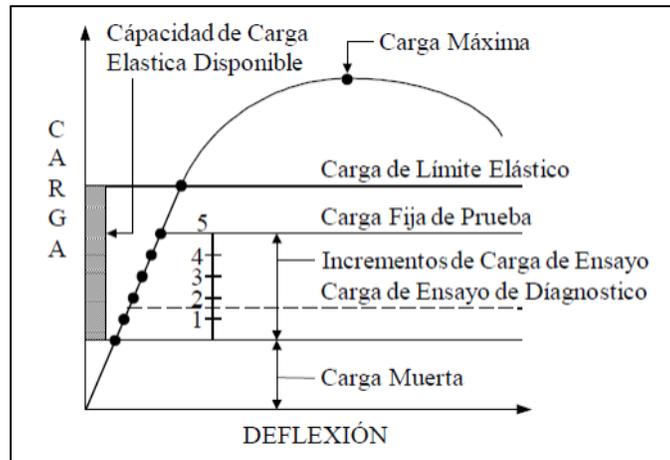
Los mecanismos de evaluación dados por la AASHTO para la evaluación de puentes, utilizan conceptos y a su vez emplean suposiciones que durante su etapa de diseño fueron tenidas en cuenta, con lo cual tienden a ignorar ciertos factores que son de vital importancia para determinar el estado real de la estructura. Entre los factores que se pueden resaltar están las acciones inesperadas de los elementos no estructurales tales como barandas, bordillos, soportes fijos, etc. Esta metodología planteada por la AASHTO en algunas ocasiones desestima el estado real del puente, colocando así una estructura que puede estar en óptimas condiciones de uso, bajo cierre total o parcial. (Lopez & Goyoneche, 2015, pág. 72). Como resultado a la situación previamente descrita muchas de las instituciones de los Estados Unidos han adoptado las pruebas de carga y/o ensayos no destructivos para obtener una evaluación más certera del estado real del puente.

Ensayo de Diagnostico

El ensayo de diagnóstico es utilizado generalmente cuando no se tienen los datos de diseño dados por el constructor, lo cual se necesita para poder realizar un modelo analítico que permita identificar el comportamiento aproximado del puente, o simplemente para corroborar su correcta construcción, este ensayo incluye la medición de elementos críticos de la estructura los cuales posteriormente son comparados con los resultados analíticos para poder ajustar las características analíticas y así aproximarse más al comportamiento real del puente, durante el ensayo diagnóstico se utiliza una carga conocida para generar un comportamiento lineal, que no sobrepase su límite elástico, ver figura 20. (Lopez & Goyoneche, 2015, pág. 73).

En una prueba de carga de diagnóstico, el efecto de carga viva se mide directamente durante la prueba en uno o más miembros críticos del puente, estos valores luego se comparan con los valores calculados por un modelo analítico, la diferencia entre los efectos de carga teóricos y medidos se usa para actualizar el modelo analítico y luego para determinar la capacidad de carga para un miembro de puente, la diferencia es causada por incertidumbres sobre el comportamiento del puente (propiedades del material, condiciones de contorno, efectividad de las reparaciones, acción compuesta no intencionada y efecto del daño y deterioro) o como parte de determinaciones paramétricas de rutina (por ejemplo, distribución de carga, factores de impacto). (Lantsoght E. O., 2019, pág. 38)

Figura 15 - Capacidad elástica en una prueba de carga



Fuente: *Propuesta Metodologica para Evaluar la Capacidad de Carga de Tableros de Puentes Existentes de Concreto Reforzado basada en Pruebas Estaticas de Carga, 2015*

Ensayo de Prueba de Carga

Un ensayo de prueba es la acción mediante la cual se intenta predecir la capacidad máxima segura, mediante la implementación de un vehículo de evaluación dado por la norma, este es utilizado al igual que en el ensayo diagnóstico cuando no existe un historial o una documentación de la construcción del puente, es decir cuando no hay planos de diseño, también se utiliza cuando la estructura posee un uso considerable, lo que genera un desgaste en sus componentes estructurales los cuales no pueden ser asimilados o reflejados en el modelo analítico, al igual que en el caso de que la estructura tenga daños, bien sea por uso o por factores externos como son accidentes, agentes climáticos, ríos, etc. (Andreu Salas, 2018, pág. 13)

La carga requerida depende del tipo de prueba de carga. Para una prueba de carga de diagnóstico, los niveles de carga están alrededor de los niveles de servicio y generalmente involucran uno o dos camiones volquete cargados. La carga de prueba debe hacer hincapié en todos los elementos críticos que deben evaluarse en la prueba de carga, la carga requerida durante una prueba de carga de prueba es mayor y está estrechamente relacionada con el factor de clasificación. el sistema de

carga puede ser una carga estacionaria con bloques pesados o gatos, o una carga móvil con vehículos de prueba que simulan los vehículos legales y que se mueven a velocidad lenta o las velocidades normales de operación. el sistema de carga debe cumplir los siguientes requisitos. (Lantsoght E. O., 2019, pág. 40):

- Debe ser representativo de los vehículos de calificación.
- La carga debe ser de magnitud ajustable.
- Las cargas deben ser maniobrables.
- Las cargas deben permitir la repetibilidad de verificar la linealidad de la respuesta del puente y el retorno de la respuesta a cero.

Mediciones en Pruebas de Carga

Existen instrumentaciones que permiten observar de forma clara el comportamiento estático del puente, para los desplazamientos absolutos o relativos. los deformímetros o diales digitales presentan una facilidad y monitoreo de la estructura durante la prueba de carga, existen también los mecanismos ópticos como los laser de estacione total o nivel de ingeniería con precisión al milímetro para obtención de los resultados.

Condiciones en las cuales no se debe realizar la Prueba de Carga

Las siguientes condiciones son esenciales para dictaminar si un puente no es apto para ejecutar la prueba de carga:

- 1) Cuando el costo para la realización de la prueba de carga estática, sobrepasa el costo del reforzamiento del mismo.

- 2) Si con el cálculo analítico mediante un software numérico, se determina que el puente no podrá resistir la carga mínima.
- 3) Si existe una probabilidad de desplome. (Dado por deterioro o fisuramiento en sus elementos estructurales).
- 4) Si no existe accesibilidad para el tráfico en el puente.

Capacidad de Carga a través de la Prueba de Carga

El ensayo de prueba de carga como el de diagnóstico de la misma, son utilizados para tener mayor certeza de los resultados para el comportamiento real de la estructura. Por lo tanto, esto ayuda identificar y cuantificar analíticamente la capacidad real de carga del puente.

Ensayo Diagnostico de Carga

Antes de la realización de la prueba de carga estática se debe realizar un procedimiento analítico mediante un software numérico el cual determinar la capacidad teórica de carga y deformaciones de la superestructura del puente, luego se compara los resultados obtenidos durante la prueba de carga, para así realizar un reajuste el modelo analítico y de esta manera precisar el diagnóstico de la estructura. Es sumamente importante que la prueba de carga se ejecute en diferentes posiciones de la estructura dependiendo de la realización del protocolo de carga, para poder observar todas las repuestas críticas de los elementos estructurales del puente. Durante esta comparación de resultados obtenidos.

- *Normativa Española*

Generalidades

La normativa española brinda recomendaciones para la realización de la prueba de carga en las diferentes estructuras viales existentes, cabe resaltar que estructuras no comunes tales como pasos férreos y acueductos tendrán un trato especial. Estas pruebas son obligatorias para la entrega de nuevas estructuras teniendo en cuenta su luz, pues espaciamientos no mayores a 12 metros estarán sujetos a la disposición del ingeniero encargado. (Ministerio de Fomento - Gobierno de España, 2011, pág. 75).

Sistema de medida

Las magnitudes a medir y la localización de los puntos de medida serán los especificados en el protocolo de la prueba. Las medidas deberán efectuarse en posición y cantidad suficiente para permitir la correcta evaluación del comportamiento de la obra. En general, se debe medir al menos la flecha en todos los centros de vano y el descenso en líneas de apoyo. Podrá prescindirse de la medida de estos últimos si se considera que su valor no va a ser significativo en relación con las flechas. El número de puntos de medida en cada sección será función del ancho del tablero y del tipo estructural. En el caso de tableros de vigas, lo aconsejable será disponer un mínimo de tres puntos, uno en la viga central y uno en cada viga de borde. Su rango de medida deberá ser como mínimo superior en un 50% a los valores máximos esperados de dichas magnitudes. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 6).

Determinación del módulo de elasticidad del hormigón

En puentes de hormigón, para poder conocer las características del material en el momento de la prueba de carga, se recomienda efectuar algún ensayo a compresión de probetas reservadas a tal fin durante la ejecución de la obra preferiblemente, dicho ensayo será realizado por un laboratorio con capacidad para obtener la curva tensión-deformación. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 6).

Efecto de las condiciones meteorológicas

Con objeto de cuantificar el efecto de las variaciones térmicas sobre los parámetros estructurales registrados, se recomienda instrumentar una sección del tablero con dos sensores de temperatura, uno en su cara superior y otro en la inferior, las lecturas de estos sensores se efectuarán con la misma periodicidad que la adoptada para el resto de la instrumentación.

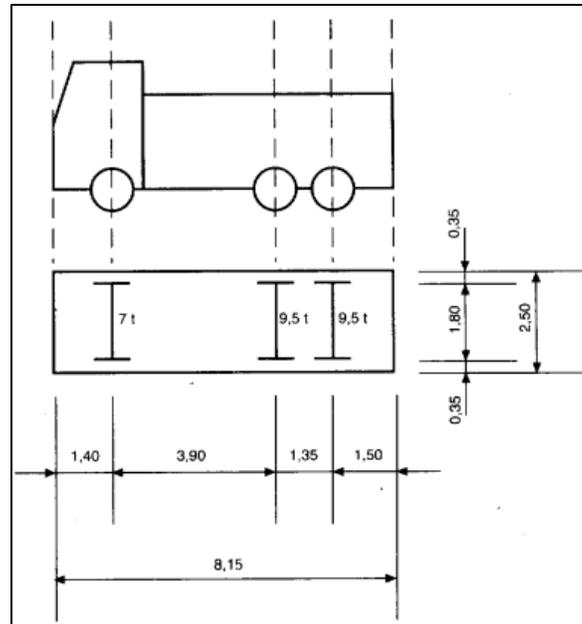
Materialización del tren de carga

Se empleará un tren de carga constituido por camiones, cuyo número y características estarán definidos en el Protocolo de la prueba.

Antes de comenzar la prueba, se comprobará mediante pesaje en báscula el peso total real de cada uno de los vehículos, debiendo quedar garantizado que su valor no se desvía en más de un 5% del considerado en el protocolo de la prueba. Los recibos de báscula deberán entregarse al director de la prueba, quien dejará constancia de ello en el informe de la misma.

La posición de todos los vehículos en cada estado de carga deberá marcarse previamente sobre el tablero, de forma que pueda realizarse su colocación con suficiente precisión. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 8).

Figura 16 - Camión de tres ejes (26 ton)



Fuente: Recomendaciones para la Realización de Pruebas de Carga de Recepción en Puentes de Carretera, 1999

Estados de Carga

Los estados de carga se definirán en el Protocolo de la prueba de forma que, cargando convenientemente distintas zonas de la estructura, se alcancen los porcentajes deseados de los esfuerzos máximos producidos por el tren de carga de la Instrucción en las secciones críticas. En general, además de las secciones sobre apoyos y secciones de vano, se considerarán críticas, y se definirán los correspondientes estados de carga, aquellas secciones con cambios bruscos de geometría, cambio de materiales o aquellas que, a juicio del autor del proyecto, sea conveniente comprobar. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 9).

Forma de aplicación de la Carga

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o de descarga se efectuarán con la lentitud necesaria para no provocar efectos dinámicos no deseados, y se organizarán de forma que no se produzcan sobre otras partes de la estructura solicitaciones superiores a las previstas, será necesario proceder a la descarga total de la estructura antes de materializar cada nuevo estado de carga, únicamente en el caso de puentes formados por vanos simplemente apoyados, se podrán materializar los distintos estados de carga mediante el avance del tren de carga sucesivamente de vano en vano. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 9)

Escalones de Carga

La carga correspondiente a cada estado se aplicará en varias fases o escalones de manera que se pueda registrar la respuesta progresiva de la estructura en las zonas críticas. En general, se aconseja aplicar la carga en un mínimo de dos escalones, de forma complementaria, y siempre que el equipo de medida permita llevar a cabo la adquisición de datos con rapidez, se efectuará una lectura de los parámetros controlados tras la entrada o salida de cada uno de los camiones o fila transversal de camiones. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 9).

Criterio de Estabilización

El tiempo que se debe mantener la carga total correspondiente a un cierto estado de carga, vendrá determinado por el criterio de estabilización de las medidas, que se indica a continuación. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 10):

Los valores de la respuesta de la estructura que se consideren (flechas, giros, deformaciones unitarias, etc.) se denominarán medidas f_i y se obtendrán en cada momento como diferencia entre las lecturas de los aparatos en ese instante i y las lecturas iniciales inmediatamente antes de la colocación de la carga correspondiente a cada estado. Una vez colocado en su posición prevista el tren de carga, se realizará una medida de la respuesta instantánea de la estructura f_0 en los aparatos de medida situados en los puntos significativos.

Transcurridos 10 minutos se obtendrá una nueva medida en dichos puntos f_{10} . Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantáneos son inferiores al 5% de éstos:

$$f_{10} - f_0 < 0.05 f_0$$

o bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considerará estabilizado el proceso de carga.

Si no se satisface la condición anterior, se mantendrá la carga durante un nuevo intervalo de 10 minutos, considerándose cumplido el requisito de estabilización si, realizada la medida al final del mismo f_{20} , la diferencia de medidas correspondiente a este intervalo es inferior al 20% de la diferencia de medidas correspondiente al intervalo anterior, o bien es del orden de magnitud de la precisión de los aparatos de medida:

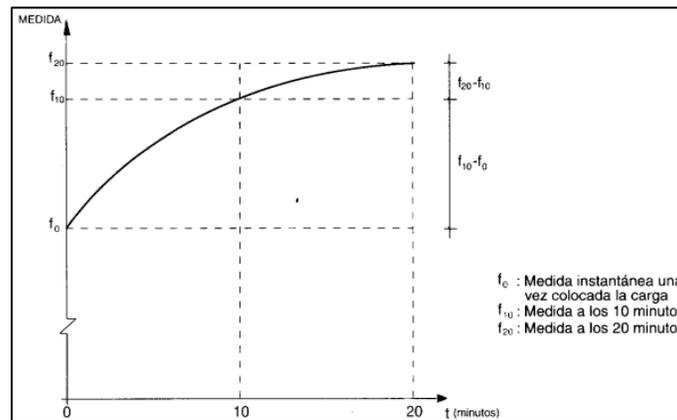
$$f_{20} - f_{10} < 0.2 (f_{10} - f_0)$$

Si esto no se cumpliera, se procederá, a juicio del Ingeniero director de la prueba, a mantener la carga durante un nuevo intervalo, o a efectuar la descarga.

Una vez alcanzada la estabilización, se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de medida.

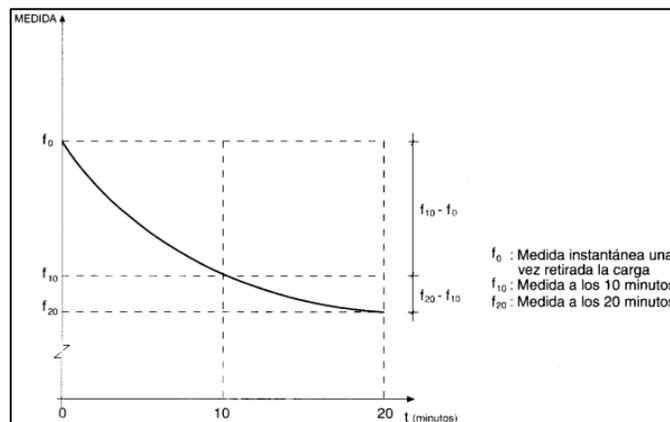
Después de descargar totalmente la estructura, se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga.

Figura 17 - Proceso de carga



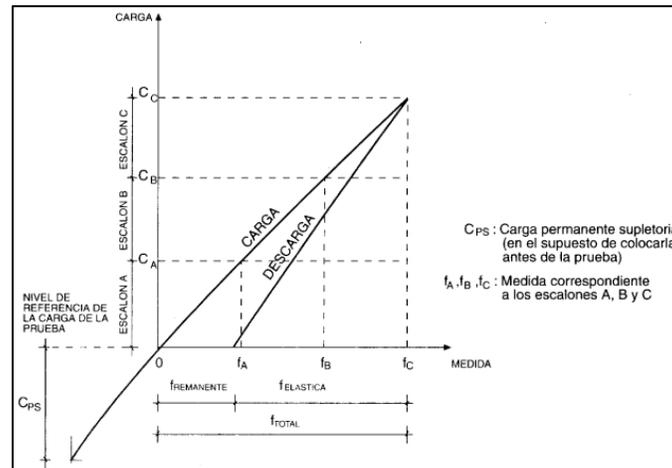
Fuente: Recomendaciones para la Realización de Pruebas de Carga de Recepcion en Puentes de Carretera, 1999

Figura 18 - Proceso de descarga



Fuente: Recomendaciones para la Realización de Pruebas de Carga de Recepcion en Puentes de Carretera, 1999

Figura 19 - Ciclo de carga/descarga



Fuente: Recomendaciones para la Realización de Pruebas de Carga de Recepcion en Puentes de Carretera, 1999

Criterio de Remanencia

Según (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 12), Los valores remanentes f_r correspondientes a un estado de carga se definen como la diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de la carga.

Los valores remanentes de un estado de carga se considerarán aceptables siempre que sean inferiores a los límites indicados en este apartado. En el Protocolo de la prueba se podrán definir límites distintos de los aquí recogidos, siempre que estén adecuadamente justificados.

Los límites para las remanencias en cada punto de medida α_{lim} , que se indican a continuación expresados en forma de porcentaje, están referidos a los valores máximos de la respuesta medida de la estructura:

- a) Puentes de hormigón armado: 20%
- b) Puentes de hormigón pretensado o mixtos: 15%

c) Puentes metálicos: 10%

Una vez finalizado un estado de carga, se comprobará que los valores remanentes resultan admisibles, procediendo como se indica a continuación y se representa en la figura 24.

Sea α_{lim} , la remanencia admisible expresada en tanto por ciento, f la medida total y f_r , la medida remanente. La remanencia α correspondiente al estado de carga vendrá dada por:

$$\alpha = 100 * \frac{f_r}{f}$$

Si $\alpha \leq \alpha_{lim}$ el valor remanente se considera admisible

Si $\alpha_{lim} < \alpha \leq 2\alpha_{lim}$ deberá realizarse un segundo ciclo de carga (repetición de ensayo)

Si $\alpha > 2\alpha_{lim}$ se suspenderá la aplicación de la carga

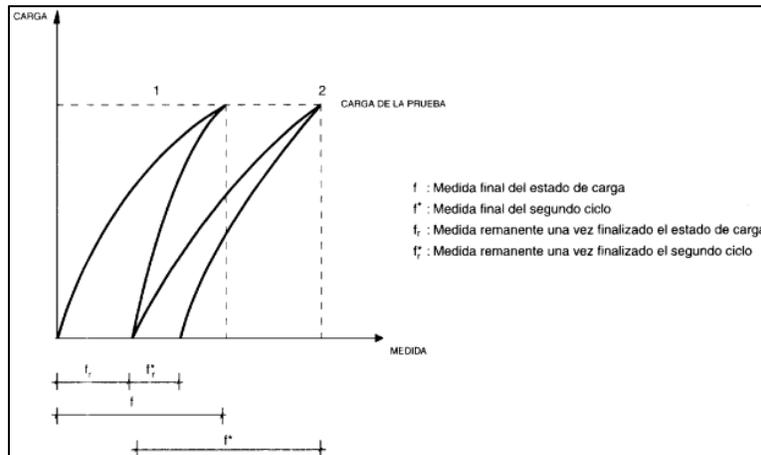
En caso de ser necesario un segundo ciclo de carga:

Si $\alpha^* \leq \alpha/3$ el valor remanente se considerará admisible

Si $\alpha^* > \alpha/3$ se suspenderá la aplicación de la carga

Donde α es la remanencia obtenida en el primer ciclo y α^* la obtenida en el segundo ciclo (tomando en este caso como valores iniciales los estabilizados después de la descarga del primer ciclo).

Figura 20 - Valores remanentes



Fuente: Recomendaciones para la Realización de Pruebas de Carga de Recepcion en Puentes de Carretera, 1999

En caso de que, realizado el segundo ciclo, no se hubieran alcanzado resultados satisfactorios, el director de la prueba suspenderá la aplicación de la carga correspondiente, tomando respecto a los demás estados de carga las medidas que crea convenientes

Pruebas de Carga Simplificadas

En las pruebas de carga de recepción se presentan casos en los que resulta adecuado adoptar alguna reducción en cuanto a la intensidad y detalle en su ejecución, dando lugar a lo que se denominarán pruebas simplificadas. La descripción de las pruebas simplificadas debe estar contenida en el Protocolo de la prueba con el mismo grado de detalle que en el caso de las pruebas de carga completas.

Podrán realizarse pruebas de carga simplificadas en los casos que se especifican a continuación, con las limitaciones recogidas para cada uno de ellos (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 13):

Puentes con varios vanos similares

En el caso de puentes de vanos simplemente apoyados, deberá realizarse la prueba completa en uno de cada cuatro vanos similares o fracción, con un mínimo de dos vanos, pudiendo simplificarse la prueba en el resto.

En el caso de puentes de vanos continuos, deberá realizarse la prueba completa en los vanos extremos y en uno de cada cuatro vanos interiores similares o fracción, con un mínimo de dos vanos interiores. La prueba del resto de los vanos podrá ser simplificada.

A los efectos de este apartado, se considerarán vanos similares aquellos cuyas luces no difieran en más de un 10% respecto de la del vano menor, siempre que su solución estructural sea la misma.

1.6 Antecedentes

Según Commander (2019) de origen Estadounidense. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Evolución de las pruebas de diagnóstico de puentes en EE.UU.” concluye que:

- **Introducción**

Este artículo ofrece una breve historia del mercado de las pruebas de cargas en puentes y describe los principales métodos de ensayo utilizados en la actualidad. También se ofrece una visión del futuro basada en las actividades de investigación que se está llevando a cabo y la nueva tecnología con la que los investigadores están jugando.

- **Método**

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga en campo.

- Muestra

La muestra no se especifica ya que se habla de la evolución de las pruebas de carga en puentes a través de los años, analizando diferentes tipos de puentes y sus estados.

- Resultados

El punto principal de este documento es que las capacidades en instrumentación, la electrónica y la tecnología informática han mejorado exponencialmente en los últimos 30 años, mientras que las y, en gran medida, los procesos de pensamiento que hay detrás de las pruebas han permanecido sin cambios. Es hora de reconocer que muchos de los procedimientos codificados se basaron en las tecnologías disponibles en ese momento y que puede haber mejores formas de resolver los problemas que se plantean.

- Conclusión

Las preguntas generales que hay que responder siguen siendo las mismas: "¿Cuál es la capacidad de carga de este puente?" Lo que ha cambiado son las herramientas y los métodos para abordar las incógnitas que hacen que la pregunta sea difícil de responder. Dado que la tecnología seguirá avanzando, el intento de actualizar el MBE (Manual for Bridge Evaluation) a la tecnología actual de hoy, codificar métodos de prueba específicos y procedimientos de análisis sería un esfuerzo inútil. En lugar de ello, el código debería proporcionar una serie de opciones recomendadas para una serie de cuestiones relativas a la capacidad de carga, junto con la definición de los estándares requeridos para las cualificaciones, certificaciones mantenimiento de registros e informes. Los resultados de las pruebas de carga deben certificarse en última instancia por el ingeniero responsable, lo que implica un nivel suficiente de cuidado, pero no significa que ese nivel de cuidado sea consistente. Aunque, si bien los procedimientos exactos serán específicos de la prueba

de carga y no pueden codificarse, pueden definirse normas mínimas pueden definirse para los procesos y la documentación. Este ejercicio recaerá en los investigadores y profesionales que trabajen en los comités apropiados de la Junta de Investigación del Transporte y otros organismos para elaborar un documento viable.

Otro concepto que se aborda es que una sola tecnología, o proceso de pruebas no suele ser suficiente para abordar todo el problema en cuestión. La combinación de métodos de prueba de carga, NDE (Non-Destructive Evaluation), y la supervisión pueden ser necesarios para caracterizar el estructurales, definir las capacidades de los componentes y evaluar la fiabilidad a largo plazo de la evaluación.

Según Lantsoght, Yang, Van Der Veen, Hordijk, & De Boer, (2019) de origen Holandes. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Criterios de detención de la flexión para la prueba de carga de las estructuras de hormigón armado” concluye que:

- **Introducción**

La prueba de carga es un método de evaluación que puede ser especialmente interesante para estructuras con grandes incertidumbres. Estas incertidumbres pueden estar relacionadas con la (falta de) información disponible sobre la estructura información disponible sobre la estructura, con el efecto del deterioro en la capacidad estructural, y con el comportamiento global de la estructura a niveles de carga más allá del estado de servicio

- **Método**

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga en campo.

- Muestra

La muestra fueron cuatro puentes y viaductos que fueron sometidos a cargas de prueba para evaluar las deflexiones en: El viaducto Vlijmen Oost, el puente Halvemaans, el viaducto Zijlweg y el viaducto De Beek, ubicados en Países Bajos.

- Resultados

Los resultados nos muestran que no hay un único criterio de parada que rige para cada experimento de vigas, sino que todos los criterios de parada deben ser evaluados. Los criterios de parada se superan con un margen de seguridad entre el 42 y el 61%, por lo que son conservadores para su uso en la práctica. Los resultados también muestran que la carga para la que se sobrepasa el criterio de parada de la deformación límite es similar a la carga para la que se sobrepasa el criterio de parada para la de la anchura de la grieta.

- Conclusión

En los ensayos de carga de prueba, se coloca una carga representativa de la combinación de carga factorizada de carga factorizada para demostrar directamente que la estructura pueda soportar sin problemas las cargas prescritas por el código. Dado que las pruebas de carga de ensayo implican grandes cargas, es necesario evaluar si la prueba es segura en tiempo real. Los criterios de parada son límites de las respuestas estructurales que se evalúan en tiempo real durante la prueba para evaluar la seguridad. Una serie de códigos y directrices códigos y directrices existentes para los ensayos de carga de prueba contienen criterios de parada para la flexión, incluyendo la directriz alemana para pruebas de carga los códigos checo y eslovaco, y las directrices españolas. En la mayoría de los casos, sin embargo, los criterios de parada disponibles son límites arbitrarios o relacionados con los requisitos de servicio. La capacidad de servicio debería dictar los criterios de

aceptación, no los criterios de parada, ya que no dan información sobre la seguridad estructural, sino sobre durabilidad futura.

Según, Agredo Chavez, Sarmiento Nova, & Viviescas Jaime, (2016) de origen Colombiano. En su investigación, titulada: “Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto presforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: Puente La Parroquia vía La Renta - San Vicente de Chucurí” concluye que:

- **Introducción**

Se identificó la oportunidad de generar un proyecto enfocado al estudio del comportamiento de puentes de hormigón postensado, tipo viga y losa, en servicio; las metodologías de evaluación de características dinámicas y estructurales; y las técnicas de rehabilitación. Lo anterior, aprovechando las circunstancias generadas por el desarrollo de un proyecto energético en la región.

- **Método**

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga estática.

- **Muestra**

La muestra es el Puente La Parroquia de tipo viga losa postensada de 30 metros, ubicada en la Vía La Renta – San Vicente de Chucuri, en Colombia.

- **Resultados**

Para la viga interna, los datos en los puntos simétricos de 13, 20 y 26 metros de luz no se pudieron observar en la toma de medidas, debido a la interferencia visual que aportaban las volquetas a la

visión del teodolito. Por esta razón no se cambió el punto de estación, para no agregar variables que afectaran la precisión de los resultados. Se analizó que el puente La Parroquia demuestra un comportamiento elástico bastante aceptable, al estabilizarse al paso de 10 minutos, cuya deflexión máxima se da en el centro de luz con un valor de 1,8 cm.

- Conclusión

Las deflexiones, tanto del modelo como las verificadas manualmente, se asemejaron en gran valor, por tanto, se obtiene una confiabilidad en los datos procesados y dados por el software MIDAS CIVIL. Mediante el modelo de elementos finitos realizado y junto con la prueba de carga previamente ejecutada, se obtuvo una calibración apropiada, logrando efectuar de una manera aproximada la evaluación de la rigidez a flexión del puente La Parroquia, el cual, a pesar de su larga vida en servicio y sin ningún mantenimiento, logró demostrar un comportamiento adecuado bajo las cargas impuestas.

Según, Vargas-Padilla, (2014) de origen Costarricense. En su investigación, titulada: “Un modelo simplificado para el análisis de datos de deformación de vigas, obtenidos de pruebas de carga en puentes” concluye que:

- Introducción

El diseño y ejecución de la primera prueba de carga viva en puentes que se realizó en Costa Rica fue liderada por el equipo multidisciplinario del proyecto de investigación e-Bridge 1.0: “Predicción remota de fallas en puentes” del grupo e-Science del Instituto Tecnológico de Costa Rica, el 5 de octubre del 2012.

- Método

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga estática.

- Muestra

La muestra es el Puente Purines de tipo vigas continuas de acero de 14.92 metros, ubicada en Costa Rica.

- Resultados

Del modelo simplificado de análisis teórico se obtuvo un momento máximo de 680 kip-ft (94235,03 kg-m) al que le correspondía una deformación de 1158 $\mu\epsilon$. El diagrama de momento flexionante (Moment M3) generado en el SAP 2000 después de realizar el modelo de la viga simple con los parámetros citados anteriormente (Dist Load).

Del cálculo del factor de distribución según la normativa AASTHO 1977 se obtuvo que cada una de las vigas deben tomar alrededor del 30% del total de carga aplicada.

- Conclusión

A partir del modelo simplificado de análisis teórico se logró determinar, en primera instancia, que deformaciones superiores a los 1000 $\mu\epsilon$ son perfectamente posibles para una estructura de este tipo sometida a las condiciones de carga utilizadas. Es importante recordar que una prueba de carga puede determinar objetivamente el desempeño estructural actual del puente, mientras que un modelo de análisis lo presenta en forma idealizada; no obstante, la correlación de ambos es fundamental para identificar diferencias en los modos de comportamiento esperados en la estructura.

Para este caso particular, la comparación entre resultados experimentales y teóricos obtenidos del modelo simplificado de análisis, permitió determinar que la condición de transferencia de cargas más representativa es la de acción no compuesta. Esto evidenció que, en la actualidad, la losa no participa activamente en forma integral con los elementos de la superestructura en la toma y repartición de las cargas aplicadas lo que causa una limitación al transferirlas. Al observar la distribución de esfuerzos, las vigas centrales estaban tomando el mayor porcentaje de carga, mientras que las vigas externas tenían una participación mínima. Se evidenció que la condición actual del puente no favorece una distribución uniforme de los esfuerzos ni deformaciones sobre la estructura y que, por el contrario, se está afectando el desempeño del puente en condiciones de servicio.

Según, Lantsoght, Van Der Veen, De Boer, & Hordijk, (2017) de origen Holandes. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Estado del arte de las pruebas de carga de los puentes de hormigón” concluye que:

- **Introducción**

Las pruebas de carga de los puentes son una práctica tan antigua como la construcción de puentes. En los primeros tiempos, cuando los métodos analíticos para determinar la respuesta de los puentes aún no estaban bien desarrollados, se realizaban pruebas de carga antes de abrir los puentes al público viajero, como una forma de demostrar que el puente es seguro. A veces, la prueba de carga provocaba el colapso del nuevo puente. En algunos países, como Suiza e Italia, todavía se exigen estas pruebas de carga antes de antes de la apertura.

- Método

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga estática.

- Muestra

La muestra no está determinada ya que se habla de la evolución de las pruebas de carga en puentes a través de los años, analizando diferentes tipos de puentes y sus estados.

- Resultados

En los puentes de hormigón se suelen realizar dos tipos de pruebas in situ de diagnóstico y de prueba. El diagnóstico tiene como objetivo utilizar las respuestas estructurales medidas para actualización de un modelo analítico. Los resultados de la información con respecto a la flexión distribución transversal, la rigidez global o la rigidez de los miembros, y el comportamiento de la estructura a lo largo del tiempo (si se realizan varias pruebas de carga de diagnóstico).

El modelo analítico actualizado se utiliza entonces para recalculer el factor de calificación del puente. Las pruebas de carga tienen como objetivo dar una respuesta inmediata al si el puente puede soportar las cargas vivas factorizadas prescritas sin que se produzcan signos de deterioro.

- Conclusión

Se aplica una carga representativa al puente y se supervisan cuidadosamente las respuestas estructurales. Si la respuesta estructural indica cambios críticos en el puente antes de alcanzar la carga de prueba objetivo (es decir, se supera un criterio de parada), la prueba debe finalizar, y el puente se excede un criterio de parada), la prueba debe ser terminada, y el puente tendrá un factor de calificación más bajo. Las pruebas de carga de ensayo son especialmente útiles para estructuras

con grandes incertidumbres, como los puentes sin planos y puentes deteriorados. Los códigos y directrices existentes más interesantes para las pruebas de carga son la directriz alemana, el Manual for Bridge Rating mediante pruebas de carga, y el ACI 437.2M-13 ofrecen consejos sobre los criterios de parada y aceptación.

La investigación actual relacionada con las pruebas de carga se centra principalmente en los siguientes temas:

- La definición de los criterios de parada, especialmente para los modos de fallo frágil que actualmente no están permitidos para las pruebas de carga.
- Nuevas técnicas de medición, y
- Un enfoque determinista a un enfoque basado en la fiabilidad para las pruebas de carga, especialmente para las pruebas de carga.

Según Shi, Fang, & Luo , (2018) de origen Chino. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Análisis de la prueba de carga estática de un puente de arco de mampostería” concluye que:

- Introducción

La prueba de carga es el principal método técnico para detectar la capacidad portante de los puentes en servicio. Es uno de los medios más eficaces y directos para conocer los parámetros de rendimiento de un puente, analizar su estado de funcionamiento real y evaluar su estado de funcionamiento.

- Método

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga.

- Muestra

La muestra es un arco de tablero superior de mampostería de 49 metros, ubicado en China.

- Resultados

La comparación entre los valores medidos y los valores de cálculo teóricos de la sección L/4 y L/2 del arco principal y de la sección de la bóveda y del pie del arco del alma. Los valores medidos de todos los puntos medidos son menores que los valores calculados. El 30% de los puntos de medición tienen una deformación residual, y la deformación residual relativa es del 12% al 18%. No hay ninguna nueva grieta en el proceso de prueba.

- Conclusión

De acuerdo con las especificaciones de diseño actuales y los requisitos actuales de carga de nivel II de la carretera, se realizó la distribución de la carga equivalente. Los resultados de las pruebas de tensión y deformación de cada sección bajo las condiciones de prueba muestran que:

- 1) En el proceso de carga, el puente de arco de piedra estaba en la etapa de trabajo elástico, y no había nueva grieta. Después de la descarga del vehículo, la carga de las secciones volvió a cero normalmente, lo que demostró que el puente estaba en un estado seguro bajo las condiciones de carga de la prueba, y la resistencia de los principales componentes de carga cumplía los requisitos de las especificaciones de diseño vigentes.

- 2) Los valores medidos y los coeficientes de calibración de los esfuerzos y desplazamientos de las secciones del puente se encuentran en el rango de seguridad especificado por el pliego de condiciones, lo que indica que el rendimiento global de trabajo del puente de arco de mampostería es bueno.
- 3) El puente de arco de mampostería se abrió al tráfico hace mucho tiempo. Los materiales que lo componen tienen diferentes grados de envejecimiento. La capa superficial de mortero de cemento de cada componente tiene diferentes grados de caída, lo que afecta al rendimiento de seguridad de la estructura en cierta medida. El puente debe ser inspeccionado y mantenido regularmente. Los resultados de las pruebas estáticas muestran que el puente está en un estado seguro bajo la carga de prueba (incluyendo la carga desequilibrada), pero el coeficiente de calibración es pequeño. En la operación futura, un solo camión circulará a baja velocidad por el puente.

Según, Bolaños-Avila, (2019) de origen Costarricense. En su investigación, titulada: “Comparación entre el índice de confiabilidad y capacidad de carga para la evaluación de seguridad estructural en puentes utilizando pruebas de carga de diagnóstico: Caso de estudio en Costa Rica” concluye que:

- Introducción

La prueba de carga de diagnóstico, es una observación y medición del comportamiento de diferentes elementos de un puente ante controladas y predeterminadas cargas que no afectan la respuesta elástica. Los parámetros de deformación y aceleración son los que se miden usualmente,

en los elementos principales, sin embargo, también se puede medir el desplazamiento en las juntas de expansión o en los apoyos; por medio de sensores.

- Método

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga.

- Muestra

Tiene una luz de 20.5 m de longitud, cuenta con 7 vigas tipo I prefabricadas de concreto presforzado de 1.2 m de peralte y separadas 1.2 m de centro a centro, ubicado en Costa Rica.

- Resultados

Las diferencias encontradas entre el modelo teórico y la prueba de carga, se deben a diferentes factores, especialmente la rigidez real del puente que no es reflejada en el modelo teórico, al considerar solamente como cargas los elementos no estructurales, por lo cual la trayectoria de las cargas puede variar significativamente, puesto que depende exclusivamente de la rigidez de los elementos, ya que las cargas tienden a moverse a través de los elementos más rígidos. En el Caso I, el lado derecho al poseer la acera peatonal de concreto y un carril más angosto, tiene mayor rigidez que el lado izquierdo, por lo cual la viga 1 tiende a recibir más carga que la viga 7, por ejemplo. En el Caso II, los ejes de los camiones están más cerca de los puntos de medición de los sensores, por lo cual, la acción de la rigidez del diafragma central es un factor determinante para que las vigas se esforzaran más que el modelo teórico.

- Conclusión

El método de capacidad de carga, es sumamente útil para la determinación de la resistencia y carga permisible; es adaptable a diferentes puentes, con factores preestablecidos, pero puede llegar a ser conservador debido a que persigue un punto crítico de estado límite, por lo que puede no describir de la mejor manera el estado de seguridad estructural del puente. Se recomienda su uso preferiblemente para conocer si el puente soporta el paso de vehículos especiales, establecer un límite de peso de vehículos para pasar el puente o si se conoce con exactitud las cargas máximas que transitan el puente; ya que estos casos es preferible ser conservador.

La prueba de carga de diagnóstico, es una herramienta valiosa para la evaluación de la condición del puente, puesto que permite aplicar métodos más objetivos y desde un punto de vista estructural, lo que funciona para complementar la metodología actual de Costa Rica. Además de poder calibrar los modelos teóricos computacionales del puente, para tener una mejor comprensión del comportamiento ante las cargas y futuros análisis.

Según, Niu , Wang, & Tang, (2020) de origen Chino. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Análisis de la deformación inducida por la temperatura y de la distribución de las tensiones en un puente de arco de celosía de hormigón de vano largo basado en datos de monitorización de la salud del puente y en la simulación por elementos finitos” concluye que:

- Introducción

El puente de arco de celosía de hormigón es un tipo de estructura de puente combinado que se utilizó por primera vez en China en la década de 1980. Sus cordones superiores se desconectan en

una posición adecuada para formar una estructura combinada de dos cerchas en voladizo en los dos extremos y un arco en el centro.¹ Este tipo de estructura no sólo podría reducir el horizontal del arco central, sino también mejorar la capacidad de la capacidad de carga de toda la superestructura.

- Método

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga.

- Muestra

La muestra seleccionada fue un puente de Arco de C°A° de tablero superior de 178 metros, ubicado en China.

- Resultados

La deformación del puente CTCA (Concrete Truss Combination Arch) depende en gran medida del efecto de la temperatura. La deformación diaria por temperatura de la sección de media del vano es de 5,4 mm en verano y de 3,4 mm en invierno. Para la temperatura anual, la deformación de la estructura desde el extremo fijo hasta el cuarto vano es pequeña; al contraerse, la parte media entre dos nuevos pies de arco es significativa, lo que forma una deformación en forma de M de todo el tablero del puente. La tasa de disminución de la deflexión de la corona del arco es de unos 3,0 cm por cada 10 C° de disminución de la temperatura.

- Conclusión

Basado en la monitorización de la temperatura, la deformación y la deflexión del sistema de vigilancia de la salud y el análisis del modelo sólido de EF (Elemento Finitos), se han extraído las siguientes conclusiones:

Para los puentes de hormigón en valles profundos, el rango de variación de la temperatura de la estructura es mayor que la del ambiente circundante. Debido a la gran diferencia de altitud de la estructura, la temperatura de cada componente es diferente: la temperatura del pie del arco es inferior a la del tablero del puente durante el día y superior a la del tablero del puente durante la noche, y la diferencia en invierno es de unos 3 C°.

A partir de la observación de la grieta y de la simulación FE en 3D, se han identificado tres regiones críticas de la simulación FE en 3D, se identificaron tres regiones críticas del puente CTCA de la sección de caja de la mitad del vano, el nuevo pie de arco y la de la sección de caja del vano medio, el nuevo pie del arco y las columnas dobles contiguas, y los extremos fijos de los pilares, y los extremos fijos. Y el efecto de la temperatura causaría una distribución de tensiones distinta en estas regiones. Bajo la acción de la disminución de la temperatura, existe un gran momento de flexión positivo en la sección del alma maciza de la mitad del vano de un puente de arco compuesto de hormigón de gran longitud, y se producen grietas transversales en el borde inferior de la sección transversal cuando se tensa el hormigón; el cordón en el pie del arco de los pilares dobles se desvía hacia arriba, el nuevo pie de arco produce un momento de flexión negativo, y el hormigón en el borde superior de la sección transversal se tensa; los extremos fijos del puente CTCA aparecen grietas retiformes a las que contribuye principalmente la restricción de la tensión bajo la condición de disminución de la temperatura.

Según, Tang, Wang, Niu, Chen, & Huang, (2018) de origen Chino. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Control del efecto de la temperatura diaria en la deformación del tablero de un puente de arco de hormigón” concluye que:

- **Introducción**

Los cambios de temperatura influyen en gran medida en el hormigón en muchos aspectos, como la tensión, el esfuerzo y la deformación. Algunos programas informáticos pueden calcular la deformación, la tensión y el momento de flexión de la estructura del puente debido a la carga de temperatura, como Midas Civil. Muchos especialistas han estudiado las influencias sobre las vigas de caja de hormigón, las torres y otros componentes de los puentes.

- **Método**

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga.

- **Muestra**

La muestra seleccionada fue un puente de Arco de C°A° de tablero superior “Haierwa” de 191.60 metros, ubicado en China.

- **Resultados**

La tasa de crecimiento de la deformación se obtenido debido a la variación de la temperatura en base a ecuación de regresión. Es obvio que la deformación de la mitad del vano es mucho mayor que la del vano L/4 y la del pie del arco. La conclusión es similar a la del modelo de EF. Pero la Pero la tasa de crecimiento de la deformación es diferente. En todos los controles datos, la temperatura máxima es de 26,5 °C y la temperatura mínima es de -2 °C. Por lo tanto, el mayor valor diferente de la temperatura del aire puede ser de hasta 28,5 °C.

De acuerdo con la ecuación de regresión de los datos de monitoreo, la cubierta de la mitad del tramo disminuyó 6,598cm, mientras que la teórica fue de 8,623cm. La deflexión es estable desde el pie del arco hasta $L/4$ de vano con el cambio de temperatura, que no supera 1 cm en el modelo de elementos finitos.

- Conclusión

Los cambios de temperatura del aire influyen en la deformación de la estructura del puente de arco de hormigón, especialmente en la mitad del vano. Existe una fuerte relación lineal entre la deformación de la estructura y la temperatura. En combinación con el modelo de elementos finitos, las conclusiones fueron las siguientes:

Las curvas de deformación eran más estables que la curva de temperatura. Por ejemplo, algunas pequeñas fluctuaciones de temperatura no se reflejaban al mismo tiempo. La deformación de la cubierta variaba con la temperatura. El cambio de la deformación de la cubierta en $L/4$ y en el arco del pie fue similar a la tendencia de la temperatura del aire, mientras que hubo un pequeño retraso entre la deformación y la temperatura.

La deflexión hacia abajo del vano medio del puente disminuyó con el aumento de la temperatura. Además, la amplitud de la variación de la temperatura fue menor que la del invierno, pero la amplitud de la variación de la deformación fue mayor en el verano. Hubo fuertes relaciones lineales entre la temperatura del aire y la deformación del tablero en $L/4$ y en el pie del arco de un puente de arcos con celosía de hormigón. En cuanto a la mitad del vano, la relación lineal es más débil. Sin embargo, el efecto de la temperatura en la deformación de la mitad del vano fue mucho mayor que en $L/4$ y el pie del arco.

Según, Zhou, Xia, Chen, & Fujino, (2019) de origen Chino. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Solución analítica a la deformación inducida por la temperatura de los puentes colgantes” concluye que:

- **Introducción**

La variación cíclica de la temperatura ambiente puede causar deformaciones considerables en los puentes, que pueden superar a las inducidas por la carga de tráfico o de viento, especialmente en el caso de los puentes colgantes de grandes luces. Es necesario determinar las respuestas cuasi estáticas relacionadas con la temperatura y sustraerlas de las mediciones globales, con el fin de detectar las deformaciones no deseadas debidas a anomalías y/o deterioros estructurales.

- **Método**

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga.

- **Muestra**

La muestra seleccionada fue un puente colgante “Tsing Ma” de 2160 metros, con cables y tirantes de acero y con torres de C°A°, ubicado en Hong Kong.

- **Resultados**

Para calcular las respuestas del puente a un cambio de temperatura determinado, se necesitan las referencias o valores iniciales de la temperatura y las respuestas estructurales. En este caso, se eligen como valores de referencia los valores medios de las mediciones de 18 días de referencia. Aunque la temperatura de la torre no domina la deformación térmica global de los puentes colgantes, todavía representa aproximadamente el 10% y el 20% de la variación de la elevación de la mitad del vano y del desplazamiento de la parte superior de la torre. Para predecir mejor la

Para predecir mejor la deformación térmica con gran precisión, se deben diseñar e instalar sensores de temperatura en las torres en los sistemas SHM.

- **Discusión**

Las respuestas térmicas calculadas coinciden con la media de la medición para una temperatura determinada. La dispersión en torno a las medias calculadas sigue existiendo en los datos de las mediciones, lo que puede deberse a las siguientes razones, además de los errores de medición: (1) los desplazamientos del puente causados por otras cargas como tráfico y vientos se incluyen en los datos de medición; (2) la temperatura de la torre no es igual a la del cable de vez

- **Conclusión**

Se desarrollan modelos generales y fórmulas analíticas que ofrecen un enfoque cuantitativo para estimar la deformación térmica y explicar intuitivamente los fenómenos observados en el puente de Tsing Ma. Las principales conclusiones son las siguientes:

(1) La elevación del vano medio del cable del vano principal y de la viga disminuye a medida que aumenta la temperatura, lo cual es un efecto combinado de tres factores: el cable del vano principal, el cable del vano lateral y las temperaturas de la torre. La temperatura del cable (tanto del vano principal como del vano lateral) es la que más contribuye.

(2) El desplazamiento horizontal de la cima de la torre en los puentes colgantes anclados al suelo es un efecto combinado del cable del vano lateral y de las temperaturas de la torre. Estos dos mecanismos tienen efectos opuestos en el movimiento de la cima de la torre, y el primero es el factor dominante. Cuando la temperatura del cable del vano lateral aumenta, ambas torres se deflectan hacia el vano central y la distancia horizontal entre los vanos de las torres disminuye. El

cambio de temperatura del cable de los vanos tiene un efecto insignificante en el movimiento de las torres.

Según, Zhou & Sun, (2018) de origen Chino. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Los efectos de la temperatura en la deformación estructural de un puente atirantado, basados en la monitorización de la salud estructural” concluye que:

- **Introducción**

Los puentes constituyen nodos importantes en las redes de transporte, y su seguridad operativa ha atraído una amplia atención. Con el desarrollo de la tecnología de monitorización de la salud estructural (SHM) en los últimos años, muchos puentes están instalados con sistemas de SHM que registran las acciones ambientales y operativas y las respuestas posteriores de los puentes para supervisar su “estado de salud” de los puentes.

- **Método**

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga.

- **Muestra**

La muestra seleccionada fue un puente atirantado “Shanghai” sobre el río Yangtze de 1430 metros, tirantes de acero y con torres de C^oA^o, ubicado en China.

- **Resultados**

Comparar las variaciones calculadas y medidas de la longitud de la viga, haciendo hincapié en el patrón de distribución global de los datos más que en las discrepancias cuantitativas entre unos pocos puntos de datos locales. El modelo de superposición lineal reproduce en general los patrones

de variación de los valores medidos de la longitud de las vigas, verificando así el método de análisis del mecanismo para la Lt. Es cierto que existe un cierto nivel de discrepancia entre las deformaciones calculadas y las medidas.

- **Conclusión**

Los mecanismos presentados en este artículo explican las variaciones anuales y diurnas de la longitud de la viga y la deflexión de la mitad del vano con la y facilitan una mejor comprensión del comportamiento de los puentes atirantados de dos torres con una configuración estructural simétrica. Las principales conclusiones de este estudio son las siguientes:

1. Dentro de los rangos normales de temperatura de funcionamiento, las respuestas inducidas por la temperatura de los puentes atirantados son el resultado de una combinación de dilataciones y contracciones térmicas en cada uno de los componentes individuales. Esto se puede aproximar mediante superposición lineal múltiple de un conjunto de variables de temperatura. Los efectos de la temperatura en un puente atirantado en funcionamiento de las siguientes variables de temperatura del cable, temperatura media de la viga, la temperatura diferencial vertical de las vigas, la temperatura media de las torres y la diferencia de temperatura entre las torres y la diferencia de temperatura entre las superficies externas opuestas de una torre. Estas variables de temperatura son más efectivas e intuitivas.

Estas variables de temperatura son más eficaces e intuitivas para su uso en los análisis a nivel mecánico que las recomendadas en los códigos de diseño estructural, es decir, la variación de la temperatura en el puente, diferencia de temperatura entre los cables y el tablero (o la torre), el gradiente de temperatura viga y el gradiente de temperatura dentro de las torres.

2. Las variaciones inducidas térmicamente en la longitud de la viga y de los puentes atirantados están dominadas por diferentes variables de temperatura, que dan lugar a distintos modos de dependencia de la temperatura. En concreto, la L_T se rige predominantemente gobernada por la temperatura media de la viga; Por lo tanto, la L_T aumenta monótonamente con la T_G en una relación lineal similar tanto en los ciclos anuales y diurnos, y la variación de la amplitud anual es significativamente mayor que la variación diurna de la amplitud diurna.

3. En cuanto a la deflexión de los vanos medios de los puentes atirantados simétricos de dos torres, el plano simplificado de las dos torres atirantadas, el modelo geométrico plano simplificado es capaz de estimar de forma aproximada los coeficientes de sensibilidad de las variables de temperatura dominantes, es decir, T_C y T_G , con una diferencia relativa de un 20% de magnitud con respecto a los resultados correspondientes obtenidos mediante soluciones de elementos finitos.

Según, Nguyen , Schommer, Maas, & Zürbes, (2016) de origen Aleman. En su investigación traducida del inglés al español, titulada: “Pruebas de carga estática con compensación de temperatura para la vigilancia del estado estructural de los puentes” concluye que:

- Introducción

La detección de daños en los puentes basada en las características dinámicas, es decir, en parámetros modales como las frecuencias propias, las formas modales o las relaciones de amortiguación, se ha estudiado mucho en las últimas décadas. Por ejemplo, los daños pueden descubrirse mediante la reducción de las frecuencias propias o el cambio de las formas modales. Además, se sabe que la temperatura ambiente puede modificar la rigidez del asfalto y de los cojinetes (almohadillas, suelo) y, por tanto, los resultados de las pruebas estáticas. resultados de

las pruebas estáticas. Por lo tanto, a continuación, se analiza, utiliza y evalúa un procedimiento de compensación de la temperatura. se discute, se utiliza y se evalúa a continuación un procedimiento de compensación de la temperatura.

- Método

El método empleado para el desarrollo de este artículo fue de forma analítica mediante softwares especializados y pruebas de carga.

- Muestra

La muestra seleccionada fue un puente arco de acero atirantado “Grevenmacher” de 213 metros, ubicado entre Alemania y Luxemburgo.

- Resultados

La temperatura se midió en el haz mediante 7 sensores, con la vista desde el Este, es decir, el lado soleado. Como se muestra en los sensores T1, T5 y T7 muestran la mayor variación (en la parte superior y en el lado soleado). T4 caracteriza la temperatura de la flanca inferior. Para analizar la relación entre el desplazamiento y la temperatura estructural, T4 (rango inferior flange) se correlaciona con el desplazamiento vertical SV1 (en el centro de la viga) y movimiento horizontal SH7 (cerca del cojinete de deslizamiento). Se muestra variaciones de temperatura entre -3 C° y $+10\text{ C}^\circ$, movimientos horizontales (SH7 en negro sólido) de hasta 20 mm y deflecciones verticales en SV1 (en el centro del haz, punto azul) de 10 a 65 mm.

- Conclusión

Clásicamente la deflexión de un puente durante la prueba de carga estática se mide con nivelación (hoy en día electrónica y digital) desde la parte superior con respecto a un punto de referencia fijo,

ya sea aparte o en el estribo del puente. Las magnitudes estáticas pueden medirse con otras herramientas, como la inclinación o la detección de la deformación, como se presenta en [18]. En este trabajo la deformación estática se midió mediante sensores de desplazamiento, lo que era una solución fácil y fiable. Además, los sensores de deformación de gran calibre pueden ser una alternativa interesante, ya que cubren todo el volumen de una estructura, lo que permite una monitorización global con altas resoluciones [19]. La tecnología de medición fotogramétrica y GPS [20,21] ha mejorado significativamente de medición han mejorado significativamente en los últimos años y, por lo tanto, también pueden utilizarse en el futuro para capturar de forma rápida y sencilla de la línea de deflexión bajo una carga de prueba y/o para la detección de la caída del puente bajo la gravedad referida a los apoyos, es decir refiriéndose a una línea cero constantes inicialmente definidas. Sin embargo, en la práctica, la repetibilidad y la precisión absoluta de todas las técnicas es sin duda un tema propio.

La medición repetida de líneas de deflexión con carga de masa constante a lo largo de los años también puede utilizarse, tras la compensación de la temperatura, para la actualización del modelo de la temperatura para la actualización de los modelos de elementos finitos, lo que, a su vez, puede poner de manifiesto las reducciones de rigidez y, por tanto, los daños.

CAPITULO II. METODOLOGÍA

2.1 Metodología de Investigación

2.1.1 Tipo de investigación

Como indica (Hernández Sampieri, 2014, p. 129) Según el propósito de estudio se sitúa dentro de una investigación experimental, ya que se manipula de manera intencional la variable independiente y se observa el efecto de esta manipulación sobre la variable dependiente tal como sostiene. Así mismo (Maletta, 2009, p. 158) adiciona que los cambios registrados en las variables dependientes se deben exclusivamente a las variables elegidas como variables independientes (salvo pequeñas variaciones aleatorias debidas a factores no controlados).

Y: Prueba de Carga Estática (Independiente)

X: Comportamiento Estático de la Superestructura (Dependiente)

Mostradas las variables dependientes e independientes estas se manipularán conforme a la variabilidad de datos en modelamiento y campo por cada puente analizado, así como la prueba de carga estática se obtendrán deformaciones verticales de la superestructura del puente entre variables en función al comportamiento estático de la misma.

2.1.2 Enfoque de investigación

El enfoque en investigación fue cuantitativo, los datos en recopilados tuvieron un tratamiento riguroso en campo y modelamiento estos se midieron y analizaron, teniendo como resultado, deformaciones verticales conforme a las variables analizadas de las pruebas de carga y las deformaciones en puentes; los datos tratados pretenden generar información cuantitativa en base a la data del comportamiento estático de la superestructura , esta idea es sostenida por (Hernández

Sampieri, 2014, p. 4) según indica que las investigaciones con un enfoque cuantitativo utilizan la recopilación de datos para, basadas en mediciones numéricas.

En paralelo (Maletta, 2009, p. 167) apoya el presente enfoque cuantitativo tratando al uso de datos más precisos, más sistemáticos, más rigurosos, o a la aplicación de teorías y modelos más formalizados. Pero a menudo se trata simplemente de una formalidad puramente artificial y de una precisión numérica inexistente.

2.1.3 Alcance de investigación

El nivel de investigación es correlacional - explicativo ya que se llega a asociar 2 conceptos esenciales como la prueba de carga estática y el comportamiento estático de superestructura en función a los objetivos planteados así mismo se medirán las variables, este alcance también conlleva a la descripción y exploración de fenómenos de deflexiones lo cual específica y define un conocimiento de deductivo. (Salkind Neil .J, 1998, p. 10) apoya este pensamiento definiendo que la investigación correlacional – explicativo y tiene como propósito mostrar o examinar la relación entre variables o resultados de variables, uno de los puntos importantes respecto a la investigación correlacional es examinar relaciones entre variables o sus resultados, así como la investigación explicativa que da un sentido de entendimiento de los resultados.

El análisis realizado pretende llegar a dar estudio a las deflexiones de los puentes de la sierra sur del Perú, tomando en cuenta los procesos de desarrollo de pruebas de carga en campo y con datos en modelamiento este alcance abarca un análisis deductivo.

2.2 Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos)

2.2.1 Población

Para la investigación se delimita por una población que abarca a los puentes definitivos de secciones compuestas de un solo tramo en la Sierra Sur del Perú durante los años 2018 al 2021.

Según menciona (Hernández Sampieri, 2014, p. 217), una población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones.

2.2.2 Muestra

Las muestras no probabilísticas, también llamadas muestras dirigidas, suponen un procedimiento de selección orientado por las características de la investigación, más que por un criterio estadístico de generalización, tal cual sostiene (Hernández Sampieri, 2014, p. 189).

Para esta investigación la selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por interés del investigador el cual se consideró en base al universo de la población seleccionado de manera no probabilística, así mismo se tuvo en consideración, el modelamiento numérico de la superestructura, el monto de aprobación del proyecto, las deformaciones verticales y la influencia de la temperatura en las deformaciones en la superestructura en los 04 puentes de un solo tramo de Secciones Compuestas durante los años 2018 al 2021, de lo cual se considera que la muestra a analizar viene ser representativa frente al universo delimitado.

2.3 Técnica e instrumentos de recolección y análisis de datos

(Arias, 2012, p. 67) Plantea que una vez operacionalizadas las variables y definidos los indicadores, es el momento de seleccionar las técnicas e instrumentos de recolección de datos

relevantes para verificar las hipótesis o responder a las preguntas planteadas. Todo en correspondencia con el problema, los objetivos y el diseño de la investigación.

Las técnicas e instrumentos que se utilizarán para el análisis de la información y la recolección de datos están directamente vinculados a los objetivos de la investigación, que buscan dar respuesta al problema planteado.

2.3.1 Instrumentos

Para el desarrollo de esta investigación se utilizará como principal instrumento el Modelado de información de construcción que se realizará en todas las especialidades, y el cual será validado a través de expertos.

Así mismo el alcance para el análisis y obtención de resultados se basa partiendo de softwares para el modelado numérico como el CSI Bridge v23, fichas de campo para medición de deformaciones, así como normativas vigentes peruanas e Internacionales.

Los instrumentos de recolección de datos se definen como aquellos que pueden presentarse como un recurso para el almacenamiento de información, un dispositivo o registro (digital o físico), a través del cual se pueden almacenar, escribir cualquier información. considerado relevante para la investigación. (Arias, 2012, p. 68).

- ***Validez***

En la presente investigación la validez del instrumento se obtuvo bajo el criterio de juicios de expertos (3 especialistas como mínimo). Según este contexto el coeficiente de validez se determinará mediante los 3 expertos de ingeniería civil en pruebas de cargas en Puentes.

La elección de 3 jueces se da en base a lo que viene indicando (Bolívar, 2002, p. 4) que es necesario dos jueces o expertos, por lo menos, a los fines de juzgar, de manera independiente, la “bondad” de los ítems del instrumento, en términos de la relevancia o congruencia de los reactivos con el universo de contenido, la claridad en la redacción y la tendenciosidad o sesgo en la formulación de los ítems.

De acuerdo a (Hernández Sampieri, 2014) la validez es el grado de aceptación respecto a la medición que realiza un instrumento de recolección de información respecto a su variable de análisis.

2.4 Procedimiento Recolección de Información.

La información se obtuvo de la empresa Vidal Hermanos Contratistas Generales S.R.L con RUC (20278098126), representada por Gerente General es el Ingeniero Vidal Américo Mamani T., la cual es la encargada de ejecutar los Ensayos de la Prueba de Cargas Estáticas de los Puentes de la presente investigación, tuve el agrado de participar directamente en la realización de las Pruebas de Carga y por este motivo tuve acceso a toda la documentación de los Planos, Especificaciones Técnicas, Memorias de Cálculo y ejecución de los ensayos de Prueba de Carga.

2.5 Delimitación

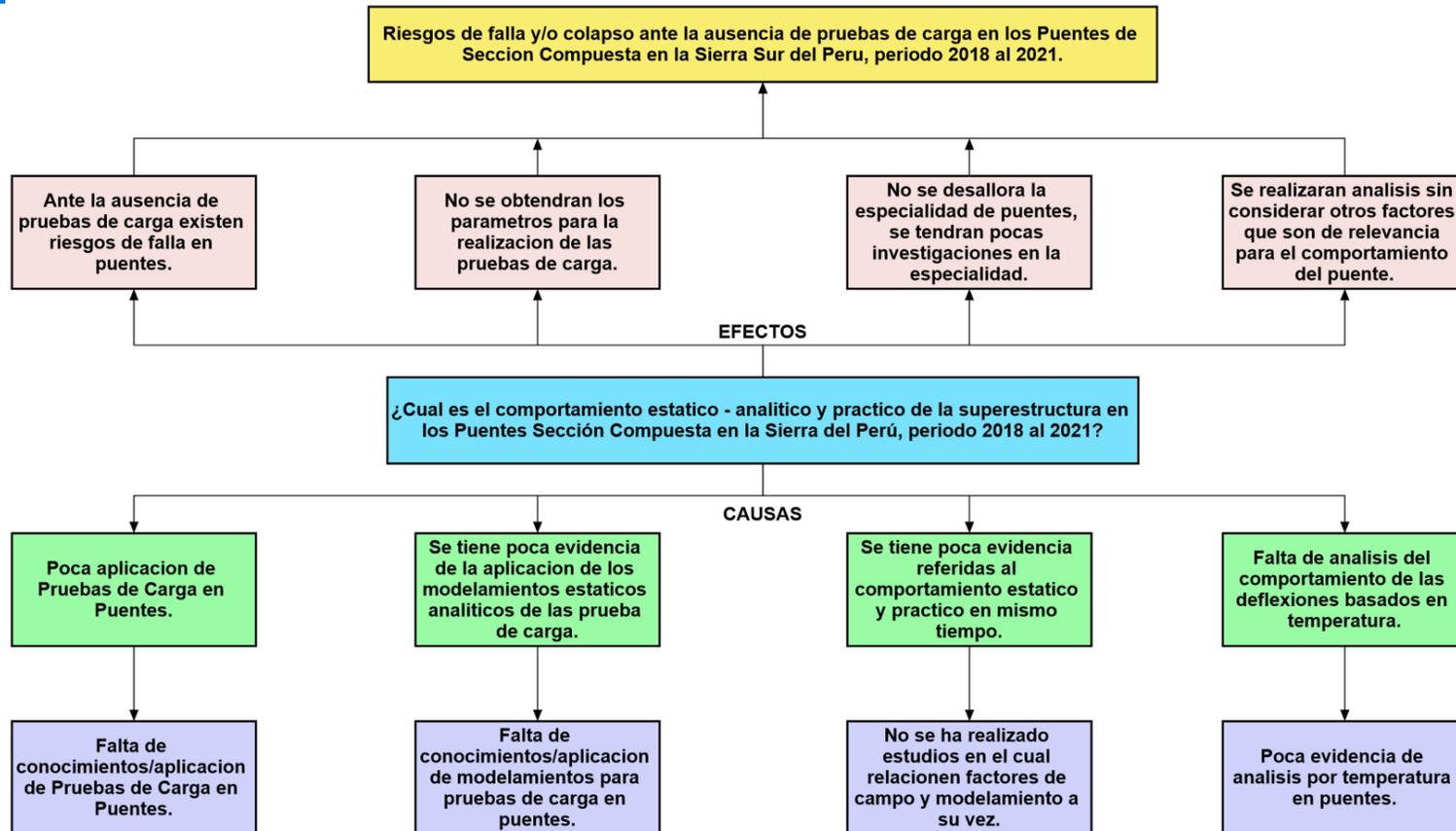
La investigación conlleva a una delimitación en la cual se consideró aspectos que enfocan a la investigación para el cumplimiento de los objetivos planteados, así mismo estas delimitaciones son discriminadas por efecto externos al objetivo de investigación lo cual son:

- La población universal de la investigación de los puentes de sección compuesta de un solo tramo con luces menores a 60 metros.

- Calculo y análisis de las deformaciones verticales de la superestructura de los puentes.
- Los análisis de temperatura y deformaciones en los apoyos de los neoprenos son exentos a la presente investigación
- La población del estudio no se llega a precisar un numero con exactitud, debido a diferentes administraciones de estos en sector público, privado y por parte del ejecutivo, cabe resaltar que los puentes en análisis son de administración de gubernaturas regionales.

2.6 Análisis de Causas y Efectos

Figura 21 - Diagrama de Causas y Efectos



Fuente: Elaboración Propia.

CAPITULO III. RESULTADOS

3.1 Resultados del Objetivo Especifico 1

Para determinar la variación de las deformaciones ante escenarios estáticos mediante modelamientos numéricos en los puentes de la sierra sur del Perú, se realizaron procesos en campo y gabinete lo cual consta de un orden según normativas y referencias tomadas en la presente propuesta de investigación; para esto se analizarán puentes referenciados en la muestra de análisis los cuales son los puentes de Orccoma, Pucayacu, Queuña, Chuicuni. Las cuales podremos observar a continuación:

3.1.1 Puente Queuña

Consideraciones Generales

El Puente Queuña se encuentra ubicado en el Km 0+860 de la carretera Churama - Huancuire, inicia en el desvío de la carretera de la red vial Nacional Challhuahuacho – Progreso.

Lugar:	Queuña,
Distrito:	Challhuahuacho,
Provincia:	Cotabambas,
Departamento:	Apurímac,
País:	Perú.

Inspección y Evaluación Preliminar de Campo

Partiendo con los procesos de investigación para el cumplimiento del presente objetivo se realiza la inspección de campo que sirvió para verificar la información de los planos (la parte que se puede

verificar con esta inspección es la parte geométrica y no la de las propiedades de los materiales) y para recopilar información acerca del estado de sus componentes. Para este fin se evaluará en campo las condiciones/ estados del puente Queuña en la cual se identificará aspectos de consideración para la estructura, las cuales son:

Estribos

Los estribos dispuestos en los extremos del puente están constituidos, cada uno de ellos, por una viga cabezal, la cual se encuentra en buenas condiciones físicas (el concreto no está agrietado, ni reventado), esta viga se encuentra apoyada sobre el muro frontal de sección transversal rectangular.

Figura 22 - Vista panorámica del Puente Queuña



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Queuña.

Cimentaciones

La condición de las cimentaciones de los estribos no se puede evaluar con una inspección preliminar de campo debido a que éstas se encuentran cubiertas y protegidas por rellenos y por el terraplén colocado justo antes y después del puente.

Vigas Metálicas

De la inspección de campo se comprueba que el tablero está formado por tres vigas metálicas de alma llena con elementos de sección “I”, otros elementos identificables en el tablero son las transversales, éstos se encuentran colocados perpendicularmente al eje del tablero dos están dispuestos sobre los estribos el resto son intermedios.

Losa

De la inspección preliminar de campo se comprueba que la losa de concreto del puente cumple la función estructural en sección compuesta con las vigas metálicas unidas mediante conectores de corte del tipo canal. Sobre la losa se ha colocado una superficie de rodadura (capa de desgaste) de 3 cm.

Figura 23 - Vista de la losa del Puente Queuña



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Queuña.

Descripción General del Proyecto

El uso del puente es vehicular y peatonal de doble vía, el puente posee un ancho de calzada de 6.60m (doble vía) y una vereda de ancho útil igual a 0.75m a cada lado, cabe indicar que la luz del puente es de 28.00 metros entre ejes de apoyos, existen características que permiten describir al puente Queuña como:

- ❖ Tipo: Mixto de sección compuesta.
- ❖ Luz: 28.60 metros,
- ❖ Ancho útil de vía 6.60 metros (doble vía),
- ❖ Camión de diseño HL -93 (Camión de diseño de 42tn)
- ❖ Ancho útil de veredas 0.75 metros (a cada lado),
- ❖ Ancho total del puente 9.10 metros,

Propiedades de Materiales de los Elementos del Puente Queuña.

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) da mención que el diseño estará basado en las propiedades de los materiales indicados en esta sección. Cuando se requiera utilizar otros grados o tipos de materiales se deberá establecer previamente al diseño sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Los requisitos mínimos aceptables incluyendo los procedimientos de ensayos deberán especificarse en los documentos contractuales; para lo cual en la investigación se considera de relevancia este estudio previo al análisis de datos, las cuales se detalla los elementos y sus características del capítulo en mención:

- **Acero estructural**

Se ha empleado acero estructural de acuerdo con ASTM A709, con las siguientes características:

Acero en chapas: Grado 50

Módulo de Elasticidad Es: 200000 MPa

Acero en perfiles laminados: Grado 36

- **Concreto**

Se consideran para el concreto empleado en el proyecto las siguientes especificaciones

de resistencia y módulo de elasticidad:

Estribos: $f'_c = 25 \text{ MPa}$ $E_c = 28442 \text{ MPa}$

Losa tablero: $f'_c = 28 \text{ MPa}$ $E_c = 31799 \text{ MPa}$

Análisis de Datos

Para el cumplimiento del proceso de análisis se realizará un estudio teórico de la estructura a ensayar mediante la creación de un modelo matemático en el que la estructura se ve sometida a las cargas estáticas (teóricas) de ensayo con el fin de determinar, de forma aproximada, los valores esperados de las magnitudes a medir en campo. En los literales siguientes, se da una descripción general del software utilizado para la creación del modelo, los criterios y parámetros considerados en la modelización y una breve reseña de la introducción de datos e información al programa.

El software utilizado para la realización de la evaluación teórica del modelo es el programa “CSI Bridge”, programa especializado a cálculo y diseño de todo tipo de puentes.

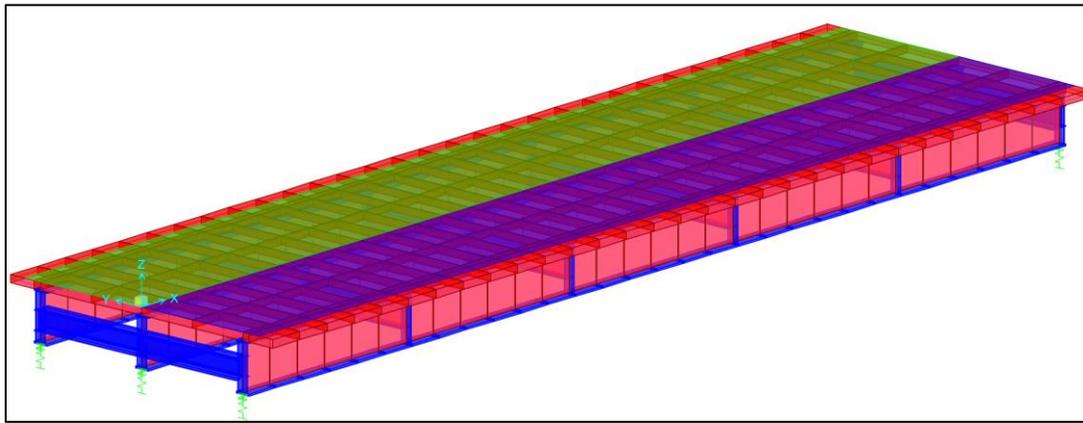
Parámetros de Análisis

Modelamiento de la Estructura

La evaluación preliminar consistió en analizar teóricamente la estructura a ensayar mediante la creación de un modelo matemático en el que la estructura se ve sometida a las cargas estáticas

(teóricas) de ensayo con el fin de determinar, de forma aproximada, los valores esperados de las magnitudes a medir en campo. En los literales siguientes, se da una descripción general del software utilizado para la creación del modelo, los criterios y parámetros considerados en la modelización y una breve reseña de la introducción de datos e información al programa.

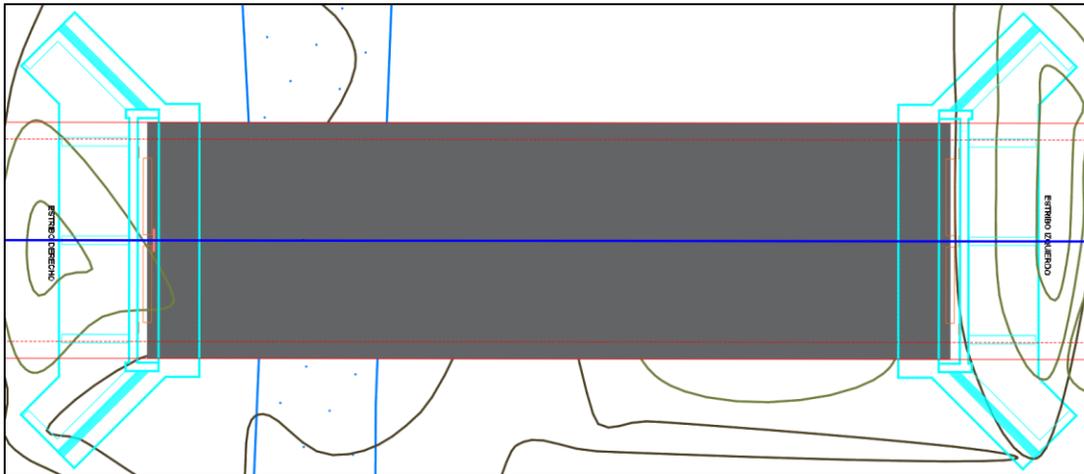
Figura 24 - Modelado en 3D del Puente Queuña



Fuente: Vista del Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña.

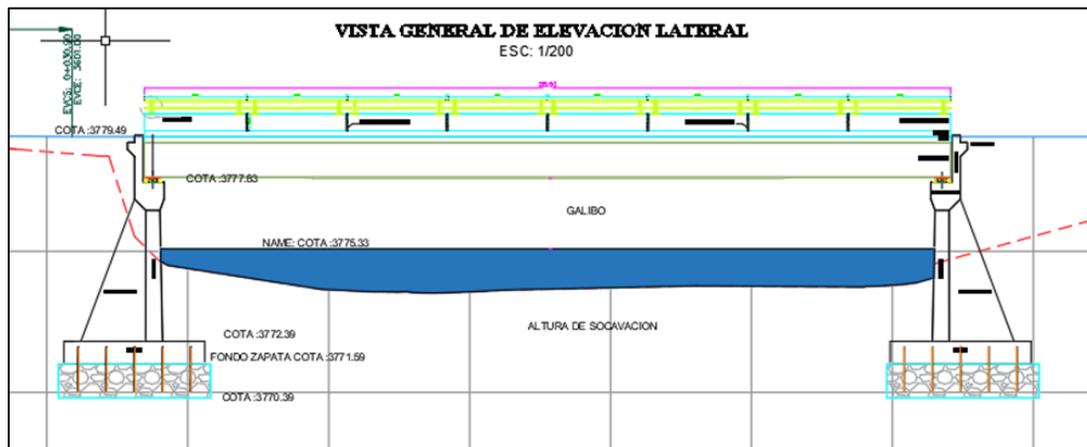
Para el modelamiento se necesitará la geometría del puente tal como se puede ver en la figura 24 donde visualiza la vista en planta del Puente Queuña, en la cual se distribuirán las cargas para el análisis en campo, y en la figura 25 se aprecia la vista de elevación del puente Queuña, el cual se puede ver los estribos, losa y las vigas metálicas.

Figura 25 - Vista Planta Geométrica del Puente Queuña



Fuente: Vista del Plano – Puente Queuña.

Figura 26 - Vista Elevación Geométrica del Puente Queuña



Fuente: Vista del Plano – Puente Queuña.

Aplicación y Designación de Cargas en la Superestructura

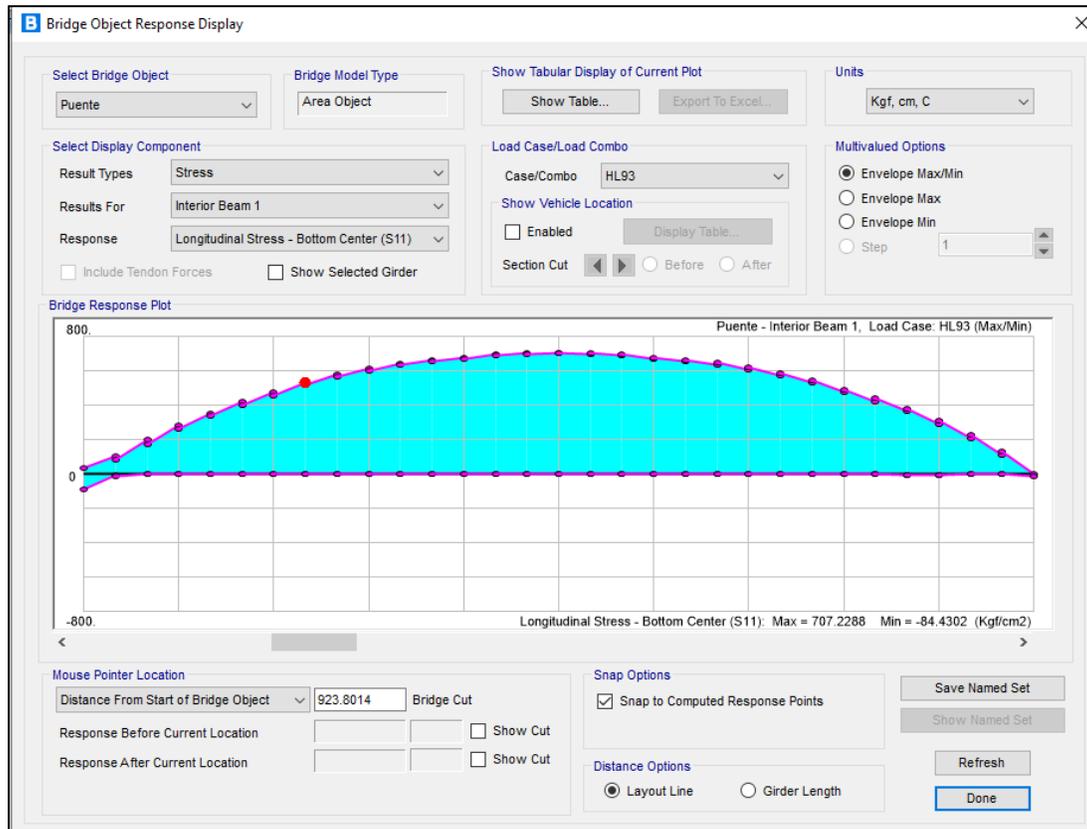
El nivel de carga alcanzado durante la prueba debe ser representativo de las acciones de servicio. Se considera adecuado alcanzar un nivel de carga correspondiente a un periodo de retorno próximo a 5 años. De acuerdo con esto se aconseja que las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real estén entorno al 60% de e los valores teóricos producidos por el tren de carga definido en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)”,

adoptando sus valores característicos sin mayorar. En ningún caso las sollicitaciones producidas por el tren de carga real serán superiores al 70% de dichos esfuerzos teóricos. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 8).

Es importante saber que cuando la superestructura del puente se deforma al aplicarle cargas este cambiara de forma, la presente investigación se basa en el rango elástico en el cual, una vez aplicada las cargas y retiradas, la superestructura regresara a su estado inicial o natural, en el caso del rango plástico se deberá al exceso de fuerzas aplicadas en el tablero, el efecto de esto será que no retornara a su estado natural y tendrá una deformación permanente. Por este motivo es importante tener en cuenta el rango del 60% al 70% de las sollicitaciones del modelo teórico.

En la figura 26 se visualiza esfuerzo máximo que se producen en la viga interior con 707.22 kg/cm², y en las vigas exteriores los esfuerzos son 698.42 kg/cm². Esto nos permitirá calcular el tren de carga a un entorno del 60% que será de base un esfuerzo de 424.33 kg/cm².

Figura 27 - Esfuerzo máximo en la viga interna con el camión de diseño

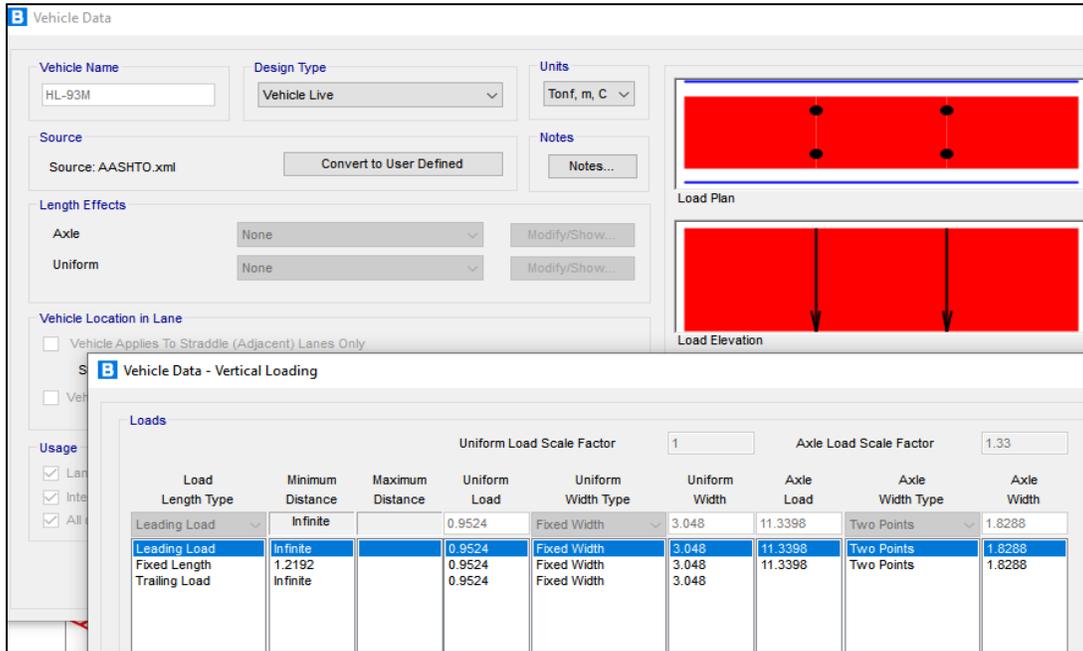


Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña.

- **Verificación del Modelo Teórico**

En CSI Bridge se incrementó en 33% la carga de Tándem y del Camión de diseño de manera particular, sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

Figura 28 - Cargas de tándem de diseño AASHTO



Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93M
 Design Type: Vehicle Live
 Units: Tonf, m, C
 Source: AASHTO.xml
 Length Effects: Axle: None, Uniform: None
 Vehicle Location in Lane: Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

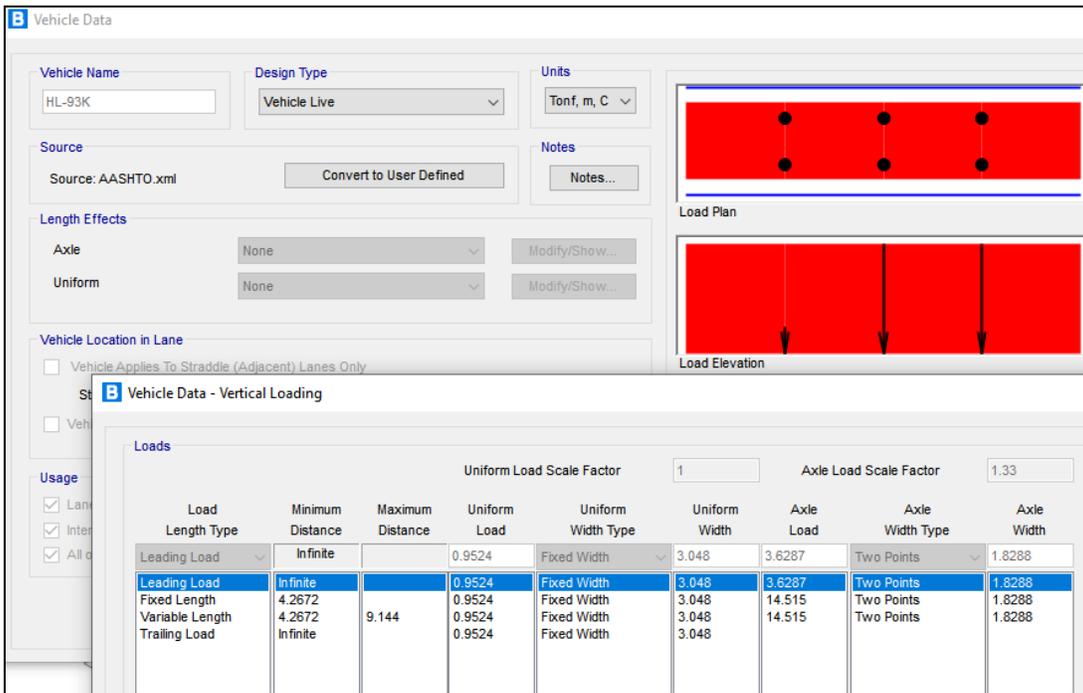
Vehicle Data - Vertical Loading

Usage: Lane, Inter, All

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Punte Queuña.

Figura 29 - Cargas del Camión de diseño AASHTO



Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93K
 Design Type: Vehicle Live
 Units: Tonf, m, C
 Source: AASHTO.xml
 Length Effects: Axle: None, Uniform: None
 Vehicle Location in Lane: Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Vehicle Data - Vertical Loading

Usage: Lane, Inter, All

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048		Two Points	

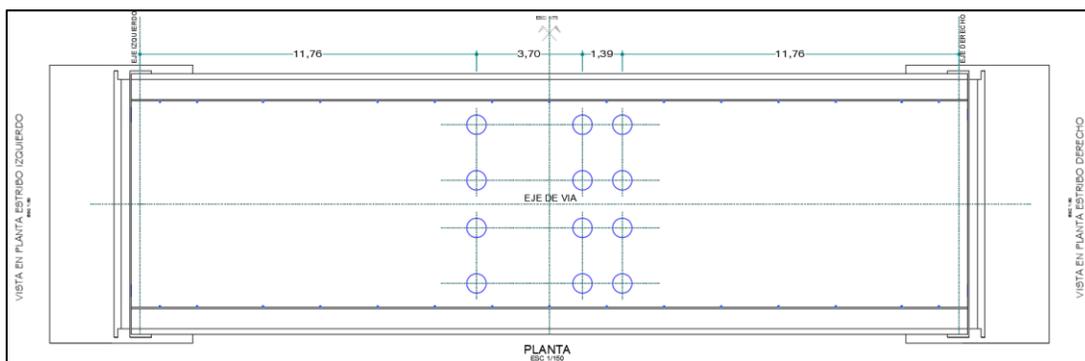
Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Punte Queuña.

- **Verificación de los Camiones de Prueba de Carga**

En la figura 29, la posición de todos los vehículos en cada estado de carga deberá marcarse previamente sobre el tablero, de forma que pueda realizarse su colocación con suficiente precisión.

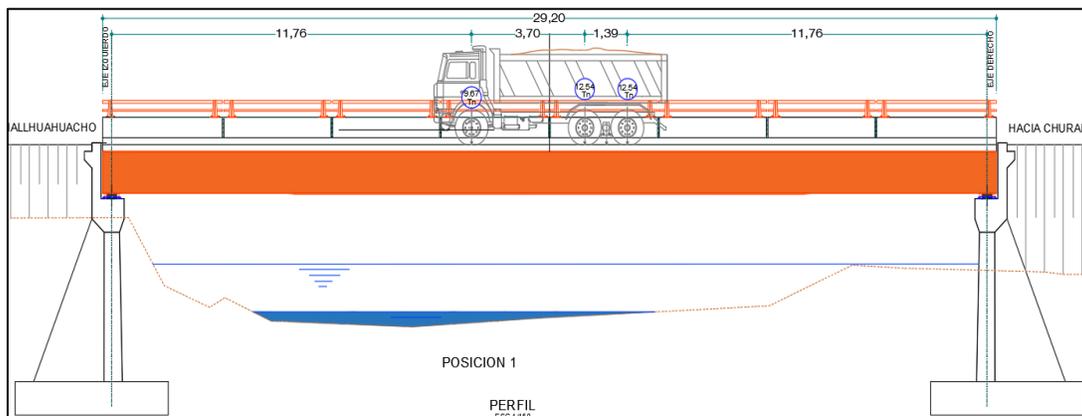
En la figura 30 y 31 se visualiza ambos camiones en diferentes carriles, ya que son doble vía.

Figura 30 - Posicionamiento de los camiones cargados en el Puente Queuña.



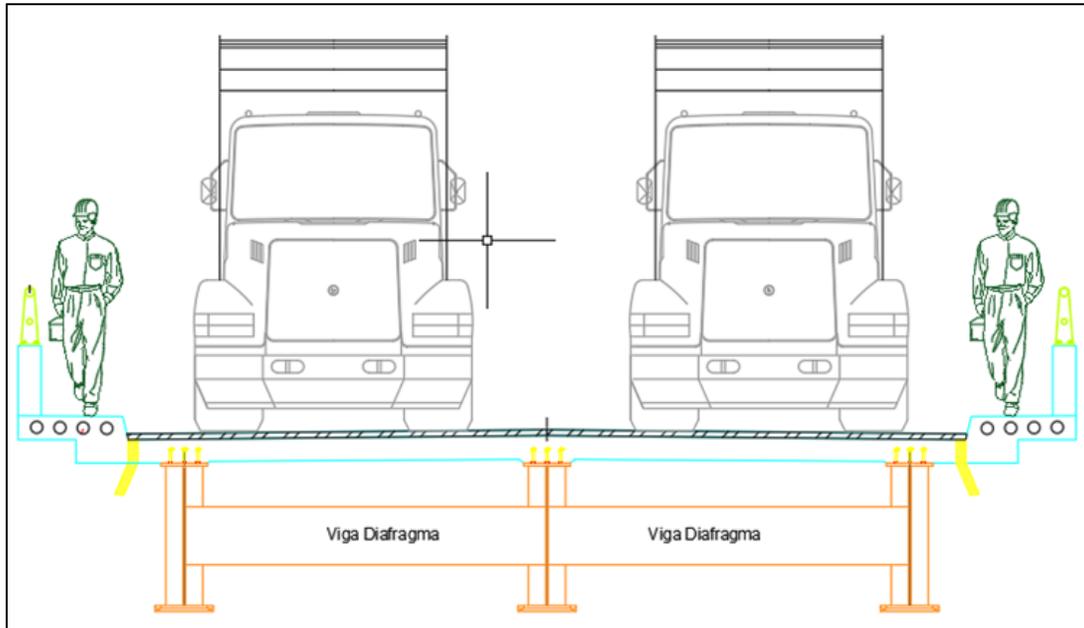
Fuente: Vista del Plano – Puente Queuña.

Figura 31 - Vista elevación de los camiones cargados en el Puente Queuña



Fuente: Vista del Plano – Puente Queuña.

Figura 32 - Vista sección transversal del camión cargado en el Puente Queuña.

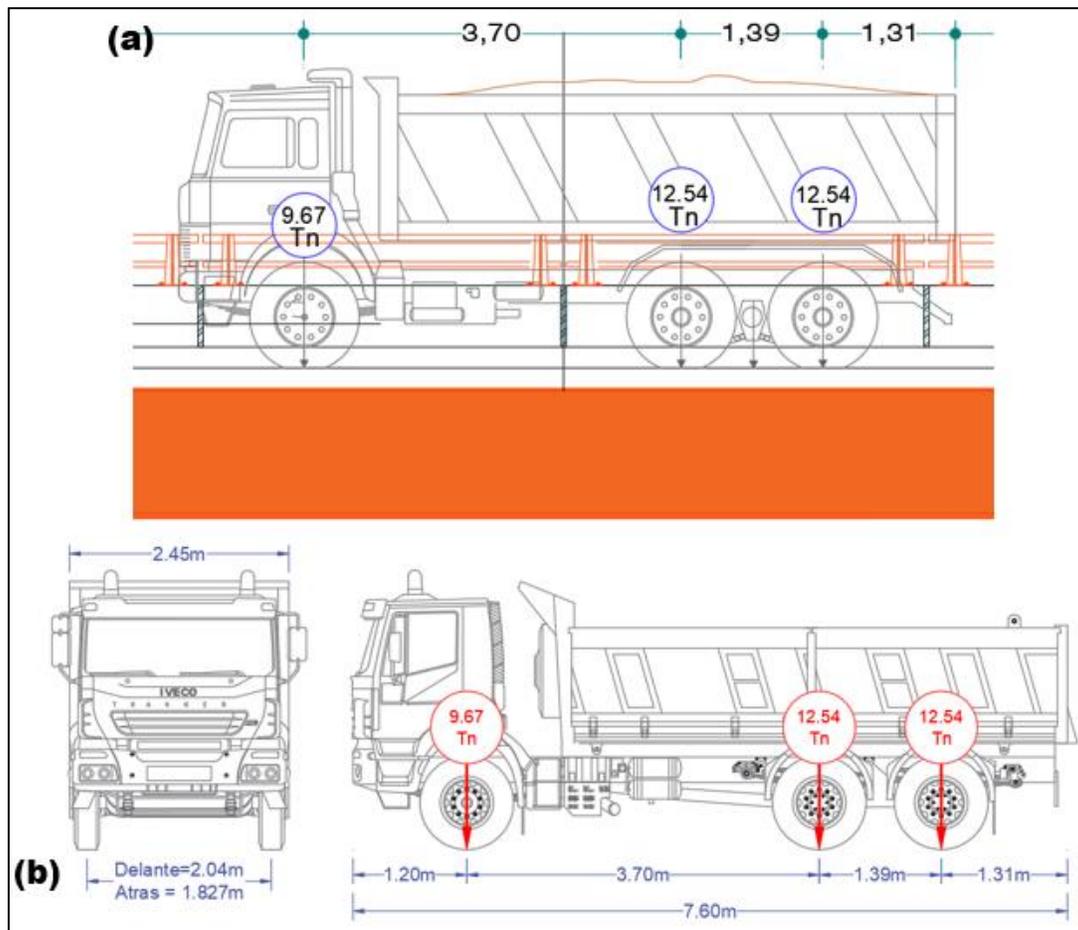


Fuente: Vista del Plano – Puente Queuña.

Análisis de Cargas.

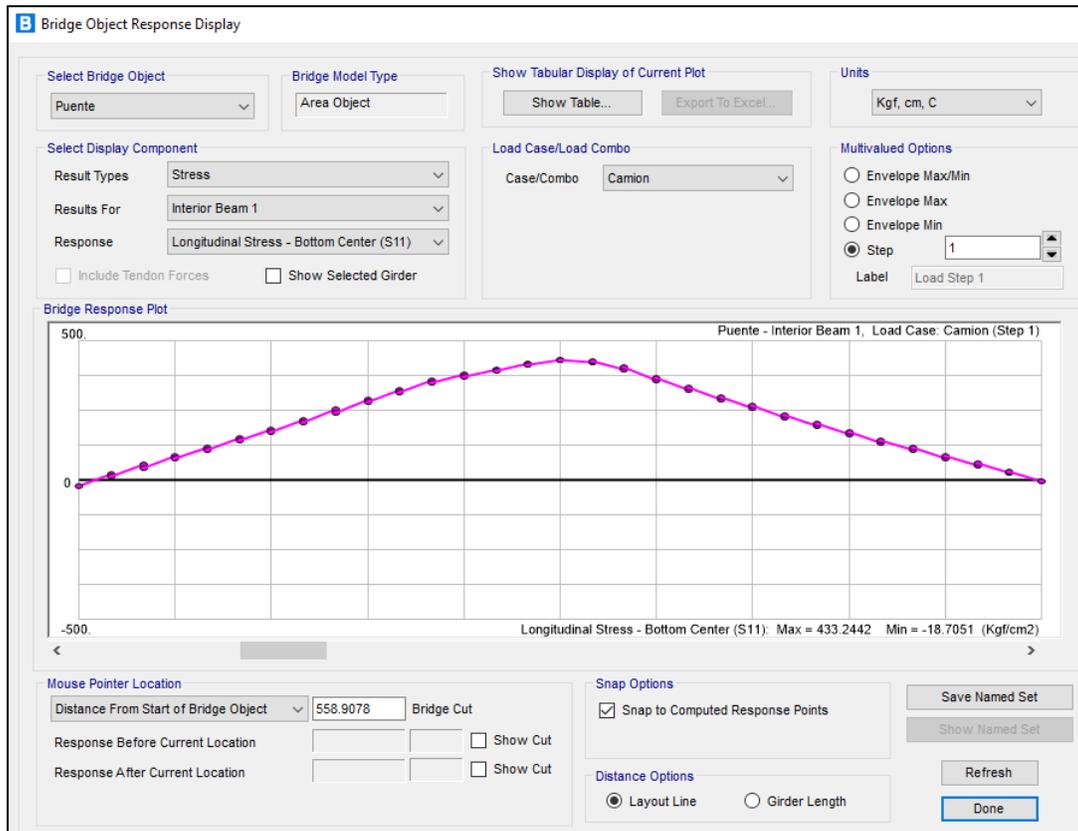
Para el análisis del puente se realizará el procesamiento de información mediante el paquete informático del programa “CSI Bridge”, la cual permitirá hallar resultados en base al modelamiento previo sobre las Deformaciones en diversas ubicaciones de luz y poder evaluar el comportamiento estático que presenta el puente Queuña.

Figura 33 - (a) Carga de los Camiones por eje en el Puente Queuña, (b) Dimensiones del camión.



Fuente: Vista del Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña.

Figura 35 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna con los camiones cargados



Fuente: Vista del Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña.

Tabla 8 - Comparativa de los esfuerzos del Camión diseño y la prueba de carga, Pte. Queuña

Vigas	Camión de diseño	Modelo numérico que representa la prueba de carga	
Viga Izquierda	698.42 kg/cm ²	393.42 kg/cm ²	56.33 %
Viga Interna	707.22 kg/cm ²	433.24 kg/cm ²	64.41 %
Viga Derecha	698.42 kg/cm ²	379.72 kg/cm ²	54.37 %

- Los porcentajes de la prueba de carga y del modelo numérico son en relación al valor del camión de diseño.

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 8 nos indica que hubo un 64.41% del esfuerzo en la viga interna y respecto a las vigas externas no exceden al 60%, no se tomara en consideración ya que no son esfuerzos críticos en referencia a la viga interior, el rango debe oscilar entre el 60% al 70% de dichos esfuerzos teóricos,

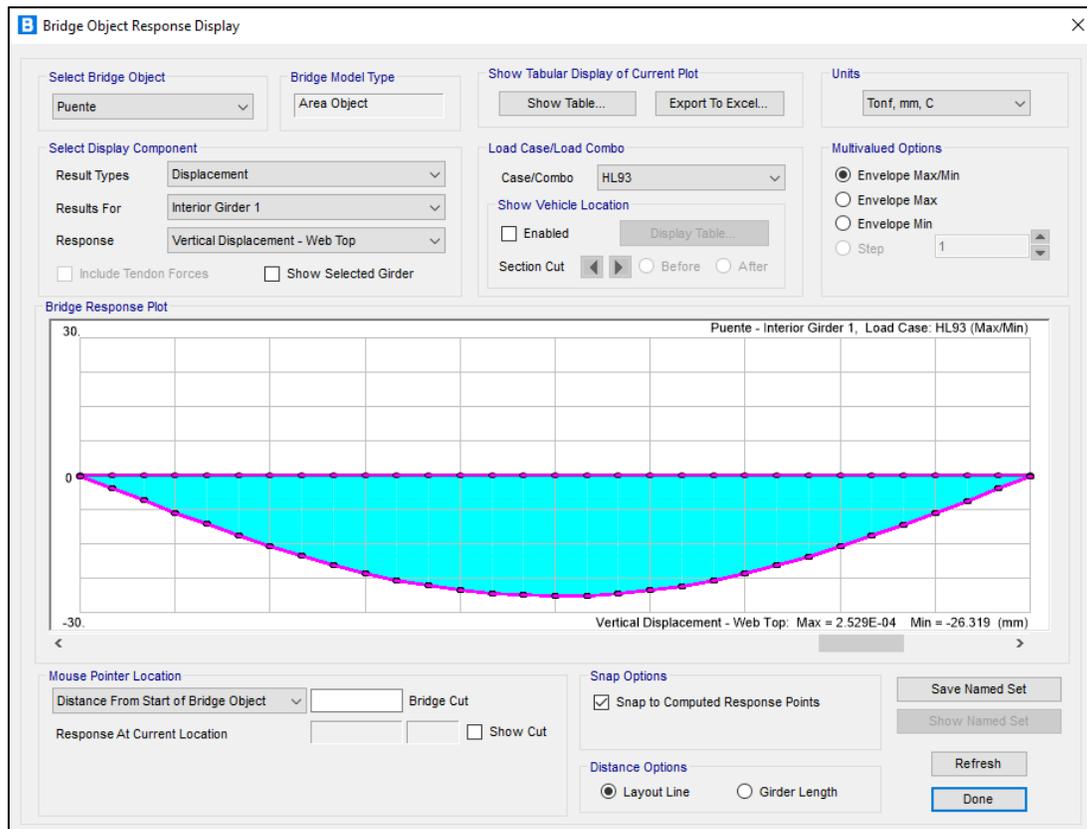
en cual este resultado nos indica que estamos dentro de lo aceptable. No exceder del 70% ya que podemos pasar al rango elástico de la superestructura.

Deformaciones de la Superestructura del Puente Queuña

- **Desplazamientos con el camión de diseño HL-93K (mm)**

En la figura 15 podemos visualizar la envolvente de los desplazamientos del camión de diseño (HL-93), que son la combinación de cargas de Camión y Tándem.

Figura 36 - Envolvente de los desplazamientos del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña.

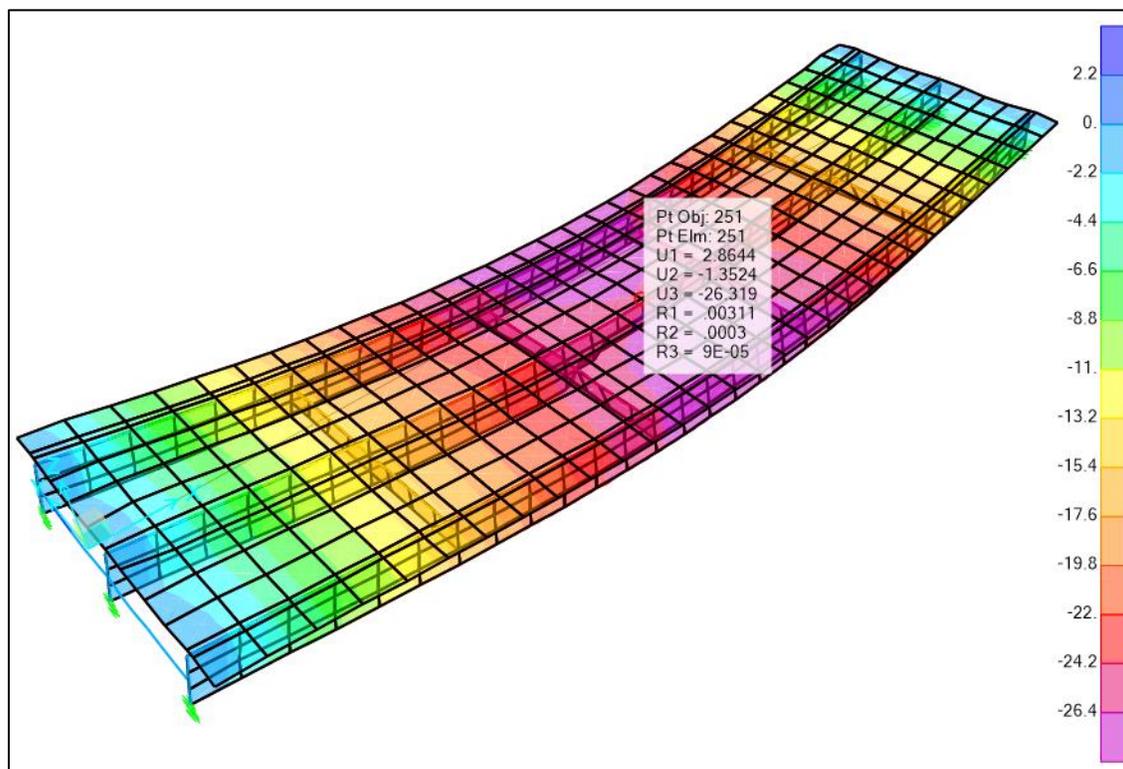
Tomando como crítico los desplazamientos de la viga intermedia con las cargas de camión de diseño, se concluye la siguiente tabla:

Tabla 9 - Desplazamientos con el camión de diseño HL-93

m	mm	m	mm
0.00	-0.212	14.00	-26.319
0.93	-2.772	14.93	-26.186
1.87	-5.461	15.87	-25.777
2.80	-8.096	16.80	-25.065
3.73	-10.650	17.73	-24.149
4.67	-13.094	18.67	-22.902
5.60	-15.398	19.60	-21.384
6.53	-17.560	20.53	-19.626
7.47	-19.544	21.47	-17.651
8.40	-21.309	22.40	-15.494
9.33	-22.837	23.33	-13.194
10.27	-24.102	24.27	-10.748
11.20	-25.030	25.20	-8.188
12.13	-25.755	26.13	-5.534
13.07	-26.175	27.07	-2.814
		28.00	-0.211

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Punte Queuña.

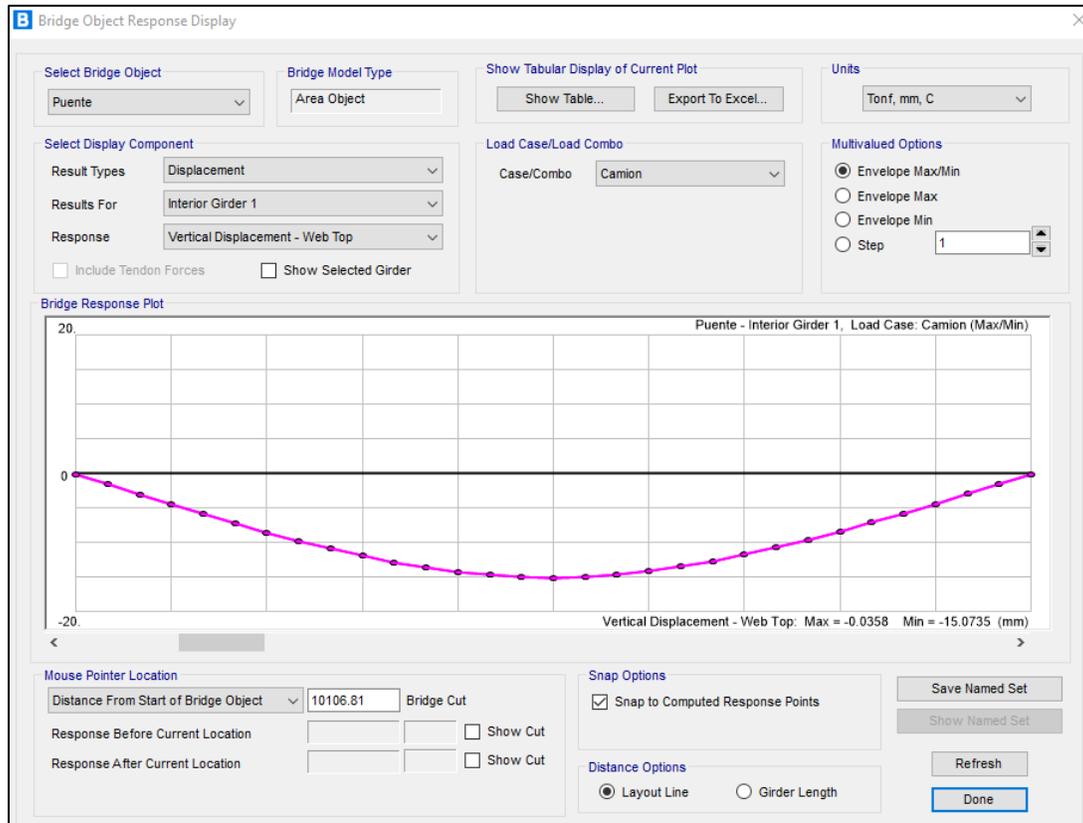
Figura 37 - Mapa de deformaciones del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Punte Queuña.

- **Desplazamientos con los camiones de la prueba de carga (mm)**

Figura 38 - Envolverte de los desplazamientos de los camiones de la prueba



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña.

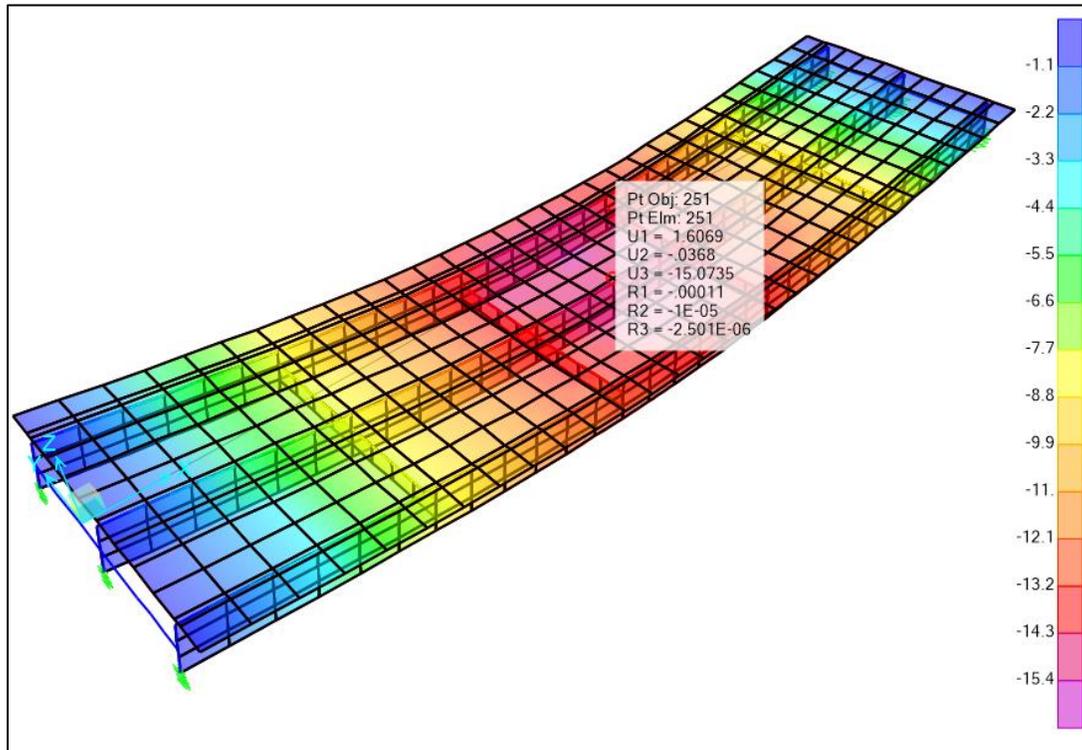
Tomando como critico los desplazamientos de la viga intermedia con las cargas de los camiones, se concluye la siguiente tabla:

Tabla 10 - Desplazamientos con los camiones de prueba de carga

m	mm	m	mm
0.00	-0.039	14.00	-15.074
0.93	-1.506	14.93	-14.954
1.87	-2.979	15.87	-14.623
2.80	-4.429	16.80	-14.101
3.73	-5.844	17.73	-13.439
4.67	-7.210	18.67	-12.639
5.60	-8.511	19.60	-11.715
6.53	-9.744	20.53	-10.683
7.47	-10.887	21.47	-9.553
8.40	-11.926	22.40	-8.341
9.33	-12.847	23.33	-7.065
10.27	-13.627	24.27	-5.727
11.20	-14.232	25.20	-4.342
12.13	-14.685	26.13	-2.922
13.07	-14.971	27.07	-1.478
		28.00	-0.036

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Punte Queuña.

Figura 39 - Mapa de deformaciones del camión de la prueba de carga



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Punte Queuña

Se tomará como referencia las Deformaciones a los metros: $0, \frac{1}{8}L, \frac{1}{4}L, \frac{3}{8}L, \frac{1}{2}L, \frac{5}{8}L, \frac{3}{4}L, L$, de la superestructura debido a la aplicación de cargas ubicados en el eje central de la misma, esto servirá como referencia para la toma de datos en la prueba de campo in situ.

Tabla 11 - Comparativa de los desplazamientos del camión de Diseño vs Modelo representativo de la prueba de carga.

Punto L=28.00m	Camion Diseño HL- 93 (mm)	Modelo Numérico que representa la prueba de carga (mm)	
0	-0.212	-0.039	19.34%
1/8 L	-10.018	-5.494	54.84%
1/4 L	-18.550	-10.887	58.69%
3/8 L	-24.332	-13.777	56.62%
1/2 L	-26.319	-15.074	57.27%
5/8 L	-24.376	-13.439	55.13%
3/4 L	-18.638	-10.118	54.29%
L	-0.211	-0.036	17.06%

Fuente: Elaboración Propia

Las Deformaciones presentadas en el Puente Queuña del modelo numérico representada de la prueba de carga nos da un 57.27 % de la deformación del Camión de Diseño HL-93 en el centro de la luz del tablero (1/2 L) como punto crítico de la deflexión, estos valores nos indica la aproximación entre ambos modelamientos teórico y práctico. De las 03 vigas principales, la viga interna es donde se encuentra el mayor esfuerzo por esa razón se tomó como la más crítica y donde hay mayor deformación que las vigas exteriores.

La razón por la cual la viga interna es la más crítica del modelo numérico de la prueba, se debe al posicionamiento de las cargas más próximos a esta, así como las cargas puntuales que ejercen las llantas de los camiones sobre el eje del puente donde se coloca la viga interna que absorbe todas las cargas.

3.1.2 Puente Orccoma

Consideraciones Generales

El puente se ubica entre los centros poblados de la comunidad Hanansaya Orccoma, dentro de la Red Vial vecinal: Buena Vista - Orccoma - Hanccoyo – Huancasaya, en el Km. 02+160.00.

Lugar:	Orccoma,
Distrito:	Santo Tomás,
Provincia:	Chumbivilcas,
Departamento:	Cusco,
País:	Perú.

Inspección y Evaluación Preliminar de Campo

Partiendo con los procesos de investigación para el cumplimiento del presente objetivo se realiza la inspección de campo que sirvió para verificar la información de los planos (la parte que se puede verificar con esta inspección es la parte geométrica y no la de las propiedades de los materiales) y para recopilar información acerca del estado de sus componentes.

Para este fin se evaluará en campo las condiciones/ estados del puente Orccoma en la cual se identificará aspectos de consideración para la estructura, las cuales son:

Estribos

Los estribos integrales dispuestos en los extremos del puente están constituidos, cada uno de ellos, por una pantalla principal, la cual se encuentra en buenas condiciones físicas (el concreto no está agrietado, ni reventado), esta pantalla se encuentra apoyada la zapara de cimentación mediante una articulación la cual no se ha podido observar.

Figura 40 - Vista Panorámica del Puente Orccoma



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Orccoma.

Cimentaciones

La condición de las cimentaciones de los estribos no se puede evaluar con una inspección preliminar de campo debido a que éstas se encuentran cubiertas y protegidas por rellenos y por el terraplén colocado justo antes y después del puente.

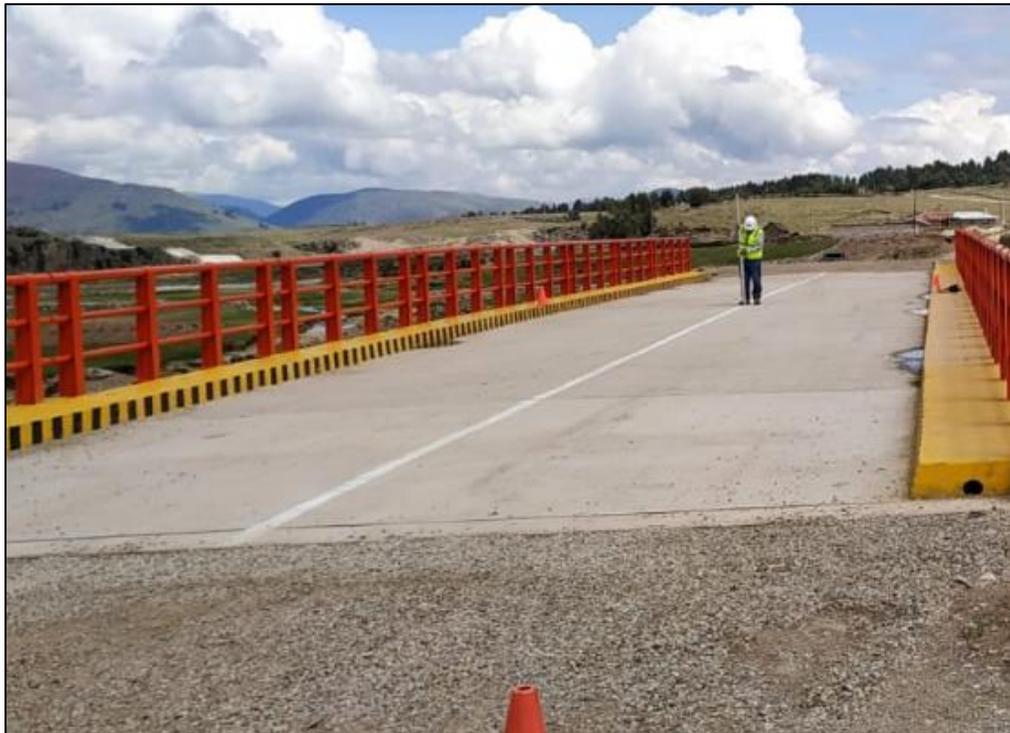
Vigas Metálicas

De la inspección de campo se comprueba que el tablero está soportado por tres vigas metálicas de alma llena, los cuales actúan en forma de sección compuesta con la losa de concreto conectado mediante conectores de corte tipo canal.

Losa

De la inspección preliminar de campo se comprueba que la losa de concreto del puente cumple la función estructural en sección compuesta con las vigas metálicas unidas mediante conectores de corte. La losa a simple vista no tiene fisuras debidas al comportamiento estructural, sin embargo, hay pequeñas fisuras despreciables debidas al manipuleo y efectos térmicos.

Figura 41 - Vista de la Losa del Puente Orccoma



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Orccoma.

Descripción General del Proyecto

El uso del puente es vehicular y peatonal de doble vía, el puente posee un ancho de calzada de 6.60m (dos vías) y una vereda de ancho útil igual a 0.65m a cada lado, cabe indicar que la luz del puente es de 30 metros entre ejes de apoyos, existen características que permiten describir al puente Orccoma como:

- ❖ Tipo: Mixto de sección compuesta, con estribos integrales.
- ❖ Luz: 30 metros,
- ❖ Ancho útil de vía 6.60 metros (doble vía),
- ❖ Camión de diseño HL -93 (Camión de diseño de 42tn)
- ❖ Ancho útil de veredas 0.65 metros (a cada lado),
- ❖ Ancho total del puente 8.00 metros,

Propiedades de Materiales de los Elementos del Puente Orccoma.

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) da mención que el diseño estará basado en las propiedades de los materiales indicados en esta sección. Cuando se requiera utilizar otros grados o tipos de materiales se deberá establecer previamente al diseño sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Los requisitos mínimos aceptables incluyendo los procedimientos de ensayos deberán especificarse en los documentos contractuales; para lo cual en la investigación se considera de relevancia este estudio previo al análisis de datos, las cuales se detalla los elementos y sus características del capítulo en mención:

- **Acero estructural en Vigas Longitudinales y Diafragma:**

Acero ASTM A709-50.

Módulo de Elasticidad Es: 2038900 Kg/cm²

- **Concreto**

Resistencia a compresión en la losa de tablero ASTM C4000, $f'_c = 280$ kg/cm²

Módulo de Elasticidad Es: 256210 Kg/cm²

Análisis de Datos

Para el cumplimiento del proceso de análisis se realizará un estudio teórico de la estructura a ensayar mediante la creación de un modelo matemático en el que la estructura se ve sometida a las cargas estáticas (teóricas) de ensayo con el fin de determinar, de forma aproximada, los valores esperados de las magnitudes a medir en campo. En los literales siguientes, se da una descripción general del software utilizado para la creación del modelo, los criterios y parámetros considerados en la modelización y una breve reseña de la introducción de datos e información al programa.

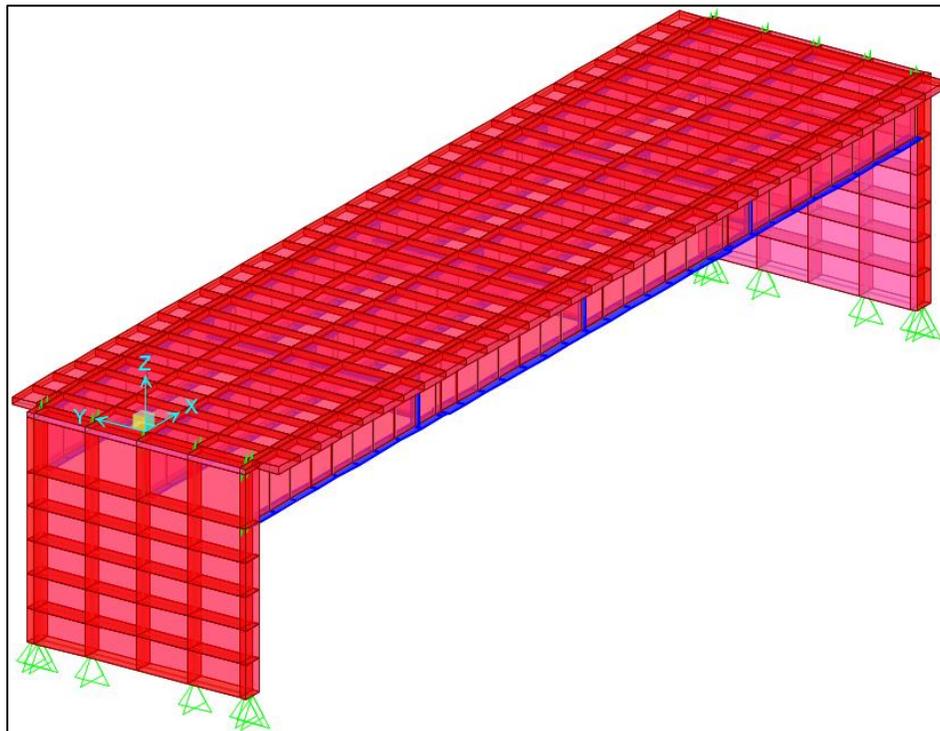
El software utilizado para la realización de la evaluación teórica del modelo es el programa “CSI Bridge”, programa especializado a calculo y diseño de todo tipo de puentes.

Parámetros de Análisis

Modelamiento de la Estructura

La estructura analizada es un puente tipo integral, con pantallas de concreto armado integradas con vigas metálicas y losa del tablero en forma monolítica, el tablero es de sección compuesta, en tal sentido, se buscó evaluar el comportamiento estructural del puente, frente a las cargas de ensayo, en función de sus elementos resistentes principales que son, la losa, las vigas principales y la pantalla del estribo. Las propiedades del material utilizado en el modelo se encuentran basadas en los planos, en las especificaciones técnicas y memoria de cálculo del proyecto.

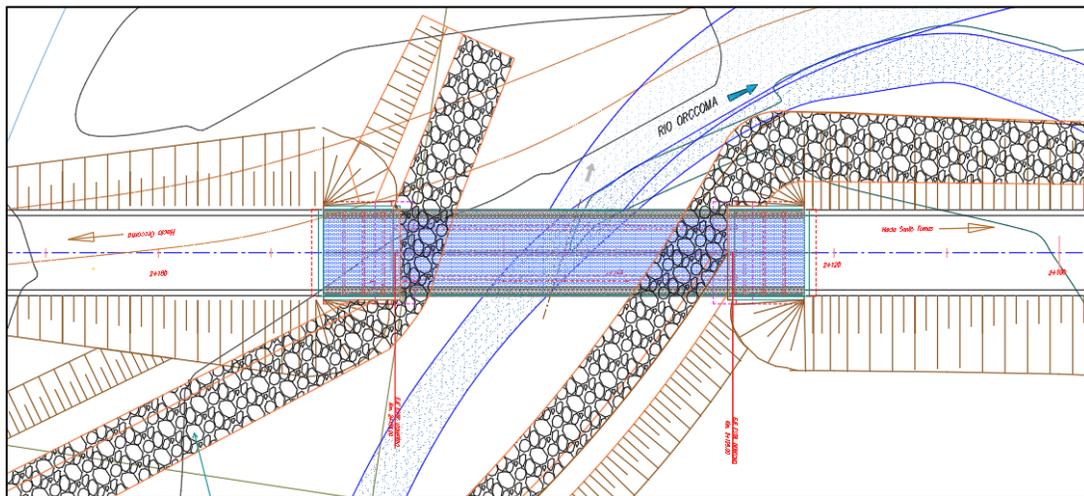
Figura 42 - Modelado en 3D del Puente Orccoma



Fuente: Vista del Modelamiento – Puente Orccoma.

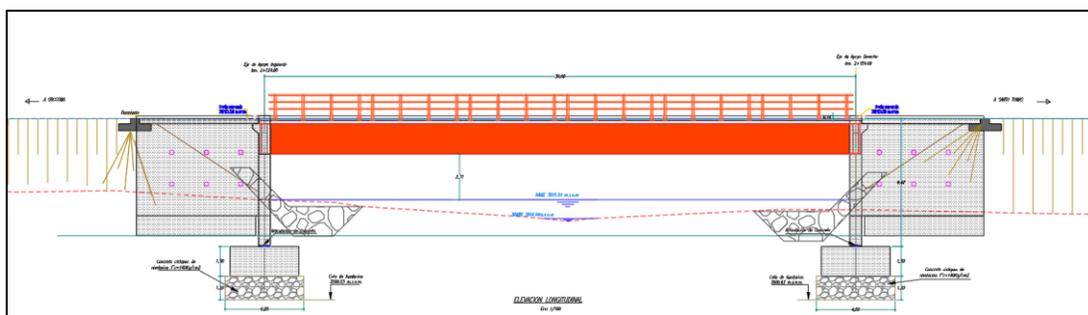
Para el modelamiento se necesitará la geometría del puente tal como se puede ver en la figura 42 donde visualiza la vista en planta del Puente Orccoma, en la cual se distribuirán las cargas para el análisis en campo, y en la figura 43 se aprecia la vista de elevación del puente Orccoma, el cual se puede ver los estribos, losa y las vigas metálicas.

Figura 43 - Vista Planta con carriles de diseño del Puente Orccoma



Fuente: Vista del Plano – Puente Orccoma.

Figura 44 - Vista Elevación del Puente Orccoma



Fuente: Vista del Plano – Puente Orccoma.

Aplicación y Designación de Cargas en la Superestructura

El nivel de carga alcanzado durante la prueba debe ser representativo de las acciones de servicio.

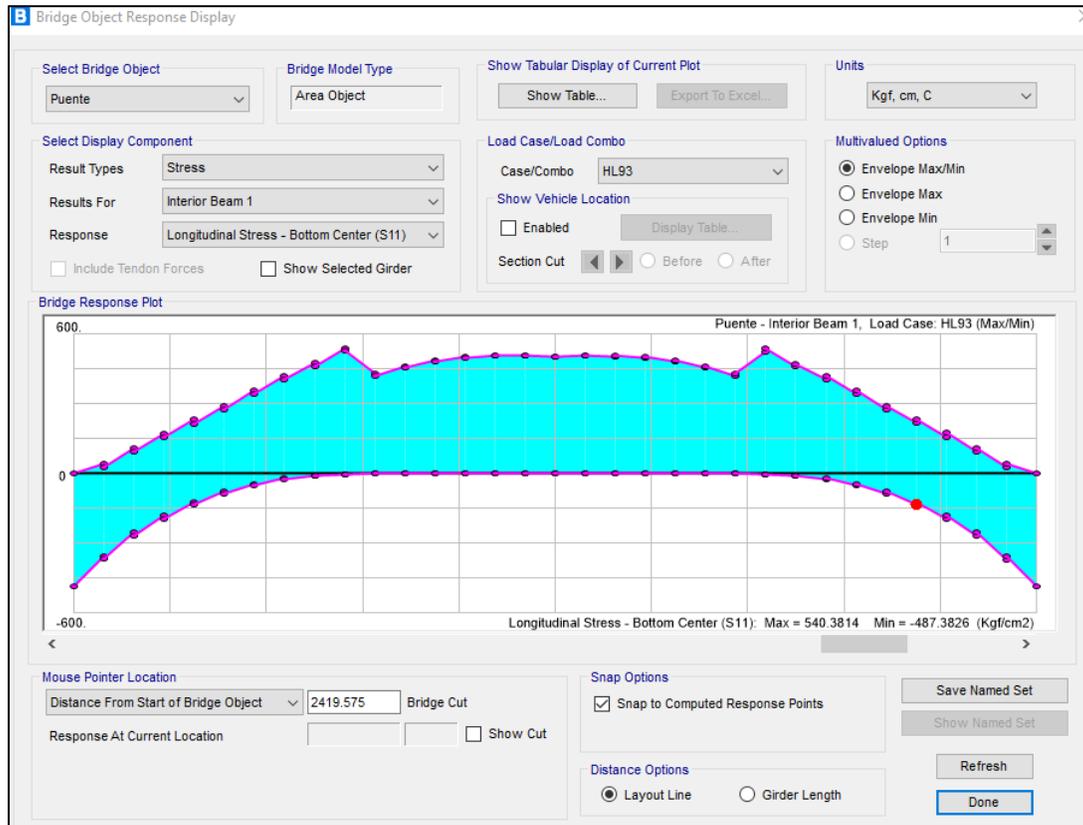
Se considera adecuado alcanzar un nivel de carga correspondiente a un periodo de retorno próximo

a 5 años. De acuerdo con esto se aconseja que las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real estén en torno al 60% de e los valores teóricos producidos por el tren de carga definido en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)”, adoptando sus valores característicos sin mayorar. En ningún caso las solicitaciones producidas por el tren de carga real serán superiores al 70% de dichos esfuerzos teóricos. (Ministerio de Fomento - Direccion General de Carreteras, 1999, pág. 8).

Es importante saber que cuando la superestructura del puente se deforma al aplicarle cargas este cambiara de forma, la presente investigación se basa en el rango elástico en el cual, una vez aplicada las cargas y retiradas, la superestructura regresara a su estado inicial o natural, en el caso del rango plástico se deberá al exceso de fuerzas aplicadas en el tablero, el efecto de esto será que no retornara a su estado natural y tendrá una deformación permanente. Por este motivo es importante tener en cuenta el rango del 60% al 70% de las solicitaciones del modelo teórico.

En la figura 44 se visualiza esfuerzo máximo que se producen en la viga interior con 540.38 kg/cm², y en las vigas exteriores los esfuerzos son 498.58 kg/cm². Esto nos permitirá calcular el tren de carga a un entorno del 60% que será de base un esfuerzo de 324.23 kg/cm².

Figura 45 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna con el Camión de Diseño

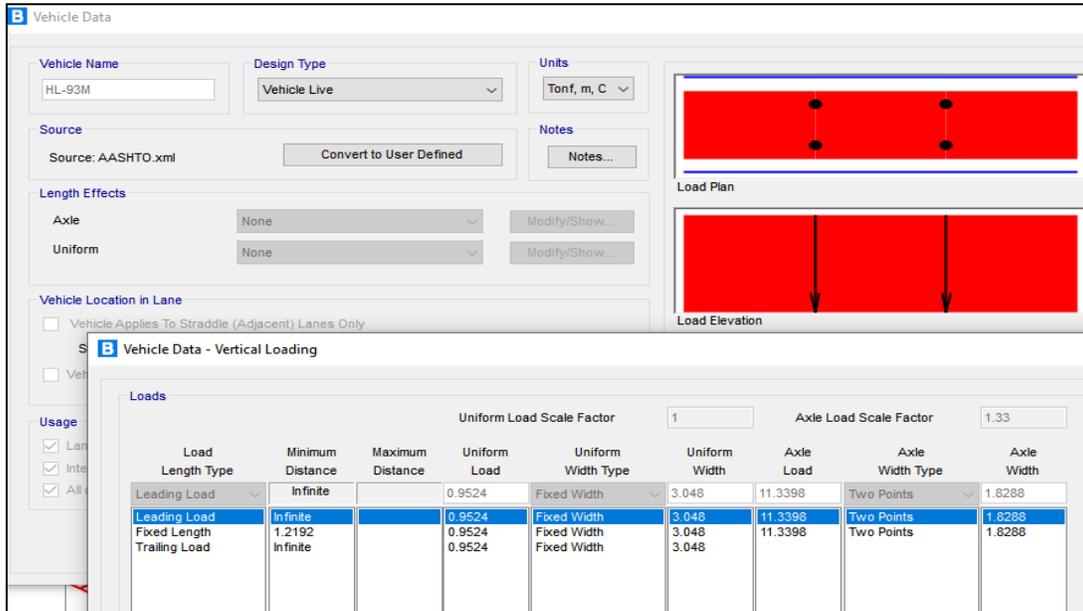


Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma.

- **Verificación del Modelo Teórico**

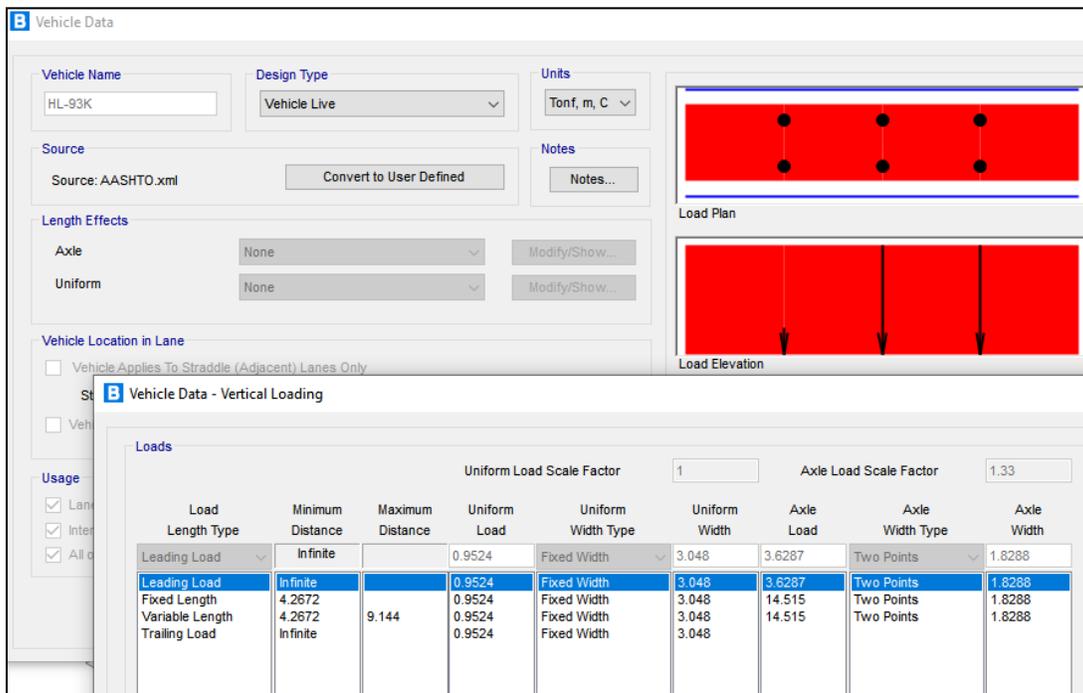
En CSI Bridge se incrementó en 33% la carga de Tándem y del Camión de diseño de manera particular, sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

Figura 46 - Cargas de tándem de diseño AASHTO



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma.

Figura 47 - Cargas del Camión de diseño AASHTO



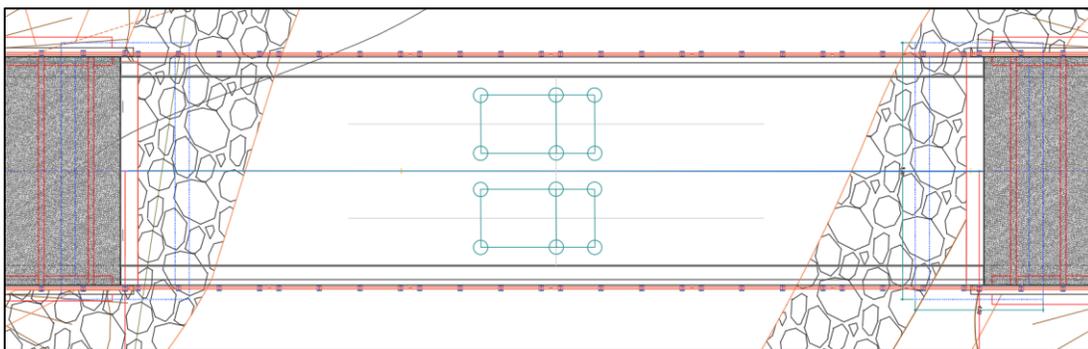
Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma.

- **Verificación de los Camiones de Prueba de Carga**

En la figura 47, la posición de todos los vehículos en cada estado de carga deberá marcarse previamente sobre el tablero, de forma que pueda realizarse su colocación con suficiente precisión.

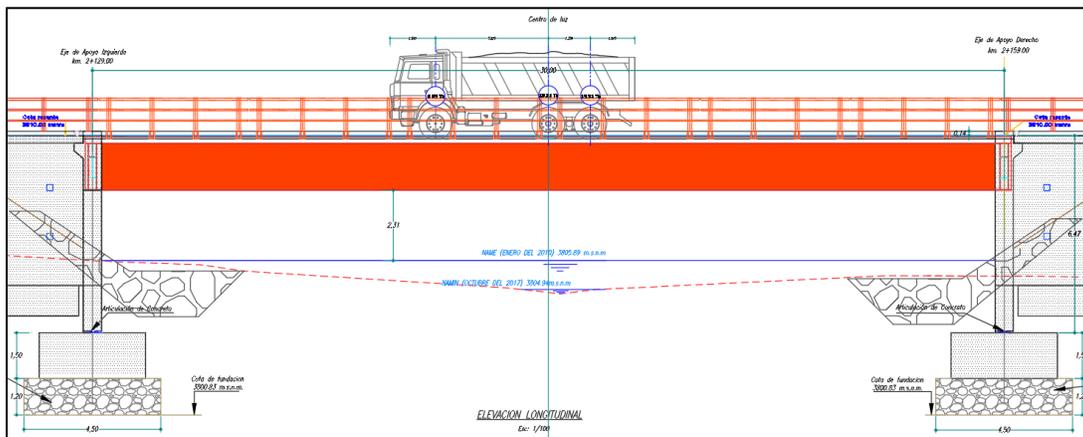
En la figura 48 y 49 se visualiza ambos camiones en diferentes carriles, ya que son doble vía.

Figura 48 - Posicionamiento de los camiones cargados en el Puente Orccoma.



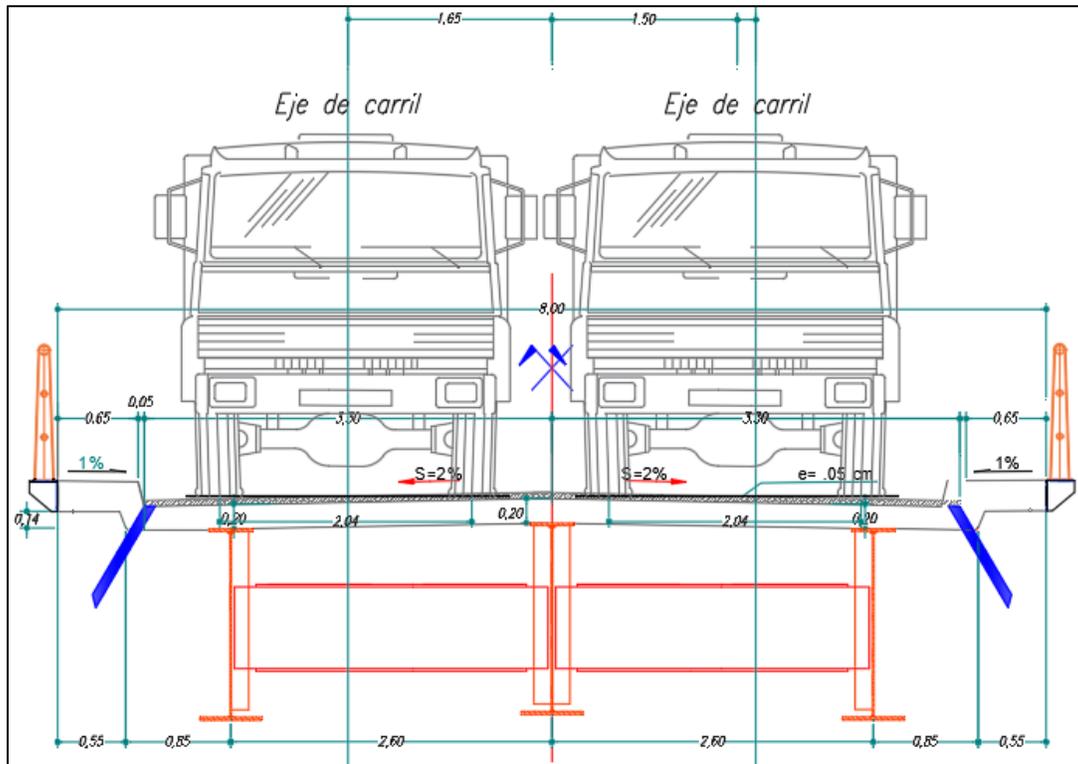
Fuente: Vista del Plano – Puente Orccoma.

Figura 49 - Vista elevación de los camiones cargados en el Puente Orccoma



Fuente: Vista del Plano – Puente Orccoma.

Figura 50 - Vista sección transversal del camión cargado en el Puente Pucayacu.

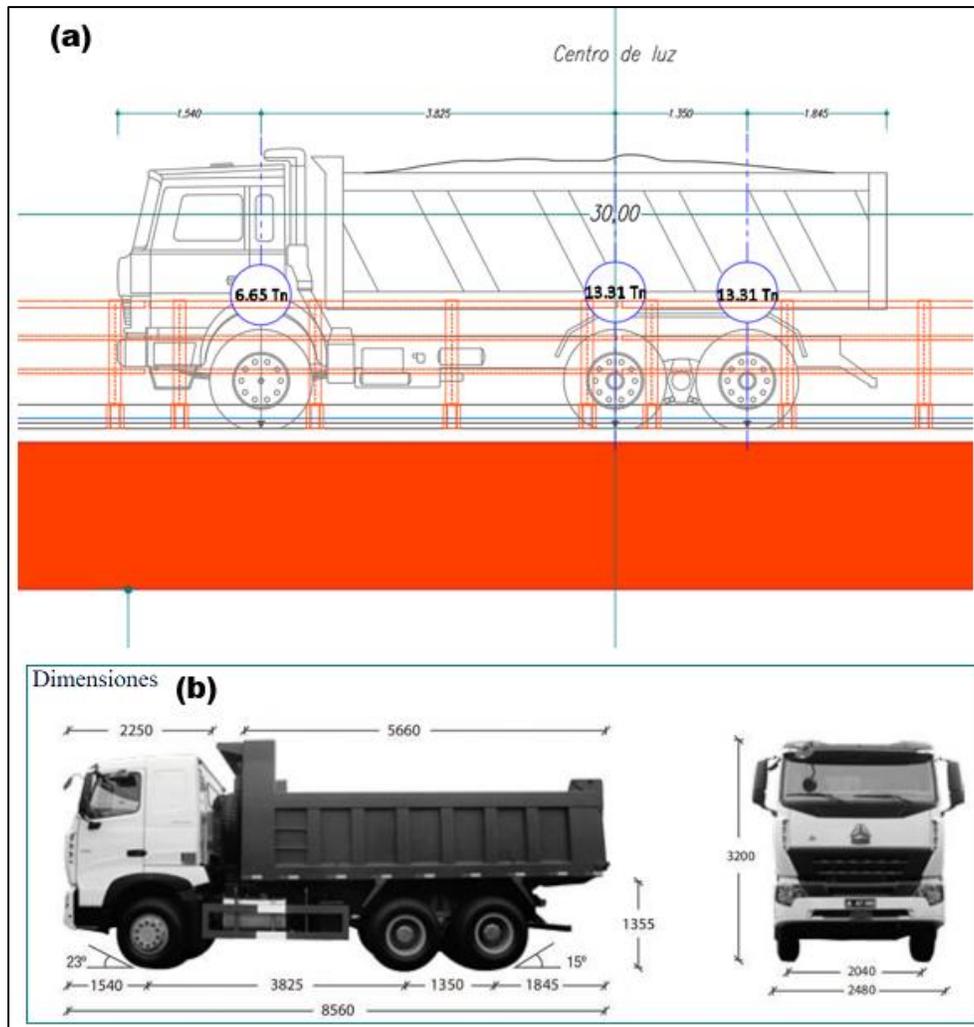


Fuente: Vista del Plano – Puente Orccoma.

Análisis de Cargas.

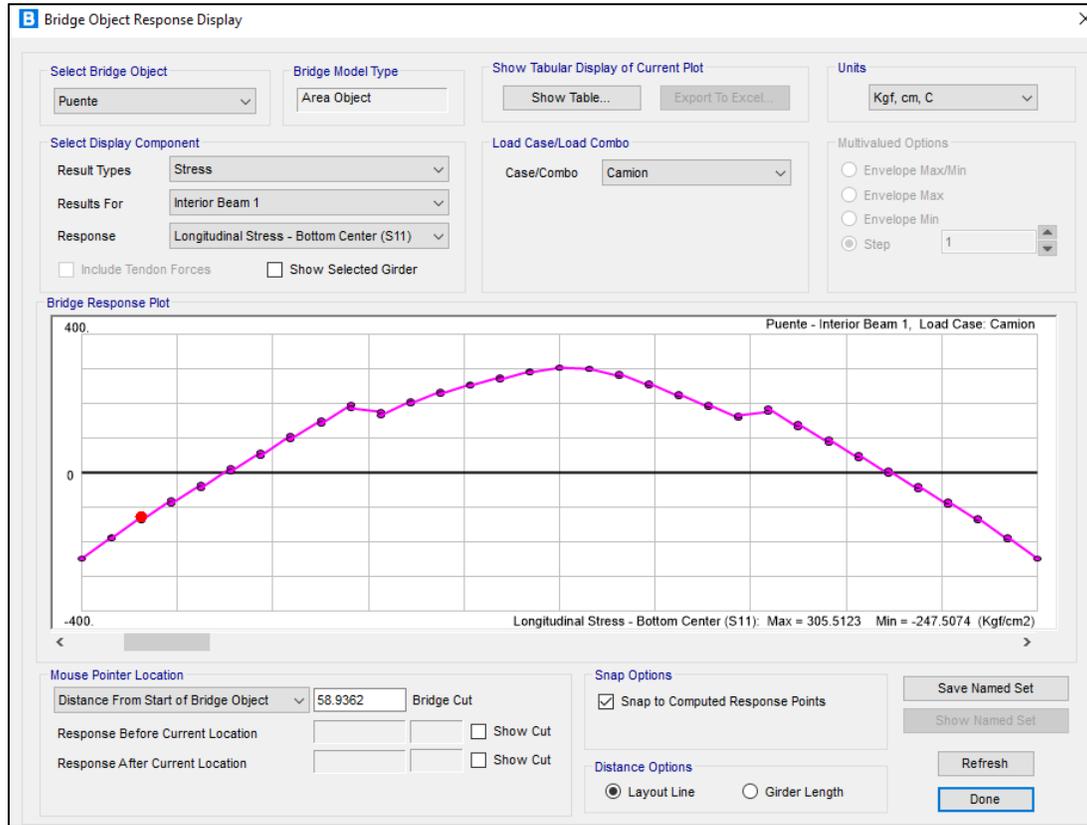
Para el análisis del puente se realizará el procesamiento de información mediante el paquete informático del programa “CSI Bridge”, la cual permitirá hallar resultados en base al modelamiento previo sobre las Deformaciones en diversas ubicaciones de luz y poder evaluar el comportamiento estático que presenta el puente Orccoma.

Figura 51 - (a) Carga de los Camiones por eje en el Puente Orccoma, (b) Dimensiones del camión.



Fuente: Vista del Plano – Puente Orccoma.

Figura 53 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna con los camiones cargados



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puento Orccoma.

Tabla 12 - Comparativa de los esfuerzos del Camión diseño y la prueba de carga

Vigas	Camión de diseño	Modelo numérico que representa la prueba de carga	
Viga Izquierda	499.48 kg/cm ²	302.84 kg/cm ²	60.63 %
Viga Interna	540.38 kg/cm ²	305.51 kg/cm ²	56.53 %
Viga Derecha	497.68 kg/cm ²	302.44 kg/cm ²	60.77 %

- Los porcentajes de la prueba de carga y del modelo numérico son en relación al valor del camión de diseño.

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 12 nos indica que hubo un 56.51% del esfuerzo en la viga interna, esto indica que estamos ligeramente fuera del rango de los esfuerzos permitidos y respecto a las vigas externas están al 60%, no se tomara en consideración ya que no son esfuerzos críticos en referencia a la viga interior,

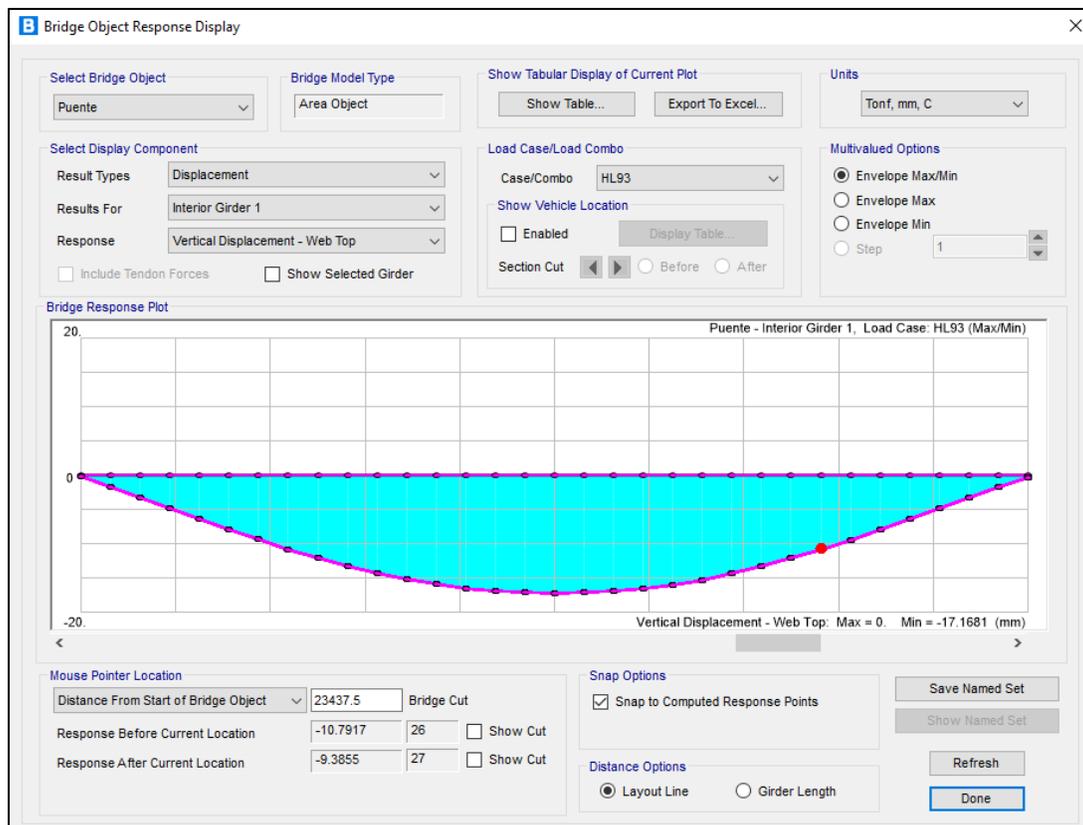
el rango debe oscilar entre el 60% al 70% de dichos esfuerzos teóricos, en cual este resultado nos indica que estamos dentro de lo aceptable. No exceder del 70% ya que podemos pasar al rango elástico de la superestructura. Para que la viga interna pueda estar superior al 60% se debería aumentar la carga de los camiones, pero a criterio propio podemos determinar que cumple aun con lo establecido.

Deformaciones de la Superestructura del Puente Orccoma

- **Desplazamientos con el camión de diseño HL-93K (mm)**

En la figura 53 podemos visualizar la envolvente de los desplazamientos del camión de diseño (HL-93), que son la combinación de cargas de Camión y Tándem.

Figura 54 - Envolvente de los desplazamientos del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma.

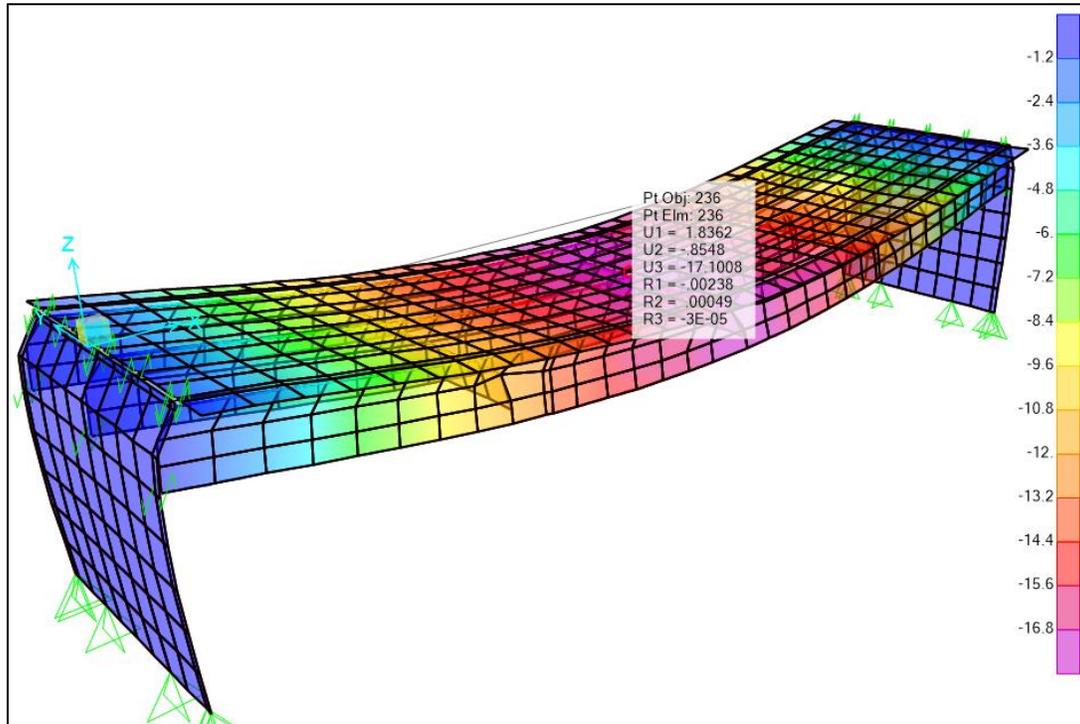
Tomando como crítico los desplazamientos de la viga intermedia con las cargas de camión de diseño, se concluye la siguiente tabla:

Tabla 13 - Desplazamientos con el camión de diseño HL-93

m	mm	m	mm
0.00	-0.196	15.94	-17.106
0.94	-1.648	16.88	-16.890
1.88	-3.155	17.81	-16.490
2.81	-4.714	18.75	-15.920
3.75	-6.287	19.69	-15.222
4.69	-7.835	20.63	-14.337
5.63	-9.329	21.56	-13.281
6.56	-10.742	22.50	-12.089
7.50	-12.045	23.44	-10.792
8.44	-13.243	24.38	-9.385
9.38	-14.305	25.31	-7.898
10.31	-15.196	26.25	-6.356
11.25	-15.900	27.19	-4.790
12.19	-16.474	28.13	-3.240
13.13	-16.881	29.06	-1.739
14.06	-17.101	30.00	-0.219
15.00	-17.168		

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma.

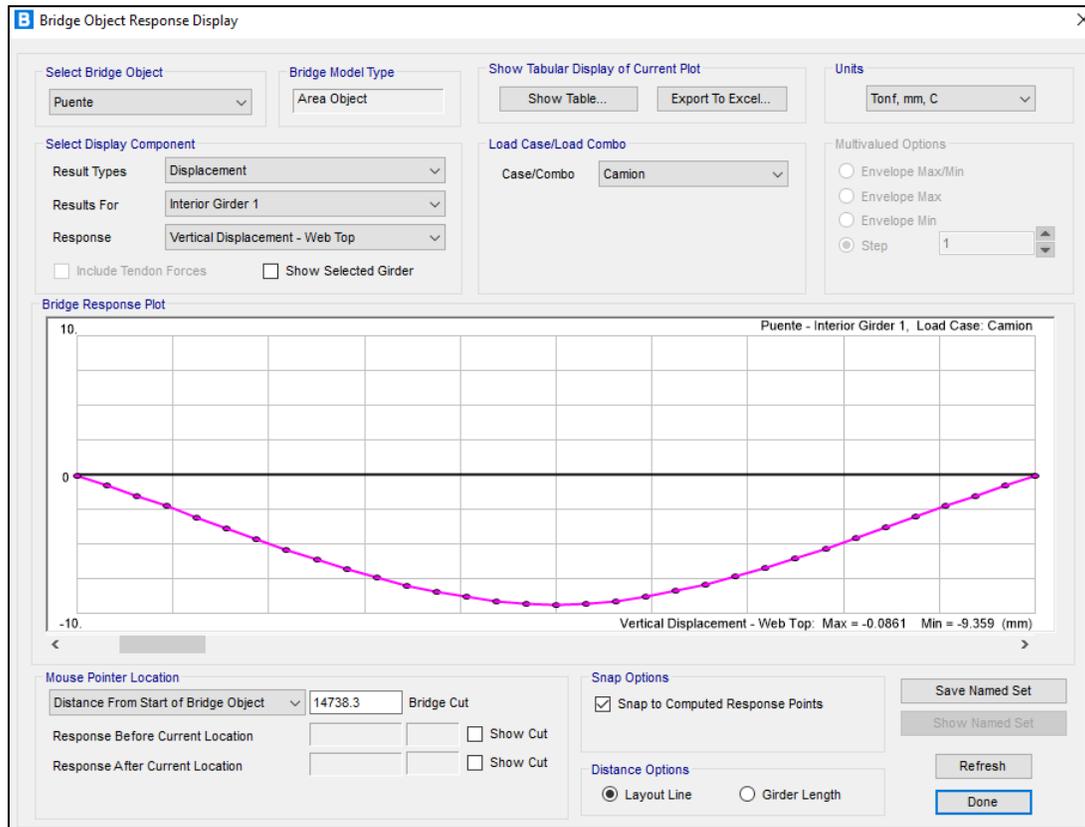
Figura 55 - Mapa de deformaciones del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orcoma.

- **Desplazamientos con los camiones de la prueba de carga (mm)**

Figura 56 - Envoltorio de los desplazamientos de los camiones de la prueba



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma.

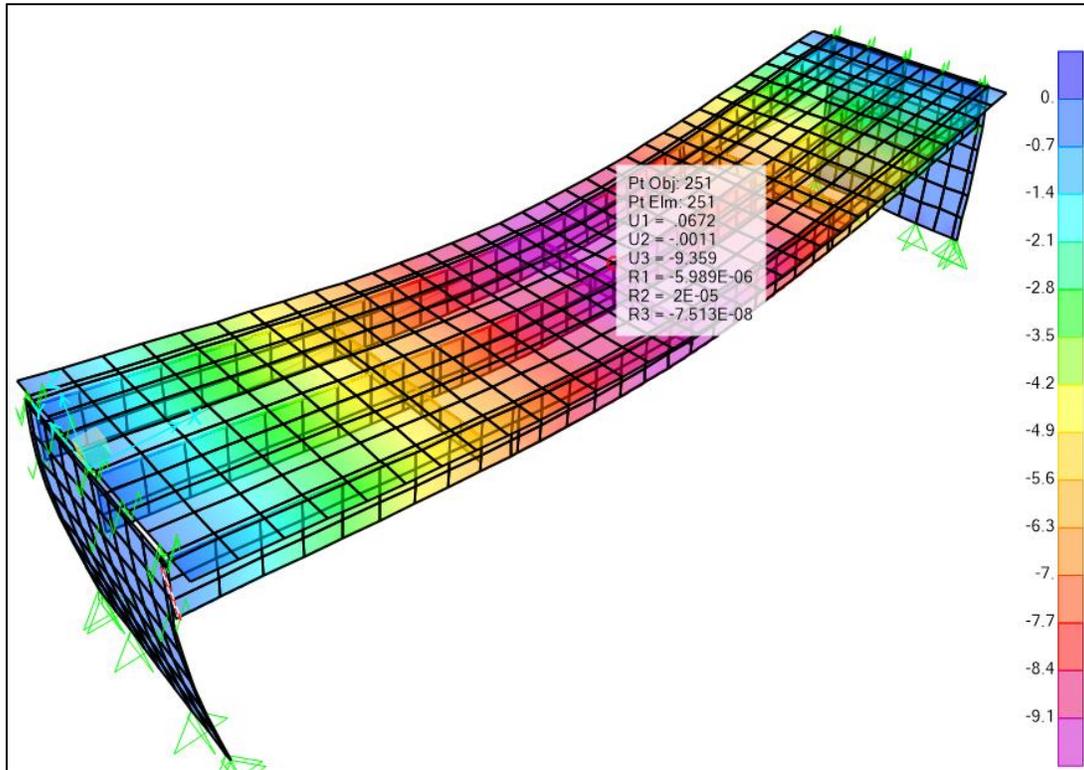
Tomando como critico los desplazamientos de la viga intermedia con las cargas de los camiones, se concluye la siguiente tabla:

Tabla 14 - Desplazamientos con los camiones de prueba de carga

m	mm	m	mm
0	-0.086	15.94	-9.299
0.94	-0.762	16.88	-9.103
1.88	-1.483	17.81	-8.785
2.81	-2.246	18.75	-8.376
3.75	-3.034	19.69	-7.888
4.69	-3.829	20.63	-7.333
5.63	-4.617	21.56	-6.716
6.56	-5.383	22.50	-6.044
7.50	-6.110	23.44	-5.323
8.44	-6.784	24.38	-4.566
9.38	-7.401	25.31	-3.789
10.31	-7.952	26.25	-3.007
11.25	-8.428	27.19	-2.234
12.19	-8.804	28.13	-1.488
13.13	-9.091	29.06	-0.785
14.06	-9.279	30.00	-0.094
15.00	-9.359		

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma.

Figura 57 - Mapa de deformaciones del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma.

Se tomará como referencia las Deformaciones a los metros: $0, \frac{1}{8}L, \frac{1}{4}L, \frac{3}{8}L, \frac{1}{2}L, \frac{5}{8}L, \frac{3}{4}L, L$, de la superestructura debido a la aplicación de cargas ubicados en el eje central de la misma, esto servirá como referencia para la toma de datos en la prueba de campo in situ.

Tabla 15 - Comparativa de los desplazamientos del camión de Diseño vs Modelo representativo de la prueba de carga.

Punto L=30.00m	Camion Diseño HL- 93 (mm)	Modelo Numérico que representa la prueba de carga (mm)	
0	-0.196	-0.086	43.92%
1/8 L	-6.287	-3.034	48.26%
1/4 L	-12.045	-6.110	50.73%
3/8 L	-15.900	-8.428	53.01%
1/2 L	-17.168	-9.359	54.51%
5/8 L	-15.920	-8.376	52.61%
3/4 L	-12.089	-6.044	50.00%
L	-0.219	-0.094	42.74%

Fuente: Elaboración Propia.

Las Deformaciones presentadas en el Puente Orccoma del modelo numérico representada de la prueba de carga nos da un 54.51% de la deformación del Camión de Diseño HL-93 en el centro de la luz del tablero (1/2 L) como punto crítico de la deflexión, estos valores nos indica la aproximación entre ambos modelamientos teórico y práctico. De las 03 vigas principales, la viga interna es donde se encuentra el mayor esfuerzo por esa razón se tomó como la más crítica y donde hay mayor deformación que las vigas exteriores.

La razón por la cual la viga intermedia es la más crítica del modelo numérico de la prueba, se debe a las cargas puntuales que ejerce los camiones sobre sus llantas sobre esta viga intermedia, esto implica que la mayor parte de las cargas impuestas se centren en el eje del puente.

3.1.3 Puente Chuicuni

Consideraciones Generales

El Puente de Chuicuni se encuentra ubicado a 3.00 km de la población de Challhuahuacho, en el desvío de la carretera que va hacia la comunidad de Chuicuni.

Lugar: Chuicuni,
Distrito: Challhuahuacho,
Provincia: Cotabambas,
Departamento: Apurímac,
País: Perú.

Inspección y Evaluación Preliminar de Campo

Partiendo con los procesos de investigación para el cumplimiento del presente objetivo se realiza la inspección de campo que sirvió para verificar la información de los planos (la parte que se puede verificar con esta inspección es la parte geométrica y no la de las propiedades de los materiales) y para recopilar información acerca del estado de sus componentes.

Para este fin se evaluará en campo las condiciones/ estados del puente Chuicuni en la cual se identificará aspectos de consideración para la estructura, las cuales son:

Estribos

Los estribos dispuestos en los extremos del puente están constituidos, cada uno de ellos, por una viga cabezal, esta viga se encuentra apoyada sobre el muro frontal. Los aleros de concreto armado, a 45° en el sentido del tráfico cumplen la función de retener el relleno de los accesos.

Figura 58 - Vista Panorámica del Puente Chuicuni



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Chuicuni.

Cimentaciones

La condición de las cimentaciones de los estribos no se puede evaluar con una inspección preliminar de campo debido a que éstas se encuentran cubiertas y protegidas por rellenos y por el terraplén colocado justo antes y después del puente.

Vigas Metálicas

De la inspección de campo se verifica que el tablero está formado por 2 vigas metálicas de alma llena de 2.00 metros de peralte, diafragmas Tipo “C” 02 diafragmas en apoyos y 8 diafragmas intermedios.

Losa

De la inspección de campo se verifica que la losa de concreto del puente cumple la función estructural en sección compuesta con las vigas metálicas unidas mediante conectores de corte. Otro elemento apreciable en la losa es el sistema de drenaje superficial, formado por tubos, que complementa con la pendiente transversal peralte de 2.00%.

Figura 59 - Vista de la Losa del Puente Chuicuni



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Chuicuni.

Descripción General del Proyecto

El uso del puente es vehicular y peatonal de una vía, el puente posee un ancho de calzada de 5.15m (una vía) y una vereda de ancho útil igual a 0.755m a cada lado, cabe indicar que la luz del puente es de 45 metros entre ejes de apoyos, existen características que permiten describir al Puente Chuicuni como:

- ❖ Tipo: Mixto de sección compuesta.
- ❖ Luz: 45 metros,
- ❖ Ancho útil de vía 3.60 metros (una vía),
- ❖ Camión de diseño HL -93 (Camión de diseño de 42tn)
- ❖ Ancho útil de veredas 0.755 metros (a cada lado),
- ❖ Ancho total del puente 5.15 metros,

Propiedades de Materiales de los Elementos del Puente Chuicuni.

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) da mención que el diseño estará basado en las propiedades de los materiales indicados en esta sección. Cuando se requiera utilizar otros grados o tipos de materiales se deberá establecer previamente al diseño sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Los requisitos mínimos aceptables incluyendo los procedimientos de ensayos deberán especificarse en los documentos contractuales; para lo cual en la investigación se considera de relevancia este estudio previo al análisis de datos, las cuales se detalla los elementos y sus características del capítulo en mención:

- **Acero estructural en Vigas Longitudinales y Diafragma:**

Acero ASTM A709-50.

Módulo de Elasticidad Es 2038900 Kg/cm²

- **Concreto**

Resistencia a compresión en la losa de tablero ASTM C4000, $f'c = 280$ kg/cm²

Módulo de Elasticidad Es: 256210 Kg/cm²

Análisis de Datos

Para el cumplimiento del proceso de análisis se realizará un estudio teórico de la estructura a ensayar mediante la creación de un modelo numérico en el que la estructura se ve sometida a las cargas estáticas (teóricas) de ensayo con el fin de determinar, de forma aproximada, los valores esperados de las magnitudes a medir en campo. En los literales siguientes, se da una descripción general del software utilizado para la creación del modelo, los criterios y parámetros considerados en la modelización y una breve reseña de la introducción de datos e información al programa.

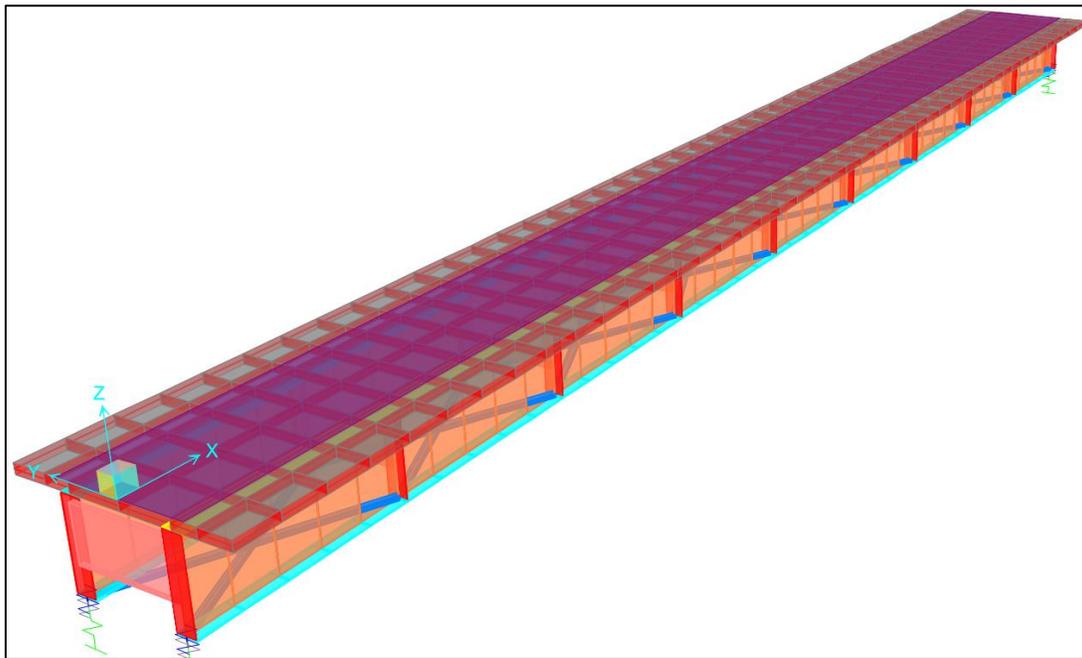
El software utilizado para la realización de la evaluación teórica del modelo es el programa “CSI Bridge”, programa especializado a calculo y diseño de todo tipo de puentes.

Parámetros de Análisis

Modelamiento de la Estructura

La estructura analizada es un puente de sección compuesta (vigas metálicas y losa de rodadura), en tal sentido, se buscó evaluar el comportamiento estructural del puente, frente a las cargas de ensayo, en función de sus elementos resistentes principales que son, precisamente, las vigas principales y diafragmas. El comportamiento de los estribos y demás elementos no será analizado. Las propiedades del material utilizado en el modelo se encuentran basadas en los planos, en las especificaciones técnicas y memoria de cálculo del proyecto.

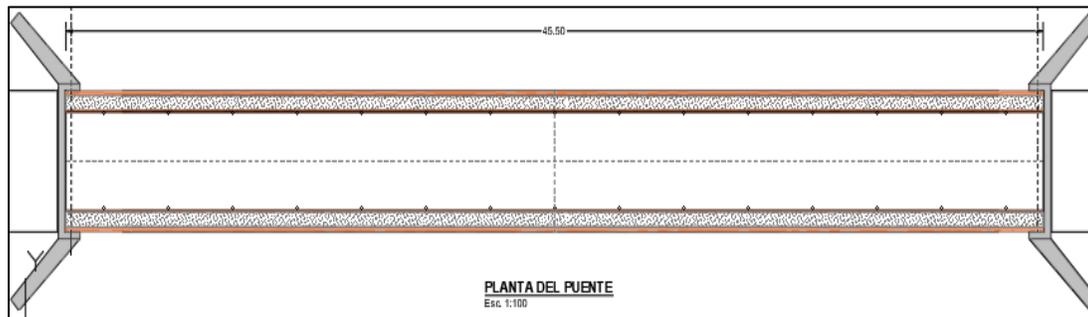
Figura 60 - Modelado en 3D del Puente Chuicuni



Fuente: Vista del Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

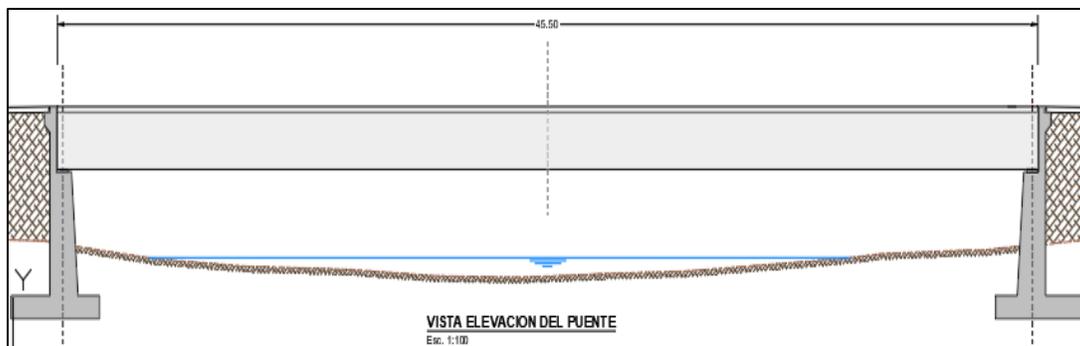
Para el modelamiento se necesitará la geometría del puente tal como se puede ver en la figura 60 donde visualiza la vista en planta del Puente Chuicuni, en la cual se distribuirán las cargas para el análisis en campo, y en la figura 61 se aprecia la vista de elevación del puente Chuicuni, el cual se puede ver los estribos, losa y las vigas metálicas.

Figura 61 - Vista Planta del Puente Chuicuni



Fuente: Vista del Plano – Puente Chuicuni.

Figura 62 - Vista Elevación del Puente Chuicuni



Fuente: Vista del Plano – Puente Chuicuni.

Aplicación y Designación de Cargas en la Superestructura

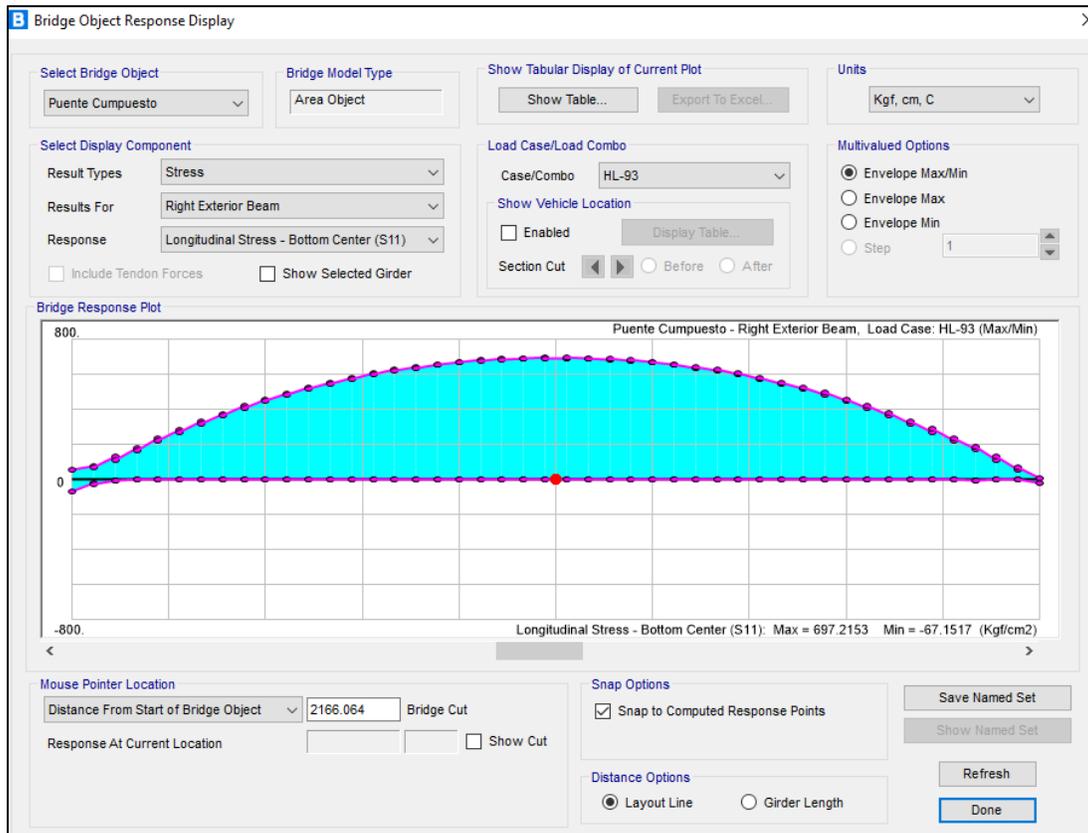
El nivel de carga alcanzado durante la prueba debe ser representativo de las acciones de servicio. Se considera adecuado alcanzar un nivel de carga correspondiente a un periodo de retorno próximo a 5 años. De acuerdo con esto se aconseja que las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real estén en torno al 60% de los valores teóricos producidos por el tren de carga definido en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)”,

adoptando sus valores característicos sin mayorar. En ningún caso las sollicitaciones producidas por el tren de carga real serán superiores al 70% de dichos esfuerzos teóricos. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 8)

Es importante saber que cuando la superestructura del puente se deforma al aplicarle cargas este cambiara de forma, la presente investigación se basa en el rango elástico en el cual, una vez aplicada las cargas y retiradas, la superestructura regresara a su estado inicial o natural, en el caso del rango plástico se deberá al exceso de fuerzas aplicadas en el tablero, el efecto de esto será que no retornara a su estado natural y tendrá una deformación permanente. Por este motivo es importante tener en cuenta el rango del 60% al 70% de las sollicitaciones del modelo teórico.

En la figura 62 se visualiza esfuerzo máximo que se producen en la viga derecha con 697.22 kg/cm², y en la viga izquierda el esfuerzo es 695.49 kg/cm². Esto nos permitirá calcular el tren de carga a un entorno del 60% que será de base un esfuerzo de 418.33 kg/cm².

Figura 63 - Esfuerzo máximo en la Viga Derecha con el Camión de Diseño

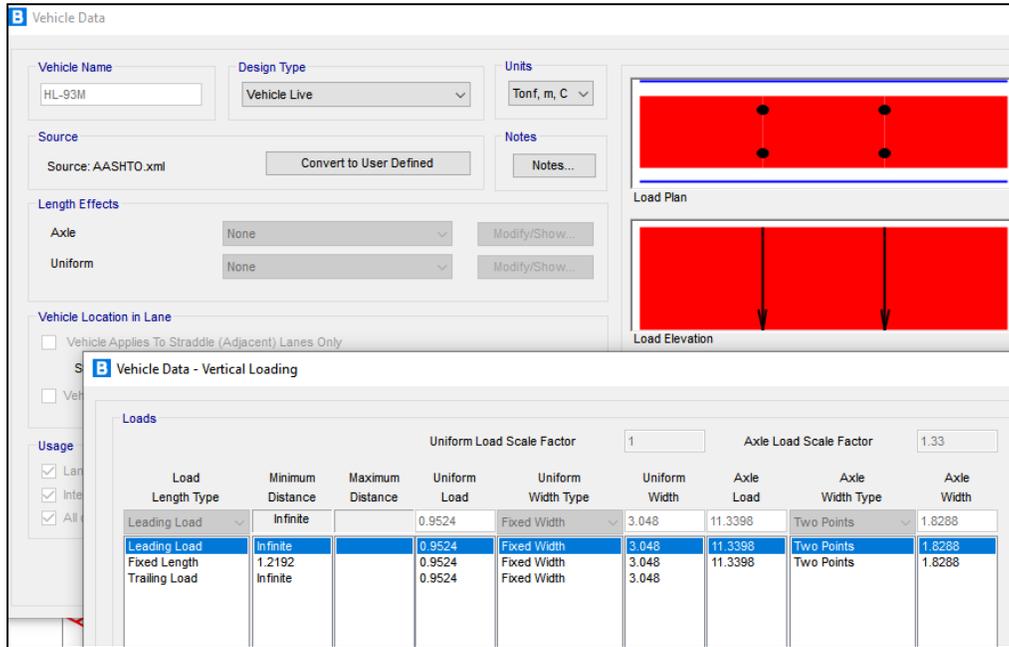


Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

- **Verificación del Modelo Teórico**

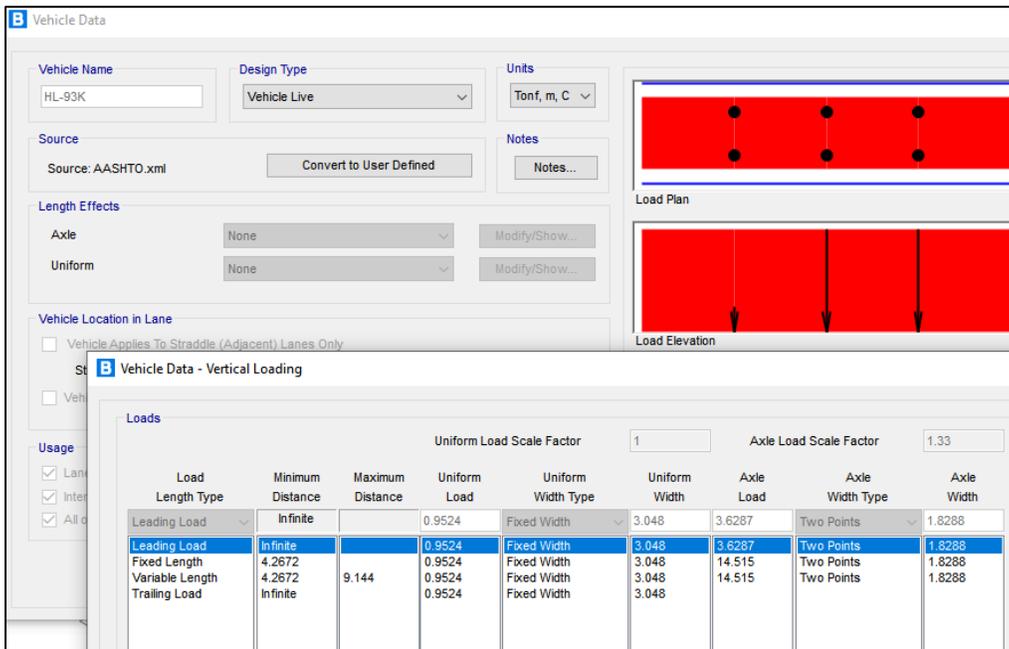
En CSI Bridge se incrementó en 33% la carga de Tándem y del Camión de diseño de manera particular, sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

Figura 64 - Cargas de tándem de diseño AASHTO



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

Figura 65 - Cargas del Camión de diseño AASHTO



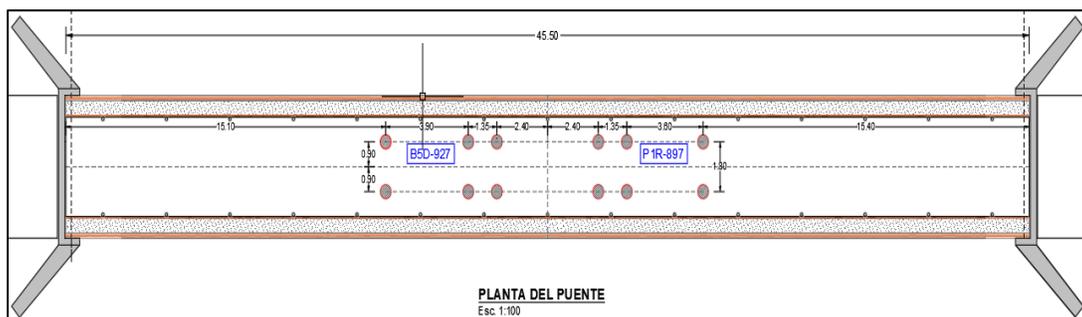
Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

- **Verificación de los Camiones de Prueba de Carga**

En la figura 65, la posición de todos los vehículos en cada estado de carga deberá marcarse previamente sobre el tablero, de forma que pueda realizarse su colocación con suficiente precisión.

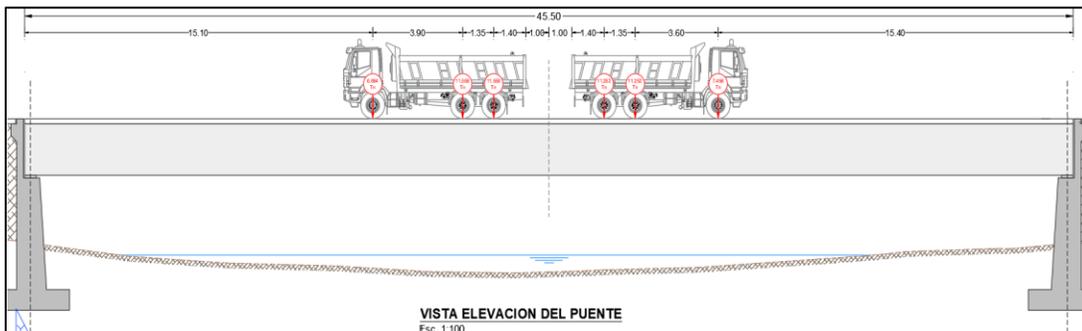
En la figura 66 y 67 se visualiza ambos camiones en el mismo carril.

Figura 66 - Posicionamiento de los camiones cargados en el Puente Chuicuni.



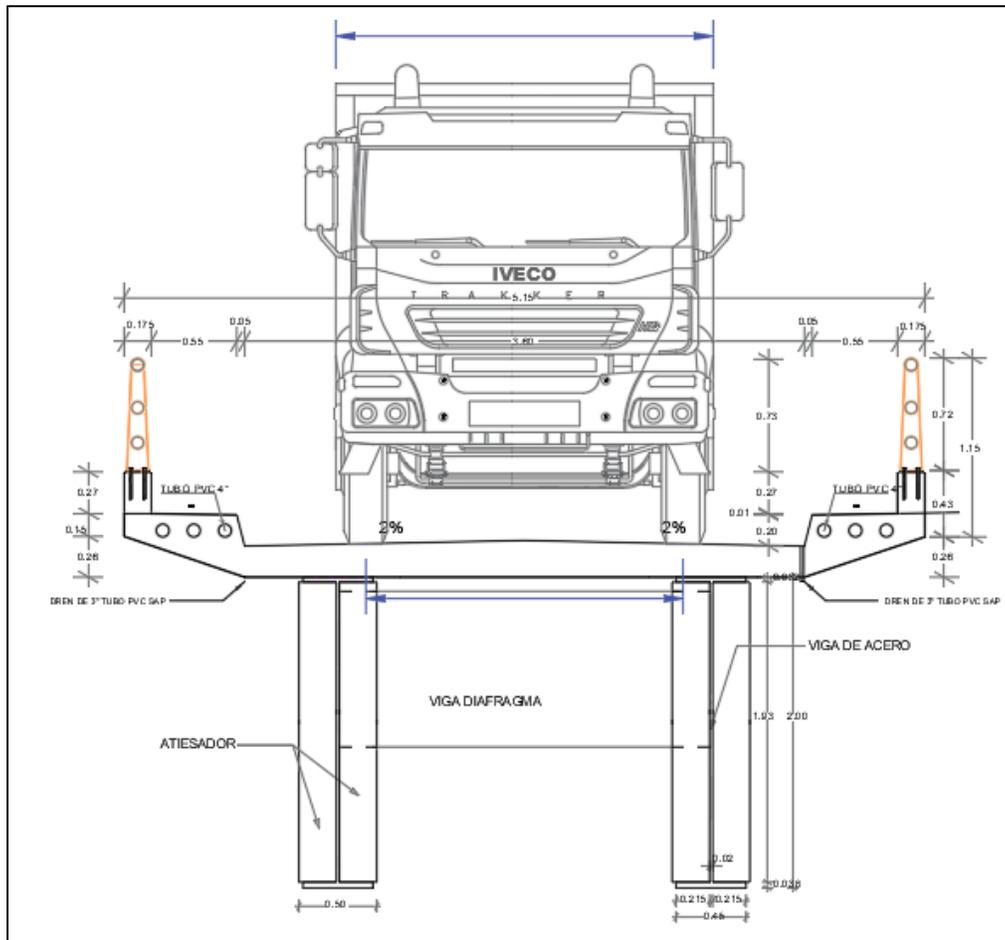
Fuente: Vista del Plano – Puente Chuicuni.

Figura 67 - Vista elevación de los camiones cargados en el Puente Chuicuni.



Fuente: Vista del Plano – Puente Chuicuni.

Figura 68 - Vista sección transversal del camión cargado en el Puente Chuicuni.

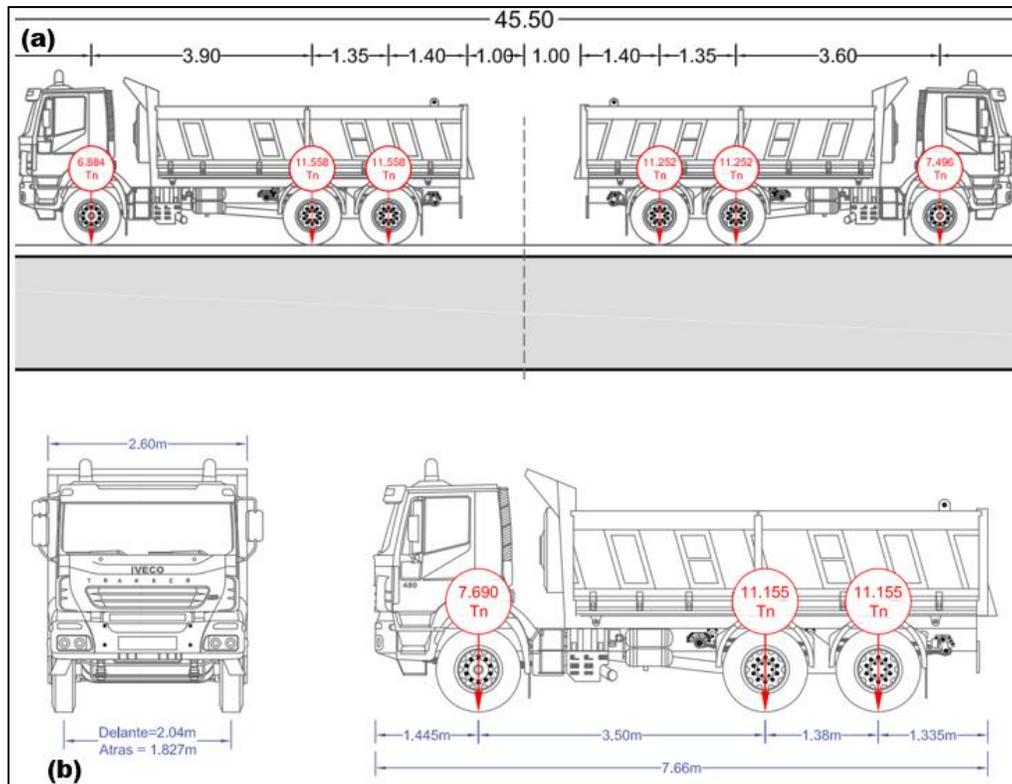


Fuente: Vista del Plano – Puente Chuicuni.

Análisis de Cargas.

Para el análisis del puente se realizará el procesamiento de información mediante el paquete informático del programa “CSI Bridge”, la cual permitirá hallar resultados en base al modelamiento previo sobre los esfuerzos máximos y las Deformaciones en diversas ubicaciones de luz y poder evaluar el comportamiento estático que presenta el puente Chuicuni.

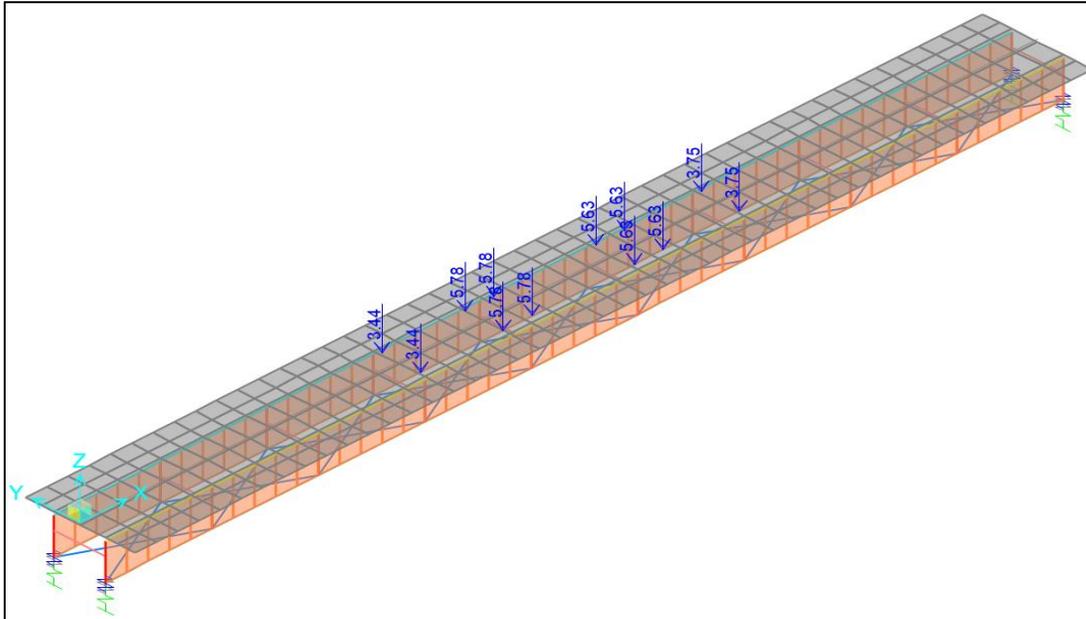
Figura 69 - (a) Carga de los Camiones por eje en el Puente Chuicuni, (b) Dimensiones del camión.



Fuente: Vista del Plano – Puente Chuicuni.

Para la prueba de carga se aplicó en el software la carga de 2 volquetes de 30.00 toneladas aproximadamente de peso cada uno.

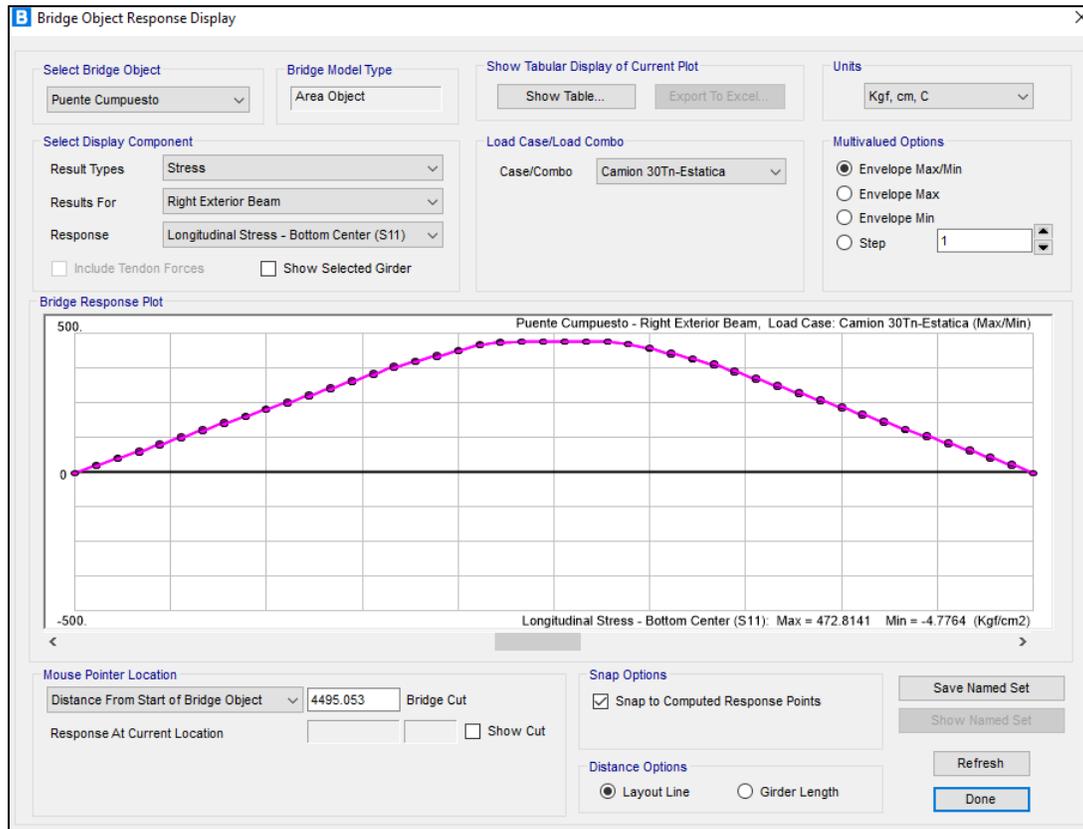
Figura 70 - Posición y cargas puntuales de los camiones para la prueba



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

En la figura 70, los esfuerzo que producen las cargas de los camiones en la viga derecha es de 472.81 kg/cm², siendo esta la viga más crítica con respecto a la viga izquierda que produce un esfuerzo de 471.57 kg/cm².

Figura 71 - Esfuerzo máximo en la Viga Derecha con los camiones cargados



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puentes Chuicuni.

Tabla 16 - Comparativa de los esfuerzos del Camión diseño y la prueba de carga

Vigas	Camión de diseño	Modelo numérico que representa la prueba de carga	
Viga Izquierda	695.49 kg/cm ²	471.57 kg/cm ²	67.80 %
Viga Derecha	697.22 kg/cm ²	472.81 kg/cm ²	67.81 %

- Los porcentajes de la prueba de carga y del modelo numérico son en relación al valor del camión de diseño.

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 16 nos indica que hubo un 67.81% del esfuerzo en la viga derecha, esto indica que estamos en el rango de los esfuerzos permitidos y respecto a la viga izquierda está en 67.80%, se tomara en consideración las dos vigas ya que son esfuerzos críticos por la similitud de los esfuerzos, el

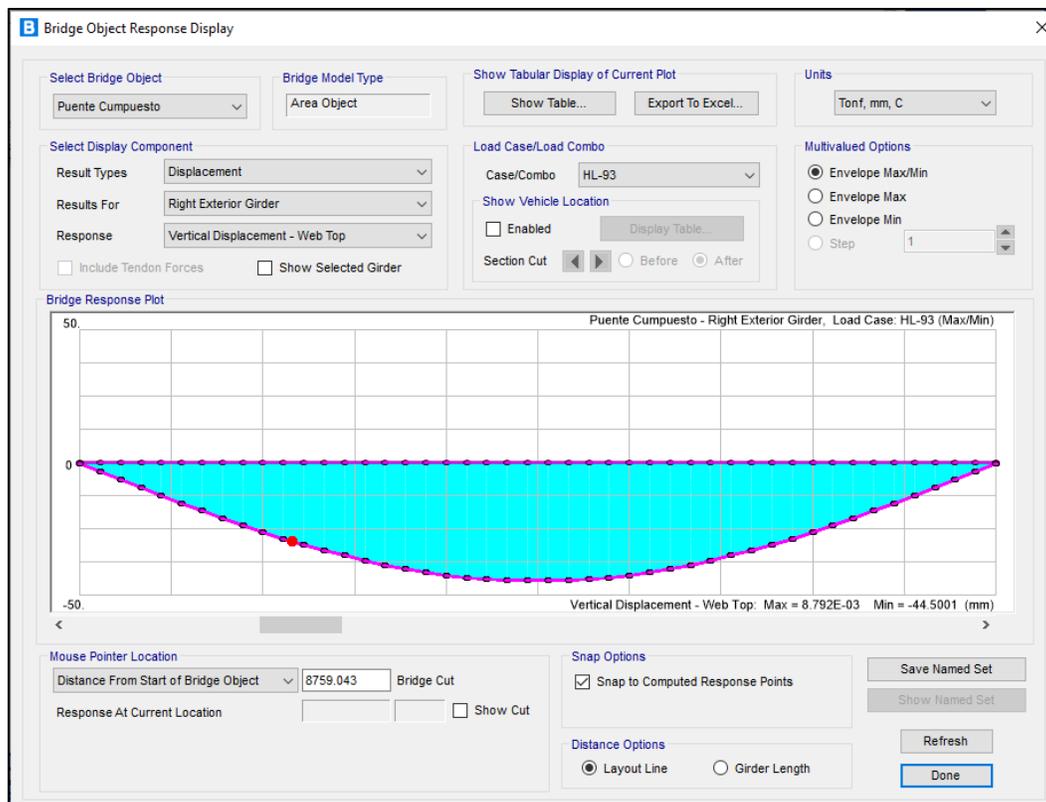
rango debe oscilar entre el 60% al 70% de dichos esfuerzos teóricos, en cual este resultado nos indica que estamos dentro de lo aceptable. No exceder del 70% ya que podemos pasar al rango elástico de la superestructura. Para que la viga interna pueda estar superior al 60% se debería aumentar la carga de los camiones, pero a criterio propio podemos determinar que cumple aun con lo establecido.

Deformaciones de la Superestructura del Puente Chuicuni

- **Desplazamientos con el camión de diseño HL-93K (mm)**

En la figura 71 podemos visualizar la envolvente de los desplazamientos del camión de diseño (HL-93), que son la combinación de cargas de Camión y Tándem.

Figura 72 - Envolvente de los desplazamientos del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

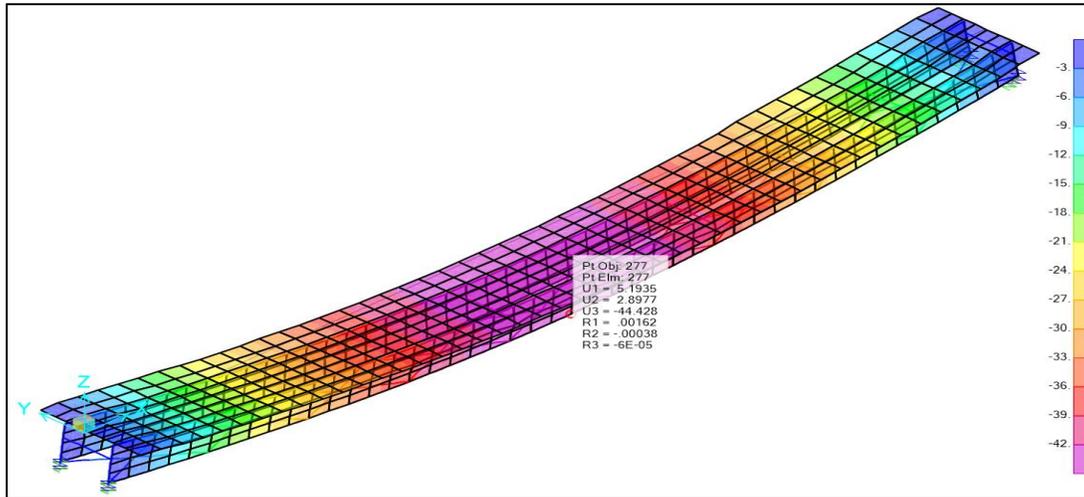
Tomando como crítico los desplazamientos de la viga derecha con las cargas de camión de diseño, se concluye la siguiente tabla:

Tabla 17 - Desplazamientos con el camión de diseño HL-93

m	mm	m	mm
0.00	-0.211	23.00	-44.500
1.00	-3.182	24.00	-44.289
2.00	-6.254	25.00	-43.851
3.00	-9.299	26.00	-43.215
4.00	-12.295	27.00	-42.348
5.00	-15.230	28.00	-41.264
6.00	-18.091	29.00	-39.977
7.00	-20.865	30.00	-38.499
8.00	-23.542	31.00	-36.838
9.00	-26.106	32.00	-35.009
10.00	-28.544	33.00	-33.010
11.00	-30.848	34.00	-30.852
12.00	-33.007	35.00	-28.548
13.00	-35.006	36.00	-26.110
14.00	-36.835	37.00	-23.546
15.00	-38.497	38.00	-20.870
16.00	-39.974	39.00	-18.095
17.00	-41.262	40.00	-15.234
18.00	-42.346	41.00	-12.299
19.00	-43.214	42.00	-9.302
20.00	-43.850	43.00	-6.256
21.00	-44.288	44.00	-3.183
22.00	-44.500	45.00	-0.211

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

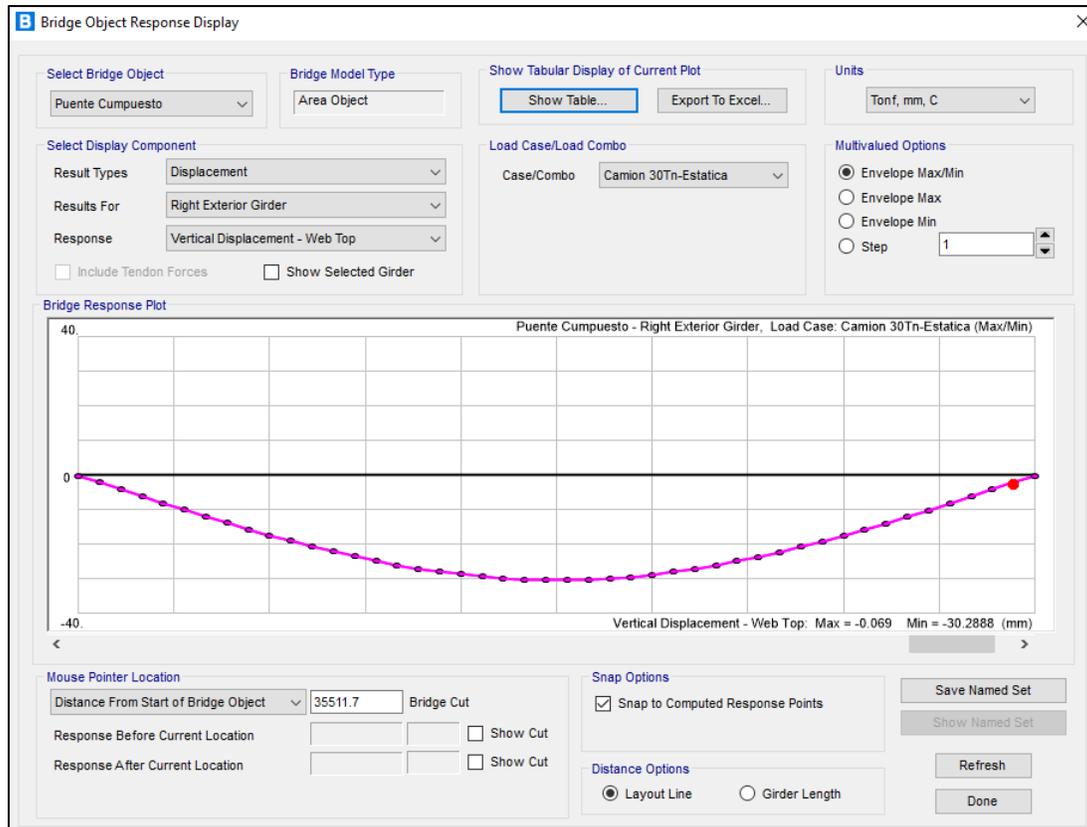
Figura 73 - Mapa de deformaciones del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

- **Desplazamientos con los camiones de la prueba de carga (mm)**

Figura 74 - Envoltorio de los desplazamientos de los camiones de la prueba



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

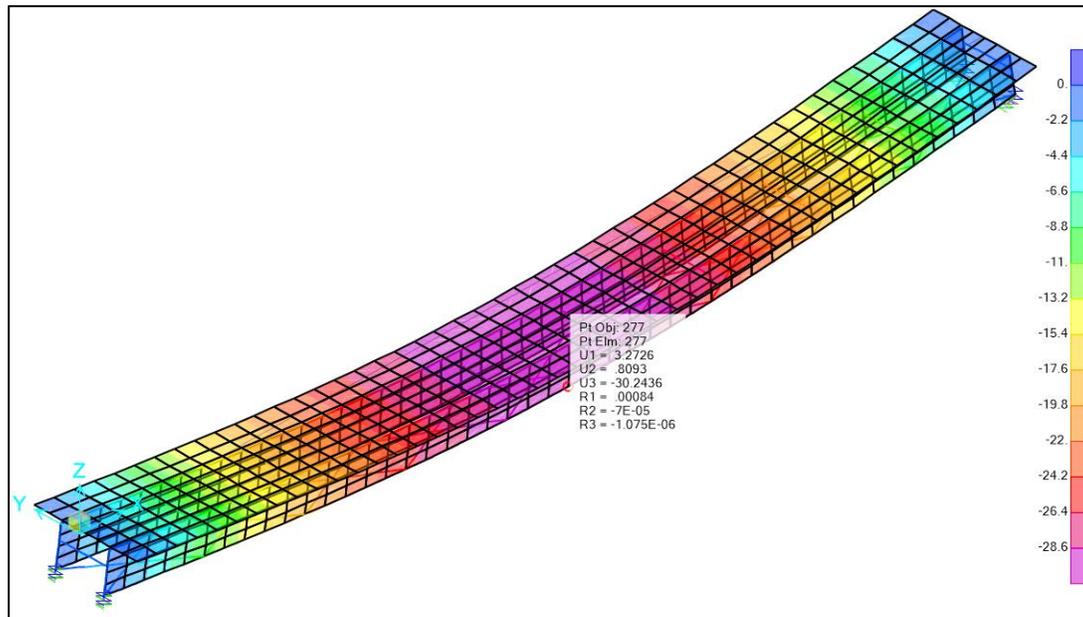
Tomando como crítico los desplazamientos de la viga derecha con las cargas de los camiones, se concluye la siguiente tabla:

Tabla 18 - Desplazamientos con los camiones de prueba de carga

m	mm	m	mm
0.00	-0.069	23.00	-30.289
1.00	-2.076	24.00	-30.146
2.00	-4.095	25.00	-29.856
3.00	-6.100	26.00	-29.399
4.00	-8.080	27.00	-28.780
5.00	-10.027	28.00	-28.007
6.00	-11.934	29.00	-27.100
7.00	-13.792	30.00	-26.065
8.00	-15.594	31.00	-24.892
9.00	-17.331	32.00	-23.602
10.00	-18.994	33.00	-22.205
11.00	-20.578	34.00	-20.708
12.00	-22.072	35.00	-19.120
13.00	-23.469	36.00	-17.449
14.00	-24.760	37.00	-15.704
15.00	-25.940	38.00	-13.893
16.00	-26.985	39.00	-12.023
17.00	-27.902	40.00	-10.103
18.00	-28.686	41.00	-8.143
19.00	-29.334	42.00	-6.149
20.00	-29.809	43.00	-4.128
21.00	-30.124	44.00	-2.093
22.00	-30.281	45.00	-0.071

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

Figura 75 - Mapa de deformaciones del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni.

Se tomará como referencia las Deformaciones a los metros: $0, \frac{1}{8}L, \frac{1}{4}L, \frac{3}{8}L, \frac{1}{2}L, \frac{5}{8}L, \frac{3}{4}L, L$, de la superestructura debido a la aplicación de cargas ubicados en el eje central de la misma, esto servirá como referencia para la toma de datos en la prueba de campo in situ.

Tabla 19 - Comparativa de los desplazamientos del camión de Diseño vs Modelo representativo de la prueba de carga.

Punto L=45.00m	Camion Diseño HL- 93 (mm)	Modelo Numérico que representa la prueba de carga (mm)	
0	-0.211	-0.069	32.70%
1/8 L	-17.032	-11.228	65.92%
1/4 L	-33.007	-20.952	63.48%
3/8 L	-41.107	-27.792	67.61%
1/2 L	-44.500	-30.289	68.07%
5/8 L	-41.097	-27.900	67.89%
3/4 L	-31.392	-21.082	67.16%
L	-0.211	-0.071	33.65%

Fuente: Elaboración Propia

Las Deformaciones presentadas en el Puente Chuicuni del modelo numérico representada de la prueba de carga nos da un 68.07% de la deformación del Camión de Diseño HL-93 en el centro de la luz del tablero ($1/2 L$) como punto crítico de la deflexión, estos valores nos indica la aproximación entre ambos modelamientos teórico y práctico. De las 2 vigas principales, ambas se considerarán críticas por la similitud de las deformaciones y esfuerzos.

3.1.4 Puente Pucayacu

Consideraciones Generales

El Puente Pucayacu se encuentra ubicado en el Km 03+158.89 de la carretera Imperial – Mayocc – Huanta, Tramo: Mayocc-Huanta (KM0+00 – KM 27+535.80), la estructura pertenece a la región Huancavelica y se localiza a 150 m aguas arriba del Puente existente y pasa sobre la quebrada Pucayacu que se halla en la Progresiva KM 03+180 de la misma carretera.

Lugar:	Pucayacu,
Distrito:	Marcas,
Provincia:	Acobamba,
Departamento:	Huancavelica,
País:	Perú.

Inspección y Evaluación Preliminar de Campo

Partiendo con los procesos de investigación para el cumplimiento del presente objetivo se realiza la inspección de campo que sirvió para verificar la información de los planos (la parte que se puede verificar con esta inspección es la parte geométrica y no la de las propiedades de los materiales) y para recopilar información acerca del estado de sus componentes.

Para este fin se evaluará en campo las condiciones/ estados del puente Pucayacu en la cual se identificará aspectos de consideración para la estructura, las cuales son:

Estribos

Los estribos dispuestos en los extremos del puente están constituidos, cada uno de ellos, por una viga cabezal, esta viga se encuentra apoyada sobre el muro frontal de sección transversal esviajado.

Figura 76 - Vista Panorámica del Puente Pucayacu



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Pucayacu.

Cimentaciones

La cimentación de la estructura del puente está a base de pilotes pre excavados en ambos estribos, no se tiene más información de la construcción de estos pilotes.

Vigas Metálicas

Según inspección visual In situ se verifica que la superestructura está formada por 04 vigas metálicas de alma llena de 2.40 m de peralte, 02 diafragmas en los apoyos y 09 diafragmas intermedios.

Losa

De la inspección de campo se verifica que la losa de concreto del puente cumple la función estructural de sección compuesta con las vigas metálicas unidas mediante conectores de corte.

Sobre la losa se ha colocado una superficie de rodadura de 3” de concreto asfáltico. Otro elemento apreciable en la losa es el sistema de drenaje superficial, conformado por tubos que conecta la pendiente transversal peraltada de 3.5% hacia aguas arriba del puente.

Figura 77 - Vista de la Losa del Puente Pucayacu



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Pucayacu.

Descripción General del Proyecto

El uso del puente es vehicular y peatonal de doble vía, el puente es esviado de 35° y posee un ancho de calzada de 9.0 m (doble vía) y una vereda de ancho útil igual a 1.0 m a cada lado, cabe indicar que la luz del puente es de 56.60 metros entre ejes de apoyos, existen características que permiten describir al puente Pucayacu como:

❖ Tipo:	Mixto de sección compuesta.
❖ Luz:	56.60 metros,
❖ Ancho útil de vía	6.60 metros (doble vía),
❖ Ancho de bermas	1.20 m (a cada lado),
❖ Camión de diseño	HL -93 (Camión de diseño de 42tn)
❖ Ancho útil de veredas	1.00 metros (a cada lado),
❖ Ancho total del puente	11.00 metros,

Propiedades de Materiales de los Elementos del Puente Pucayacu.

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) da mención que el diseño estará basado en las propiedades de los materiales indicados en esta sección. Cuando se requiera utilizar otros grados o tipos de materiales se deberá establecer previamente al diseño sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Los requisitos mínimos aceptables incluyendo los procedimientos de ensayos deberán especificarse en los documentos contractuales; para lo cual en la investigación se considera de relevancia este estudio previo al análisis de datos, las cuales se detalla los elementos y sus características del capítulo en mención:

- **Acero estructural en Vigas Longitudinales y Diafragma:**

Acero ASTM A709-50.

Módulo de Elasticidad E_s :	2038900 Kg/cm ²
– Resistencia mínima a tracción f_u :	450 MPa

- **Concreto**

Resistencia a compresión en la losa de tablero ASTM C4000, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad Es: 256210 Kg/cm^2

Análisis de Datos

Para el cumplimiento del proceso de análisis se realizará un estudio teórico de la estructura a ensayar mediante la creación de un modelo matemático en el que la estructura se ve sometida a las cargas estáticas (teóricas) de ensayo con el fin de determinar, de forma aproximada, los valores esperados de las magnitudes a medir en campo. En los literales siguientes, se da una descripción general del software utilizado para la creación del modelo, los criterios y parámetros considerados en la modelización y una breve reseña de la introducción de datos e información al programa.

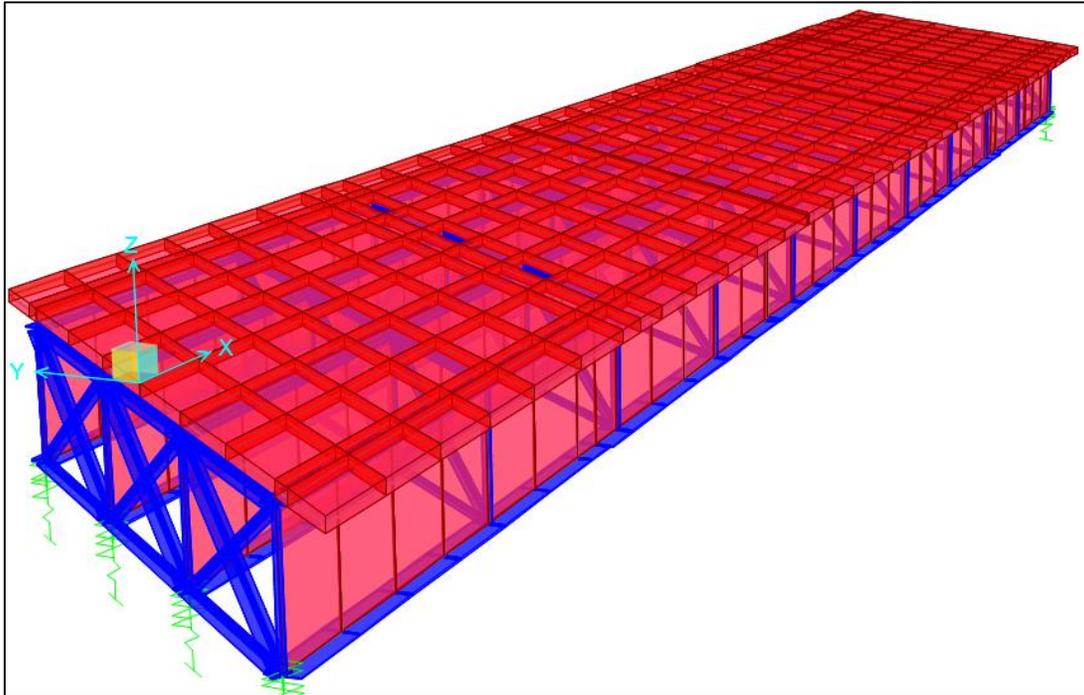
El software utilizado para la realización de la evaluación teórica del modelo es el programa “CSI Bridge”, programa especializado a calculo y diseño de todo tipo de puentes.

Parámetros de Análisis

Modelamiento de la Estructura

La estructura es un puente de sección compuesta (Vigas metálicas y losa de concreto armado), en tal sentido, se busca evaluar el comportamiento estructural del puente, frente a las cargas de ensayo, en función de sus elementos resistentes principales que son, precisamente, las Vigas Principales y diafragmas. El comportamiento de los estribos y demás elementos no será analizada.

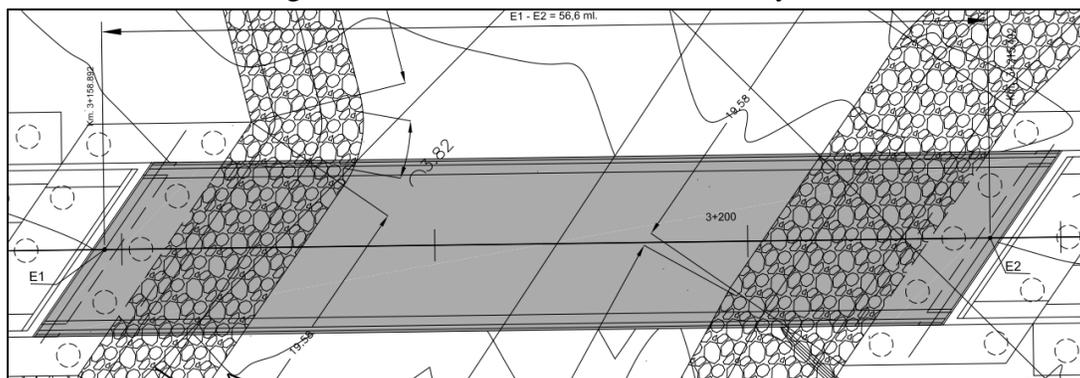
Figura 78 - Modelado en 3D del Puente Pucayacu



Fuente: Vista del Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

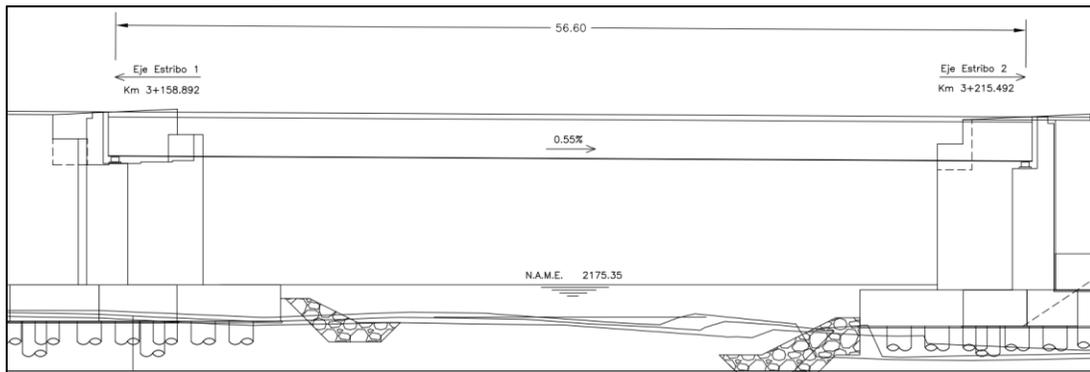
Para el modelamiento se necesitará la geometría del puente tal como se puede ver en la figura 78 donde visualiza la vista en planta del Puente Pucayacu, en la cual se distribuirán las cargas para el análisis en campo, y en la figura 79 se aprecia la vista de elevación del puente Pucayacu, el cual se puede ver los estribos, losa y las vigas metálicas.

Figura 79 - Vista Planta del Puente Pucayacu



Fuente: Vista del Plano – Puente Pucayacu.

Figura 80 - Vista Elevación del Puente Pucayacu



Fuente: Vista del Plano – Puente Pucayacu.

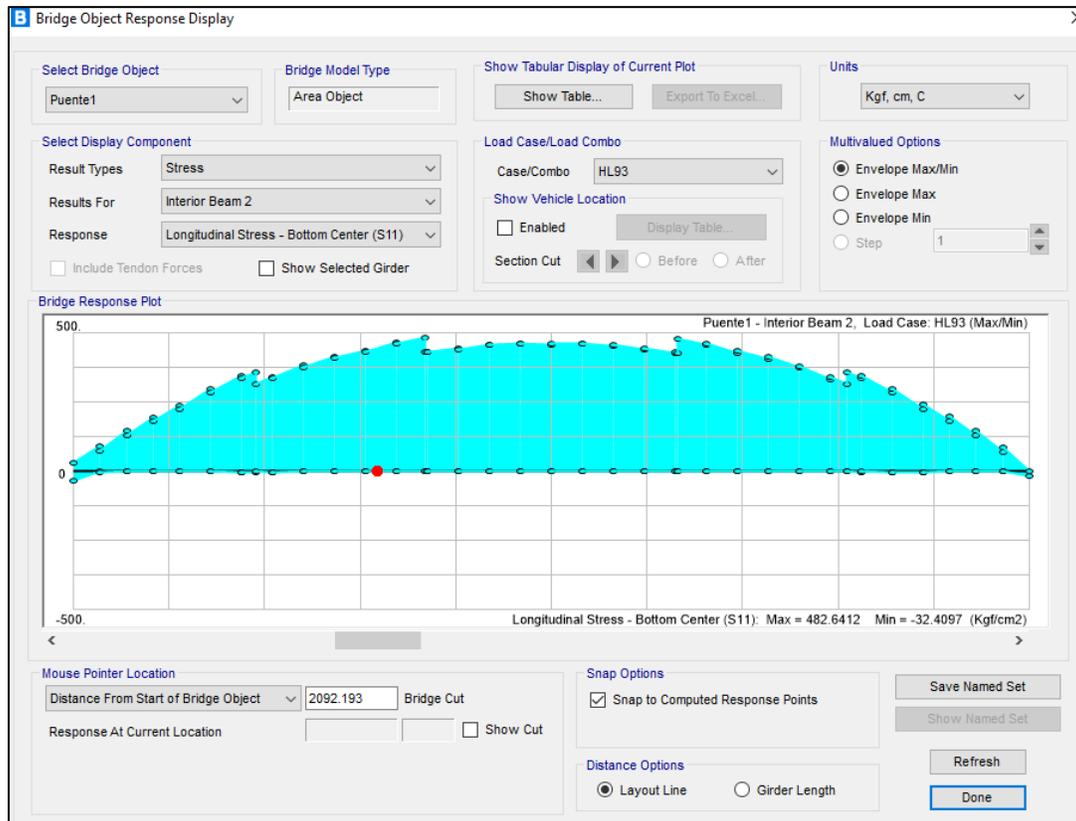
Aplicación y Designación de Cargas en la Superestructura

El nivel de carga alcanzado durante la prueba debe ser representativo de las acciones de servicio. Se considera adecuado alcanzar un nivel de carga correspondiente a un periodo de retorno próximo a 5 años. De acuerdo con esto se aconseja que las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real estén en torno al 60% de los valores teóricos producidos por el tren de carga definido en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)”, adoptando sus valores característicos sin mayorar. En ningún caso las solicitaciones producidas por el tren de carga real serán superiores al 70% de dichos esfuerzos teóricos. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 8)

Es importante saber que cuando la superestructura del puente se deforma al aplicarle cargas este cambiara de forma, la presente investigación se basa en el rango elástico en el cual, una vez aplicada las cargas y retiradas, la superestructura regresara a su estado inicial o natural, en el caso del rango plástico se deberá al exceso de fuerzas aplicadas en el tablero, el efecto de esto será que no retornara a su estado natural y tendrá una deformación permanente. Por este motivo es importante tener en cuenta el rango del 60% al 70% de las solicitaciones del modelo teórico.

En la figura 80 se visualiza esfuerzo máximo que se producen en la viga interna 2 con 682.64 kg/cm², y en la viga izquierda el menor esfuerzo es 443.69 kg/cm². Esto nos permitirá calcular el tren de carga a un entorno del 60% que será de base un esfuerzo de 289.58 kg/cm².

Figura 81 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna 2 con el Camión de Diseño

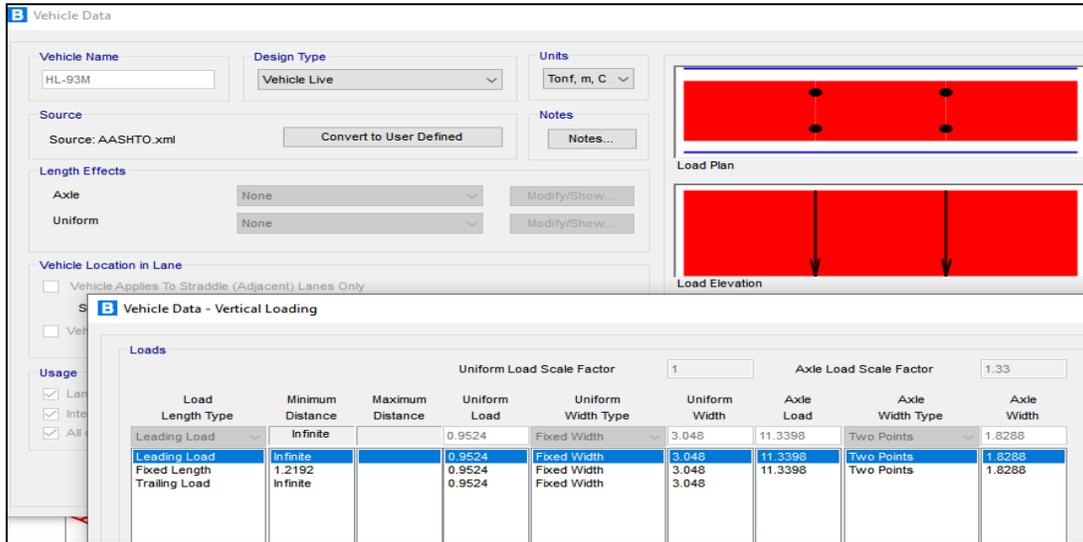


Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

- **Verificación del Modelo Teórico**

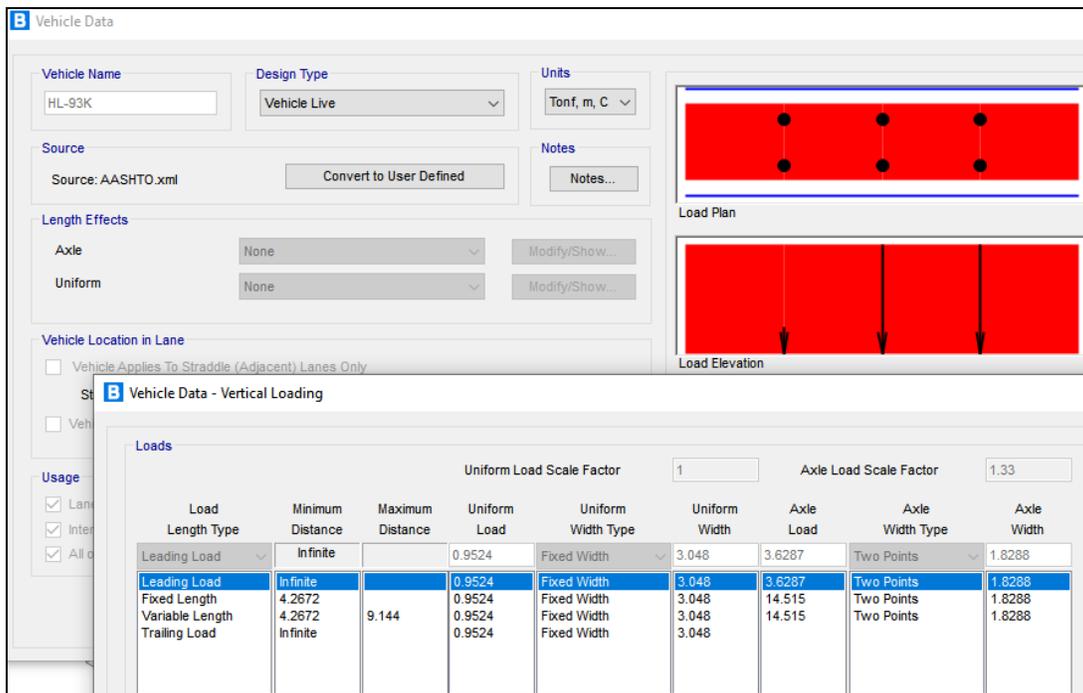
En CSI Bridge se incrementó en 33% la carga de Tándem y del Camión de diseño de manera particular, sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

Figura 82 - Cargas de tándem de diseño AASHTO



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

Figura 83 - Cargas del Camión de diseño AASHTO



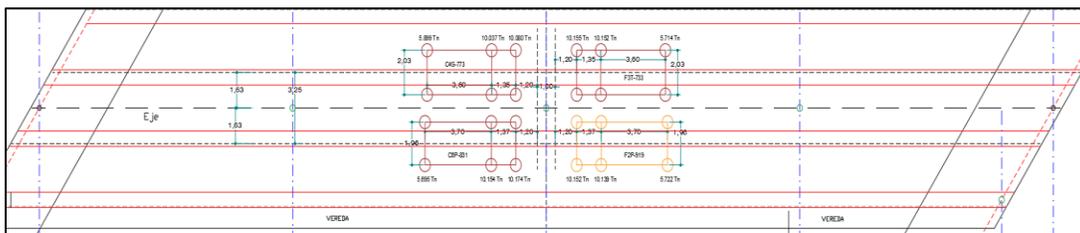
Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

- **Verificación de los Camiones de Prueba de Carga**

En la figura 83, la posición de todos los vehículos en cada estado de carga deberá marcarse previamente sobre el tablero, de forma que pueda realizarse su colocación con suficiente precisión.

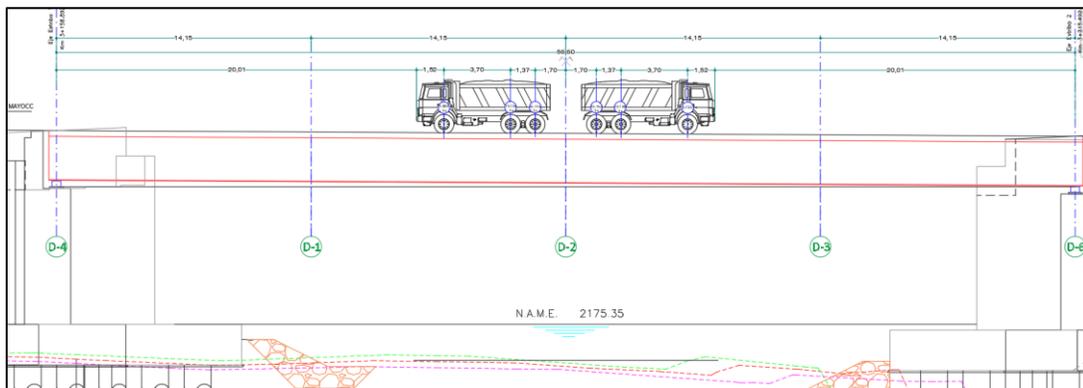
En la figura 84 y 85 se visualiza ambos camiones en diferentes carriles, ya que son doble vía.

Figura 84 - Posicionamiento de los camiones cargados en el Puente Pucayacu.



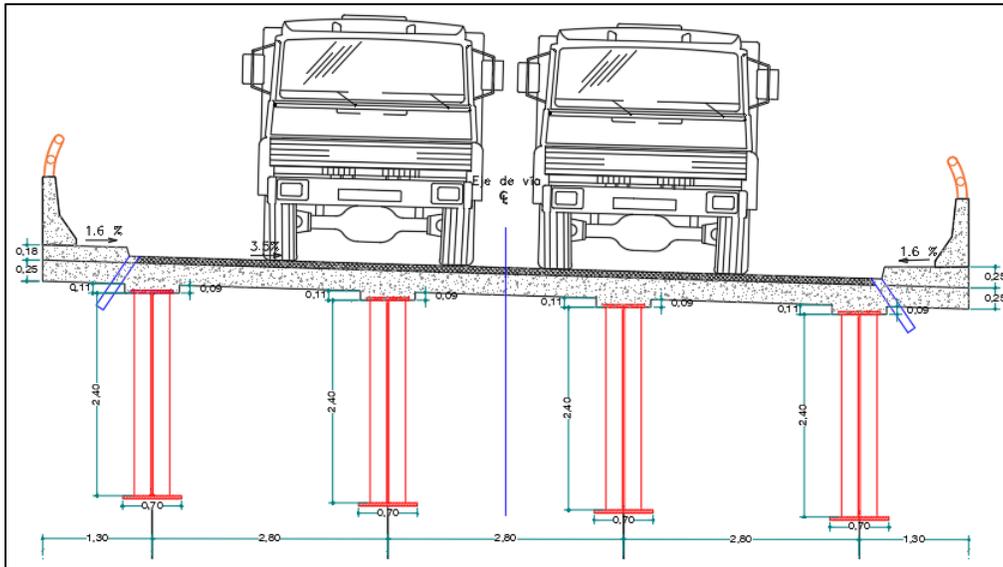
Fuente: Vista del Plano – Puente Pucayacu.

Figura 85 - Vista elevación de los camiones cargados en el Puente Pucayacu



Fuente: Vista del Plano – Puente Pucayacu.

Figura 86 - Vista sección transversal del camión cargado en el Puente Pucayacu.

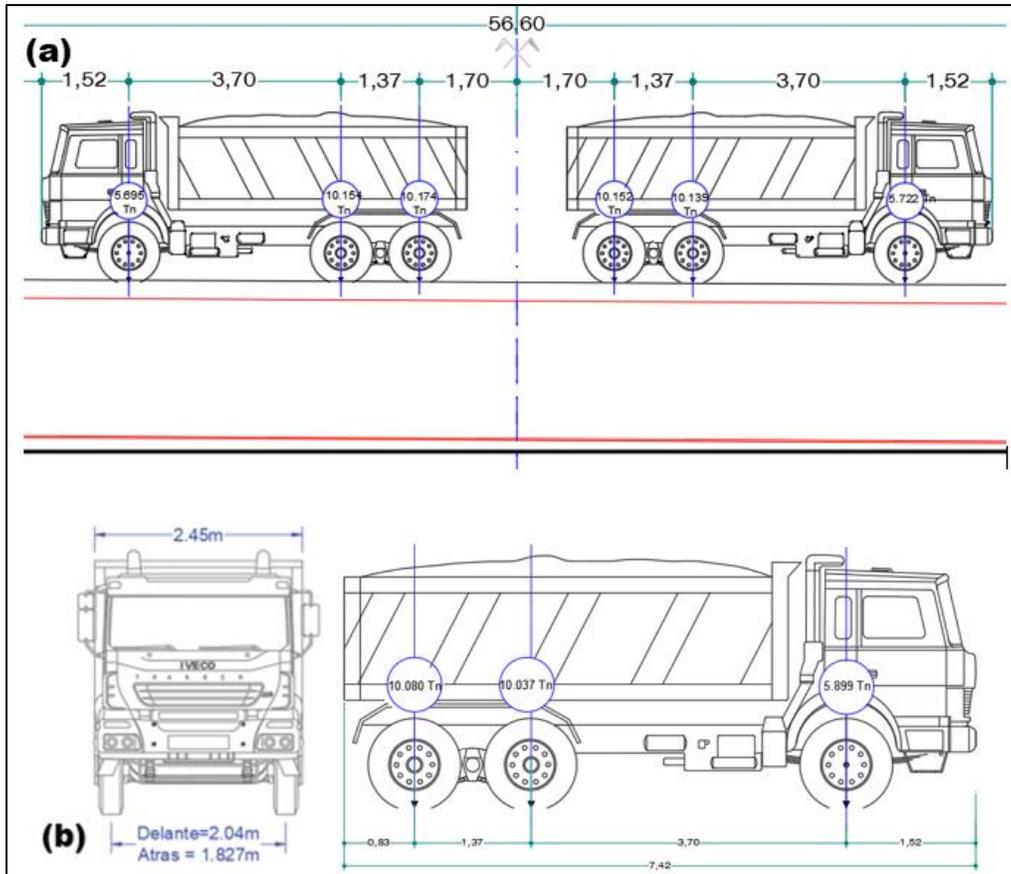


Fuente: Vista del Plano – Puente Pucayacu.

Análisis de Cargas.

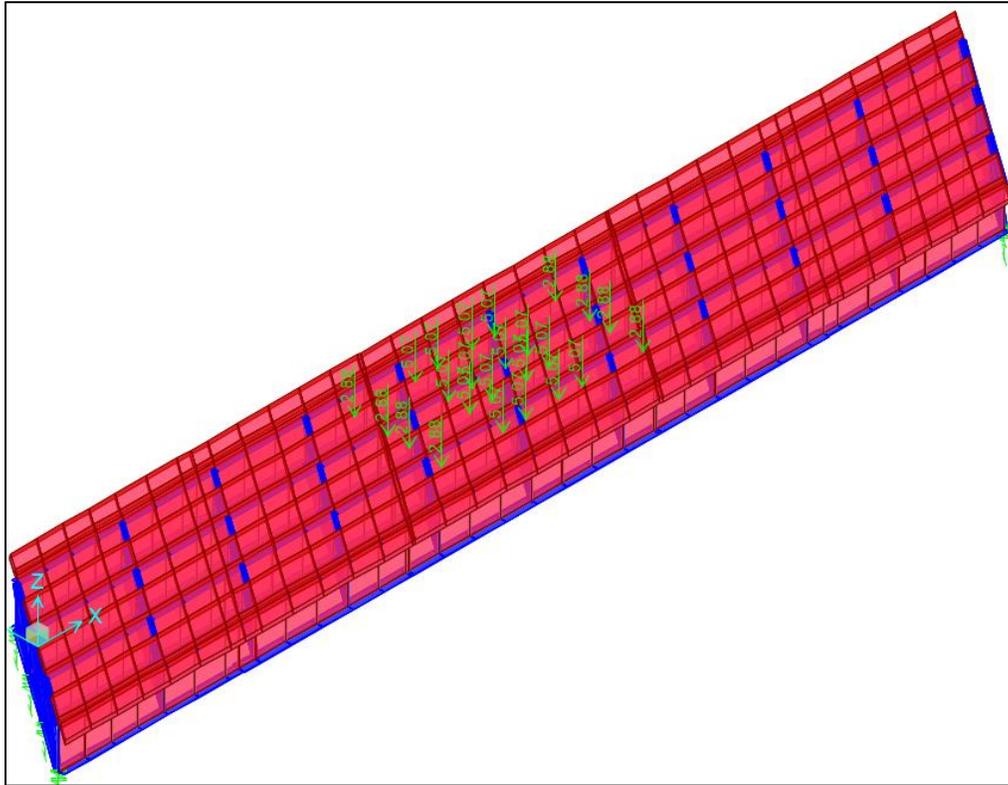
Para el análisis del puente se realizará el procesamiento de información mediante el paquete informático del programa “CSI Bridge”, la cual permitirá hallar resultados en base al modelamiento previo sobre las Deformaciones en diversas ubicaciones de luz y poder evaluar el comportamiento estático que presenta el puente Pucayacu.

Figura 87 - (a) Carga de los Camiones por eje en el Puente Pucayacu, (b) Dimensiones del camión.



Fuente: Vista del Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

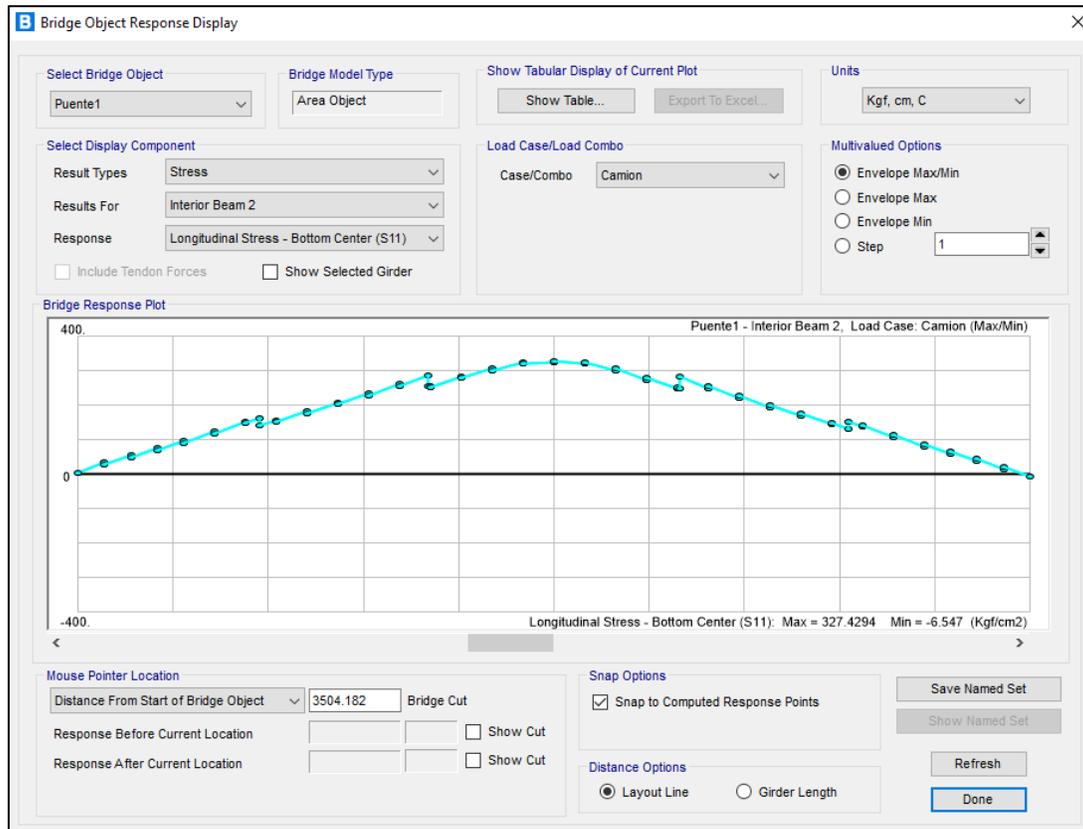
Figura 88 - Posición y cargas puntuales de los camiones para la prueba



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

En la figura 88, los esfuerzo que producen las cargas de los camiones en la viga interna 02 es de 327.43 kg/cm², siendo esta la viga más crítica con respecto a la viga izquierda que produce un menor esfuerzo de 283.31 kg/cm².

Figura 89 - Esfuerzo máximo en la Viga Interna 2 con los camiones cargados



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

Tabla 20 - Comparativa de los esfuerzos de Camión diseño y la prueba de carga

Vigas	Camión de diseño	Modelo numérico que representa la prueba de carga	
Viga Izquierda	443.69 kg/cm ²	283.31 kg/cm ²	63.85 %
Viga Interna 1	473.03 kg/cm ²	323.55 kg/cm ²	68.40 %
Viga Interna 2	482.64 kg/cm ²	327.43 kg/cm ²	67.84 %
Viga Derecha	468.87 kg/cm ²	304.14 kg/cm ²	64.87 %

- Los porcentajes de la prueba de carga y del modelo numérico son en relación al valor del camión de diseño.

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 20 nos indica que hubo un 67.84% del esfuerzo en la viga interna 2, esto indica que estamos en el rango de los esfuerzos permitidos y respecto a la viga izquierda está en 67.80% el

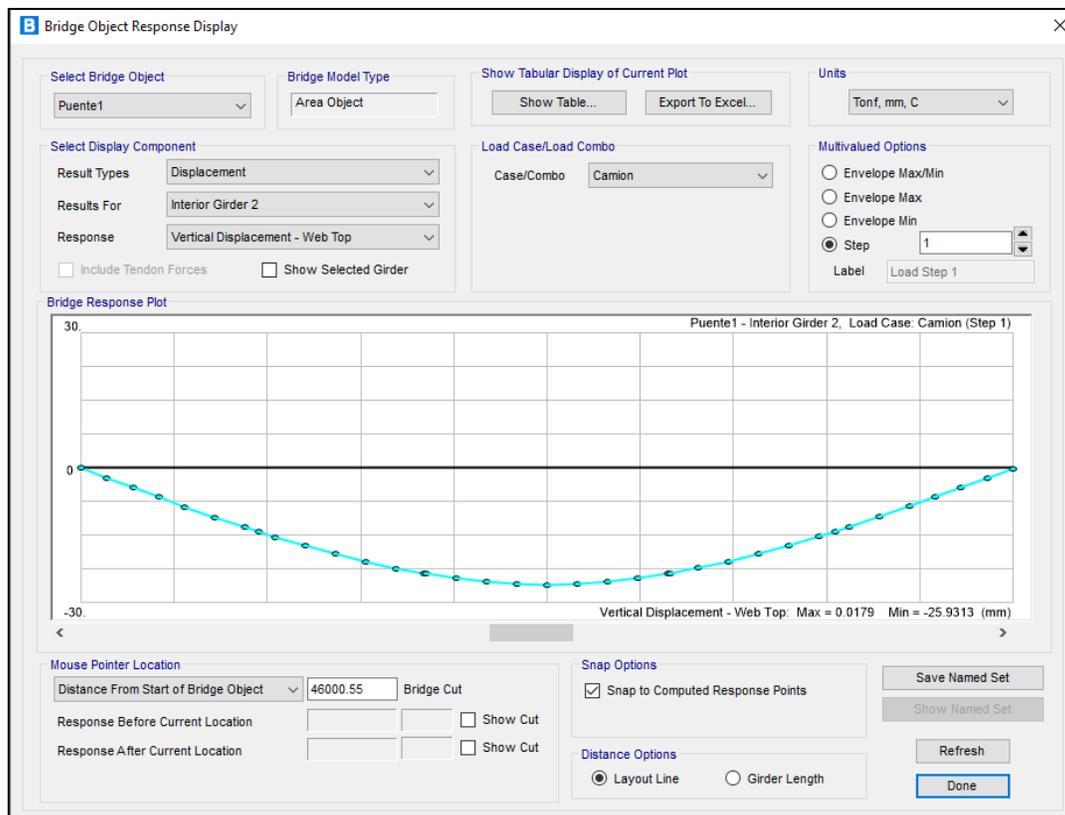
cual es el menor esfuerzo, el rango debe oscilar entre el 60% al 70% de dichos esfuerzos teóricos, en cual este resultado nos indica que estamos dentro de lo aceptable. No exceder del 70% ya que podemos pasar al rango elástico de la superestructura. Para que la viga interna pueda estar superior al 60% se debería aumentar la carga de los camiones, pero a criterio propio podemos determinar que cumple aun con lo establecido.

Deformaciones de la Superestructura del Puente Pucayacu

- **Desplazamientos con el camión de diseño HL-93K (mm)**

En la figura 89 podemos visualizar la envolvente de los desplazamientos del camión de diseño (HL-93), que son la combinación de cargas de Camión y Tándem.

Figura 90 - Envolvente de los desplazamientos del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

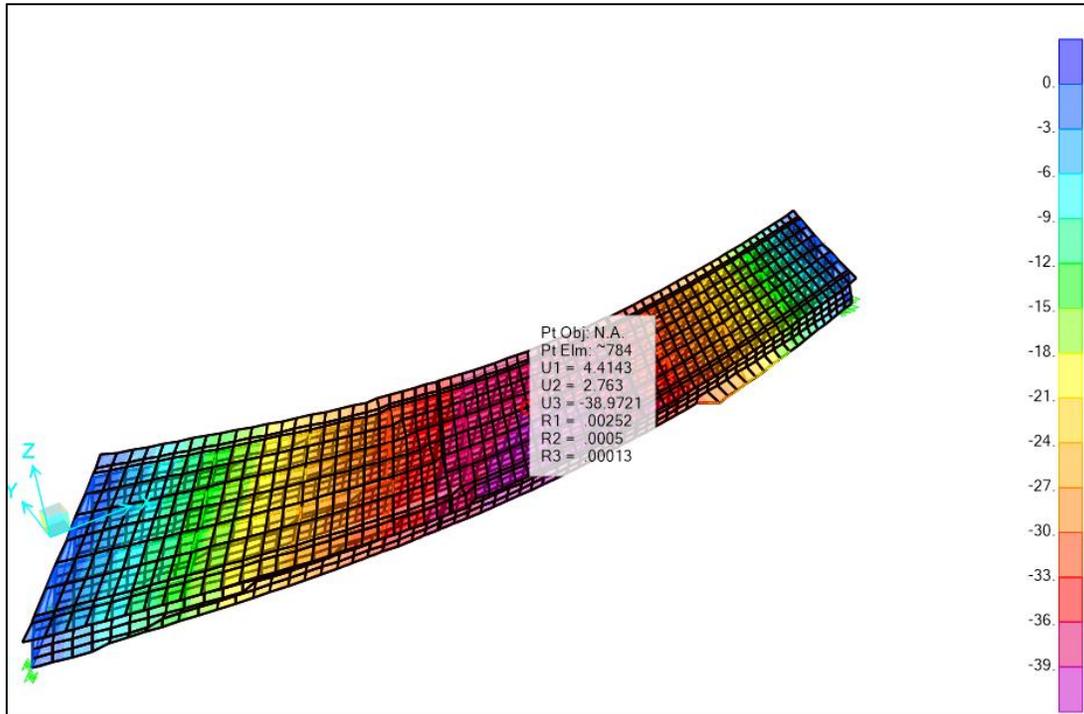
Tomando como crítico los desplazamientos de la viga interna 2, con las cargas de camión de diseño, se concluye la siguiente tabla:

Tabla 21 - Desplazamientos con el camión de diseño HL-93

m	mm	m	mm
0.00	-0.121	30.13	-39.031
1.58	-3.484	31.97	-38.440
3.15	-6.960	33.80	-37.437
4.73	-10.367	35.63	-36.070
6.30	-13.677	35.80	-35.933
8.13	-17.384	37.47	-34.339
9.97	-20.882	39.30	-32.237
10.80	-22.379	41.13	-29.814
11.80	-24.116	42.97	-27.082
13.63	-27.132	44.80	-24.066
15.47	-29.861	45.80	-22.331
17.30	-32.280	46.63	-20.837
19.13	-34.375	48.47	-17.350
20.80	-35.967	50.30	-13.666
20.97	-36.101	51.88	-10.383
22.80	-37.465	53.45	-7.006
24.63	-38.450	55.03	-3.568
26.47	-39.042	56.60	-0.276
28.30	-39.208		

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

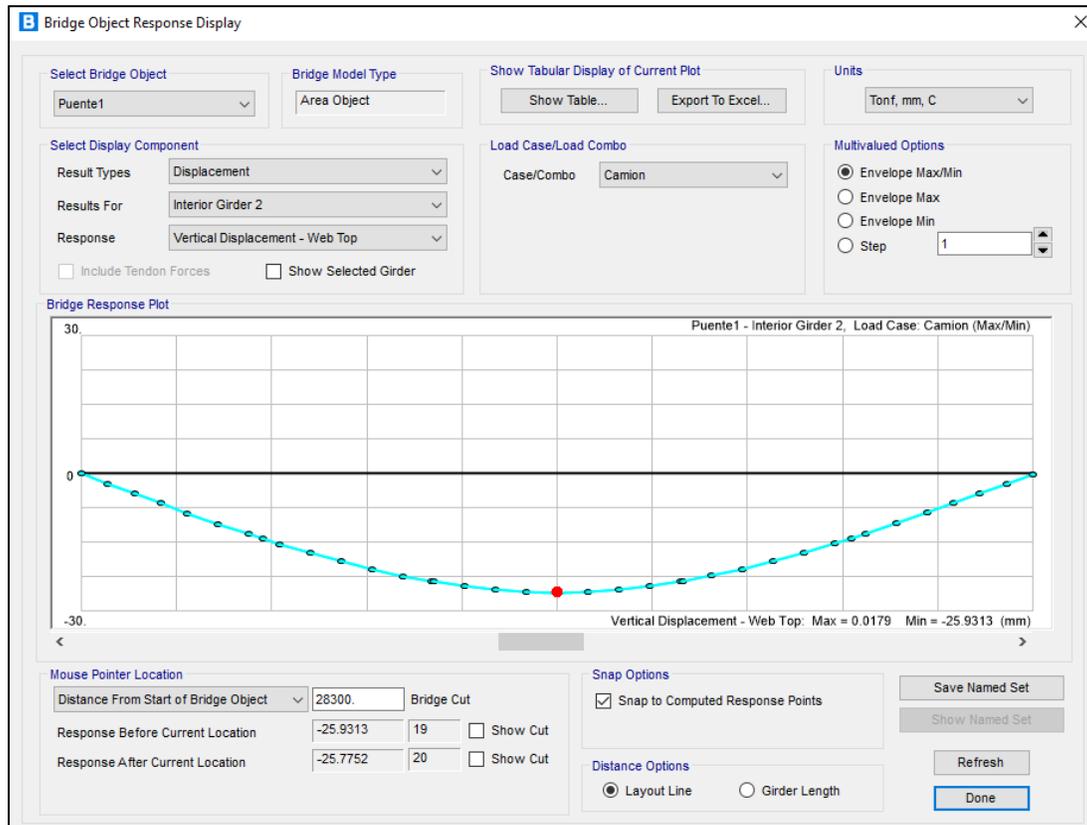
Figura 91 - Mapa de deformaciones del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

- **Desplazamientos con los camiones de la prueba de carga (mm)**

Figura 92 - Envoltorio de los desplazamientos de los camiones de la prueba



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu

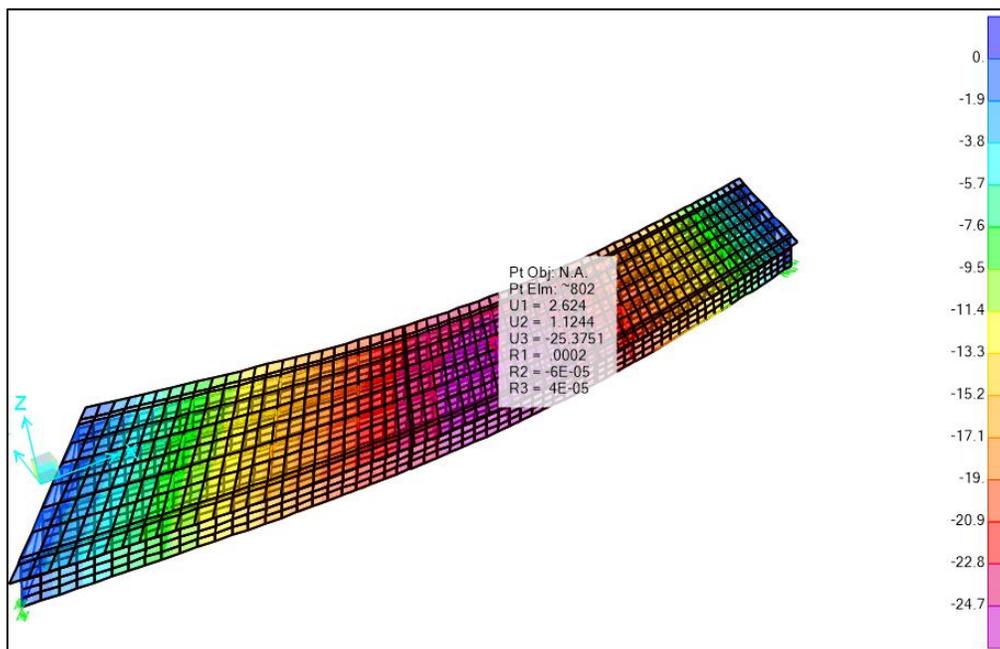
Tomando como crítico los desplazamientos de la viga interna 2, con las cargas de los camiones, se concluye la siguiente tabla:

Tabla 22 - Desplazamientos con los camiones de prueba de carga

m	mm	m	mm
0.00	-0.018	30.13	-25.775
1.58	-2.162	31.97	-25.277
3.15	-4.342	33.80	-24.501
4.73	-6.488	35.63	-23.483
6.30	-8.586	35.80	-23.388
8.13	-10.954	37.47	-22.233
9.97	-13.218	39.30	-20.755
10.80	-14.198	41.13	-19.090
11.80	-15.341	42.97	-17.251
13.63	-17.342	44.80	-15.259
15.47	-19.184	45.80	-14.124
17.30	-20.848	46.63	-13.152
19.13	-22.315	48.47	-10.910
20.80	-23.458	50.30	-8.572
20.97	-23.551	51.88	-6.506
22.80	-24.559	53.45	-4.397
24.63	-25.309	55.03	-2.263
26.47	-25.789	56.60	-0.130
28.30	-25.931		

Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu.

Figura 93 - Mapa de deformaciones del camión de diseño



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu

Se tomará como referencia las Deformaciones a los metros: $0, \frac{1}{8}L, \frac{1}{4}L, \frac{3}{8}L, \frac{1}{2}L, \frac{5}{8}L, \frac{3}{4}L, L$, de la superestructura debido a la aplicación de cargas ubicados en el eje central de la misma, esto servirá como referencia para la toma de datos en la prueba de campo in situ.

Tabla 23 - Comparativa de los desplazamientos del camión de Diseño vs Modelo representativo de la prueba de carga.

Punto L=56.60m	Camion Diseño HL- 93 (mm)	Modelo Numérico que representa la prueba de carga (mm)	
0	-0.121	-0.018	14.88%
1/8 L	-15.247	-9.589	62.89%
1/4 L	-27.903	-19.184	68.75%
3/8 L	-36.295	-23.694	65.28%
1/2 L	-39.208	-25.931	66.14%
5/8 L	-36.258	-23.622	65.15%
3/4 L	-27.854	-17.770	63.80%
L	-0.276	-0.130	47.10%

Fuente: Elaboración Propia

Las Deformaciones presentadas en el Puente Pucayacu del modelo numérico representada de la prueba de carga nos da un 66.14% de la deformación del Camión de Diseño HL-93 en el centro de la luz del tablero (1/2 L) como punto crítico de la deflexión. De las 04 vigas principales, la viga interna 2, es donde se encuentra el mayor esfuerzo por esa razón se tomó como la más crítica y donde hay mayor deformación que las otras vigas principales.

La razón por la cual la viga interna 2, es la más crítica del modelo numérico de la prueba y se debe a las cargas puntuales que ejerce los camiones sobre sus llantas sobre esta viga interna 2, esto se debe a que el puente es esviado de 35° y al peralte de 3.5%, en cual implica que las cargas no se distribuirán de manera uniforme en el tablero, sino se centrara las cargas y deformaciones para la margen derecha del puente como se puede apreciar en la figura 92.

3.1.5 Resultados Generales del Objetivo Especifico 1

Consideraciones Generales

Los puentes que fueron analizados para la realización de la presente investigación fueron de tipo Sección Compuesta (Vigas de Acero y Tablero de Concreto), la ubicación de estos puentes se encuentra en la Sierra Sur del Perú, en la cual se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 24 - Resumen de los Puentes Tipo Sección Compuesta

Puente	Luz (m)	Tipo de Puente	Distrito	Provincia	Departamento
Queuña	28.00	Sección Compuesta	Challhuahuacho	Cotabambas	Apurímac
Orccoma	30.00	Sección Compuesta	Santo Tomas	Chumbivilcas	Cusco
Chuicuni	45.00	Sección Compuesta	Challhuahuacho	Cotabambas	Apurímac
Pucayacu	56.60	Sección Compuesta	Marcas	Acobamba	Huancavelica

Fuente: Elaboración Propia

Inspección y Evaluación Preliminar de Campo

Partiendo con los procesos de investigación para el cumplimiento del presente objetivo se realiza la inspección de campo que sirvió para verificar la información de los planos, para este fin se evaluará en campo las condiciones/ estados de los puentes en la cual se identificarán aspectos de consideración para la estructura, las cuales son: Estribos, Cimentaciones, Vigas Metálicas, Losa del Tablero y los elementos adicionales que corresponden a cada puente de la presente investigación.

Propiedades de Materiales de los Elementos de los Puentes.

Tabla 25 - Resumen de las Propiedades de Materiales de Elementos de los Puentes

Puente	Luz (m)	Acero Estructural - Vigas Principales y Diafragmas	Concreto - Tablero	Acero Refuerzo
Queuña	28.00	ASTM A709 - Grado 50	F'c= 280 kg/cm ²	F _y = 4200 kg/cm ²
Orccoma	30.00	ASTM A709 - Grado 50	F'c= 280 kg/cm ²	F _y = 4200 kg/cm ²
Chuicuni	45.00	ASTM A709 - Grado 50	F'c= 280 kg/cm ²	F _y = 4200 kg/cm ²
Pucayacu	56.60	ASTM A709 - Grado 50	F'c= 280 kg/cm ²	F _y = 4200 kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia

Aplicación y Designación de Cargas en la Superestructura.

Para el análisis de los puentes se realizó el procesamiento de información mediante el programa “CSI Bridge”, la cual permitió hallar resultados en base al modelamiento previo sobre las Deformaciones en diversas ubicaciones de luz y poder evaluar el comportamiento estático que presenta.

Tabla 26 - Resumen de los Esfuerzos con Aplicaciones de Cargas en los Puentes

Puente	Máximos Esfuerzos Críticos por Puente		
	Camión AASHTO - LRFD	Modelo Numérico Representativo de la Prueba	%
Queuña	707.22 kg/cm ²	455.59 kg/cm ²	64.41%
Orccoma	540.38 kg/cm ²	305.51 kg/cm ²	56.54%
Chuicuni	697.22 kg/cm ²	472.81 kg/cm ²	67.81%
Pucayacu	482.64 kg/cm ²	327.43 kg/cm ²	67.84%

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 26 se puede apreciar que el Puente Orccoma obtuvo un 56.54% de los esfuerzos críticos, mientras que el Puente Chuicuni se encuentra con un 67.81%. Esto puede variar por el número de volquetes cargados, así como la geometría del puente, los porcentajes nos dan una idea de cómo es el comportamiento de la superestructura con respecto a la deformación, si está en rango plástico o elástico para ellos debe oscilar entre el 60% al 70% del esfuerzo.

Deformaciones de las Superestructuras de los Puentes.

Se tomará como referencia las Deformaciones a los $0, \frac{1}{8}L, \frac{1}{4}L, \frac{1}{2}L, \frac{5}{8}L, \frac{3}{4}L, L$ (metros del Tablero) de la superestructura de todos los puentes, debido a la aplicación de cargas ubicados en el eje central de la misma, esto servirá como referencia para la toma de datos en la prueba de campo in situ.

Tabla 27 - Resumen de las Deformaciones de los Puentes en la Superestructura

Deformaciones	Puente Queuña L= 28.00m			Puente Orccoma L= 30.00m			Puente Chuicuni L= 45.00m			Puente Pucayacu L= 56.60m		
	Camión Diseño AASHTO	Modelo Numérico Prueba	%									
0	-0.212	-0.041	19.34%	-0.196	-0.086	43.88%	-0.211	-0.069	32.70%	-0.121	-0.018	14.88%
1/8 L	-10.018	-5.7	56.90%	-6.287	-3.034	48.26%	-17.032	-11.228	65.92%	-15.247	-9.589	62.89%
1/4 L	-18.55	-10.77	58.06%	-12.045	-6.110	50.73%	-33.007	-20.952	63.48%	-27.903	-19.184	68.75%
3/8 L	-24.332	-14.393	59.15%	-15.900	-8.428	53.01%	-41.107	-27.792	67.61%	-36.295	-23.694	65.28%
1/2 L	-26.319	-15.769	59.91%	-17.168	-9.359	54.51%	-44.5	-30.289	68.07%	-39.208	-25.931	66.14%
5/8 L	-24.376	-14.059	57.68%	-15.92	-8.376	52.61%	-41.097	-27.9	67.89%	-36.258	-23.622	65.15%
3/4 L	-18.638	-10.586	56.80%	-12.089	-6.044	50.00%	-31.392	-21.082	67.16%	-27.854	-17.77	63.80%
L	-0.211	-0.037	17.54%	-0.219	-0.094	42.92%	-0.211	-0.071	33.65%	-0.276	-0.13	47.10%

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 27, se presenta las deformaciones por puente del camión de diseño y el modelo numérico de la prueba, se tomó como referencia el eje central del tablero que es donde presenta mayores Deformaciones nos da:

- En la deformación del eje del Puente Queuña ($1/2 L$) es de 59.91% con respecto al camión de diseño con el modelo numérico de la prueba, esto se debe al posicionamiento de los dos (02) volquetes en paralelo en el eje y una carga mayor en la viga intermedia con la cual se modelo.
- En la deformación del eje del Puente Orccoma ($1/2 L$) es de 54.51% con respecto al camión de diseño con el modelo numérico de la prueba, esto se debe al posicionamiento de los dos (02) volquetes en paralelo en el eje y una carga mayor en la viga intermedia con la cual se modelo, otro motivo por el cual la deflexión del Puente es que es un puente de sección compuesto con estribos integrales (estructuras conectadas rígidamente a la superestructura).
- En la deformación del eje Puente Chuicuni ($1/2 L$) es de 68.07% con respecto al camión de diseño con el modelo numérico de la prueba, esto se debe al posicionamiento de los dos (02) volquetes contrapuestos en el mismo eje del tablero (solo una vía) y una carga mayor en la viga derecha con la cual se modelo. Este porcentaje se debe al posicionamiento de los volquetes, así como la ligera variación de los volquetes cargados que son aproximadamente 30 toneladas.
- En la deformación del eje Puente Pucayacu ($1/2 L$) es de 66.14% con respecto al camión de diseño con el modelo numérico de la prueba, esto se debe al posicionamiento de los cuatro (04) volquetes en paralelo y contrapuestos en el eje y una carga mayor en la viga intermedia derecha con la cual se modelo. Este porcentaje se debe al posicionamiento de los volquetes

que no es simétrico, otra principal razón por la cual el lado derecho del puente está más cargado que el izquierdo es porque el puente tiene una inclinación de 35° por ende es esviado, así como el peralte de 3.5% del tablero.

3.2 Resultados del Objetivo Especifico 2

La prueba de carga de la superestructura es un conjunto de operación consistentes en la reproducción de uno o varios estados de carga sobre la misma, antes de su puesta en servicio, con objeto de confirmar que el proyecto y construcción de la obra se han llevado a cabo de forma satisfactorias y esto consta de un orden según normativas y referencias tomadas en la presente propuesta de investigación; con este objetivo es necesario comprobar que, para unas situaciones de cargas representativas de las acciones a las que van estar sometidas, así como su comportamiento estático los puentes referenciados en la muestra de análisis los cuales son los puentes de Orccoma, Queuña, Queuña, Chuicuni. Las cuales podremos observar a continuación:

3.2.1 Puente Queuña

Tipo de Ensayo Seleccionado

El ensayo de carga realizado es el de diagnóstico, basado en las recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes vehiculares.

Seleccionamos la prueba de **carga estática** tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- ❖ El puente es nuevo y no se encuentra aún en servicio.
- ❖ Esta estructura es de construcción reciente, se cuenta con los planos y especificaciones técnicas.
- ❖ Las cargas a utilizar son conocidas y controladas.

- ❖ Al realizar este tipo de ensayo, se pretende medir y determinar la respuesta del puente frente a las cargas aplicadas.
- ❖ El ensayo de diagnóstico permite comparar los resultados de las mediciones en campo con los cálculos estimados por el modelo analítico (teórico), permitiendo verificar los efectos de carga que se han previsto.

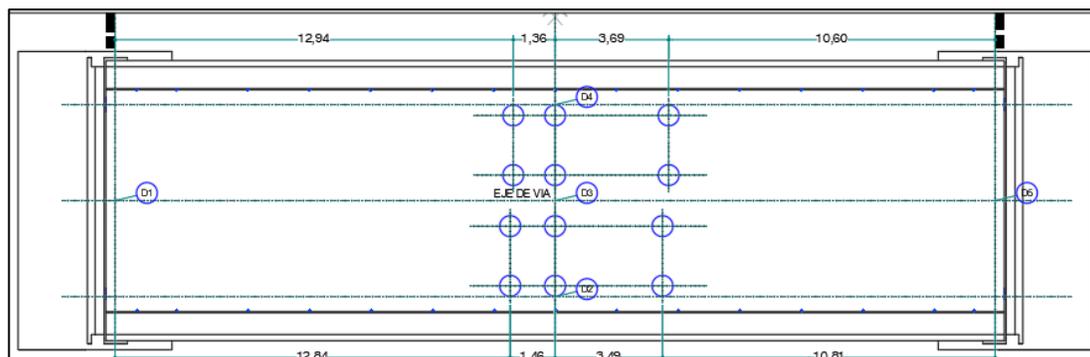
Las mediciones realizadas en campo deberán ser congruentes con los valores esperados que surgieron del modelo preliminar y el ensayo servirá, entonces, para verificar y ajustar las predicciones hechas por el modelo analítico.

Efectos a Cargas a Medir

Como se estableció en los objetivos, los efectos de carga a medir con la ejecución del ensayo de carga son:

- Desplazamientos verticales: Con los desplazamientos relativos se calcularán las Deformaciones máximas en los puntos definidos en el plano adjunto, que son los puntos en los que se esperaba obtener las mayores lecturas de deflexión en virtud de las características del puente. El plano adjunto muestra, la ubicación de los deformímetros.

Figura 94 - Vista de ubicación de deformímetros del Puente Queuña



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Queuña.

En la figura 95, se visualiza el plano de las posiciones de los 05 deformímetros en los puntos más críticos tal como es el eje central del tablero del puente donde se espera la mayor deformación de la superestructura, también se colocaron los instrumentos de medición al costado de los neoprenos para apreciar las deformaciones en los extremos del puente.

Figura 95 - Vista de la instalación de deformímetros en el Puente Queuña



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Queuña.

En la figura 96, se puede apreciar la colocación de los instrumentos de medición en el eje del tablero donde se espera la mayor deformación, se colocaron en la parte inferior de las vigas principales. Para el inicio de la prueba de carga, se debe considerar la temperatura del ambiente, por ese motivo se recomienda realizarlo pasado el mediodía donde la temperatura empieza a descender.

Los deformímetros tienen un desplazamiento máximo de 25mm, también se complementará con la medición del tablero con el nivel de ingeniería que se realizar en la parte superior de la misma, para este caso se tomó las medidas a $\frac{1}{2}$ de la luz de puente que es 28.00 metros y a los extremos de esta.

Equipos Seleccionados para el Ensayo de Carga

El equipo básico para la instrumentación del puente evaluado es el que se describe a continuación:

- 02 volquetes,
- 01 nivel Topográfico de precisión.
- Equipo balanza electrónica para determinar el peso unitario
- 05 deformímetros con una precisión mínima de 0.01 mm y una capacidad máxima de lectura 25 mm.
- 01 termómetro.
- 01 computadora portátil para adquisición y almacenamiento de los resultados.

Personal

Para el cumplimiento del objetivo presente se vino ejecutando la prueba en campo con colaboración de profesionales in situ, que permitieron validar los resultados obtenidos en campo, así poder cuidar la fiabilidad de los datos obtenidos, para este fin se ha venido seleccionado un equipo técnico para hallar la deformación en campo del cual es objetivo de nuestra investigación que este compuesto por 02 Ingenieros civiles y 02 técnicos en Ingeniería Civil.

Los procesos que se realizaran son:

- *El primero*, se tendrá una planificación para el ensayo in situ.

- *El segundo*, modelamiento del puente y hacer el análisis correspondiente para la elaboración del informe, la cual se cumplió en el objetivo 1.
- *El tercero*, colocación de los instrumentos de medición y de realizar las lecturas de los mismos.
- *El cuarto*, señalización de los puntos de aplicación de la carga (puntos donde serán colocados los camiones volquete cargados), así como de coordinar el pesaje, entrada, ubicación y salida de los vehículos de ensayo.

Aplicación de la Carga

Se describirán aquellas actividades que serán necesarias realizar para lograr una buena ejecución del ensayo y por consiguiente la correcta aplicación de la carga estática al puente.

Dichas actividades incluyen las desarrolladas previas al día de ejecución del ensayo, el plan de seguridad de la prueba, preparación y calibración de la instrumentación, trenes de carga considerados, pesaje y/o carguío de los camiones, materialización de la carga, criterios de estabilización y valores remanentes.

A. Actividades Previas

Las actividades previas en iniciarse son los trabajos de colocación del equipo auxiliar para la instalación de los deformímetros bajo el puente, además de apoyos fijos dentro del cauce, sobre los cuales ira instalada los deformímetros.

Paralelamente a esta actividad, se realizará la medición y replanteo de los estados de carga sobre la losa del puente (esto se hará con distanciómetro, cordel, crayón y marcador spray), en la que se

trazaran las posiciones de las ruedas de los camiones sobre la losa de pavimento, para los estados o fases de carga.

B. Plan de Seguridad de la Prueba de Carga

Para el caso del puente Queuña se ha elaborado el siguiente plan:

Seguridad del Personal: Respecto a la seguridad del personal, todos los personales asignados a la prueba llevan cascos de seguridad, asimismo se usan chalecos con bandas reflectivas, el personal que efectúa trabajos en altura se colocó arnés de seguridad.

Seguridad Vial: No se permite el paso vehicular sobre puente, para ello se colocó las tranqueras correspondientes en los accesos.

Seguridad Estructural: A parte de la seguridad vial y la del profesional técnico se dispone de medidas de seguridad estructural con respecto a la estructura en sí, ya que por motivos imprevistos en la construcción de la misma podría ocasionarse que, las cargas de ensayo, la estructura sufriera daño significativos, por consiguiente, un miembro del personal técnico (el encargado de tomar las lecturas) estuvo atento a cualquier anomalía que pudiera ocurrir, por ejemplo: deformaciones y fisuras excesivas ocasionadas por la prueba de carga. De presentarse esta situación, esta persona será es la encargada de avisar inmediatamente al ingeniero jefe de Prueba, quien toma decisiones pertinentes.

C. Preparación y Calibración de la Instrumentación

Una vez delimitada y asegurada el área de trabajo, se procedió a instalar 05 deformímetros.

- 03 unidad en el tramo $\frac{1}{2}$ L (D-2, D-3 y D-4)
- 01 unidades en el apoyo de estribo izquierdo (D-1)

- 01 unidad en el apoyo de estribo derecho (D-5)

Los deformímetros colocados sobre apoyos firmes y se ajustan con la lectura inicial detallada en las tablas de lecturas de deformación.

D. Tren de Cargas

Los trenes de carga utilizados en este proyecto son:

Tren de carga de cálculo. De acuerdo a las especificaciones técnicas de este puente, el tren de carga de cálculo utilizado es el HL-93, de la Standard Specifications for Highway Bridges AASHTO LRFD 2017, Manual de diseño de puentes MTC 2018. Más una carga distribuida de 970 kg/m, en forma longitudinal, sobre un ancho de 3 metros en dirección transversal.

Tren de carga del modelo numérico de la prueba. Estará compuesto por 2 camiones volquete tipo tándem de tres ejes por carril, cuyos pesos individuales (por vehículo) son 30 toneladas aproximadamente, que representa entre 60% y 70% de la carga considerada por el tren de carga de cálculo.

Tren de carga de la prueba. Compuesto por dos camiones volquete tipo tándem (similares a los descritos para el tren de carga del proyecto de la prueba), cargados y pesados, de esta manera, la carga a colocar sobre la estructura. Una vez determinado el verdadero peso de los camiones se ajustará el modelo matemático, en el que fue sustituido el tren de carga del proyecto de la prueba por el tren de carga real (con el peso real, por eje, de los camiones volquete).

Figura 96 - Tren de Carga de los camiones de la Prueba



Fuente: Vista tomada en Campo – Puente Queuña.

E. Tren de Cargas

Como paso previo a la aplicación de la carga al puente, los camiones son cargados con agregados, en este caso en particular fue con hormigón hasta el peso total previamente determinado (30 Tn.), para el pesaje se utilizará el peso propio del volquete y el peso unitario del agregado como carga.

F. Materialización del Tren de Carga

Se empleó un tren de carga constituido por 1 camión por carril, en total 2 camiones volquetes de 30 toneladas aproximadamente cada uno.

El nivel de carga alcanzado durante la prueba debe ser representativo de las acciones de servicio. Se considera adecuado alcanzar un nivel de carga correspondiente a un período de retorno próximo a 5 años. De acuerdo con esto, se aconseja que las solicitaciones a que dé lugar el tren

de carga real estén entre 60% y 70% de los valores teóricos producidos por el tren de carga de diseño, adoptando sus valores característicos sin mayorar. En ningún caso las solicitaciones producidas por el tren de carga real serán superiores al 80% de dichos esfuerzos teóricos. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 8)

Tabla 28 - Pesaje de Camiones para el Puente Queuña

Camión	Carga	Total	Delantero	Central	Posterior
6CP-912	Peso Camión (ton)	14.80	5.92	4.44	4.44
	Peso del Agregado (ton)	20.25	4.05	8.10	8.10
	Total, por Eje (ton)		9.97	12.54	12.54
	Peso Total Camión (ton)	35.05			
X2R-849	Peso Camión (ton)	15.17	6.07	4.55	4.55
	Peso del Agregado (ton)	18.00	3.60	7.20	7.20
	Total, por Eje (ton)		9.67	11.75	11.75
	Peso Total Camión (ton)	33.17			

Fuente: Elaboración Propia

G. Estados de Carga

En el estado de carga se ha definido para una sola fase de carga, de forma que, cargando convenientemente en el centro de la luz de la estructura, se alcancen los porcentajes deseados de los esfuerzos máximos producidos por el tren de carga en el centro de la luz.

Por tratarse de un puente de una vía, se aplicará cargas en un carril.

H. Forma de Aplicación de la Carga

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o de descarga se efectuaron con la lentitud necesaria para no provocar efectos dinámicos no deseados, y se organizó de forma que no se produzcan sobre otras partes de la estructura solicitaciones superiores a las previstas.

➤ *Escalones de Carga*

La carga correspondiente a cada estado se aplicó en varias fases o escalones de manera que se pudo registrar la respuesta progresiva de la estructura en la zona crítica, se aplicó la carga en dos escalones. El proceso de descarga se llevó a cabo, en general, en escalones análogos y en orden inverso al proceso de carga.

En general, no será necesario esperar a la estabilización de las medidas entre dos escalones de carga.

➤ *Criterios de Estabilización (Proceso de Carga)*

El tiempo que se debe mantener la carga de ensayo correspondiente a un cierto estado de carga, estuvo determinado por el criterio de estabilización de las medidas, que se indica a continuación.

Los valores de la respuesta de la estructura que se consideren (flechas, giros, deformaciones unitarias etc.) se denominan medidas f_i y se obtiene en cada momento como diferencia entre las lecturas de deformación en ese instante i y las lecturas iniciales inmediatamente antes de la colocación de la carga correspondiente a cada estado.

Una vez colocado en su posición prevista el tren de carga. Se realiza una medida de la respuesta instantánea de la estructura f_0 en los deformímetros de medida situados en los puntos significativos.

Transcurridos 10 minutos se obtiene una nueva medida en dichos puntos f_{10} . Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantes son inferiores al 5% de estos:

$$f_{10} + f_0 \leq 0.05f_0$$

O bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considera estabilizado el proceso de carga.

Si esto no se cumple, se procedería, a juicio del Ingeniero del jefe de Prueba, mantener la carga durante un nuevo intervalo, o a efectuar la descarga. Una vez alcanzada la estabilización, se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de medida. Después de descargar totalmente la estructura, se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga.

Tabla 29 - Proceso de Carga con Deformímetros del Puente Queuña

Deformimetro (mm.)	Li	L0	f0 = (L0-Li)	L10	f10=(L10-Lo)	f10-fo	0.05fo	Si f10-fo<0.05f0 estabilizado	L20	f20=(L20-Lo)	f20-f10	0.2(f10-f0)	Si: f20 - f10<0.2(f10-f0) estabilizado
D-1	0.00	0.77	0.77	0.77	0.77	0.00	0.04	Estabilizado	0.77	0.00	-0.77	0.00	Estabilizado
	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
D-2	0.00	11.35	11.35	11.45	11.45	0.10	0.57	Estabilizado	11.50	0.05	-11.40	0.02	Estabilizado
	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
D-3	0.00	13.00	13.00	13.10	13.10	0.10	0.65	Estabilizado	13.10	0.00	-13.10	0.02	Estabilizado
	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
Centro	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
D-4	0.00	12.10	12.10	12.60	12.60	0.50	0.61	Estabilizado	12.70	0.10	-12.50	0.10	Estabilizado
	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
D-5	0.00	1.05	1.05	1.04	1.04	-0.01	0.05	Estabilizado	1.04	0.00	-1.04	0.00	Estabilizado
	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 29, podemos apreciar que las deformaciones en su estado natural sin ninguna carga es 0.00mm al colocarle las cargas de los volquetes se visualiza en los deformímetros que las deformaciones oscilan entre 0.77mm en los apoyos a 13.00mm en el eje central, una vez pasado los 10 minutos de colocada la carga se aplica el criterio de estabilización en el cual debe cumplir el criterio establecido que se muestra en la tabla, si se estabilizo en ese transcurso de tiempo, se detiene la prueba y se procede a retirar los volquetes, pero por un tema de verificación se realizó una lectura a los 20 minutos que también satisface el criterio de estabilización. Si no se estabiliza pasado esos 20 minutos el jefe de la prueba dará la autorización para el retiro de los volquetes.

➤ ***Criterios de Remanencia (Proceso de Descarga)***

Los valores remanentes α_r correspondientes al estado de carga se definen como la diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de la carga.

Los valores remanentes de un estado de carga se considerarán aceptables siempre que sean inferiores a los límites indicados en este apartado.

Los límites para las remanencias en cada punto de medida α_{lim} , que se indican a continuación expresados en forma de porcentaje, están referidos a los valores máximos de la respuesta medida de la estructura:

- a) Puentes de hormigón armado: 20%
- b) Puentes de hormigón pretensado o mixto: 15%
- c) Puentes metálicos: 10%

Una vez finalizado un estado de carga, se comprobará que los valores remanentes resultan admisibles, procediendo como se indica a continuación.

Sea α_{lim} , la remanencia admisible expresada en tanto por ciento, f la medida total y f_r la medida remanente. La remanencia α correspondiente al estado de carga vendrá dada por:

$$\alpha = 100 * \frac{f_r}{f}$$

Si $\alpha \leq \alpha_{lim}$ el valor remanente de considera admisible

Si $\alpha_{lim} < \alpha \leq 2\alpha_{lim}$ deberá realizarse un segundo ciclo de carga (repetición de ensayo)

Si $\alpha > 2\alpha_{lim}$ se suspenderá la aplicación de la carga

En caso de ser necesario un segundo ciclo de carga:

Si $\alpha^* \leq \alpha/3$ el valor remanente se considerara admisible

Si $\alpha^* > \alpha/3$ se suspenderá la aplicación de la carga

Donde α es la remanencia obtenida en el primer ciclo y α^* la obtenida en el segundo ciclo (tomando en este caso como valores iniciales los estabilizados después de la descarga del primer ciclo).

Tabla 30 - Proceso de descarga con Verificación con Deformímetros del Puente Queuña

Deformimetro (mm)	Lectura a 10 minutos de descarga L'10	Fr=L'1 - Li	remanencia (α) Fr/f0	Si: $\alpha < \alpha_{lim}$ admisible
D-2	0.00	0.18	1.59%	Admisible
	17:40:00			
D-3	2.16	0.36	2.77%	Admisible
Centro	17:40:00			
D-4	0.00	0.21	1.74%	Admisible
	17:40:00			

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 30, nos muestra los valores de la remanencia que se pudieron registrar una vez retirados los volquetes y se hizo la lectura mediante los deformímetros colocados en el eje central del tablero ($1/2 L$). Al ser un Puente Mixto, la remanecía no debe exceder el 15% y cómo podemos apreciar en la tabla, los valores de remanecía no exceden el 3% y por lo tanto se considerará admisible.

➤ **Criterios de Aceptación**

Además de tener en cuenta los criterios hasta ahora expuestos, referentes a la estabilización de las medidas y al tratamiento de los valores remanentes, de forma general, y salvo justificación especial, se considerará que el resultado de la prueba es satisfactorio cuando se cumplan las condiciones indicadas a continuación:

- a. En el caso de puentes metálicos, las flechas máximas, obtenidas después de la estabilización, no superarán en más de un 10% a los valores previstos en el proyecto de la prueba. En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta.
- b. Los valores de las magnitudes máximas determinadas en las pruebas al finalizar el ciclo de carga, medidas después de la estabilización, no superarán las máximas calculadas en el modelo, ajustado con esas mismas cargas.

Tabla 31 - Calculo de Deformaciones con Deformímetros del Puente Queuña

Deformimetro (mm)	Diseño (fd)	Prueba (fp)	Campo (fc)	$100(fc-fp) / fp$	si: $(fc-fp) / fp < 15\%$	%
D-2 (VD-1/2L)	27.60	14.22	11.45	-19.47	Satisfactorio	80.52
D-3 (VC-1/2L)	26.32	15.07	13.10	-13.07	Satisfactorio	86.92
D-4 (VI-1/2L)	27.60	14.72	12.60	-14.40	Satisfactorio	85.59

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 31, se visualiza los valores de Modelamiento con el Camión de Diseño, Modelo numérico representativo de la prueba y los resultados de la prueba de campo. Aplicando el criterio de estabilización cumplieron satisfactoriamente y los valores de las Deformaciones máximas obtenidas en ningún caso superaron al previsto llegando al 86.92%, así mismo son mayores al 60% de los provistos.

3.2.2 Puente Orccoma

Tipo de Ensayo Seleccionado

El ensayo de carga realizado es el de diagnóstico, basado en las recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes vehiculares.

Seleccionamos la prueba de **carga estática** tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- ❖ El puente es nuevo y no se encuentra aún en servicio.
- ❖ Esta estructura es de construcción reciente, se cuenta con los planos y especificaciones técnicas.
- ❖ Las cargas a utilizar son conocidas y controladas.
- ❖ Al realizar este tipo de ensayo, se pretende medir y determinar la respuesta del puente frente a las cargas aplicadas.
- ❖ El ensayo de diagnóstico permite comparar los resultados de las mediciones en campo con los cálculos estimados por el modelo analítico (teórico), permitiendo verificar los efectos de carga que se han previsto.

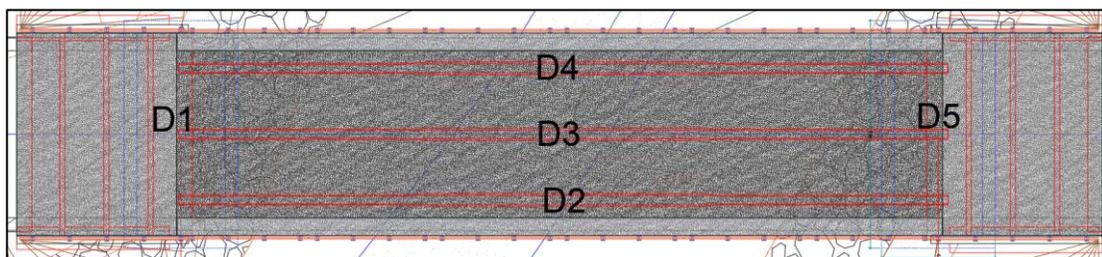
Las mediciones realizadas en campo deberán ser congruentes con los valores esperados que surgieron del modelo preliminar y el ensayo servirá, entonces, para verificar y ajustar las predicciones hechas por el modelo analítico.

Efectos a Cargas a Medir

Como se estableció en los objetivos, los efectos de carga a medir con la ejecución del ensayo de carga son:

- Desplazamientos verticales: Con los desplazamientos relativos se calcularán las Deformaciones máximas en los puntos definidos en el plano adjunto, que son los puntos en los que se esperaba obtener las mayores lecturas de deflexión en virtud de las características del puente. El plano adjunto muestra, la ubicación de los deformímetros.

Figura 97 - Vista de ubicación de deformímetros del Puente Orcoma



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Orcoma.

En la figura 98, se visualiza el plano de las posiciones de los 05 deformímetros en los puntos más críticos tal como es el eje central del tablero del puente donde se espera la mayor deformación de la superestructura, también se colocaron los instrumentos de medición al costado de los neoprenos para apreciar las deformaciones en los extremos del puente.

Figura 98 - Vista de la instalación de deformímetros en el Puente Orccoma



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Orccoma.

En la figura 99, se puede apreciar la colocación de los instrumentos de medición en el eje del tablero donde se espera la mayor deformación, se colocaron en la parte inferior de las vigas principales. Para el inicio de la prueba de carga, se debe considerar la temperatura del ambiente, por ese motivo se recomienda realizarlo pasado el mediodía donde la temperatura empieza a descender.

Los deformímetros tienen un desplazamiento máximo de 25mm, también se complementará con la medición del tablero con el nivel de ingeniería que se realizará en la parte superior de la misma, para este caso se tomó las medidas a $\frac{1}{2}$ de la luz de puente que es 30.00 metros y a los extremos de esta.

Equipos Seleccionados para el Ensayo de Carga

El equipo básico para la instrumentación del puente evaluado es el que se describe a continuación:

- 02 volquetes,
- 01 retroexcavadora,
- 01 nivel Topográfico de precisión.
- Equipo balanza electrónica para determinar el peso unitario
- 05 deformímetros con una precisión mínima de 0.01 mm y una capacidad máxima de lectura 25 mm.
- 01 termómetro.
- 01 computadora portátil para adquisición y almacenamiento de los resultados.

Personal

Para el cumplimiento del objetivo presente se vino ejecutando la prueba en campo con colaboración de profesionales in situ, que permitieron validar los resultados obtenidos en campo, así poder cuidar la fiabilidad de los datos obtenidos, para este fin se ha venido seleccionado un equipo técnico para hallar la deformación en campo del cual es objetivo de nuestra investigación que este compuesto por 02 Ingenieros civiles y 02 técnicos en Ingeniería Civil.

Los procesos que se realizaran son:

- *El primero*, se tendrá una planificación para el ensayo in situ.
- *El segundo*, modelamiento del puente y hacer el análisis correspondiente para la elaboración del informe, la cual se cumplió en el objetivo 1.

- *El tercero*, colocación de los instrumentos de medición y de realizar las lecturas de los mismos.
- *El cuarto*, señalización de los puntos de aplicación de la carga (puntos donde serán colocados los camiones volquete cargados), así como de coordinar el pesaje, entrada, ubicación y salida de los vehículos de ensayo.

Aplicación de la Carga

Se describirán aquellas actividades que serán necesarias realizar para lograr una buena ejecución del ensayo y por consiguiente la correcta aplicación de la carga estática al puente.

Dichas actividades incluyen las desarrolladas previas al día de ejecución del ensayo, el plan de seguridad de la prueba, preparación y calibración de la instrumentación, trenes de carga considerados, pesaje y/o carguío de los camiones, materialización de la carga, criterios de estabilización y valores remanentes.

A. Actividades Previas

Las actividades previas en iniciarse son los trabajos de colocación del equipo auxiliar para la instalación de los deformímetros bajo el puente, además de apoyos fijos dentro del cauce, sobre los cuales ira instalada los deformímetros.

Paralelamente a esta actividad, se realizará la medición y replanteo de los estados de carga sobre la losa del puente (esto se hará con distanciómetro, cordel, crayón y marcador spray), en la que se trazaran las posiciones de las ruedas de los camiones sobre la losa de pavimento, para los estados o fases de carga.

B. Plan de Seguridad de la Prueba de Carga

Para el caso del puente Chuicuni se ha elaborado el siguiente plan:

Seguridad del Personal: Respecto a la seguridad del personal, todos los personales asignados a la prueba llevan cascos de seguridad, asimismo se usan chalecos con bandas reflectivas, el personal que efectúa trabajos en altura se colocó arnés de seguridad.

Seguridad Vial: No se permite el paso vehicular sobre puente, para ello se colocó las tranqueas correspondientes en los accesos.

Seguridad Estructural: A parte de la seguridad vial y la del profesional técnico se dispone de medidas de seguridad estructural con respecto a la estructura en sí, ya que por motivos imprevistos en la construcción de la misma podría ocasionarse que, las cargas de ensayo, la estructura sufriera daño significativos, por consiguiente, un miembro del personal técnico (el encargado de tomar las lecturas) estuvo atento a cualquier anomalía que pudiera ocurrir, por ejemplo: deformaciones y fisuras excesivas ocasionadas por la prueba de carga. De presentarse esta situación, esta persona será es la encargada de avisar inmediatamente al ingeniero jefe de Prueba, quien toma decisiones pertinentes.

C. Preparación y Calibración de la Instrumentación

Una vez delimitada y asegurada el área de trabajo, se procedió a instalar 04 deformímetros.

- 03 unidades en el tramo 1/2L (D-2, D-3 y D-4)
- 01 unidad en el apoyo de estribo izquierdo (D-1)
- 01 unidad en el apoyo de estribo derecho (D-5)

Los deformímetros colocados sobre apoyos firmes y se ajustan con la lectura inicial detallada en las tablas de lecturas de deformación.

D. Tren de Cargas

Los trenes de carga utilizados en este proyecto son:

Tren de carga de cálculo. De acuerdo a las especificaciones técnicas de este puente, el tren de carga de cálculo utilizado es el HL-93, de la Standard Specifications for Highway Bridges AASHTO LRFD 2017, Manual de diseño de puentes MTC 2018. Más una carga distribuida de 970 kg/m, en forma longitudinal, sobre un ancho de 3 metros en dirección transversal.

Tren de carga del modelo numérico de la prueba. Estará compuesto por 2 camiones volquete tipo tándem de tres ejes por carril, cuyos pesos individuales (por vehículo) son 30 toneladas aproximadamente, que representa entre 60% y 70% de la carga considerada por el tren de carga de cálculo.

Tren de carga de la prueba. Compuesto por dos camiones volquete tipo tándem (similares a los descritos para el tren de carga del proyecto de la prueba), cargados y pesados, de esta manera, la carga a colocar sobre la estructura. Una vez determinado el verdadero peso de los camiones se ajustará el modelo matemático, en el que fue sustituido el tren de carga del proyecto de la prueba por el tren de carga real (con el peso real, por eje, de los camiones volquete).

Figura 99 - Tren de Carga de los camiones de la Prueba



Fuente: Vista tomada en Campo – Puente Orccoma.

E. Tren de Cargas

Como paso previo a la aplicación de la carga al puente, los camiones son cargados con agregados, en este caso en particular fue con hormigón hasta el peso total previamente determinado (30 Tn.), para el pesaje se utilizará el peso propio del volquete y el peso unitario del agregado como carga.

F. Materialización del Tren de Carga

Se empleó un tren de carga constituido por 1 camión por carril, en total 2 camiones volquetes de 30 toneladas aproximadamente cada uno.

El nivel de carga alcanzado durante la prueba debe ser representativo de las acciones de servicio. Se considera adecuado alcanzar un nivel de carga correspondiente a un período de retorno próximo a 5 años. De acuerdo con esto, se aconseja que las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real estén entre 60% y 70% de los valores teóricos producidos por el tren de carga de diseño, adoptando sus valores característicos sin mayorar. En ningún caso las solicitaciones producidas por el tren de carga real serán superiores al 80% de dichos esfuerzos teóricos. (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 8)

Tabla 32 - Pesaje de Camiones para el Puente Orccoma

Camión	Carga	Total	Delantero	Central	Posterior
X4J-805	Peso Camión (ton)	12.27	4.90	3.68	3.68
	Peso del Agregado (ton)	21.00	4.20	8.40	8.40
	Total, por Eje (ton)		9.10	12.08	12.08
	Peso Total Camión (ton)	33.27			
EGH-135	Peso Camión (ton)	13.20	5.28	3.96	3.96
	Peso del Agregado (ton)	20.48	4.10	8.19	8.19
	Total, por Eje (ton)		9.38	12.15	12.15
	Peso Total Camión (ton)	33.68			

Fuente: *Elaboración Propia*

G. Estados de Carga

En el estado de carga se ha definido para una sola fase de carga, de forma que, cargando convenientemente en el centro de la luz de la estructura, se alcancen los porcentajes deseados de los esfuerzos máximos producidos por el tren de carga en el centro de la luz.

Por tratarse de un puente de una vía, se aplicará cargas en un carril.

H. Forma de Aplicación de la Carga

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o de descarga se efectuaron con la lentitud necesaria para no provocar efectos dinámicos no deseados, y se organizó de forma que no se produzcan sobre otras partes de la estructura solicitaciones superiores a las previstas.

➤ *Escalones de Carga*

La carga correspondiente a cada estado se aplicó en varias fases o escalones de manera que se pudo registrar la respuesta progresiva de la estructura en la zona crítica, se aplicó la carga en dos escalones. El proceso de descarga se llevó a cabo, en general, en escalones análogos y en orden inverso al proceso de carga.

En general, no será necesario esperar a la estabilización de las medidas entre dos escalones de carga.

➤ *Criterios de Estabilización (Proceso de Carga)*

El tiempo que se debe mantener la carga de ensayo correspondiente a un cierto estado de carga, estuvo determinado por el criterio de estabilización de las medidas, que se indica a continuación.

Los valores de la respuesta de la estructura que se consideren (flechas, giros, deformaciones unitarias etc.) se denominan medidas f_i y se obtiene en cada momento como diferencia entre las lecturas de deformación en ese instante i y las lecturas iniciales inmediatamente antes de la colocación de la carga correspondiente a cada estado.

Una vez colocado en su posición prevista el tren de carga. Se realiza una medida de la respuesta instantánea de la estructura f_0 en los deformímetros de medida situados en los puntos significativos.

Transcurridos 10 minutos se obtiene una nueva medida en dichos puntos f_{10} . Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantes son inferiores al 5% de estos:

$$f_{10} + f_0 \leq 0.05f_0$$

O bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considera estabilizado el proceso de carga.

Si esto no se cumple, se procedería, a juicio del Ingeniero del jefe de Prueba, mantener la carga durante un nuevo intervalo, o a efectuar la descarga. Una vez alcanzada la estabilización, se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de medida. Después de descargar totalmente la estructura, se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga.

Tabla 33 - Proceso de Carga con Deformímetros del Puente Orccoma

Deformimetro (mm.)	Li	L0	f0 = (L0-Li)	L10	f10=(L10-L0)	f10-fo	0.05fo	Si f10-fo<0.05f0 estabilizado
D-1	0.00	-0.17	-0.17	-0.19	-0.19	-0.02	-0.01	Estabilizado
Estribo izquierdo	17:53:00	18:09:00		18:19:00				
D-2 (VD-1/2L)	-0.01	9.52	9.53	9.58	9.59	0.06	0.48	Estabilizado
	17:52:00	18:07:00		18:17:00				
D-3 (VC-1/2L)	-0.03	10.05	10.08	10.08	10.11	0.03	0.50	Estabilizado
Viga central	17:52:00	18:08:00		18:18:00				
D-4 (VI-1/2L)	-0.05	10.10	10.15	10.12	10.17	0.02	0.51	Estabilizado
	17:52:00	18:08:00		18:18:00				
D-5	0.00	-0.18	-0.18	-0.17	-0.17	0.01	-0.01	Estabilizado
Estribo derecho	17:53:00	18:08:00		18:18:00				

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 34 - Proceso de Carga con Verificación de Nivel Topográfico del Puente Orccoma

(m.)	Li	L0	f0 = (L0-Li)	L10	f10=(L10-L0)	f10-fo	0.05fo	Si f10-fo<0.05f0 estabilizado
Losa	1.390	1.405	0.015	1.400	0.010	-0.005	0.001	Estabilizado

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 33, podemos apreciar que las deformaciones en su estado natural sin ninguna carga ronda los 0.00mm al colocarle las cargas de los volquetes se visualiza en los deformímetros que las deformaciones oscilan entre -0.17mm en los apoyos a 10.08mm en el eje central, una vez pasado los 10 minutos de colocada la carga se aplica el criterio de estabilización en el cual debe cumplir el criterio establecido que se muestra en la tabla, si se estabilizo en ese transcurso de tiempo, se detiene la prueba y se procede a retirar los volquetes, cosa que sucedió en este tiempo del primer proceso de lectura y para verificar que los valores obtenidos por los deformímetros será correcto, se verifico con el nivel de ingeniero con la toma de datos en la parte superior del tablero y cumplió satisfactoriamente como se puede apreciar en la Tabla 34. Por ende, no se procedió a una lectura de los 20 minutos.

➤ ***Criterios de Remanencia (Proceso de Descarga)***

Los valores remanentes f_r correspondientes al estado de carga se definen como la diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de la carga.

Los valores remanentes de un estado de carga se considerarán aceptables siempre que sean inferiores a los limites indicados en este apartado.

Los límites para las remanencias en cada punto de medida α_{lim} , que se indican a continuación expresados en forma de porcentaje, están referidos a los valores máximos de la respuesta medida de la estructura:

- a) Puentes de hormigón armado: 20%
- b) Puentes de hormigón pretensado o mixto: 15%
- c) Puentes metálicos: 10%

Una vez finalizado un estado de carga, se comprobará que los valores remanentes resultan admisibles, procediendo como se indica a continuación.

Sea α_{lim} , la remanencia admisible expresada en tanto por ciento, f la medida total y f_r la medida remanente. La remanencia α correspondiente al estado de carga vendrá dada por:

$$\alpha = 100 * \frac{f_r}{f}$$

Si $\alpha \leq \alpha_{lim}$ el valor remanente de considera admisible

Si $\alpha_{lim} < \alpha \leq 2\alpha_{lim}$ deberá realizarse un segundo ciclo de carga (repetición de ensayo)

Si $\alpha > 2\alpha_{lim}$ se suspenderá la aplicación de la carga

En caso de ser necesario un segundo ciclo de carga:

Si $\alpha^* \leq \alpha/3$ el valor remanente se considerara admisible

Si $\alpha^* > \alpha/3$ se suspenderá la aplicación de la carga

Donde α es la remanencia obtenida en el primer ciclo y α^* la obtenida en el segundo ciclo (tomando en este caso como valores iniciales los estabilizados después de la descarga del primer ciclo).

Tabla 35 - Proceso de descarga con Verificación con Deformímetros del Puente Orccoma

Deformimetro (mm)	Lectura a 10 minutos de descarga L'10	fr	remanencia (α)	Condición	Lectura después de 30 minutos de descarga
D-2 (VD-1/2L)	0.35	0.36	4%	Admisible	0.30
	18:28:00				19:00:00
D-3 (VC-1/2L)	0.55	0.58	6%	Admisible	0.50
	18:27:00				19:00:00
D-4 (VI-1/2L)	0.22	0.27	3%	Admisible	0.20
	18:29:00				19:00:00

Fuente: *Elaboración Propia*

La tabla 35, nos muestra los valores de la remanencia que se pudieron registrar una vez retirados los volquetes y se hizo la lectura mediante los deformímetros colocados en el eje centrar del tablero (1/2 L). Al ser un Puente Mixto, la remanecía no debe exceder el 15% y cómo podemos apreciar en la tabla, los valores de remanecía no exceden el 6% y por lo tanto se considerará admisible. En este caso, su procedió a una lectura a los 20 minutos después de la descarga y los valores disminuyeron centésimas y de igual manera sigue siendo unos valores satisfactorios.

➤ *Criterios de Aceptación*

Además de tener en cuenta los criterios hasta ahora expuestos, referentes a la estabilización de las medidas y al tratamiento de los valores remanentes, de forma general, y salvo justificación especial, se considerará que el resultado de la prueba es satisfactorio cuando se cumplan las condiciones indicadas a continuación:

- a. En el caso de puentes metálicos, las flechas máximas, obtenidas después de la estabilización, no superarán en más de un 10% a los valores previstos en el proyecto de la prueba. En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta.

- b. Los valores de las magnitudes máximas determinadas en las pruebas al finalizar el ciclo de carga, medidas después de la estabilización, no superarán las máximas calculadas en el modelo, ajustado con esas mismas cargas.

Tabla 36 - Calculo de Deformaciones con Deformímetros del Puente Orccoma

Deformimetro (mm)	Diseño (fd)	Prueba (fp)	Campo (fc)	100(fc-fp) /fp	si: (fc-fp) /fp<15%	%
D-2 (VD-1/2L)	17.93	9.39	9.53	1.06	Satisfactorio	101.06
D-3 (VC-1/2L)	17.17	9.36	10.08	7.92	Satisfactorio	107.92
D-4 (VI-1/2L)	17.00	9.44	10.15	8.44	Satisfactorio	108.44

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 36, se visualiza los valores de Modelamiento con el Camión de Diseño, Modelo numérico representativo de la prueba y los resultados de la prueba de campo. Aplicando el criterio de estabilización cumplieron satisfactoriamente y los valores de las Deformaciones máximas obtenidas superaron al previsto llegando al 108.44% y en ningún caso supera al 115%, así mismo son mayores al 60% de los previstos.

3.2.3 Puente Chuicuni

Tipo de Ensayo Seleccionado

El ensayo de carga realizado es el de diagnóstico, basado en las recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes vehiculares.

Seleccionamos la prueba de **carga estática** tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- ❖ El puente es nuevo y no se encuentra aún en servicio.
- ❖ Esta estructura es de construcción reciente, se cuenta con los planos y especificaciones técnicas.

- ❖ Las cargas a utilizar son conocidas y controladas.
- ❖ Al realizar este tipo de ensayo, se pretende medir y determinar la respuesta del puente frente a las cargas aplicadas.
- ❖ El ensayo de diagnóstico permite comparar los resultados de las mediciones en campo con los cálculos estimados por el modelo analítico (teórico), permitiendo verificar los efectos de carga que se han previsto.

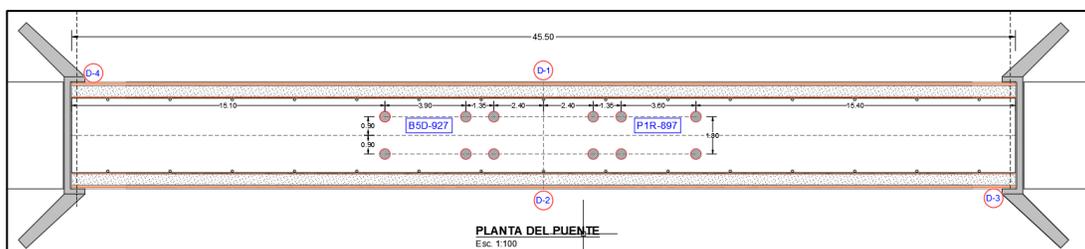
Las mediciones realizadas en campo deberán ser congruentes con los valores esperados que surgieron del modelo preliminar y el ensayo servirá, entonces, para verificar y ajustar las predicciones hechas por el modelo analítico.

Efectos a Cargas a Medir

Como se estableció en los objetivos, los efectos de carga a medir con la ejecución del ensayo de carga son:

- Desplazamientos verticales: Con los desplazamientos relativos se calcularán las Deformaciones máximas en los puntos definidos en el plano adjunto, que son los puntos en los que se esperaba obtener las mayores lecturas de deflexión en virtud de las características del puente. El plano adjunto muestra, la ubicación de los deformímetros.

Figura 100 - Vista de ubicación de los deformímetros del Puente Chuicuni



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Chuicuni.

En la figura 100, se visualiza el plano de las posiciones de los deformímetros en los puntos más críticos tal como es el eje central del tablero del puente donde se espera la mayor deformación de la superestructura, también se colocaron los instrumentos de medición al costado de los neoprenos para apreciar las deformaciones en los extremos del puente.

Figura 101 - Vista de la instalación de deformímetros en el Puente Chuicuni



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Chuicuni.

En la figura 101, se puede apreciar la colocación de los instrumentos de medición en el eje del tablero donde se espera la mayor deformación, se colocaron en la parte inferior de las vigas principales. Para el inicio de la prueba de carga, se debe considerar la temperatura del ambiente, por ese motivo se recomienda realizarlo pasado el mediodía donde la temperatura empieza a descender.

Los deformímetros tienen un desplazamiento máximo de 25mm, también se complementará con la medición del tablero con el nivel de ingeniería que se realizará en la parte superior de la misma,

para este caso se tomó las medidas a $\frac{1}{2}$ de la luz de puente que es 45.00 metros y a los extremos de esta.

Equipos Seleccionados para el Ensayo de Carga

El equipo básico para la instrumentación del puente evaluado es el que se describe a continuación:

- 02 volquetes,
- 01 excavadora,
- 01 nivel Topográfico de precisión.
- 04 deformímetros con una precisión mínima de 0.01 mm y una capacidad máxima de lectura 25 mm.
- 01 termómetro.
- 01 computadora portátil para adquisición y almacenamiento de los resultados.

Personal

Para el cumplimiento del objetivo presente se vino ejecutando la prueba en campo con colaboración de profesionales in situ, que permitieron validar los resultados obtenidos en campo, así poder cuidar la fiabilidad de los datos obtenidos, para este fin se ha venido seleccionado un equipo técnico para hallar la deformación en campo del cual es objetivo de nuestra investigación que este compuesto por 02 Ingenieros civiles y 02 técnicos en Ingeniería Civil.

Los procesos que se realizaran son:

- *El primero*, se tendrá una planificación para el ensayo in situ.
- *El segundo*, modelamiento del puente y hacer el análisis correspondiente para la elaboración del informe, la cual se cumplió en el objetivo 1.

- *El tercero*, colocación de los instrumentos de medición y de realizar las lecturas de los mismos.
- *El cuarto*, señalización de los puntos de aplicación de la carga (puntos donde serán colocados los camiones volquete cargados), así como de coordinar el pesaje, entrada, ubicación y salida de los vehículos de ensayo.

Aplicación de la Carga

Se describirán aquellas actividades que serán necesarias realizar para lograr una buena ejecución del ensayo y por consiguiente la correcta aplicación de la carga estática al puente.

Dichas actividades incluyen las desarrolladas previas al día de ejecución del ensayo, el plan de seguridad de la prueba, preparación y calibración de la instrumentación, trenes de carga considerados, pesaje y/o carguío de los camiones, materialización de la carga, criterios de estabilización y valores remanentes.

A. Actividades Previas

Las actividades previas en iniciarse son los trabajos de colocación del equipo auxiliar para la instalación de los deformímetros bajo el puente, además de apoyos fijos dentro del cauce, sobre los cuales ira instalada los deformímetros.

Paralelamente a esta actividad, se realizará la medición y replanteo de los estados de carga sobre la losa del puente (esto se hará con distanciómetro, cordel, crayón y marcador spray), en la que se trazaran las posiciones de las ruedas de los camiones sobre la losa de pavimento, para los estados o fases de carga.

B. Plan de Seguridad de la Prueba de Carga

Para el caso del puente Chuicuni se ha elaborado el siguiente plan:

Seguridad del Personal: Respecto a la seguridad del personal, todos los personales asignados a la prueba llevan cascos de seguridad, asimismo se usan chalecos con bandas reflectivas, el personal que efectúa trabajos en altura se colocó arnés de seguridad.

Seguridad Vial: No se permite el paso vehicular sobre puente, para ello se colocó las tranqueas correspondientes en los accesos.

Seguridad Estructural: A parte de la seguridad vial y la del profesional técnico se dispone de medidas de seguridad estructural con respecto a la estructura en sí, ya que por motivos imprevistos en la construcción de la misma podría ocasionarse que, las cargas de ensayo, la estructura sufriera daño significativos, por consiguiente, un miembro del personal técnico (el encargado de tomar las lecturas) estuvo atento a cualquier anomalía que pudiera ocurrir, por ejemplo: deformaciones y fisuras excesivas ocasionadas por la prueba de carga. De presentarse esta situación, esta persona será es la encargada de avisar inmediatamente al ingeniero jefe de Prueba, quien toma decisiones pertinentes.

C. Preparación y Calibración de la Instrumentación

Una vez delimitada y asegurada el área de trabajo, se procedió a instalar 04 deformímetros.

- 02 unidades en el tramo $1/2L$ (D-1 y D-2)
- 01 unidad en el apoyo de estribo izquierdo (D-3)
- 01 unidad en el apoyo de estribo derecho (D-4)

Los deformímetros colocados sobre apoyos firmes y se ajustan con la lectura inicial detallada en las tablas de lecturas de deformación.

D. Tren de Cargas

Los trenes de carga utilizados en este proyecto son:

Tren de carga de cálculo. De acuerdo a las especificaciones técnicas de este puente, el tren de carga de cálculo utilizado es el HL-93, de la Standard Specifications for Highway Bridges AASHTO LRFD 2017, Manual de diseño de puentes MTC 2018. Más una carga distribuida de 970 kg/m, en forma longitudinal, sobre un ancho de 3 metros en dirección transversal.

Tren de carga del modelo numérico de la prueba. Estará compuesto por 2 camiones volquete tipo tándem de tres ejes por carril, cuyos pesos individuales (por vehículo) son 30 toneladas aproximadamente, que representa entre 60% y 70% de la carga considerada por el tren de carga de cálculo.

Tren de carga de la prueba. Compuesto por dos camiones volquete tipo tándem (similares a los descritos para el tren de carga del proyecto de la prueba), cargados y pesados, de esta manera, la carga a colocar sobre la estructura. Una vez determinado el verdadero peso de los camiones se ajustará el modelo matemático, en el que fue sustituido el tren de carga del proyecto de la prueba por el tren de carga real (con el peso real, por eje, de los camiones volquete).

Figura 102 - Tren de Carga de los camiones de la Prueba



Fuente: Vista tomada en Campo – Puente Chuicuni.

E. Tren de Cargas

Como paso previo a la aplicación de la carga al puente, los camiones son cargados con agregados, en este caso en particular fue con hormigón hasta el peso total previamente determinado (30 Tn.), para el pesaje se utilizará el peso propio del volquete y el peso unitario del agregado como carga.

F. Materialización del Tren de Carga

Se empleó un tren de carga constituido por 2 camiones por carril, en total 2 camiones volquetes de 30 toneladas aproximadamente cada uno.

El nivel de carga alcanzado durante la prueba debe ser representativo de las acciones de servicio. Se considera adecuado alcanzar un nivel de carga correspondiente a un período de retorno próximo a 5 años. De acuerdo con esto, se aconseja que las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real estén entre 60% y 70% de los valores teóricos producidos por el tren de carga de

diseño, adoptando sus valores característicos sin mayorar. En ningún caso las solicitaciones producidas por el tren de carga real serán superiores al 80% de dichos esfuerzos teóricos.

(Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 8)

Tabla 37 - Pesaje de Camiones para el Puente Chuicuni

Camión	Carga	Total	Delantero	Central	Posterior
P1R-897	Peso Camión (ton)	12.85	5.29	3.78	3.78
	Peso del Agregado (ton)	17.15	3.43	6.86	6.86
	Total, por Eje (ton)		8.72	10.64	10.64
	Peso Total Camión (ton)	30.00			
B5D-927	Peso Camión (ton)	12.85	6.07	4.55	4.55
	Peso del Agregado (ton)	17.15	3.43	6.86	6.86
	Total, por Eje (ton)		8.72	10.64	10.64
	Peso Total Camión (ton)	30.00			

Fuente: Elaboración Propia

G. Estados de Carga

En el estado de carga se ha definido para una sola fase de carga, de forma que, cargando convenientemente en el centro de la luz de la estructura, se alcancen los porcentajes deseados de los esfuerzos máximos producidos por el tren de carga en el centro de la luz. Se aplicará cargas en un carril.

H. Forma de Aplicación de la Carga

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o de descarga se efectuaron con la lentitud necesaria para no provocar efectos dinámicos no deseados, y se organizó de forma que no se produzcan sobre otras partes de la estructura solicitaciones superiores a las previstas.

➤ *Escalones de Carga*

La carga correspondiente a cada estado se aplicó en varias fases o escalones de manera que se pudo registrar la respuesta progresiva de la estructura en la zona crítica, se aplicó la carga en dos escalones. El proceso de descarga se llevó a cabo, en general, en escalones análogos y en orden inverso al proceso de carga.

En general, no será necesario esperar a la estabilización de las medidas entre dos escalones de carga.

➤ *Criterios de Estabilización (Proceso de Carga)*

El tiempo que se debe mantener la carga de ensayo correspondiente a un cierto estado de carga, estuvo determinado por el criterio de estabilización de las medidas, que se indica a continuación.

Los valores de la respuesta de la estructura que se consideren (flechas, giros, deformaciones unitarias etc.) se denominan medidas f_i y se obtiene en cada momento como diferencia entre las lecturas de deformación en ese instante i y las lecturas iniciales inmediatamente antes de la colocación de la carga correspondiente a cada estado.

Una vez colocado en su posición prevista el tren de carga. Se realiza una medida de la respuesta instantánea de la estructura f_0 en los deformímetros de medida situados en los puntos significativos.

Transcurridos 10 minutos se obtiene una nueva medida en dichos puntos f_{10} . Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantes son inferiores al 5% de estos:

$$f_{10} + f_0 \leq 0.05f_0$$

O bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considera estabilizado el proceso de carga.

Si esto no se cumple, se procedería, a juicio del Ingeniero del jefe de Prueba, mantener la carga durante un nuevo intervalo, o a efectuar la descarga. Una vez alcanzada la estabilización, se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de medida. Después de descargar totalmente la estructura, se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga.

Tabla 38 - Proceso de Carga con Deformímetros del Puente Chuicuni

Deformimetro (mm.)	Li	L0	f0 = (L0-Li)	L10	f10=(L10-Lo)	f10-fo	0.05fo	Si f10-fo<0.05f0 estabilizado	L20	f20=(L20-Lo)	f20-f10	0.2(f10-f0)	Si: f20 - f10<0.2(f10-f0) estabilizado
D-1 (VI-1/2L)	0.00	24.90	24.90	24.91	24.91	0.01	1.25	Estabilizado	24.91	0.00	-24.91	0.00	Estabilizado
Centro	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				
D-2 (VD-1/2L)	0.00	25.00	25.00	25.05	25.05	0.05	1.25	Estabilizado	25.42	0.37	-24.68	0.01	Estabilizado
Centro	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				
D-3 (AD)	0.00	0.69	0.69	0.71	0.71	0.02	0.03	Estabilizado	0.71	0.00	-0.71	0.00	Estabilizado
Apoyo	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				
D-4 (AI)	0.00	0.75	0.75	0.76	0.76	0.01	0.04	Estabilizado	0.78	0.02	-0.74	0.00	Estabilizado
Apoyo	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39 - Proceso de Carga con Verificación de Nivel Topográfico del Puente Chuicuni

Deformimetro (mm.)	Li	L0	f0 = (L0-Li)	L10	f10=(L10-Lo)	f10-fo	0.05fo	Si f10-fo<0.05f0 estabilizado	L20	f20=(L20-Lo)	f20-f10	0.2(f10-f0)	Si: f20 - f10<0.2(f10-f0) estabilizado
PC1 (Centro)	1.442	1.468	0.026	1.469	0.027	0.001	0.001	Estabilizado	1.469	0.000	-0.027	0.000	Estabilizado
	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 38, podemos apreciar que las deformaciones en su estado natural sin ninguna carga es 0.00mm al colocarle las cargas de los volquetes se visualiza en los deformímetros que las deformaciones oscilan entre 0.71mm en los apoyos a 25.05mm en el eje central, una vez pasado los 10 minutos de colocada la carga se aplica el criterio de estabilización en el cual debe cumplir el criterio establecido que se muestra en la tabla, si se estabilizo en ese transcurso de tiempo, se detiene la prueba y se procede a retirar los volquetes, pero por un tema de verificación se realizó una lectura a los 20 minutos que también satisface el criterio de estabilización. Si no se estabiliza pasado esos 20 minutos el jefe de la prueba dará la autorización para el retiro de los volquetes.

En la Tabla 39, se puedo verificar los valores de los deformímetros con un nivel de ingeniero en el cual la toma de datos se realizó en la parte superior del tablero, y cumplió con la verificación con el cual se cumplió el criterio de estabilización.

➤ ***Criterios de Remanencia (Proceso de Descarga)***

Los valores remanentes fr correspondientes al estado de carga se definen como la diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de la carga.

Los valores remanentes de un estado de carga se considerarán aceptables siempre que sean inferiores a los limites indicados en este apartado.

Los límites para las remanencias en cada punto de medida α_{lim} , que se indican a continuación expresados en forma de porcentaje, están referidos a los valores máximos de la respuesta medida de la estructura:

- d) Puentes de hormigón armado: 20%
- e) Puentes de hormigón pretensado o mixto: 15%

f) Puentes metálicos: 10%

Una vez finalizado un estado de carga, se comprobará que los valores remanentes resultan admisibles, procediendo como se indica a continuación.

Sea α_{lim} , la remanencia admisible expresada en tanto por ciento, f la medida total y f_r la medida remanente. La remanencia α correspondiente al estado de carga vendrá dada por:

$$\alpha = 100 * \frac{f_r}{f}$$

Si $\alpha \leq \alpha_{lim}$ el valor remanente se considera admisible

Si $\alpha_{lim} < \alpha \leq 2\alpha_{lim}$ deberá realizarse un segundo ciclo de carga (repetición de ensayo)

Si $\alpha > 2\alpha_{lim}$ se suspenderá la aplicación de la carga

En caso de ser necesario un segundo ciclo de carga:

Si $\alpha^* \leq \alpha/3$ el valor remanente se considerara admisible

Si $\alpha^* > \alpha/3$ se suspenderá la aplicación de la carga

Donde α es la remanencia obtenida en el primer ciclo y α^* la obtenida en el segundo ciclo (tomando en este caso como valores iniciales los estabilizados después de la descarga del primer ciclo).

Tabla 40 - Proceso de descarga con Verificación con Deformímetros del Puente Chuicuni

Deformimetro (mm)	Lectura a 10 minutos de descarga L'10	L'i - Li	remanencia (α)	Si: $\alpha < \alpha_{lim}$ admisible	Lectura después de 30 minutos de descarga
D-1 (VI-1/2L)	1.49	1.49	6%	Admisible	1.49
	16:41:00				17:10:00
D-2 (VD-1/2L)	2.02	2.02	8%	Admisible	2.02
	16:41:00				17:10:00

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 40, nos muestra los valores de la remanencia que se pudieron registrar una vez retirados los volquetes y se hizo la lectura mediante los deformímetros colocados en el eje centrar del tablero (1/2 L). Al ser un Puente Mixto, la remanecía no debe exceder el 15% y cómo podemos apreciar en la tabla, los valores de remanecía no exceden el 8% y por lo tanto se considerará admisible.

➤ Criterios de Aceptación

Además de tener en cuenta los criterios hasta ahora expuestos, referentes a la estabilización de las medidas y al tratamiento de los valores remanentes, de forma general, y salvo justificación especial, se considerará que el resultado de la prueba es satisfactorio cuando se cumplan las condiciones indicadas a continuación:

- a. En el caso de puentes metálicos, las flechas máximas, obtenidas después de la estabilización, no superarán en más de un 10% a los valores previstos en el proyecto de la prueba. En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta.

- b. Los valores de las magnitudes máximas determinadas en las pruebas al finalizar el ciclo de carga, medidas después de la estabilización, no superarán las máximas calculadas en el modelo, ajustado con esas mismas cargas.

Tabla 41 - Calculo de Deformaciones con Deformímetros del Puente Chuicuni

deflexión (mm)	Diseño (fd)	Prueba (fp)	Campo (fc)	100(fc-fp) /fp	si: (fc-fp) /fp<15%	%
D-1 (VI-1/2L)	45.00	30.30	24.91	-17.0	Satisfactorio	82.21
D-2 (VD-1/2L)	45.00	30.28	25.05	-16.5	Satisfactorio	82.73

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 41, se visualiza los valores de Modelamiento con el Camión de Diseño, Modelo numérico representativo de la prueba y los resultados de la prueba de campo. Aplicando el criterio de estabilización cumplieron satisfactoriamente y los valores de las Deformaciones máximas obtenidas en ningún caso superaron al previsto llegando al 83.50%, así mismo son mayores al 60% de los provistos.

3.2.4 Puente Pucayacu

Tipo de Ensayo Seleccionado

El ensayo de carga realizado es el de diagnóstico, basado en las recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes vehiculares.

Seleccionamos la prueba de **carga estática** tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- ❖ El puente es nuevo y no se encuentra aún en servicio.
- ❖ Esta estructura es de construcción reciente, se cuenta con los planos y especificaciones técnicas.

- ❖ Las cargas a utilizar son conocidas y controladas.
- ❖ Al realizar este tipo de ensayo, se pretende medir y determinar la respuesta del puente frente a las cargas aplicadas.
- ❖ El ensayo de diagnóstico permite comparar los resultados de las mediciones en campo con los cálculos estimados por el modelo analítico (teórico), permitiendo verificar los efectos de carga que se han previsto.

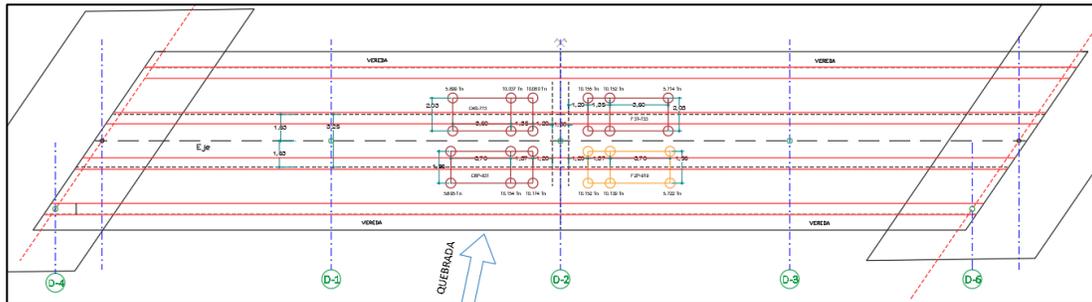
Las mediciones realizadas en campo deberán ser congruentes con los valores esperados que surgieron del modelo preliminar y el ensayo servirá, entonces, para verificar y ajustar las predicciones hechas por el modelo analítico.

Efectos a Cargas a Medir

Como se estableció en los objetivos, los efectos de carga a medir con la ejecución del ensayo de carga son:

- Desplazamientos verticales: Con los desplazamientos relativos se calcularán las Deformaciones máximas en los puntos definidos en el plano adjunto, que son los puntos en los que se esperaba obtener las mayores lecturas de deflexión en virtud de las características del puente. El plano adjunto muestra, la ubicación de los deformímetros.

Figura 103 - Vista ubicación de deformímetros del Puente Pucayacu



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Pucayacu.

En la figura 104, se visualiza el plano de las posiciones de los 06 deformímetros en los puntos más críticos tal como es el eje central del tablero del puente donde se espera la mayor deformación de la superestructura, también se colocaron los instrumentos de medición al costado de los neoprenos para apreciar las deformaciones en los extremos del puente.

Figura 104 - Vista de la instalación de deformímetros en el Puente Pucayacu



Fuente: Vista tomada en campo – Puente Pucayacu.

En la figura 105, se puede apreciar la colocación de los instrumentos de medición en el eje del tablero donde se espera la mayor deformación, se colocaron en la parte inferior de las vigas

principales. Para el inicio de la prueba de carga, se debe considerar la temperatura del ambiente, por ese motivo se recomienda realizarlo pasado el mediodía donde la temperatura empieza a descender.

Los deformímetros tienen un desplazamiento máximo de 25mm, también se complementará con la medición del tablero con el nivel de ingeniería que se realizará en la parte superior de la misma, para este caso se tomó las medidas a $\frac{1}{2}$ de la luz de puente que es 56.60 metros y a los extremos de esta.

Equipos Seleccionados para el Ensayo de Carga

El equipo básico para la instrumentación del puente evaluado es el que se describe a continuación:

- 04 volquetes,
- 01 nivel Topográfico de precisión.
- 06 deformímetros con una precisión mínima de 0.01 mm y una capacidad máxima de lectura 25 mm.
- 01 termómetro.
- 01 computadora portátil para adquisición y almacenamiento de los resultados.

Personal

Para el cumplimiento del objetivo presente se vino ejecutando la prueba en campo con colaboración de profesionales in situ, que permitieron validar los resultados obtenidos en campo, así poder cuidar la fiabilidad de los datos obtenidos, para este fin se ha venido seleccionado un equipo técnico para hallar la deformación en campo del cual es objetivo de nuestra investigación que este compuesto por 02 Ingenieros civiles y 02 técnicos en Ingeniería Civil.

Los procesos que se realizarán son:

- *El primero*, se tendrá una planificación para el ensayo in situ.
- *El segundo*, modelamiento del puente y hacer el análisis correspondiente para la elaboración del informe, la cual se cumplió en el objetivo 1.
- *El tercero*, colocación de los instrumentos de medición y de realizar las lecturas de los mismos.
- *El cuarto*, señalización de los puntos de aplicación de la carga (puntos donde serán colocados los camiones volquete cargados), así como de coordinar el pesaje, entrada, ubicación y salida de los vehículos de ensayo.

Aplicación de la Carga

Se describirán aquellas actividades que serán necesarias realizar para lograr una buena ejecución del ensayo y por consiguiente la correcta aplicación de la carga estática al puente.

Dichas actividades incluyen las desarrolladas previas al día de ejecución del ensayo, el plan de seguridad de la prueba, preparación y calibración de la instrumentación, trenes de carga considerados, pesaje y/o carguío de los camiones, materialización de la carga, criterios de estabilización y valores remanentes.

A. Actividades Previas

Las actividades previas en iniciarse son los trabajos de colocación del equipo auxiliar para la instalación de los deformímetros bajo el puente, además de apoyos fijos dentro del cauce, sobre los cuales ira instalada los deformímetros.

Paralelamente a esta actividad, se realizará la medición y replanteo de los estados de carga sobre la losa del puente (esto se hará con distanciómetro, cordel, crayón y marcador spray), en la que se trazaran las posiciones de las ruedas de los camiones sobre la losa de pavimento, para los estados o fases de carga.

B. Plan de Seguridad de la Prueba de Carga

Para el caso del puente Pucayacu se ha elaborado el siguiente plan:

Seguridad del Personal: Respecto a la seguridad del personal, todos los personales asignados a la prueba llevan cascos de seguridad, asimismo se usan chalecos con bandas reflectivas, el personal que efectúa trabajos en altura se colocó arnés de seguridad.

Seguridad Vial: No se permite el paso vehicular sobre puente, para ello se colocó las tranqueas correspondientes en los accesos.

Seguridad Estructural: A parte de la seguridad vial y la del profesional técnico se dispone de medidas de seguridad estructural con respecto a la estructura en sí, ya que por motivos imprevistos en la construcción de la misma podría ocasionarse que, las cargas de ensayo, la estructura sufriera daño significativos, por consiguiente, un miembro del personal técnico (el encargado de tomar las lecturas) estuvo atento a cualquier anomalía que pudiera ocurrir, por ejemplo: deformaciones y fisuras excesivas ocasionadas por la prueba de carga. De presentarse esta situación, esta persona será es la encargada de avisar inmediatamente al ingeniero jefe de Prueba, quien toma decisiones pertinentes.

C. Preparación y Calibración de la Instrumentación

Una vez delimitada y asegurada el área de trabajo, se procedió a instalar 06 deformímetros.

- 01 unidad en el tramo $\frac{1}{4}$ L (D-1)
- 01 unidad en el tramo $\frac{1}{2}$ L (D-2)
- 01 unidad en el tramo $\frac{3}{4}$ L (D-3)
- 02 unidades en el apoyo de estribo izquierdo (D-4 y D-5)
- 01 unidad en el apoyo de estribo derecho (D-6)

Los deformímetros colocados sobre apoyos firmes y se ajustan con la lectura inicial detallada en las tablas de lecturas de deformación.

D. Tren de Cargas

Los trenes de carga utilizados en este proyecto son:

Tren de carga de cálculo. De acuerdo a las especificaciones técnicas de este puente, el tren de carga de cálculo utilizado es el HL-93, de la Standard Specifications for Highway Bridges AASHTO LRFD 2017, Manual de diseño de puentes MTC 2018. Más una carga distribuida de 970 kg/m, en forma longitudinal, sobre un ancho de 3 metros en dirección transversal.

Tren de carga del modelo numérico de la prueba. Estará compuesto por 4 camiones volquete tipo tándem de tres ejes por carril, cuyos pesos individuales (por vehículo) son 30 toneladas aproximadamente, que representa entre 60% y 70% de la carga considerada por el tren de carga de cálculo.

Tren de carga de la prueba. Compuesto por 04 camiones volquete tipo tándem (similares a los descritos para el tren de carga del proyecto de la prueba), cargados y pesados, de esta manera, la carga a colocar sobre la estructura. Una vez determinado el verdadero peso de los camiones se ajustará el modelo matemático, en el que fue sustituido el tren de carga del proyecto de la prueba por el tren de carga real (con el peso real, por eje, de los camiones volquete).

Figura 105 - Tren de Carga de los camiones de la Prueba



Fuente: Vista tomada en Campo – Puente Pucayacu.

E. Tren de Cargas

Como paso previo a la aplicación de la carga al puente, los camiones son cargados con agregados, en este caso en particular fue con hormigón hasta el peso total previamente determinado (30 Tn.), para el pesaje se utilizará el peso propio del volquete y el peso unitario del agregado como carga.

F. Materialización del Tren de Carga

Se empleo un tren de carga constituido por 2 camiones por carril, en total 4 camiones volquetes de 30 toneladas aproximadamente cada uno.

El nivel de carga alcanzado durante la prueba debe ser representativo de las acciones de servicio. Se considera adecuado alcanzar un nivel de carga correspondiente a un período de retorno próximo a 5 años. De acuerdo con esto, se aconseja que las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real estén entre 60% y 70% de los valores teóricos producidos por el tren de carga de

diseño, adoptando sus valores característicos sin mayorar. En ningún caso las solicitaciones producidas por el tren de carga real serán superiores al 80% de dichos esfuerzos teóricos.

(Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 8)

Tabla 42 - Pesaje de Camiones para el Puente Pucayacu

Camión	Carga	Total	Delantero	Central	Posterior
C4S-773	Peso Camión (ton)	10.02	3.56	3.23	3.23
	Peso del Agregado (ton)	16.00	2.30	6.85	6.85
	Total, por Eje (ton)		5.86	10.08	10.08
	Peso Total Camión (ton)	26.02			
C6P-831	Peso Camión (ton)	10.02	3.56	3.23	3.23
	Peso del Agregado (ton)	16.00	2.30	6.85	6.85
	Total, por Eje (ton)		5.86	10.08	10.08
	Peso Total Camión (ton)	26.02			
F2P-919	Peso Camión (ton)	10.02	3.56	3.23	3.23
	Peso del Agregado (ton)	16.00	2.30	6.85	6.85
	Total, por Eje (ton)		5.86	10.08	10.08
	Peso Total Camión (ton)	26.02			
F3T-733	Peso Camión (ton)	10.02	3.56	3.23	3.23
	Peso del Agregado (ton)	16.00	2.30	6.85	6.85
	Total, por Eje (ton)		5.86	10.08	10.08
	Peso Total Camión (ton)	26.02			

Fuente: Elaboración propia

G. Estados de Carga

En el estado de carga se ha definido para una sola fase de carga, de forma que, cargando convenientemente en el centro de la luz de la estructura, se alcancen los porcentajes deseados de los esfuerzos máximos producidos por el tren de carga en el centro de la luz.

Por tratarse de un puente de una vía, se aplicará cargas en un carril.

H. Forma de Aplicación de la Carga

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o de descarga se efectuaron con la lentitud necesaria para no provocar efectos dinámicos no deseados, y se organizó de forma que no se produzcan sobre otras partes de la estructura sollicitaciones superiores a las previstas.

➤ *Escalones de Carga*

La carga correspondiente a cada estado se aplicó en varias fases o escalones de manera que se pudo registrar la respuesta progresiva de la estructura en la zona crítica, se aplicó la carga en dos escalones. El proceso de descarga se llevó a cabo, en general, en escalones análogos y en orden inverso al proceso de carga.

En general, no será necesario esperar a la estabilización de las medidas entre dos escalones de carga.

➤ *Criterios de Estabilización (Proceso de Carga)*

El tiempo que se debe mantener la carga de ensayo correspondiente a un cierto estado de carga, estuvo determinado por el criterio de estabilización de las medidas, que se indica a continuación.

Los valores de la respuesta de la estructura que se consideren (flechas, giros, deformaciones unitarias etc.) se denominan medidas f_i y se obtiene en cada momento como diferencia entre las lecturas de deformación en ese instante i y las lecturas iniciales inmediatamente antes de la colocación de la carga correspondiente a cada estado.

Una vez colocado en su posición prevista el tren de carga. Se realiza una medida de la respuesta instantánea de la estructura f_0 en los deformímetros de medida situados en los puntos significativos.

Transcurridos 10 minutos se obtiene una nueva medida en dichos puntos f_{10} . Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantes son inferiores al 5% de estos:

$$f_{10} + f_0 \leq 0.05f_0$$

O bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considera estabilizado el proceso de carga.

Si esto no se cumple, se procedería, a juicio del Ingeniero del jefe de Prueba, mantener la carga durante un nuevo intervalo, o a efectuar la descarga. Una vez alcanzada la estabilización, se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de medida. Después de descargar totalmente la estructura, se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga.

Tabla 43 - Proceso de Carga con Deformímetros del Puente Pucayacu

Deformimetro (mm.)	Li	L0	f0 = (L0-Li)	L10	f10=(L10-Lo)	f10-fo	0.05fo	Si f10-fo<0.05f0 estabilizado	L20	f20=(L20-Lo)	f20-f10	0.2(f10-f0)	Si: f20 - f10<0.2(f10-f0) estabilizado
D-1 (1/4L)	0.00	15.40	15.40	15.34	15.34	-0.06	0.77	Estabilizado	0.00	-15.34	-30.68	-0.01	Estabilizado
	16:50:00	17:00:00		17:10:00					0:00:00				
D-2 (1/2L)	0.00	18.40	18.40	17.41	17.41	-0.99	0.92	Estabilizado	0.00	-17.41	-34.82	-0.20	Estabilizado
	16:50:00	17:00:00		17:10:00					17:00:00				
Centro													
D-3 (3/4L)	0.00	15.70	15.70	15.69	15.69	-0.01	0.79	Estabilizado	0.00	-15.69	-31.38	0.00	Estabilizado
	16:50:00	10:13:00		17:10:00					17:00:00				

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44 - Proceso de Carga con Verificación de Nivel Topográfico del Puente Pucayacu

Deformimetro (mm.)	Li	L0	f0 = (L0-Li)	L10	f10=(L10-L0)	f10-fo	0.05fo	Si f10-fo<0.05f0 estabilizado	L20	f20=(L20-L0)	f20-f10	0.2(f10-f0)	Si: f20 - f10<0.2(f10-f0) estabilizado
D-1 (1/4L)	108.00	121.00	13.00	121.00	13.00	0.00	0.65	Estabilizado	0.00	-121.00	-134.00	0.00	Estabilizado
	16:50:00	17:00:00		17:10:00					0:00:00				
D-2 (1/2L)	178.00	200.00	22.00	200.00	22.00	0.00	1.10	Estabilizado	0.00	-200.00	-222.00	0.00	Estabilizado
	Centro	16:50:00	17:00:00	17:10:00					17:00:00				
D-3 (3/4L)	248.00	263.00	15.00	265.00	17.00	2.00	0.75	No Estabilizado	0.00	-265.00	-282.00	0.40	Estabilizado
	16:50:00	10:13:00		17:10:00					17:00:00				

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 43, podemos apreciar que las deformaciones en su estado natural sin ninguna carga es 0.00mm al colocarle las cargas de los volquetes se visualiza en los deformímetros que las deformaciones oscilan entre 15.40mm en los apoyos a 18.40mm en el eje central, una vez pasado los 10 minutos de colocada la carga se aplica el criterio de estabilización en el cual debe cumplir el criterio establecido que se muestra en la tabla, si se estabilizo en ese transcurso de tiempo, se detiene la prueba y se procede a retirar los volquetes, pero por un tema de verificación se realizó una lectura a los 20 minutos que también satisface el criterio de estabilización.

En la Tabla 44, se procedió a la verificación de los valores de la lectura con deformímetros, en la primera lectura de los 10 minutos no se había estabilizado por lo que se procedió a la segunda lectura de los 20 minutos en el cual si se había cumplido con el criterio de estabilización.

➤ ***Criterios de Remanencia (Proceso de Descarga)***

Los valores remanentes f_r correspondientes al estado de carga se definen como la diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de la carga.

Los valores remanentes de un estado de carga se considerarán aceptables siempre que sean inferiores a los límites indicados en este apartado.

Los límites para las remanencias en cada punto de medida α_{lim} , que se indican a continuación expresados en forma de porcentaje, están referidos a los valores máximos de la respuesta medida de la estructura:

- a) Puentes de hormigón armado: 20%
- b) Puentes de hormigón pretensado o mixto: 15%
- c) Puentes metálicos: 10%

Una vez finalizado un estado de carga, se comprobará que los valores remanentes resultan admisibles, procediendo como se indica a continuación.

Sea α_{lim} , la remanencia admisible expresada en tanto por ciento, f la medida total y f_r la medida remanente. La remanencia α correspondiente al estado de carga vendrá dada por:

$$\alpha = 100 * \frac{f_r}{f}$$

Si $\alpha \leq \alpha_{lim}$ el valor remanente de considera admisible

Si $\alpha_{lim} < \alpha \leq 2\alpha_{lim}$ deberá realizarse un segundo ciclo de carga (repetición de ensayo)

Si $\alpha > 2\alpha_{lim}$ se suspenderá la aplicación de la carga

En caso de ser necesario un segundo ciclo de carga:

Si $\alpha^* \leq \alpha/3$ el valor remanente se considerara admisible

Si $\alpha^* > \alpha/3$ se suspenderá la aplicación de la carga

Donde α es la remanencia obtenida en el primer ciclo y α^* la obtenida en el segundo ciclo (tomando en este caso como valores iniciales los estabilizados después de la descarga del primer ciclo).

Tabla 45 - Proceso de descarga con Verificación con Deformímetros del Puente Pucayacu

Deformimetro (mm)	Lectura a 10 minutos de descarga L'10	L'1 - Li	remanencia (α)	Si: $\alpha < \alpha_{lim}$ admisible	Lectura después de 30 minutos de descarga
D-1	0.00	0.00	0%	Admisible	1.70
	17:41:00				11:25:00
D-2	2.16	2.16	12%	Admisible	1.70
	17:41:00				11:25:00
D-3	0.00	0.00	0%	Admisible	1.70
	17:41:00				11:25:00

Fuente: Elaboración propia

La tabla 45, nos muestra los valores de la remanencia que se pudieron registrar una vez retirados los volquetes y se hizo la lectura mediante los deformímetros colocados en el eje central del tablero (1/2 L). Al ser un Puente Mixto, la remanecía no debe exceder el 15% y cómo podemos apreciar en la tabla, los valores de remanecía no exceden el 12% y por lo tanto se considerará admisible.

➤ *Criterios de Aceptación*

Además de tener en cuenta los criterios hasta ahora expuestos, referentes a la estabilización de las medidas y al tratamiento de los valores remanentes, de forma general, y salvo justificación especial, se considerará que el resultado de la prueba es satisfactorio cuando se cumplan las condiciones indicadas a continuación:

- a. En el caso de puentes metálicos, las flechas máximas, obtenidas después de la estabilización, no superarán en más de un 10% a los valores previstos en el proyecto de la prueba. En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta.

- b. Los valores de las magnitudes máximas determinadas en las pruebas al finalizar el ciclo de carga, medidas después de la estabilización, no superarán las máximas calculadas en el modelo, ajustado con esas mismas cargas.

Tabla 46 - Calculo de Deformaciones con Deformímetros del Puente Pucayacu

deflexión (mm)	Diseño (fd)	Prueba (fp)	Campo (fc)	100(fc-fp) /fp	si: (fc-fp) /fp<15%	%
D-1 (1/4L)	27.90	19.18	15.34	-20.02	Satisfactorio	79.98
D-2 (1/2 L)	39.21	25.93	17.41	-32.86	Satisfactorio	67.14
D-3 (3/4 L)	27.85	17.77	15.69	-11.71	Satisfactorio	88.29

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 46, se visualiza los valores de Modelamiento con el Camión de Diseño, Modelo numérico representativo de la prueba y los resultados de la prueba de campo. Aplicando el criterio de estabilización cumplieron satisfactoriamente y los valores de las Deformaciones máximas obtenidas en ningún caso superaron al previsto llegando al 88.29%, así mismo son mayores al 60% de los provistos.

3.2.5 Resultados Generales del Objetivo Especifico 2

Consideraciones Generales

Los ensayos de carga para la presente investigación serán de diagnóstico, se basan en las recomendaciones para realizar las pruebas de carga de recepción en los puentes vehiculares. Se eligió la prueba de carga estática tomando en las siguientes consideraciones: El puente es nuevo y no se encuentra en servicio, las cargas a utilizar son conocidos y controlados y al realizar este tipo de ensayo se pretende medir y determinar la respuesta del puente.

Los efectos a cargas a medir con la ejecución de los ensayos de carga en los puentes serán los desplazamientos verticales y con esto se calcularán las Deformaciones máximas en los puntos

definidos en los planos, que son los puntos donde se espera obtener las mayores lecturas de deformaciones en virtud de las características del puente.

Los equipos básicos seleccionados en los ensayos de carga serán volquetes con cargas controladas, nivel topográfico, equipos de balanza electrónica para el pesaje, deformímetros con desplazamiento de 25mm, termómetro, laptop para procesamiento de datos.

Preparación y Calibración de la Instrumentación.

Una parte importante en las pruebas de cargas estáticas son la preparación y calibración de los instrumentos de medición, los equipos serán colocados en los puntos más críticos de la superestructura, cada puente de este presente estudio cuenta con un número determinado de deformímetros como se puede mostrar en la tabla 47.

Tabla 47 - Resumen de numero de deformímetros por Puente

Puente	Deformímetros					
	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6
Queuña	X	X	X	X	X	
Orccoma	X	X	X	X	X	
Chuicuni	X	X	X	X		
Pucayacu	X	X	X	X	X	X

Fuente: Elaboración propia

Materialización de Tren de Carga

Se empleo un tren de carga constituido por 1 o 2 camiones por carril de aproximadamente de 30 toneladas, en la Tabla 02 se puedo visualizar en número de volquetes y su peso por puente.

Tabla 48 - Resumen de los pesos de los camiones por Puente

Puente	Camión	Carga	Total	Delantero	Central	Posterior
Queuña	6CP-912	Peso Camión (ton)	14.8	5.92	4.44	4.44
		Peso del Agregado (ton)	20.25	4.05	8.1	8.1
		Total, por Eje (ton)		9.97	12.54	12.54
	X2R-849	Peso Total Camión (ton)	35.05			
		Peso Camión (ton)	15.17	6.07	4.55	4.55
		Peso del Agregado (ton)	18	3.6	7.2	7.2
Orcocoma	X4J-805	Total, por Eje (ton)		9.67	11.75	11.75
		Peso Total Camión (ton)	33.17			
		Peso Camión (ton)	12.27	4.9	3.68	3.68
	EGH-135	Peso del Agregado (ton)	21	4.2	8.4	8.4
		Total, por Eje (ton)		9.1	12.08	12.08
		Peso Total Camión (ton)	33.27			
Chuicuni	PIR-897	Peso Camión (ton)	13.2	5.28	3.96	3.96
		Peso del Agregado (ton)	20.48	4.1	8.19	8.19
		Total, por Eje (ton)		9.38	12.15	12.15
	B5D-927	Peso Total Camión (ton)	33.68			
		Peso Camión (ton)	12.85	5.29	3.78	3.78
		Peso del Agregado (ton)	17.15	3.43	6.86	6.86
Pucayacu	C4S-773	Total, por Eje (ton)		8.72	10.64	10.64
		Peso Total Camión (ton)	30			
		Peso Camión (ton)	12.85	6.07	4.55	4.55
	C6P-831	Peso del Agregado (ton)	17.15	3.43	6.86	6.86
		Total, por Eje (ton)		8.72	10.64	10.64
		Peso Total Camión (ton)	30			
F2P-919	F2P-919	Peso Camión (ton)	10.02	3.56	3.23	3.23
		Total, por Eje (ton)		8.72	10.64	10.64
		Peso Total Camión (ton)	30			
	F3T-733	Peso Camión (ton)	10.02	3.56	3.23	3.23
		Peso del Agregado (ton)	16.00	2.30	6.85	6.85
		Total, por Eje (ton)		5.86	10.08	10.08
F3T-733	F3T-733	Peso Total Camión (ton)	26.02			
		Peso Camión (ton)	10.02	3.56	3.23	3.23
		Peso del Agregado (ton)	16.00	2.30	6.85	6.85
	F3T-733	Total, por Eje (ton)		5.86	10.08	10.08
		Peso Total Camión (ton)	26.02			
		Peso Camión (ton)	10.02	3.56	3.23	3.23
F3T-733	Peso del Agregado (ton)	16.00	2.30	6.85	6.85	
	Total, por Eje (ton)		5.86	10.08	10.08	
	Peso Total Camión (ton)	26.02				

Fuente: Elaboración propia

➤ ***Criterios de Estabilización (Proceso de Carga)***

El tiempo que se debe mantener la carga de ensayo correspondiente a un cierto estado de carga, estuvo determinado por el criterio de estabilización de las medidas, que se indica a continuación por Puente.

Tabla 49 - Resumen de los Procesos de Carga de los Puentes

PUENTE QUEUÑA												
Dial (mm.)	L0	f0	L10	f10	f10-fo	0.05fo	Condición	L20	f20	f20-f10	0.2(f10-f0)	Condición
D-1 (AI)	0.77	0.77	0.77	0.77	0.00	0.04	Estabilizado	0.77	0.00	-0.77	0.00	Estabilizado
D-2 (VD-1/2L)	11.35	11.35	11.45	11.45	0.10	0.57	Estabilizado	11.5	0.05	-11.40	0.02	Estabilizado
D-3 (VC-1/2L)	13.00	13.00	13.10	13.10	0.10	0.65	Estabilizado	13.1	0.00	-13.10	0.02	Estabilizado
D-4 (VI-1/2L)	12.10	12.10	12.60	12.60	0.50	0.61	Estabilizado	12.7	0.10	-12.50	0.10	Estabilizado
D-5 (AD)	1.05	1.05	1.04	1.04	-0.01	0.05	Estabilizado	1.04	0.00	-1.04	0.00	Estabilizado
PUENTE ORCCOMA												
Dial (mm.)	L0	f0	L10	f10	f10-fo	0.05fo	Condición	L20	f20	f20-f10	0.2(f10-f0)	Condición
D-1 (AI)		-0.17	-0.17	-0.19	-0.19	-0.02						Estabilizado
D-2 (VD-1/2L)		9.52	9.53	9.58	9.59	0.06						Estabilizado
D-3 (VC-1/2L)		10.05	10.08	10.08	10.11	0.03						Estabilizado
D-4 (VI-1/2L)		10.10	10.15	10.12	10.17	0.02						Estabilizado
D-5 (AD)		-0.18	-0.18	-0.17	-0.17	0.01						Estabilizado
PUENTE CHUCUNI												
Dial (mm.)	L0	f0	L10	f10	f10-fo	0.05fo	Condición	L20	f20	f20-f10	0.2(f10-f0)	Condición
D-1 (VI-1/2L)	24.90	24.90	24.91	24.91	0.01	1.25	Estabilizado	24.91	0.00	-24.91	0.00	Estabilizado
D-2 (VD-1/2L)	25.00	25.00	25.05	25.05	0.05	1.25	Estabilizado	25.42	0.37	-24.68	0.01	Estabilizado
D-3 (AI)	0.69	0.69	0.71	0.71	0.02	0.03	Estabilizado	0.71	0.00	-0.71	0.00	Estabilizado
D-4(AD)	0.75	0.75	0.76	0.76	0.01	0.04	Estabilizado	0.78	0.02	-0.74	0.00	Estabilizado
PUENTE PUCAYACU												
Dial (mm.)	L0	f0	L10	f10	f10-fo	0.05fo	Condición	L20	f20	f20-f10	0.2(f10-f0)	Condición
D-1 (1/4L)	15.40	15.40	15.34	15.34	-0.06	0.77	Estabilizado	0.00	-15.34	-30.68	-0.01	Estabilizado
D-2 (1/2L)	18.40	18.40	17.41	17.41	-0.99	0.92	Estabilizado	0.00	-17.41	-34.82	-0.20	Estabilizado
D-3 (3/4L)	15.70	15.70	15.69	15.69	-0.01	0.79	Estabilizado	0.00	-15.69	-31.38	0.00	Estabilizado

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 49, podemos apreciar que las deformaciones en su estado natural (L0) en todos los puentes es 0.00mm al colocarle las cargas de los volquetes se visualiza en los deformímetros, las menores deformaciones se obtuvieron en el Puente Orccoma con 9.58mm en la Viga Derecha a 1/2L y la mayor deformación se obtuvo del Puente Chuicuni en la Viga Izquierda a 1/2L con 24.91mm. En todos los puentes se realizó una segunda lectura a los 20 minutos de colocada la carga a excepción del Puente Orccoma que logró una estabilidad casi inmediata en la primera lectura de los 10 minutos de colocada la carga.

La variación de las deformaciones de los tableros de la superestructura en los puentes dependerá de la geometría de la misma, las cargas aplicadas, el posicionamiento de los volquetes, así como las características de los materiales de construcción.

➤ ***Criterios de Remanencia (Proceso de Descarga)***

Los valores remanentes r_r correspondientes al estado de carga se definen como la diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de la carga.

Los límites para las remanencias en cada punto de medida α_{lim} , que se indican a continuación expresados en forma de porcentaje, están referidos a los valores máximos de la respuesta medida de la estructura:

- a) Puentes de hormigón armado: 20%
- b) Puentes de hormigón pretensado o mixto: 15%
- c) Puentes metálicos: 10%

Tabla 50 - Resumen de los Procesos de Descarga de los Puentes

Puente	Deformimetro (mm)	Lectura a 10 minutos de descarga L'10	Fr=L'í - Li	remanencia	Si: $\alpha < \alpha_{lim}$ admisible
				(α) Fr/f0	
Queuña	D-2 (VD-1/2L)	0.00	0.18	1.59%	Admisible
	D-3(VC-1/2L)	2.16	0.36	2.77%	Admisible
	D-4(VI-1/2L)	0.00	0.21	1.74%	Admisible
Orccoma	D-2 (VD-1/2L)	0.35	0.36	4.00%	Admisible
	D-3 (VC-1/2L)	0.55	0.58	6.00%	Admisible
	D-4 (VI-1/2L)	0.22	0.27	3.00%	Admisible
Chuicuni	D-1 (VI-1/2L)	1.49	1.49	6.00%	Admisible
	D-2 (VD-1/2L)	2.02	2.02	8.00%	Admisible
Pucayacu	D-1 (1/4L)	0.00	0.00	0.00%	Admisible
	D-2 (1/2L)	2.16	2.16	12.00%	Admisible
	D-3 (3/4L)	0.00	0.00	0.00%	Admisible

Fuente: Elaboración propia

La tabla 50, nos muestra los valores de la remanencia que se pudieron registrar una vez retirados los volquetes y se hizo la lectura mediante los deformímetros colocados en el eje central del tablero (1/2 L). Al ser un Puente Mixto, la remanecía no debe exceder el 15% y cómo podemos apreciar en la tabla, los valores de remanecía no exceden el 12% siendo el mayor valor en el Puente Pucayacu, y por lo tanto se considerará admisible.

➤ *Criterios de Aceptación*

Además de tener en cuenta los criterios hasta ahora expuestos, referentes a la estabilización de las medidas y al tratamiento de los valores remanentes, de forma general, y salvo justificación especial, se considerará que el resultado de la prueba es satisfactorio.

Tabla 51 - Resumen de los Criterios de Aceptación en los Puentes

Puente	Dial (mm)	Diseño (fd)	Prueba (fp)	Campo (fc)	100(fc-fp) /fp	Condición	%
Queuña	D-2 (VD-1/2L)	27.60	14.22	11.45	-19.47	Satisfactorio	80.52
	D-3(VC-1/2L)	26.32	15.07	13.10	-13.07	Satisfactorio	86.92
	D-4(VI-1/2L)	27.61	14.72	12.60	-14.40	Satisfactorio	85.59
Orccoma	D-2 (VD-1/2L)	17.93	9.39	9.53	1.49	Satisfactorio	101.49
	D-3 (VC-1/2L)	17.17	9.36	10.08	7.52	Satisfactorio	107.69
	D-4 (VI-1/2L)	17.00	9.44	10.15	8.44	Satisfactorio	107.52
Chuicuni	D-1 (VI-1/2L)	45.00	30.00	24.91	-17.00	Satisfactorio	83.00
	D-2 (VD-1/2L)	45.00	30.00	25.05	-16.50	Satisfactorio	83.50
Pucayacu	D-1 (I/4L)	27.90	19.18	15.34	-20.02	Satisfactorio	79.98
	D-2 (I/2 L)	39.21	25.93	17.41	-32.86	Satisfactorio	67.14
	D-3 (3/4 L)	27.85	17.77	15.69	-11.71	Satisfactorio	88.29

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 51, se visualiza los valores de Modelamiento con el Camión de Diseño, Modelo numérico representativo de la prueba y los resultados de la prueba de campo en todos los puentes de la presente investigación. Aplicando el criterio de estabilización cumplieron satisfactoriamente y los valores de las Deformaciones máximas obtenidas en ningún caso superaron al previsto llegando al 107.69% en el Puente Orccoma y el menor en el Puente Pucayacu con 67.14%, así mismo son mayores al 60% de los provistos y no exceden el 115% del modelo numérico de la prueba.

3.3 Resultados del Objetivo Especifico 3

A pesar de la producción de los modelos numéricos que son detallados, puede haber variaciones entre los resultados del modelo numérico y los datos recolectados sobre la estructura directamente, esto puede ser debido a errores u omisiones de proceso o aproximaciones del modelamiento. (M. Hemez & W. Doebling, 2001).

El análisis presentado a continuación tiene como objetivo el ajuste del modelo numérico de la prueba de carga, para que este produzca resultados similares a los medidos en el puente de la prueba en campo, asegurando que la diferencia entre los dos conjuntos sea tan mínima como sea posible.

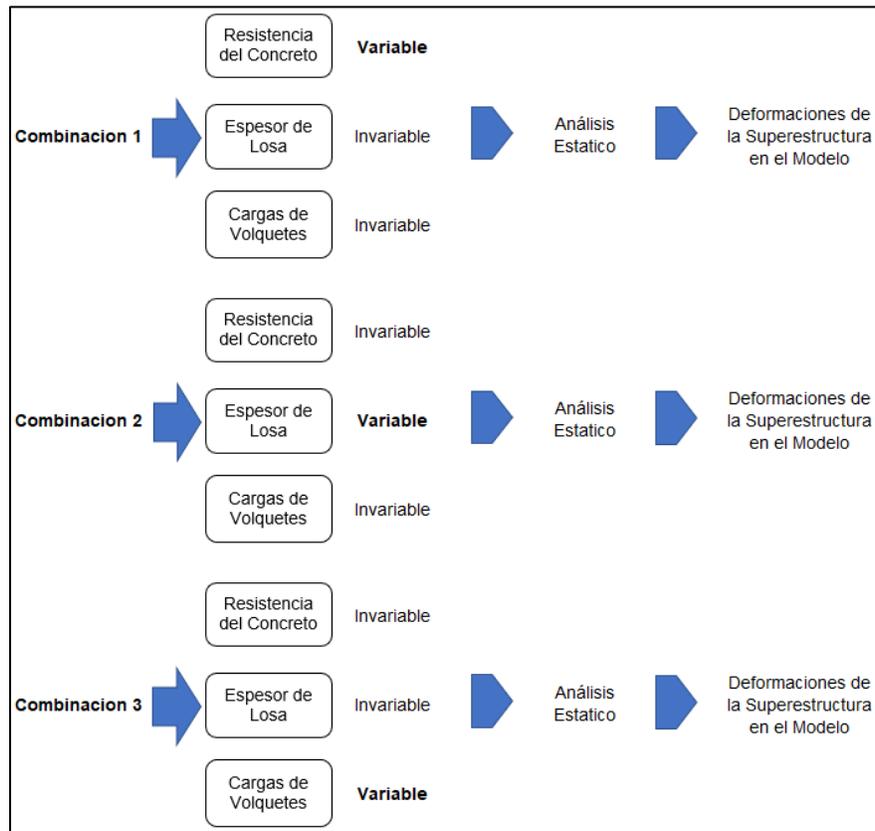
3.3.1 Puente Queuña

Análisis de datos

Para el proceso de calibración se realizará una iteración de tres variaciones o casos en las propiedades que influyen en la obtención de deformaciones del puente Queuña, de las cuales de procederá a modificar los parámetros de rigidez del sistema (Resistencia de concreto, espesor de losa) y la masa (carga de los volquetes).

Se realizará un análisis que se ciña al siguiente procedimiento, tomando como base el modelo numérico donde todas las propiedades sean invariables:

Figura 106 - Análisis de datos para la Calibración del Punte Queuña



Fuente: Elaboración propia

Consideraciones de los factores de análisis

➤ Resistencia del Concreto:

El promedio de resistencia de los 3 especímenes tomados simultáneamente de la misma mezcla, se considera como el resultado de un ensayo. La resistencia del concreto será considerada satisfactoria, si ningún espécimen individual presenta una resistencia inferior en más de 3,5 MPa (35 Kg/cm²), de la resistencia especificada y, simultáneamente, el promedio de 3 especímenes

consecutivos de resistencia, iguala o excede la resistencia de diseño especificada en los planos. (Especificaciones Tecnicas Generales para Construcción EG-2013, pág. 932).

Tabla 52 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto, Pte. Queuña

Puente Queuña		f _c =280 kg/cm ²		f _c =290 kg/cm ²		f _c =300 kg/cm ²		f _c =310 kg/cm ²		f _c =320 kg/cm ²		
Deflexión (Dial)	M. Número de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibra	%	Mod. Calibra	%	Mod. Calibra	%	Mod. Calibra	%	Mod. Calibra	%
			do (mm)		do (mm)		do (mm)		do (mm)		do (mm)	
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.22	80.52 %	14.20	80.63 %	14.13	81.03 %	14.07	81.38 %	14.01	81.73 %
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	15.07	86.93 %	15.04	87.10 %	14.97	87.51 %	14.90	87.92 %	14.84	88.27 %
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.72	85.60 %	14.69	85.77 %	14.62	86.18 %	14.56	86.54 %	14.50	86.90 %
			Promedio	84.35 %		84.50 %		84.91 %		85.28 %		85.63 %

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 52 se realizó una variación de la resistencia del concreto de 280 kg/cm² hasta 320 kg/cm², para poder ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación aumentaran según la resistencia del concreto en un porcentaje de 1.28% de los promedios de la f_c=280 kg/cm² a f_c=320 kg/cm² siendo este la resistencia máxima tomada en consideración según normativa.

➤ Espesor de la Losa:

El espesor de la losa del tablero deberá ser mayor o igual que 7.0 in. (175 mm.) y menor que 1/20 de la luz libre entre apoyos, acartelamientos o almas a menos que se usen nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre. (Manual de Puentes, 2018, pág. 347)

Tabla 53 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa, Pte. Queuña

Puente Queuña			e=0.20m		e=0.21m		e=0.22m		e=0.23m	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.22	80.52 %	14.21	80.58 %	14.19	80.69 %	14.18	80.75 %
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	15.07	86.93 %	15.05	87.04 %	15.03	87.16 %	15.01	87.28 %
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.72	85.60 %	14.7	85.71 %	14.68	85.83 %	14.66	85.95 %
		Promedio		84.35 %		84.44 %		84.56 %		84.66 %

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 53 se analizó una variación del espesor de la losa de la superestructura (tablero) que oscilaban entre 0.20 m hasta los 0.23 m, y así ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación aumentaran según el espesor de la losa en un porcentaje de 0.31 % del promedio de los espesores de 0.20 m a 0.23 m, siendo este la resistencia máxima tomada en consideración según normativa.

➤ Cargas de Volquetes:

Tomando en consideración que los pesos de los volquetes para la prueba de carga, el cual se calcula mediante el pesaje con balanzas electrónicas o el peso específico del material cargado del volquete, esto dependerá de la accesibilidad y disponibilidad para hacer este procedimiento.

En los siguientes cuadros realización una variación de +/- 10% de los pesos de los volquetes con respecto a peso original en campo para poder lograr una calibración de los datos de campo en el modelo numérico, a criterio del investigador.

Tabla 54 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes, Pte. Queuña

Tolerancia		Peso Inicial		-5%		-8%		-10%		
Volquete 6CP-912		35.06 ton		33.28 ton		32.48 ton		31.86 ton		
Volquete X2R-849		33.20 ton		31.50 ton		30.72 ton		29.50 ton		
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.22	80.52%	13.51	84.75%	13.18	86.87%	12.72	90.02%
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	15.07	86.93%	14.31	91.54%	13.96	93.84%	13.56	96.61%
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.72	85.60%	13.98	90.13%	13.64	92.38%	12.72	99.06%
<i>Promedio</i>				84.35%		88.81%		91.03%		95.23%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 54 se analizó una variación de los pesos de los volquetes en un +/- 10% tomándolo del peso inicial, la variación se realizó en un -5%, -8% y -10% para así poder ver el comportamiento de la superestructura con respecto a las deformaciones producidas por estas cargas, se puede visualizar que las cargas indican mucho en la deformación en el cual con el peso inicial tenemos un promedio de 84.35% y la reducción de los pesos en un 10% obtenemos un 95.23%, existiendo un aumento de 10.88%.

Combinaciones para la calibración

Para el ajuste del modelo numérico en base a los valores de prueba de campo, se necesita realizar una serie de combinaciones con los factores de análisis que calcularon en las Tablas 01, 02 y 03 de las cuales son en el respectivo orden de:

- Resistencia del Concreto
- Espesor de la Losa

- Cargas de los Volquetes

Para la combinación de dichos factores mencionados, se tomaron los valores menores, intermedios y mayores para poder ajustar a la mayor proximidad de similitud.

- **Combinación Nro. 01**

Tabla 55 - Combinación 01 respecto a los valores menores obtenidos

Puente Queuña		Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 1		
		f _c =280 kg/cm ²		e=0.20m		Tolerancia 0%				
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2(VD-1/2L)	14.22	11.45	14.22	80.52 %	14.22	80.52 %	14.22	80.52 %	14.22	80.52 %
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	15.07	86.93 %	15.07	86.93 %	15.07	86.93 %	15.07	86.93 %
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.72	85.60 %	14.72	85.60 %	14.72	85.60 %	14.72	85.60 %
Promedio de la Deflexión de Combinación 1									84.35	%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 55 se puede apreciar que se tomaron los valores iniciales con los cuales se realizó la prueba de carga ya que estos son los valores menores que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 1 que fue el 84.35% de las 3 vigas en el tramo central del tablero.

- **Combinación Nro. 02**

Tabla 56 - Combinación 02 respecto a los valores intermedios obtenidos

Puente Queuña			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 2	
			f _c =300 kg/cm ²		e=0.22m		Tolerancia -8%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.13	81.03 %	14.19	80.69 %	13.18	86.87 %	12.59	90.95 %
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	14.97	87.51 %	15.03	87.16 %	13.96	93.84 %	13.29	98.57 %
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.62	86.18 %	14.68	85.83 %	13.64	92.38 %	13.01	96.85 %
Promedio de la Deflexión de Combinación 2										95.45 %

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 56 se puede apreciar los valores intermedios con las cuales que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, y con estos factores de análisis se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 2 que fue el 95.45 % de las 3 vigas en el tramo central del tablero.

- **Combinación Nro. 03**

Tabla 57 - Combinación 03 respecto a los valores mayores obtenidos

Puente Queuña			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =320 kg/cm ²		e=0.23m		Tolerancia -10%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.01	81.73 %	14.18	80.75 %	12.72	90.02 %	11.84	96.71 %
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	14.84	88.27 %	15.01	87.28 %	13.56	96.61 %	12.55	104.38 %
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.5	86.90 %	14.66	85.95 %	12.72	99.06 %	11.85	106.33 %
Promedio de la Deflexión de Combinación 3										102.47 %

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 57 se puede apreciar los valores mayores con las cuales que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, y con estos factores de análisis se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 3 que fue el 102.47 % de las 3 vigas en el tramo central del tablero.

Tabla 58 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo de la Combinación Nro. 02, Pte. Queuña

Deflexión (Dial) Pte. Queuña	M. Numérico de Prueba Calibrado (mm)	Prueba de Campo (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	12.59	11.45	90.95%
D-3 (VC-1/2L)	13.29	13.10	98.57%
D-4 (VI-1/2L)	13.01	12.60	96.85%

Fuente: Elaboración propia

Para el ajuste del modelo numérico se tomó la **Combinación Nro. 02** con los valores intermedios de los factores de $f'c=300$ kg/cm², espesor de la losa 0.22cm y un -8% de los pesos iniciales de los volquetes para llegar a la aproximación de 95.45% siendo el más aproximado al 100% del ajuste.

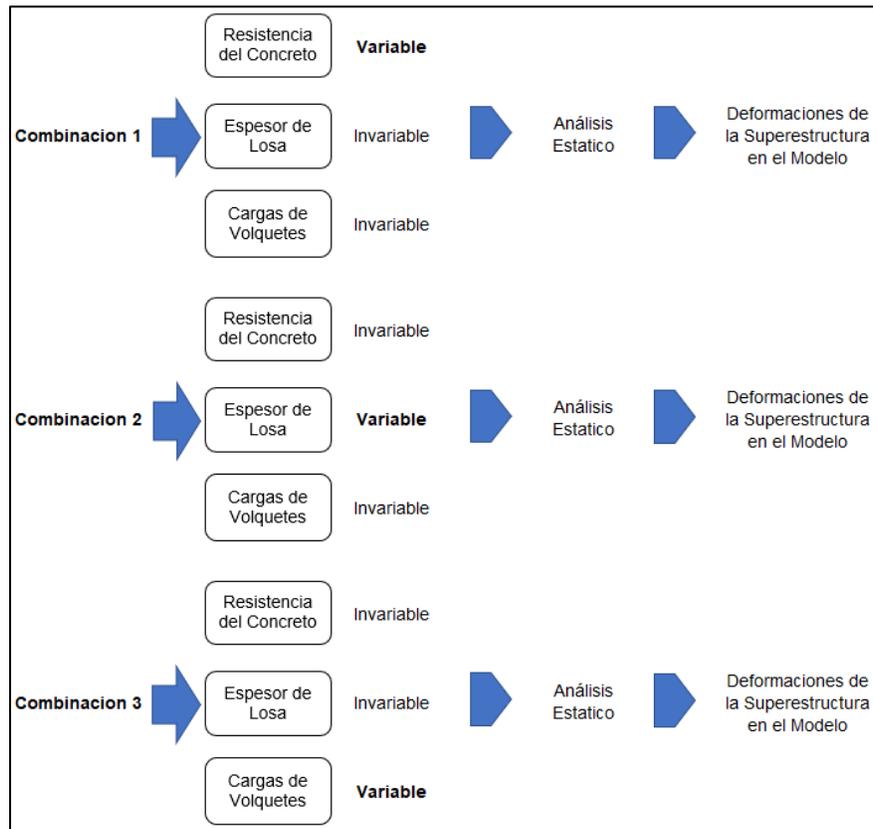
3.3.2 Puente Orccoma

Análisis de datos

Para el proceso de calibración se realizará una iteración de tres variaciones o casos en las propiedades que influyen en la obtención de deformaciones del puente Orccoma, de las cuales de procederá a modificar los parámetros de rigidez del sistema (Resistencia de concreto, espesor de losa) y la masa (carga de los volquetes).

Se realizará un análisis que se ciña al siguiente procedimiento, tomando como base el modelo numérico donde todas las propiedades sean invariables:

Figura 107 - Análisis de datos para la Calibración del Puente Orccoma



Fuente: Elaboración propia

Consideraciones de los factores de análisis

➤ Resistencia del Concreto:

El promedio de resistencia de los 3 especímenes tomados simultáneamente de la misma mezcla, se considera como el resultado de un ensayo. La resistencia del concreto será considerada satisfactoria, si ningún espécimen individual presenta una resistencia inferior en más de 3,5 MPa (35 Kg/cm²), de la resistencia especificada y, simultáneamente, el promedio de 3 especímenes consecutivos de resistencia, iguala o excede la resistencia de diseño especificada en los planos. (Especificaciones Tecnicas Generales para Construcción EG-2013, pág. 932).

Tabla 59 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto, Pte. Orccoma

Puente Orccoma			f'c=280 kg/cm2		f'c=290 kg/cm2		f'c=300 kg/cm2		f'c=310 kg/cm2		f'c=320 kg/cm2	
Deflexión (Dial)	M. Número de Prueba (mm)	P. Cam po (mm)	Mod. Calibra do	%								
			(mm)		(mm)		(mm)		(mm)		(mm)	
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.39	101.49 %	9.47	100.63 %	9.44	100.95 %	9.40	101.38 %	9.38	101.60 %
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.36	107.69 %	9.43	106.89 %	9.40	107.23 %	9.37	107.58 %	9.34	107.92 %
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.44	107.52 %	9.50	106.84 %	9.47	107.18 %	9.44	107.52 %	9.38	108.21 %
Promedio				105.57 %		104.79 %		105.12 %		105.49 %		105.91 %

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 59 se realizó una variación de la resistencia del concreto de 280 kg/cm² hasta 320 kg/cm², para poder ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación disminuyeron según la resistencia del concreto en un porcentaje de 0.34 % de los promedios de la f'c=280 kg/cm² a f'c=320 kg/cm² siendo este la resistencia máxima tomada en consideración según normativa. En el Puente Orccoma al obtener los valores de deformación mayores de campo que el modelo numérico de la prueba, se tendrá que disminuir la rigidez de la superestructura.

➤ Espesor de la Losa:

El espesor de la losa del tablero deberá ser mayor o igual que 7.0 in. (175 mm.) y menor que 1/20 de la luz libre entre apoyos, acartelamientos o almas a menos que se usen nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre. (Manual de Puentes, 2018, pág. 347)

Tabla 60 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa, Pte. Orccoma

Puente Orccoma			e=0.18m		e=0.19m		e=0.20m		e=0.21m	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.69	98.35%	9.54	99.90%	9.39	101.49%	9.27	102.80%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.62	104.78%	9.49	106.22%	9.36	107.69%	9.24	109.09%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.7	104.64%	9.56	106.17%	9.44	107.52%	9.32	108.91%
Promedio				102.59%		104.09%		105.57%		106.93%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 60 se analizó una variación del espesor de la losa de la superestructura (tablero) que oscilaban entre 0.18 m hasta los 0.21 m, y así ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación aumentarían según el espesor de la losa en un porcentaje de 4.34 % del promedio de los espesores de 0.18 m a 0.21 m, siendo este la resistencia máxima tomada en consideración según normativa.

➤ Cargas de Volquetes:

Tomando en consideración que los pesos de los volquetes para la prueba de carga, el cual se calcula mediante el pesaje con balanzas electrónicas o el peso específico del material cargado del volquete, esto dependerá de la accesibilidad y disponibilidad para hacer este procedimiento.

En los siguientes cuadros realización una variación de +/- 10% de los pesos de los volquetes con respecto a peso original en campo para poder lograr una calibración de los datos de campo en el modelo numérico, a criterio del investigador.

Tabla 61 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes, Pte. Orccoma

Tolerancia		0%	+5%	+8%	+10%
Volquete 6CP-912		33.26 ton	34.90 ton	35.90 ton	36.62 ton
Volquete X2R-849		33.70 ton	35.36 ton	36.40 ton	37.13 ton

Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.39	101.49%	9.89	96.36%	10.19	93.52%	10.34	92.17%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.36	107.69%	9.80	102.86%	10.08	100.00%	10.25	98.34%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.44	107.52%	9.82	103.36%	10.10	100.50%	10.30	98.54%
Promedio				105.57%		100.86%		98.01%		96.35%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 61 se analizó una variación de los pesos de los volquetes en un +/- 10% tomándolo del peso inicial, la variación se realizó en un +5%, +8% y +10% para así poder ver el comportamiento de la superestructura con respecto a las deformaciones producidas por estas cargas, se puede visualizar que las cargas indican mucho en la deformación en el cual con el peso inicial tenemos un promedio de 105.57% y el aumento de los pesos en un 10% obtenemos un 96.35%, existiendo una disminución de 9.22%.

Combinaciones para la calibración

Para el ajuste del modelo numérico en base a los valores de prueba de campo, se necesita realizar una serie de combinaciones con los factores de análisis que calcularon en las Tablas 01, 02 y 03 de las cuales son en el respectivo orden de:

- Resistencia del Concreto
- Espesor de la Losa
- Cargas de los Volquetes

Para la combinación de dichos factores mencionados, se tomaron los valores menores, intermedios y mayores para poder ajustar a la mayor proximidad de similitud.

- **Combinación Nro. 01**

Tabla 62 - Combinación Nro. 01 respecto a los valores menores obtenidos

Puente Orccoma			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 1	
			f _c =290 kg/cm ²		e=0.18m		Tolerancia 0%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.47	100.63%	9.45	100.85%	9.39	101.49%	10.72	88.90%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.43	106.89%	9.36	107.69%	9.36	107.69%	10.62	94.92%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.5	106.84%	9.38	108.21%	9.44	107.52%	10.65	95.31%
Promedio de la Deflexión de Combinación 1									93.04%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 62 se puede apreciar que se tomaron los valores menores que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 1 que fue el 93.04% de las 3 vigas en el tramo central del tablero.

- **Combinación Nro. 02**

Tabla 63 - Combinación Nro. 02 respecto a los valores intermedios obtenidos

Puente Orccoma			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =300 kg/cm ²		e=0.20m		Tolerancia +8%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.47	100.63%	9.43	101.06%	10.19	93.52%	10.14	93.98%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.38	107.46%	9.34	107.92%	10.08	100.00%	10.13	99.51%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.4	107.98%	9.36	108.44%	10.10	100.50%	10.14	100.10%
Promedio de la Deflexión de Combinación 2									97.86%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 63 se puede apreciar los valores intermedios con las cuales que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, y con estos factores de análisis se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 2 que fue el 97.86 % de las 3 vigas en el tramo central del tablero.

- **Combinación Nro. 03**

Tabla 64 - Combinación Nro. 03 respecto a los valores mayores obtenidos

Puente Orccoma			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =320 kg/cm ²		e=0.21m		Tolerancia +10%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.41	101.28%	9.42	101.17%	10.33	92.26%	10.17	93.71%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.32	108.15%	9.33	108.04%	10.25	98.34%	10.11	99.70%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.34	108.67%	9.35	108.56%	10.30	98.54%	10.15	100.00%
Promedio de la Deflexión de Combinación 3									97.80%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 64 se puede apreciar los valores mayores con las cuales que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, y con estos factores de análisis se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 3 que fue el 97.80 % de las 3 vigas en el tramo central del tablero.

Tabla 65 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo de la Combinación Nro. 02, Pte. Orccoma

Deflexión (Dial) Pte. Orccoma	M. Numérico de Prueba Calibrado (mm)	Prueba de Campo (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	10.14	9.53	93.98%
D-3 (VC-1/2L)	10.13	10.08	99.51%
D-4 (VI-1/2L)	10.14	10.15	100.10%

Fuente: Elaboración propia

Para el ajuste del modelo numérico se tomó la **Combinación Nro. 02** con los valores intermedios de los factores de $f'c=300$ kg/cm², espesor de la losa 0.20cm y un +8% de los pesos iniciales de los volquetes para llegar a la aproximación de 97.86%. En la tabla 07 podemos visualizar las deformaciones producidas en campo, así como el modelamiento numérico de la superestructura calibrada.

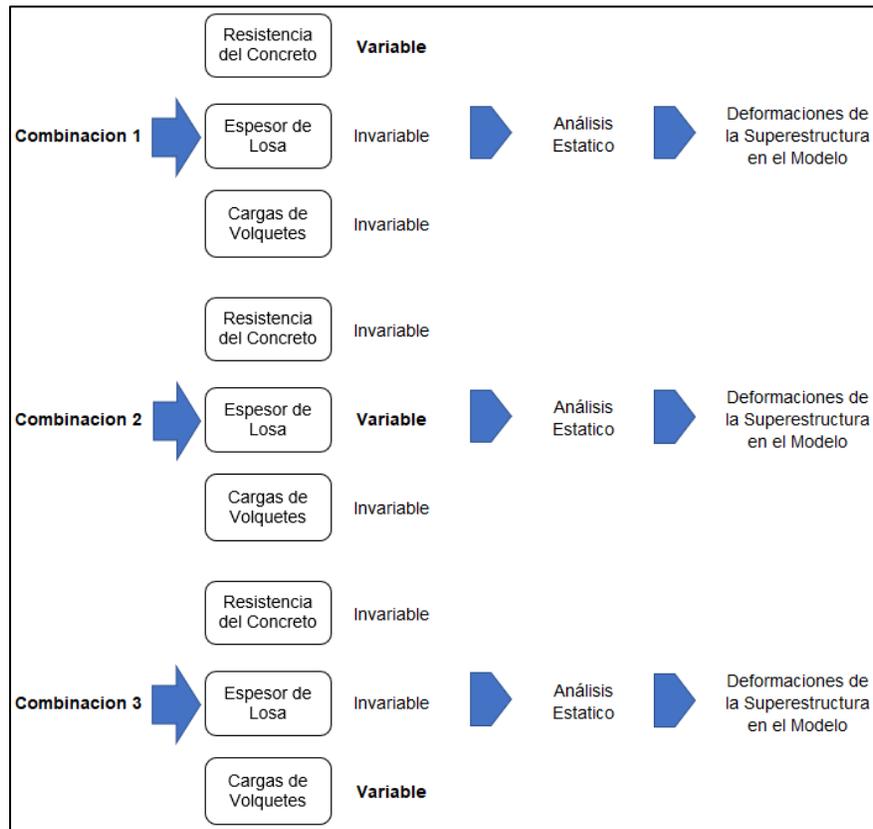
3.3.3 Puente Chuicuni

Análisis de datos

Para el proceso de calibración se realizará una iteración de tres variaciones o casos en las propiedades que influyen en la obtención de deformaciones del puente Queuña, de las cuales de procederá a modificar los parámetros de rigidez del sistema (Resistencia de concreto, espesor de losa) y la masa (carga de los volquetes).

Se realizará un análisis que se ciña al siguiente procedimiento, tomando como base el modelo numérico donde todas las propiedades sean invariables:

Figura 108 - Análisis de datos para la Calibración del Puente Chuicuni



Fuente: Elaboración propia

Consideraciones de los factores de análisis

➤ Resistencia del Concreto:

El promedio de resistencia de los 3 especímenes tomados simultáneamente de la misma mezcla, se considera como el resultado de un ensayo. La resistencia del concreto será considerada satisfactoria, si ningún espécimen individual presenta una resistencia inferior en más de 3,5 MPa (35 Kg/cm²), de la resistencia especificada y, simultáneamente, el promedio de 3 especímenes consecutivos de resistencia, iguala o excede la resistencia de diseño especificada en los planos. (Especificaciones Tecnicas Generales para Construccion EG-2013, pág. 932).

Tabla 66 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto, Pte. Chuicuni

Puente Chuicuni		f'c=280 kg/cm ²		f'c=290 kg/cm ²		f'c=300 kg/cm ²		f'c=310 kg/cm ²		f'c=320 kg/cm ²		
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado	%	Mod. Calibrado	%						
			(mm)									
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.30	82.21%	30.17	82.57%	30.04	82.92%	29.90	83.31%	29.78	83.65%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.28	82.73%	30.15	83.08%	30.02	83.44%	29.88	83.84%	29.76	84.17%
Promedio				82.47%		82.83%		83.18%		83.57%		83.91%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 66 se realizó una variación de la resistencia del concreto de 280 kg/cm² hasta 320 kg/cm², para poder ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación aumentarán según la resistencia del concreto en un porcentaje de 1.44% de los promedios de la f'c=280 kg/cm² a f'c=320 kg/cm² siendo esta la resistencia máxima tomada en consideración según normativa.

➤ Espesor de la Losa:

El espesor de la losa del tablero deberá ser mayor o igual que 7.0 in. (175 mm.) y menor que 1/20 de la luz libre entre filetes, acartelamientos o almas a menos que se usen nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre. (Manual de Puentes, 2018, pág. 347)

Tabla 67 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa, Pte. Chuicuni

Puente Chuicuni		e=0.225m		e=0.235m		e=0.245m		e=0.255m		
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado	%						
			(mm)		(mm)		(mm)		(mm)	
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.30	82.21%	30.22	82.43%	30.13	82.68%	30.05	82.90%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.28	82.73%	30.20	82.95%	30.11	83.19%	30.03	83.42%
Promedio				82.47%		82.69%		82.94%		83.16%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 67 se analizó una variación del espesor de la losa de la superestructura (tablero) que oscilaban entre 0.225m hasta los 0.255 m, y así ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación aumentarían según el espesor de la losa en un porcentaje de 0.69 % del promedio de los espesores de 0.225 m a 0.255 m, siendo este la resistencia máxima tomada en consideración según normativa.

➤ Cargas de Volquetes:

Tomando en consideración que los pesos de los volquetes para la prueba de carga, el cual se calcula mediante el pesaje con balanzas electrónicas o el peso específico del material cargado del volquete, esto dependerá de la accesibilidad y disponibilidad para hacer este procedimiento.

En los siguientes cuadros realización una variación de +/- 10% de los pesos de los volquetes con respecto a peso original en campo para poder lograr una calibración de los datos de campo en el modelo numérico, a criterio del investigador.

Tabla 68 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes, Pte. Chuicuni

Tolerancia		0%	-5%	-8%	-10%
Volquete P1R-897		30.00 ton	28.56 ton	27.78 ton	27.26 ton
Volquete B5D-927		30.00 ton	28.56 ton	27.76 ton	27.28 ton

Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.30	82.21%	28.74	86.67%	27.94	89.16%	27.44	90.78%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.28	82.73%	28.75	87.13%	27.96	89.59%	27.45	91.26%
Promedio				82.47%	86.90%	89.37%	91.02%			

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 68 se analizó una variación de los pesos de los volquetes en un +/- 10% tomándolo del peso inicial, la variación se realizó en un -5%, -8% y -10% para así poder ver el comportamiento de la superestructura con respecto a las deformaciones producidas por estas

cargas, se puede visualizar que las cargas indican mucho en la deformación en el cual con el peso inicial tenemos un promedio de 82.47% y la reducción de los pesos en un 10% obtenemos un 91.02%, existiendo un aumento de 8.55%.

Combinaciones para la calibración

Para el ajuste del modelo numérico en base a los valores de prueba de campo, se necesita realizar una serie de combinaciones con los factores de análisis que calcularon en las Tablas 01, 02 y 03 de las cuales son en el respectivo orden de:

- Resistencia del Concreto
- Espesor de la Losa
- Cargas de los Volquetes

Para la combinación de dichos factores mencionados, se tomaron los valores menores, intermedios y mayores para poder ajustar a la mayor proximidad de similitud.

- **Combinación Nro. 01**

Tabla 69 - Combinación Nro. 01 respecto a los valores menores obtenidos

Puente Chuicuni			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 1	
			f _c =280 kg/cm ²		e=0.225m		Tolerancia +0%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.30	82.21%	30.30	82.21%	30.30	82.21%	30.30	82.21%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.28	82.73%	30.28	82.73%	30.28	82.73%	30.28	82.73%
Promedio de Deflexión de Combinación 1									82.47%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 69 se puede apreciar que se tomaron los valores iniciales con los cuales se realizó la prueba de carga ya que estos son los valores menores que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 1 que fue el 82.47% de las 2 vigas en el tramo central del tablero.

- **Combinación Nro. 02**

Tabla 70 - Combinación Nro. 02 respecto a los valores intermedios obtenidos

Puente Chuicuni			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 2	
			f _c =300 kg/cm ²		e=0.245m		Tolerancia -8%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.04	82.92%	30.13	82.68%	27.94	89.16%	26.82	92.88%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.02	83.44%	30.11	83.19%	27.96	89.59%	26.83	93.37%
Promedio de Deflexión de Combinación 2									93.12%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 70 se puede apreciar los valores intermedios con los cuales que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, y con estos factores de análisis se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación Nro. 2 que fue el 93.12 % de las 2 vigas en el tramo central del tablero.

- **Combinación Nro. 03**

Tabla 71 - Combinación Nro. 03 respecto a los valores mayores obtenidos

Puente Chuicuni		Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3		
		f _c =320 kg/cm ²		e=0.255m		Tolerancia -10%				
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	29.78	83.65%	30.05	82.90%	27.44	90.78%	25.72	96.85%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	29.76	84.17%	30.03	83.42%	27.45	91.26%	25.73	97.36%
Promedio de Deflexión de Combinación 3									97.10%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 71 se puede apreciar los valores mayores con las cuales que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, y con estos factores de análisis se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 3 que fue el 97.10 % de las 2 vigas en el tramo central del tablero.

Tabla 72 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo de la Combinación Nro. 03, Pte. Chuicuni

Deflexión (Dial) Pte. Chuicuni	M. Numérico de Prueba Calibrado (mm)	Prueba de Campo (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	25.72	24.91	96.85%
D-2 (VD-1/2L)	25.73	25.05	97.36%

Fuente: Elaboración propia

Para el ajuste del modelo numérico se tomó la **Combinación Nro. 03** con los valores mayores de los factores de f_c=320 kg/cm², espesor de la losa 0.255cm y un -10% de los pesos iniciales de los volquetes para llegar a la aproximación de 97.10% siendo el más aproximado al 100% del ajuste.

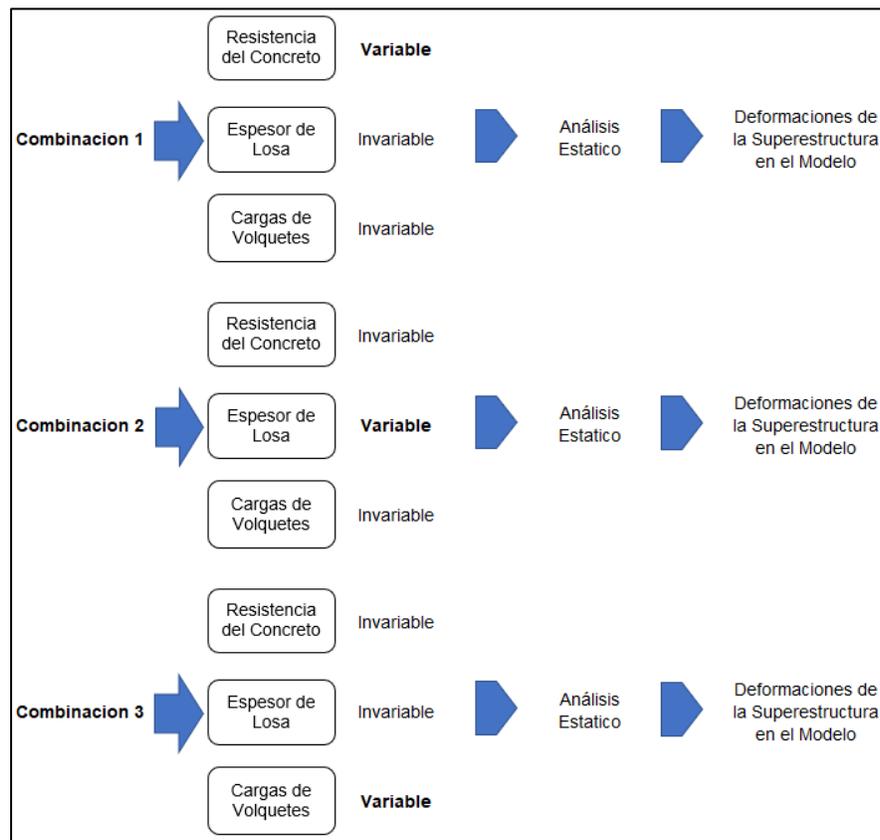
3.3.4 Puente Pucayacu

Análisis de datos

Para el proceso de calibración se realizará una iteración de tres variaciones o casos en las propiedades que influyen en la obtención de deformaciones del puente Pucayacu, de las cuales se procederá a modificar los parámetros de rigidez del sistema (Resistencia de concreto, espesor de losa) y la masa (carga de los volquetes).

Se realizará un análisis que se ciña al siguiente procedimiento, tomando como base el modelo numérico donde todas las propiedades sean invariables:

Figura 109 - Análisis de datos para la Calibración del Puente Pucayacu



Fuente: Elaboración propia

Consideraciones de los factores de análisis

➤ Resistencia del Concreto:

El promedio de resistencia de los 3 especímenes tomados simultáneamente de la misma mezcla, se considera como el resultado de un ensayo. La resistencia del concreto será considerada satisfactoria, si ningún espécimen individual presenta una resistencia inferior en más de 3,5 MPa (35 Kg/cm²), de la resistencia especificada y, simultáneamente, el promedio de 3 especímenes consecutivos de resistencia, iguala o excede la resistencia de diseño especificada en los planos. (Especificaciones Tecnicas Generales para Construcción EG-2013, pág. 932).

Tabla 73 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto, Pte. Pucayacu

Puente Pucayacu		f _c =280 kg/cm ²		f _c =290 kg/cm ²		f _c =300 kg/cm ²		f _c =310 kg/cm ²		f _c =320 kg/cm ²		
Deflexión (Dial)	M. Número de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado	%	Mod. Calibrado	%	Mod. Calibrado	%	Mod. Calibrado	%	Mod. Calibrado	%
			(mm)		(mm)		(mm)		(mm)		(mm)	
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	19.18	79.98 %	17.53	87.51 %	17.46	87.86 %	17.38	88.26 %	17.32	88.57 %
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	25.93	67.14 %	24.98	69.70 %	24.87	70.00 %	24.77	70.29 %	24.68	70.54 %
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.17	91.38 %	17.35	90.43 %	17.28	90.80 %	17.22	91.11 %	17.15	91.49 %
			Promedio	79.50 %		82.55 %		82.89 %		83.22 %		83.53 %

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 73 se realizó una variación de la resistencia del concreto de 280 kg/cm² hasta 320 kg/cm², para poder ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación aumentaran según la resistencia del concreto en un porcentaje de 4.03% de los promedios de la f_c=280 kg/cm² a f_c=320 kg/cm² siendo este la resistencia máxima tomada en consideración según normativa.

➤ Espesor de la Losa:

El espesor de la losa del tablero deberá ser mayor o igual que 7.0 in. (175 mm.) y menor que 1/20 de la luz libre entre filetes, acartelamientos o almas a menos que se usen nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre. (Manual de Puentes, 2018, pág. 347)

Tabla 74 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa, Pte. Pucayacu

Puente Pucayacu			e=0.25m		e=0.26m		e=0.27m		e=0.28m	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	19.18	79.98%	17.53	87.51%	17.5	87.66%	17.47	87.81%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	25.93	67.14%	24.99	69.67%	24.95	69.78%	24.91	69.89%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.17	91.38%	17.36	90.38%	17.34	90.48%	17.31	90.64%
<i>Promedio</i>				79.50%		82.52%		82.64%		82.78%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 74 se analizó una variación del espesor de la losa de la superestructura (tablero) que oscilaban entre 0.25m hasta los 0.28 m, y así ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación aumentaran según el espesor de la losa en un porcentaje de 3.28 % del promedio de los espesores de 0.25 m a 0.28 m, siendo este la resistencia máxima tomada en consideración según normativa.

➤ Cargas de Volquetes:

Tomando en consideración que los pesos de los volquetes para la prueba de carga, el cual se calcula mediante el pesaje con balanzas electrónicas o el peso específico del material cargado del volquete, esto dependerá de la accesibilidad y disponibilidad para hacer este procedimiento.

En los siguientes cuadros realización una variación de +/- 10% de los pesos de los volquetes con respecto a peso original en campo para poder lograr una calibración de los datos de campo en el modelo numérico, a criterio del investigador.

Tabla 75 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes, Pte. Pucayacu

Tolerancia			0%	-5%	-8%	-10%				
Volquete C4S-773 / Volquete C6P-831			26.14 ton	24.86 ton	24.2 ton	23.76 ton				
Volquete F2P-919 / Volquete F3T-733			26.00 ton	24.72 ton	24.08 ton	23.62 ton				
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	19.18	79.98%	16.7	91.86%	16.26	94.34%	15.96	96.12%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	25.93	67.14%	23.8	73.15%	23.18	75.11%	22.75	76.53%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.17	91.38%	16.54	94.86%	16.26	96.49%	15.81	99.24%
<i>Promedio</i>				79.50%		86.62%		88.65%		90.63%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 75 se analizó una variación de los pesos de los volquetes en un +/- 10% tomándolo del peso inicial, la variación se realizó en un -5%, -8% y -10% para así poder ver el comportamiento de la superestructura con respecto a las deformaciones producidas por estas cargas, se puede visualizar que las cargas indican mucho en la deformación en el cual con el peso inicial tenemos un promedio de 79.50 % y la reducción de los pesos en un 10% obtenemos un 90.63 %, existiendo un aumento de 11.13%.

Combinaciones para la calibración

Para el ajuste del modelo numérico en base a los valores de prueba de campo, se necesita realizar una serie de combinaciones con los factores de análisis que calcularon en las Tablas 01, 02 y 03 de las cuales son en el respectivo orden de:

- Resistencia del Concreto
- Espesor de la Losa
- Cargas de los Volquetes

Para la combinación de dichos factores mencionados, se tomaron los valores menores, intermedios y mayores para poder ajustar a la mayor proximidad de similitud.

- **Combinación Nro. 01**

Tabla 76 - Combinación Nro. 01 respecto a los valores menores obtenidos

Puente Pucayacu			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 1	
			f _c =280 kg/cm ²		e=0.25m		Tolerancia 0%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	19.18	79.98%	19.18	79.98%	19.18	79.98%	19.18	79.98%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	25.93	67.14%	25.93	67.14%	25.93	67.14%	25.93	67.14%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.17	91.38%	17.17	91.38%	17.17	91.38%	17.17	91.38%
Promedio de Deflexión de Combinación 1									79.50%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 76 se puede apreciar que se tomaron los valores iniciales con los cuales se realizó la prueba de carga ya que estos son los valores menores que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 1 que fue el 79.50% de 1/4L, 1/2L y 3/4L.

- **Combinación Nro. 02**

Tabla 77 - Combinación Nro. 02 respecto a los valores intermedios obtenidos

Puente Pucayacu			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 2	
			f _c =300 kg/cm ²		e=0.27m		Tolerancia -8%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	17.46	87.86%	17.5	87.66%	16.26	94.34%	15.52	98.84%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	24.87	70.00%	24.95	69.78%	23.18	75.11%	21.80	79.86%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.28	90.80%	17.34	90.48%	16.26	96.49%	15.15	103.56%
Promedio de Deflexión de Combinación 2									94.09%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 77 se puede apreciar los valores intermedios con los cuales que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, y con estos factores de análisis se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 2 que fue el 94.09% de 1/4L, 1/2L y 3/4L.

- **Combinación Nro. 03**

Tabla 78 - Combinación Nro. 03 respecto a los valores mayores obtenidos

Puente Pucayacu			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =320 kg/cm ²		e=0.28m		Tolerancia -10%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	17.32	88.57%	17.47	87.81%	15.96	96.12%	15	102.27%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	24.68	70.54%	24.91	69.89%	22.75	76.53%	21.39	81.39%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.15	91.49%	17.31	90.64%	15.81	99.24%	14.86	105.59%
Promedio de Deflexión de Combinación 3										96.42%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 78 se puede apreciar los valores mayores con los cuales que obtuvimos de las tablas anteriores de este objetivo, y con estos factores de análisis se obtuvo un promedio de la deflexión de la combinación 3 que fue el 96.42% de 1/4L, 1/2L y 3/4L.

Tabla 79 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo de la Combinación Nro. 03, Pte. Pucayacu

Deflexión (Dial) Pte. Pucayacu	M. Numérico de Prueba Calibrado (mm)	Prueba de Campo (mm)	%
D-1 (1/4L)	15	15.34	102.27%
D-2 (1/2L)	21.39	17.41	81.39%
D-2 (3/4L)	14.86	15.69	105.59%

Fuente: Elaboración propia

Para el ajuste del modelo numérico se tomó la **Combinación Nro. 03** con los valores mayores de los factores de $f'c=320 \text{ kg/cm}^2$, espesor de la losa 0.28 m y un -10% de los pesos iniciales de los volquetes para llegar a la aproximación de 96.42 % siendo el más aproximado al 100% del ajuste.

3.3.5 Resultados Generales del Objetivo Especifico 3

Factores Generales de análisis Generales

➤ Resistencia del Concreto:

Tabla 80 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación a la Resistencia del Concreto de los Puentes de Sección Compuesta

Puente Queuña		f'c=280 kg/cm2		f'c=290 kg/cm2		f'c=300 kg/cm2		f'c=310 kg/cm2		f'c=320 kg/cm2		
Deflexión (Dial)	M. Número de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%								
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.22	80.52 %	14.20	80.63 %	14.13	81.03 %	14.07	81.38 %	14.01	81.73 %
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	15.07	86.93 %	15.04	87.10 %	14.97	87.51 %	14.90	87.92 %	14.84	88.27 %
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.72	85.60 %	14.69	85.77 %	14.62	86.18 %	14.56	86.54 %	14.50	86.90 %
<i>Promedio</i>				84.35 %		84.50 %		84.91 %		85.28 %		85.63 %

Puente Orcocoma		f'c=280 kg/cm2		f'c=290 kg/cm2		f'c=300 kg/cm2		f'c=310 kg/cm2		f'c=320 kg/cm2		
Deflexión (Dial)	M. Número de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%								
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.39	101.49 %	9.47	100.63 %	9.44	100.95 %	9.40	101.38 %	9.38	101.60 %
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.36	107.69 %	9.43	106.89 %	9.40	107.23 %	9.37	107.58 %	9.34	107.92 %
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.44	107.52 %	9.50	106.84 %	9.47	107.18 %	9.44	107.52 %	9.38	108.21 %
<i>Promedio</i>				105.57 %		104.79 %		105.12 %		105.49 %		105.91 %

Puente Chuicuni			f'c=280 kg/cm ²		f'c=290 kg/cm ²		f'c=300 kg/cm ²		f'c=310 kg/cm ²		f'c=320 kg/cm ²	
Deflexión (Dial)	M. Número de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
			D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.30	82.21 %	30.17	82.57 %	30.04	82.92 %	29.90
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.28	82.73 %	30.15	83.08 %	30.02	83.44 %	29.88	83.84 %	29.76	84.17 %
Promedio				82.47 %	82.83 %	83.18 %	83.57 %	83.91 %				

Puente Pucayacu			f'c=280 kg/cm ²		f'c=290 kg/cm ²		f'c=300 kg/cm ²		f'c=310 kg/cm ²		f'c=320 kg/cm ²	
Deflexión (Dial)	M. Número de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
			D-1 (1/4L)	19.18	15.34	19.18	79.98 %	17.53	87.51 %	17.46	87.86 %	17.38
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	25.93	67.14 %	24.98	69.70 %	24.87	70.00 %	24.77	70.29 %	24.68	70.54 %
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.17	91.38 %	17.35	90.43 %	17.28	90.80 %	17.22	91.11 %	17.15	91.49 %
Promedio				79.50 %	82.55 %	82.89 %	83.22 %	83.53 %				

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 80 se realizó una variación de la resistencia del concreto de 280 kg/cm² hasta 320 kg/cm² de los puentes de sección compuesta desarrollados en la presente investigación, el aumento de la resistencia de concreto (f'c) es poder ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar que existen una tendencia al aumento de las deformaciones en todos los puentes de los cuales Queuña, Chuicuni y Pucayacu se busca la rigidez para poder disminuir las deformaciones en el tramo central mientras tanto en el Puente Orccoma se busca des rigidizar la superestructura.

➤ Espesor de la Losa:

Tabla 81 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Espesor de la Losa de los Puentes de Sección Compuesta

Puente Queuña			e=0.20m		e=0.21m		e=0.22m		e=0.23m	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.22	80.52%	14.21	80.58%	14.19	80.69%	14.18	80.75%
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	15.07	86.93%	15.05	87.04%	15.03	87.16%	15.01	87.28%
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.72	85.60%	14.7	85.71%	14.68	85.83%	14.66	85.95%
Promedio				84.35%		84.44%		84.56%		84.66%

Puente Orccoma			e=0.18m		e=0.19m		e=0.20m		e=0.21m	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.69	98.35%	9.54	99.90%	9.39	101.49%	9.27	102.80%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.62	104.78%	9.49	106.22%	9.36	107.69%	9.24	109.09%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.7	104.64%	9.56	106.17%	9.44	107.52%	9.32	108.91%
Promedio				102.59%		104.09%		105.57%		106.93%

Puente Chuicuni			e=0.225m		e=0.235m		e=0.245m		e=0.255m	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.30	82.21%	30.22	82.43%	30.13	82.68%	30.05	82.90%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.28	82.73%	30.20	82.95%	30.11	83.19%	30.03	83.42%
Promedio				82.47%		82.69%		82.94%		83.16%

Puente Pucayacu			e=0.25m		e=0.26m		e=0.27m		e=0.28m	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%						
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	19.18	79.98%	17.53	87.51%	17.5	87.66%	17.47	87.81%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	25.93	67.14%	24.99	69.67%	24.95	69.78%	24.91	69.89%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.17	91.38%	17.36	90.38%	17.34	90.48%	17.31	90.64%
Promedio				79.50%		82.52%		82.64%		82.78%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 81 se analizó una variación del espesor de la losa de la superestructura (tablero) de los puentes de sección compuesta de la presente investigación que oscilaban entre 0.18 m hasta los 0.28 m dependiendo del espesor por puente, y así ver el comportamiento de la rigidez de la superestructura. Como se puede observar, los valores de la deformación aumentaran según el espesor de la losa en un porcentaje determinado, se puede visualizar que la rigidización con el aumento del espesor no es muy considerable, si bien existe una variación de las deformaciones estas no exceden a un 1 mm.

➤ Cargas de Volquetes:

Tabla 82 - Iteración de deformaciones de la superestructura en relación al Peso de los Volquetes en los Puentes de Sección Compuesta

Tolerancia			Peso Inicial		-5%		-8%		-10%	
Volquete 6CP-912			35.06 ton		33.28 ton		32.48 ton		31.86 ton	
Volquete X2R-849			33.20 ton		31.50 ton		30.72 ton		29.50 ton	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.22	80.52%	13.51	84.75%	13.18	86.87%	12.72	90.02%
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	15.07	86.93%	14.31	91.54%	13.96	93.84%	13.56	96.61%
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.72	85.60%	13.98	90.13%	13.64	92.38%	12.72	99.06%
<i>Promedio</i>				84.35%		88.81%		91.03%		95.23%
Tolerancia			0%		+5%		+8%		+10%	
Volquete 6CP-912			33.26 ton		34.90 ton		35.90 ton		36.62 ton	
Volquete X2R-849			33.70 ton		35.36 ton		36.40 ton		37.13 ton	
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.39	101.49%	9.89	96.36%	10.19	93.52%	10.34	92.17%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.36	107.69%	9.80	102.86%	10.08	100.00%	10.25	98.34%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.44	107.52%	9.82	103.36%	10.10	100.50%	10.30	98.54%
<i>Promedio</i>				105.57%		100.86%		98.01%		96.35%

Tolerancia			0%	-5%	-8%	-10%
Volquete P1R-897			30.00 ton	28.56 ton	27.78 ton	27.26 ton
Volquete B5D-927			30.00 ton	28.56 ton	27.76 ton	27.28 ton

Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.30	82.21%	28.74	86.67%	27.94	89.16%	27.44	90.78%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.28	82.73%	28.75	87.13%	27.96	89.59%	27.45	91.26%
<i>Promedio</i>				82.47%	86.90%	89.37%	91.02%			

Tolerancia			0%	-5%	-8%	-10%
Volquete C4S-773 / Volquete C6P-831			26.14 ton	24.86 ton	24.2 ton	23.76 ton
Volquete F2P-919 / Volquete F3T-733			26.00 ton	24.72 ton	24.08 ton	23.62 ton

Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	19.18	79.98%	16.7	91.86%	16.26	94.34%	15.96	96.12%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	25.93	67.14%	23.8	73.15%	23.18	75.11%	22.75	76.53%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.17	91.38%	16.54	94.86%	16.26	96.49%	15.81	99.24%
<i>Promedio</i>				79.50%	86.62%	88.65%	90.63%			

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 82 se analizó una variación de los pesos de los volquetes en un +/- 10% tomándolo del peso inicial, la variación se realizó en un +/-5%, +/-8% y +/-10% para así poder ver el comportamiento de la superestructura con respecto a las deformaciones producidas por estas cargas, en los puentes Queuña, Chuicuni y Pucayacu se procedió hacer una iteración de los pesos con una reducción hasta el 10% de los cargas iniciales de los volquetes, el cual dio una tendencia a la disminución de las deformaciones en el modelo numérico, mientras el Puente Orccoma se iteró con el aumento de los pesos hasta un 10% de las cargas iniciales de los volquetes para lograr una mayor deformación en la superestructura.

3.3.5.1 Combinaciones Generales para la calibración de los Puentes

- **Combinación Nro. 01**

Tabla 83 - Combinación Nro. 01 respecto a los valores menores obtenidos de los Puentes de Sección Compuesta

Puente Queuña		Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 1		
		f _c =280 kg/cm ²		e=0.20m		Tolerancia 0%				
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.22	80.52 %	14.22	80.52 %	14.22	80.52 %	14.22	80.52 %
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	15.07	86.93 %	15.07	86.93 %	15.07	86.93 %	15.07	86.93 %
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.72	85.60 %	14.72	85.60 %	14.72	85.60 %	14.72	85.60 %
Promedio de la Deflexión de Combinación 1									84.35	%

Puente Orccoma		Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 1		
		f _c =290 kg/cm ²		e=0.18m		Tolerancia 0%				
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.47	100.63%	9.45	100.85%	9.39	101.49%	10.72	88.90%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.43	106.89%	9.36	107.69%	9.36	107.69%	10.62	94.92%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.5	106.84%	9.38	108.21%	9.44	107.52%	10.65	95.31%
Promedio de la Deflexión de Combinación 1									93.04	%

Puente Chuicuni			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 1	
			f _c =280 kg/cm ²		e=0.225m		Tolerancia +0%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.30	82.21%	30.30	82.21%	30.30	82.21%	30.30	82.21%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.28	82.73%	30.28	82.73%	30.28	82.73%	30.28	82.73%
Promedio de Deflexión de Combinación 1									82.47%	

Puente Orccoma			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 1	
			f _c =280 kg/cm ²		e=0.25m		Tolerancia 0%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	19.18	79.98%	19.18	79.98%	19.18	79.98%	19.18	79.98%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	25.93	67.14%	25.93	67.14%	25.93	67.14%	25.93	67.14%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.17	91.38%	17.17	91.38%	17.17	91.38%	17.17	91.38%
Promedio de Deflexión de Combinación 1									79.50%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 83 se visualiza que las deformaciones en el tramo central de la superestructura son menores en el Puente Orccoma y mayores que el modelo ajustado como se puede ver en los Puentes Queuña, Chuicuni y Pucayacu, para este caso se busca más rigidez en la superestructura, así como la disminución de los pesos de los volquetes, Para el Puente Orccoma se aplicara lo contrario a lo antes mencionado. La combinación 01 nos da los menores valores que se pueden iterar, por ende, se procederá a realizar una Combinación 02.

- **Combinación Nro. 02**

Tabla 84 - Combinación Nro. 02 respecto a los valores intermedios obtenidos de los Puentes de Sección Compuesta

Puente Queuña			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 2	
			f _c =300 kg/cm ²		e=0.22m		Tolerancia -8%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.13	81.03%	14.19	80.69%	13.18	86.87%	12.59	90.95%
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	14.97	87.51%	15.03	87.16%	13.96	93.84%	13.29	98.57%
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.62	86.18%	14.68	85.83%	13.64	92.38%	13.01	96.85%
Promedio de la Deflexión de Combinación 2									95.45%	

Puente Orccoma			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =300 kg/cm ²		e=0.20m		Tolerancia +8%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.47	100.63%	9.43	101.06%	10.19	93.52%	10.14	93.98%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.38	107.46%	9.34	107.92%	10.08	100.00%	10.13	99.51%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.4	107.98%	9.36	108.44%	10.10	100.50%	10.14	100.10%
Promedio de la Deflexión de Combinación 2									97.86%	

Puente Chuicuni			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 2	
			f _c =300 kg/cm ²		e=0.245m		Tolerancia -8%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	30.04	82.92%	30.13	82.68%	27.94	89.16%	26.82	92.88%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	30.02	83.44%	30.11	83.19%	27.96	89.59%	26.83	93.37%
Promedio de Deflexión de Combinación 2									93.12%	

Puente Orccoma			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 2	
			f _c =300 kg/cm ²		e=0.27m		Tolerancia -8%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	17.46	87.86%	17.5	87.66%	16.26	94.34%	15.52	98.84%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	24.87	70.00%	24.95	69.78%	23.18	75.11%	21.80	79.86%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.28	90.80%	17.34	90.48%	16.26	96.49%	15.15	103.56%
Promedio de Deflexión de Combinación 2									94.09%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 84 se visualiza que las deformaciones en el tramo central de la superestructura son los valores intermedios que se obtuvieron al iterar con los factores de análisis, en el modelo calibrado de los puentes Queuña y Orccoma se logró una mayor aproximación menores al 100% como promedio del total de las vigas en el tramo central, mientras en los puentes Chuicuni y Pucayacu sucedió lo contrario, habiendo una diferencia considerable para la aproximación de los valores de campo, por lo tanto se realizara una Combinación 03 con los valores mayores de las iteraciones de los factores de análisis.

- **Combinación Nro. 03**

Tabla 85 - Combinación Nro. 03 respecto a los valores mayores obtenidos de los Puentes de Sección Compuesta

Puente Queuña			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =320 kg/cm ²		e=0.23m		Tolerancia -10%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	14.22	11.45	14.01	81.73%	14.18	80.75%	12.72	90.02%	11.84	96.71%
D-3 (VC-1/2L)	15.07	13.1	14.84	88.27%	15.01	87.28%	13.56	96.61%	12.55	104.38%
D-4 (VI-1/2L)	14.72	12.6	14.5	86.90%	14.66	85.95%	12.72	99.06%	11.85	106.33%
Promedio de la Deflexión de Combinación 3									102.47%	

Puente Orccoma			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =320 kg/cm ²		e=0.21m		Tolerancia +10%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-2 (VD-1/2L)	9.39	9.53	9.41	101.28%	9.42	101.17%	10.33	92.26%	10.17	93.71%
D-3 (VC-1/2L)	9.36	10.08	9.32	108.15%	9.33	108.04%	10.25	98.34%	10.11	99.70%
D-4 (VI-1/2L)	9.44	10.15	9.34	108.67%	9.35	108.56%	10.30	98.54%	10.15	100.00%
Promedio de la Deflexión de Combinación 3									97.80%	

Puente Chuicuni			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =320 kg/cm ²		e=0.255m		Tolerancia -10%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (VI-1/2L)	30.30	24.91	29.78	83.65%	30.05	82.90%	27.44	90.78%	25.72	96.85%
D-2 (VD-1/2L)	30.28	25.05	29.76	84.17%	30.03	83.42%	27.45	91.26%	25.73	97.36%
Promedio de Deflexión de Combinación 3									97.10%	

Puente Orrcoma			Resistencia del Concreto		Espesor de la Losa		Aplicación de las Cargas		Deflexión de Combinación 3	
			f _c =320 kg/cm ²		e=0.28m		Tolerancia -10%			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba (mm)	P. Campo (mm)	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%	Mod. Calibrado (mm)	%
D-1 (1/4L)	19.18	15.34	17.32	88.57%	17.47	87.81%	15.96	96.12%	15	102.27%
D-2 (1/2L)	25.93	17.41	24.68	70.54%	24.91	69.89%	22.75	76.53%	21.39	81.39%
D-2 (3/4L)	17.17	15.69	17.15	91.49%	17.31	90.64%	15.81	99.24%	14.86	105.59%
Promedio de Deflexión de Combinación 3									96.42%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 85 se visualiza que las deformaciones en el tramo central de la superestructura son los valores mayores que se obtuvieron al iterar con los factores de análisis, en el modelo calibrado del puente Queuña nos excedemos del 100% superando los resultados de la prueba de campo, el puente Orrcoma se obtuvo menores deformaciones que la combinación 02 con una diferencia de 0.06% el cual no satisface la aproximación de la calibración. En los puentes Chuicuni y Pucayacu se alcanzó una mayor aproximación de los resultados de campo con el modelo calibrado, por ende, se trabajarán con los factores de análisis de cada combinación para realizar el calibrado del modelo numérico.

Tabla 86 - Deformaciones del Modelo numérico calibrado vs Prueba de Campo, en los Puentes de Sección Compuesta

Calibración de la Deformaciones por Puente			
Deflexión (Dial)	M. Numérico de Prueba Calibrado (mm)	Prueba de Campo (mm)	%
Puente Queuña			
D-2 (VD-1/2L)	12.59	11.45	90.95%
D-3 (VC-1/2L)	13.29	13.10	98.57%
D-4 (VI-1/2L)	13.01	12.60	96.85%
Puente Orccoma			
D-2 (VD-1/2L)	10.14	9.53	93.98%
D-3 (VC-1/2L)	10.13	10.08	99.51%
D-4 (VI-1/2L)	10.14	10.15	100.10%
Puente Chuicuni			
D-1 (VI-1/2L)	25.72	24.91	96.85%
D-2 (VD-1/2L)	25.73	25.05	97.36%
Puente Pucayacu			
D-1 (1/4L)	15.34	15.00	102.27%
D-2 (1/2L)	17.41	21.39	81.39%
D-2 (3/4L)	15.69	14.86	105.59%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 86 se observa los modelos numéricos de la prueba ya calibrados, el cual satisfacen en la aproximación de las deformaciones cercanas a los resultados de la prueba de campo que fueron medidos con los deformímetros en las vigas de los tramos centrales de la superestructura. Con esos modelos calibrados se procederá a realizar el objetivo 4 donde se analizar la incidencia de la temperatura en las pruebas de carga.

3.4 Resultados del Objetivo Especifico 4

Los cambios de temperatura del aire influyen en la deformación de la estructura de los puentes de hormigón, especialmente en la mitad del vano. Existe una fuerte relación lineal entre la

deformación de la estructura y la temperatura. Es esencial controlar las deformaciones debidas a de la temperatura para el puente de hormigón, especialmente su en especial su vano medio, durante su funcionamiento a largo plazo. (Tan Yingying, Wan Young, 2018)

Generalidades

Se deberán considerar las solicitaciones internas que la fluencia lenta y contracción provocan en los componentes. Si es conveniente, se debería incluir el efecto de gradiente de temperatura. Las solicitaciones debidas a la deformación de los componentes resistentes, el desplazamiento de los puntos de aplicación de las cargas y los movimientos de los apoyos se deberán incluir en el análisis. (Manual de Puentes, 2018, pág. 104).

Rangos de Temperatura

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los especificados en la Tabla 01. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá usar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta en el diseño. (Manual de Puentes, 2018, pág. 104).

Tabla 87 - Rangos de Temperatura (C°)

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o preesforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

Fuente: Manual de Puentes, 2018.

Gradientes de Temperatura

El gradiente de temperatura se incluye en varias combinaciones de carga en la Tabla 1. Esto no significa que deba investigarse para todos los tipos de estructuras, si la experiencia ha demostrado

que ignorar el gradiente de temperatura en el diseño de un tipo dado de estructura no ha provocado daños estructurales. (AASHTO-LRFD, 2017, pág. 3-148)

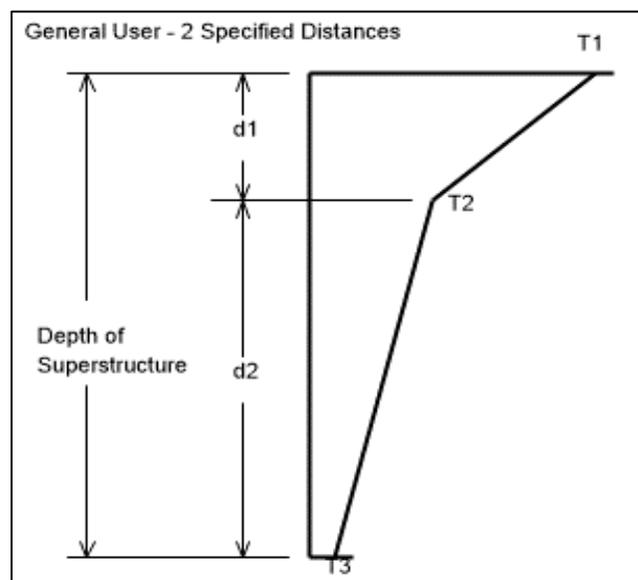
En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados en los rangos de temperatura. Las diferencias de temperatura T_1 y T_2 corresponderán a los valores positivos dados en la Tabla 2 o a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la tabla por -0.5 . (Manual de Puentes, 2018, pág. 104).

Tabla 88 - Temperaturas que definen las Gradientes ($^{\circ}\text{C}$)

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Fuente: Manual de Puentes, 2018.

Figura 110 - Gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero



Fuente: AASHTO-LRFD, 2017.

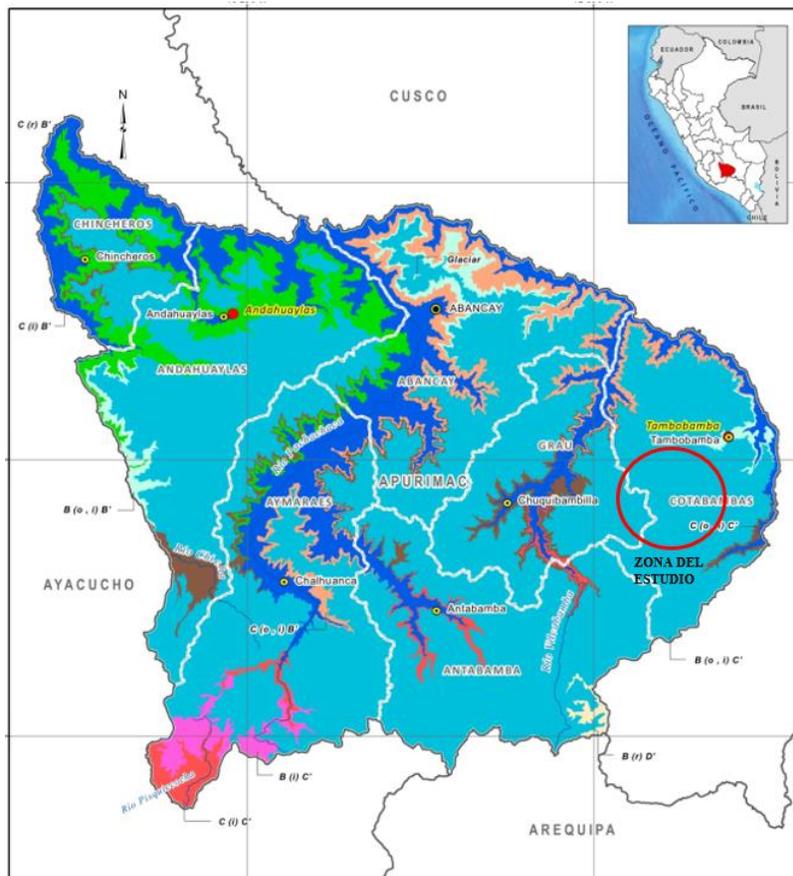
3.4.1 Puente Queuña

Variación de la Temperatura en el Distrito de Challhuahuacho (Prov. Cotabambas)

En Challhuahuacho, los veranos son cortos y cómodos; los inviernos son cortos, fríos y mojados y está nublado durante todo el año. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $18\text{ }^{\circ}\text{C}$ y rara vez baja a menos de $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ o sube a más de $23\text{ }^{\circ}\text{C}$.

La temporada templada dura 1.6 meses, del 15 de octubre al 1 de diciembre, y la temperatura máxima promedio diaria es más de $19\text{ }^{\circ}\text{C}$. El día más caluroso del año es el 14 de noviembre, con una temperatura máxima promedio de $19\text{ }^{\circ}\text{C}$ y una temperatura mínima promedio de $4\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Figura 111 - Climas meteorológicos del Departamento de Apurímac



Fuente: CLIMAS DEL PERÚ, Mapas de Clasificación Climática Nacional– SENAMHI, 2021.

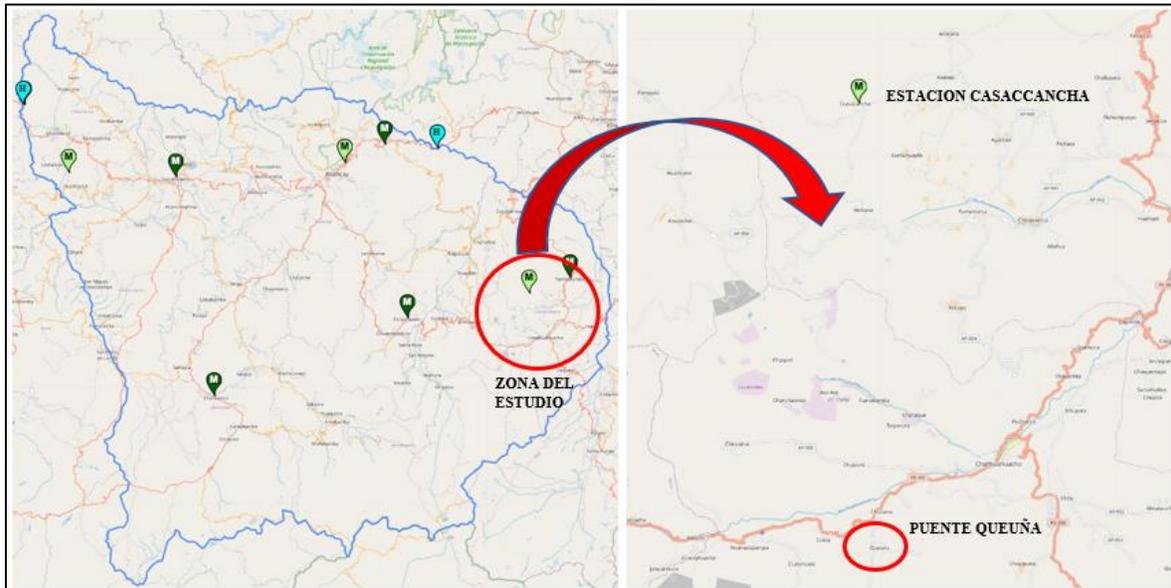
Estación Meteorológica CASACCHANCHA

Para tener un registro sobre las condiciones meteorológicas que están ocurriendo en la zona de estudio y siendo esta la estación más próxima del Puente Queuña, principalmente las temperaturas máximas y mínimas del aire se procedió a la toma de datos de la estación Casaccancha con un periodo anual del año 2020.

- **Datos de la Estación Casaccancha**

Distrito	:	Tambobamba
Provincia	:	Cotabambas
Departamento	:	Apurímac
Latitud	:	13°59'21.24" S
Longitud	:	72°17'53.95" W
Altitud	:	4,033.00 msnm
Tipo	:	Automática - Meteorológica
Código	:	472A1410

Figura 112 - Ubicación de la Estación CasaccanCHA



Fuente: <https://www.senamhi.gob.pe/main.php?dp=apurimac&p=estaciones>

En la Tabla 03 se plasmó el registro de las lecturas mensuales de las temperaturas de la estación CasaccanCHA de los cuales las temperaturas máximas llegan a 18°C en el mediodía y la mínima llega a -4°C en las noches, partiendo de este punto como referencia, se desarrollará el modelamiento de temperatura gradiente de la superestructura, para ver el comportamiento de la misma.

Tabla 89 - Temperaturas máximas y mínimas de la Estación Casaccancha

ESTACIÓN: CASACCANCHA			
Dep.: APURIMAC Prov.: COTABAMBAS Dist.: TAMBOBAMBA			
Lat.: 13°59'21.24" S Long.: 72°17'53.95" W Alt.: 4033 msnm.			
Tipo: Automática - Meteorológica			
Código: 472A1410			
Año	Mes	T°	
		Max	Min
2020	Enero	17.5	0.1
2020	Febrero	16.1	0.3
2020	Marzo	15.5	0.3
2020	Abril	14.8	-0.4
2020	Mayo	14.4	-1.7
2020	Junio	14.8	-3.0
2020	Julio	15.7	-3.3
2020	Agosto	16.4	-1.8
2020	Septiembre	16.6	-1.0
2020	Octubre	17.2	-1.0
2020	Noviembre	17.6	1.5
2020	Diciembre	17.4	2.2

Fuente: Elaboración Propia

Procesamiento de datos

El desarrollo de este objetivo es entender el comportamiento de la superestructura ante la temperatura y como referencia de las temperaturas se tomó el registro de los datos de la tabla 03. La variación de la temperatura será desde la máxima hasta la mínima de las cuales se reducirán cada 5°C.

Tabla 90 - Deformaciones de la Superestructura frente a Temperaturas máx. y mín.

Puente Queuña		Variación de Temperatura (C°)					
Deflexión (Dial)	Mod. Calibrado (mm)	Deflexión en 20°C (mm)	Deflexión en 15°C (mm)	Deflexión en 10°C (mm)	Deflexión en 5°C (mm)	Deflexión en 0°C (mm)	Deflexión en -5°C (mm)
		T1: 20°C T2: 17°C T3: 16°C	T1: 15°C T2: 13°C T3: 12°C	T1: 10°C T2: 7°C T3: 6°C	T1: 5°C T2: 3°C T3: 2°C	T1: 0°C T2: -3°C T3: -4°C	T1: -5°C T2: -7°C T3: -8°C
D-2 (VD-1/2L)	12.59	12.59	12.51	11.45	11.38	10.32	10.24
D-3 (VC-1/2L)	13.29	13.38	13.28	12.17	12.06	10.95	10.86
D-4 (VI-1/2L)	13.01	13	12.93	11.87	11.79	10.74	10.66

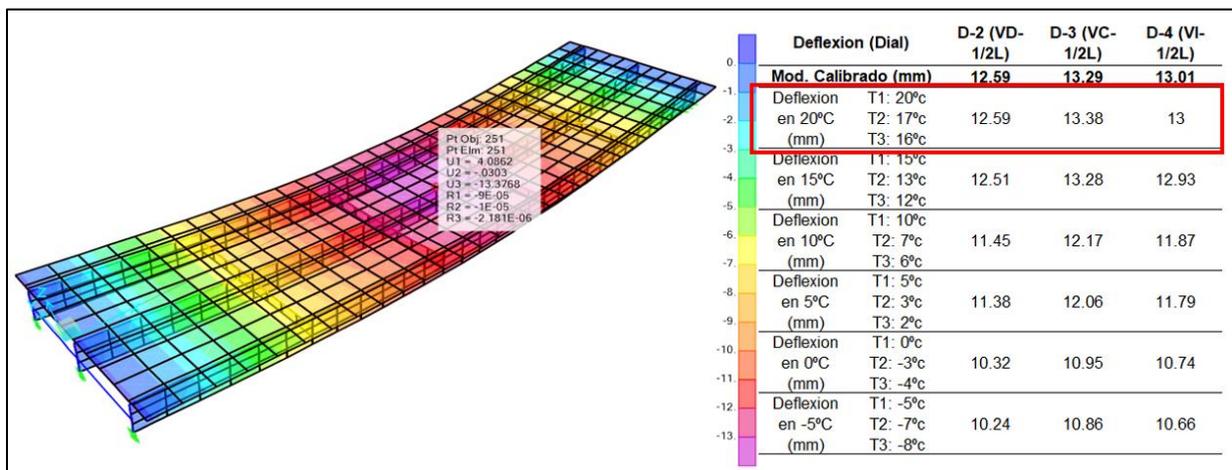
Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 90 se visualiza la variación de las deformaciones ante los cambios de temperatura, siendo la máxima de 20°C y la mínima de -5°C. El modelo calibrado se encuentra en una reducción a menor reducción de temperatura, por ende, a mayor temperatura existe mayor dilatación de la sección compuesta llegando así a mayores deformaciones, caso contrario en épocas de invierno donde existe la contracción de la sección donde las deformaciones son menores.

- Deformaciones en 20°C

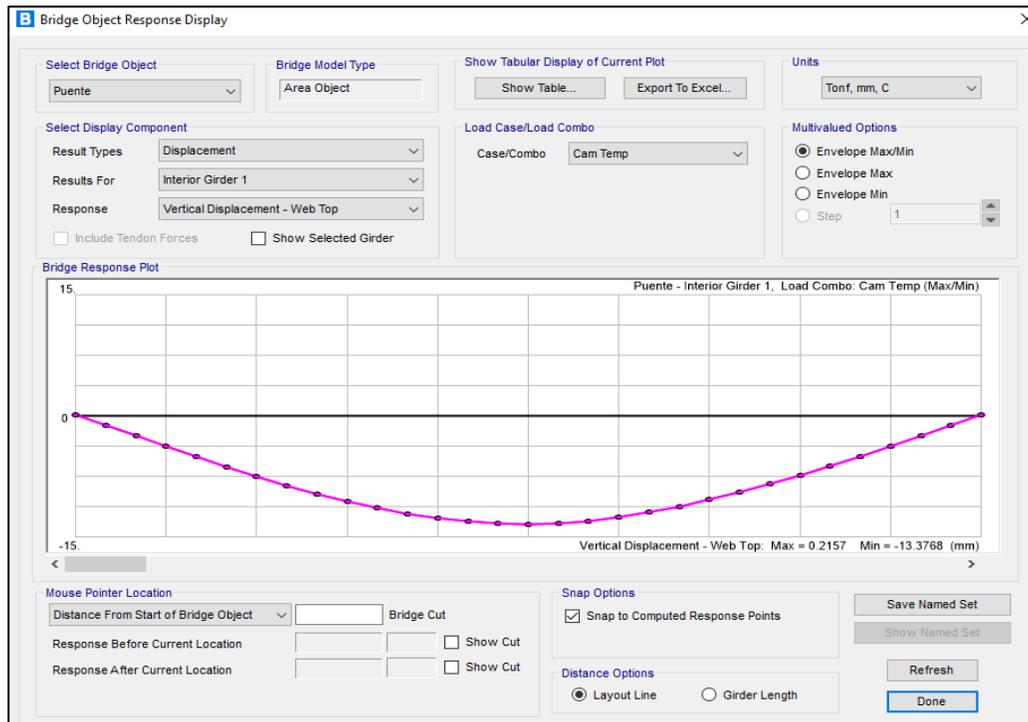
En la figura 114 se observa las temperaturas y deformaciones en 20°C, siendo la máxima en los registros de los registros de la estación Casaccancha, se consideró una gradiente de temperatura de T1=20°C en la losa (rodadura), T2=17°C en la brida superior de la viga metálica y T3=16°C en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de las 3 vigas de 12.99 mm, similar al modelo calibrado que se calculó en 12.96 mm.

Figura 113 - Deformaciones de la Superestructura en 20°C



Fuente: Elaboración Propia

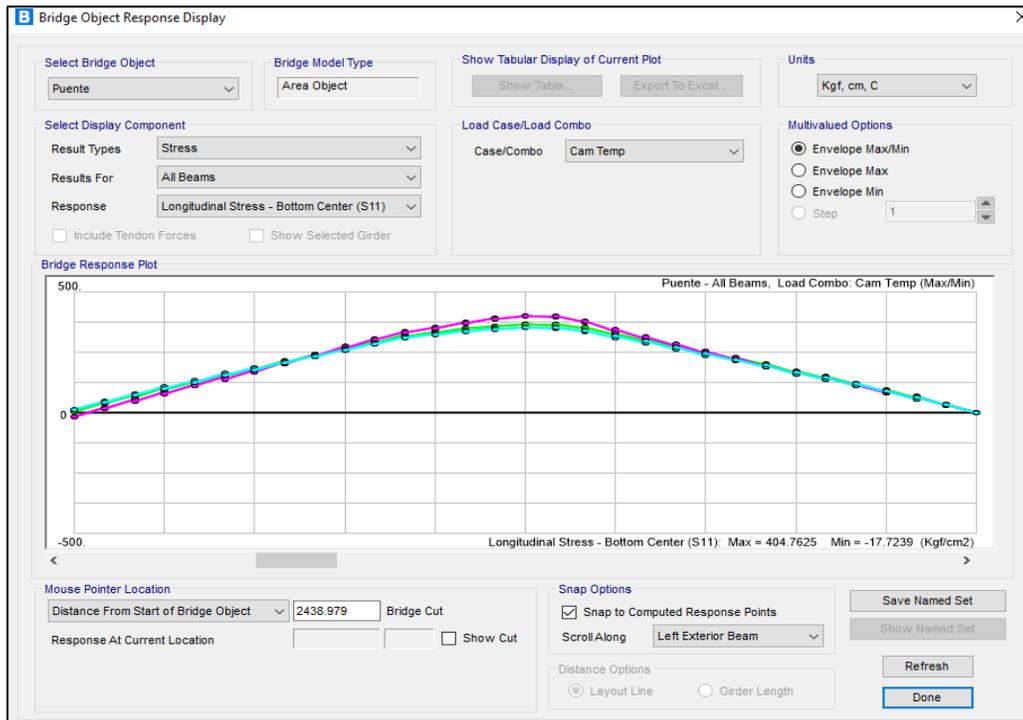
Figura 114 - Deformación de la Temperatura 20°C en la Viga Central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña

Para el procesamiento de datos ante la máxima temperatura (20°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga intermedia (1/2L) de 13.38 mm siendo ligeramente superior al modelo calibrado de 13.29 mm, existiendo una diferencia de 0.09 mm.

Figura 115 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 20°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Punte Queuña

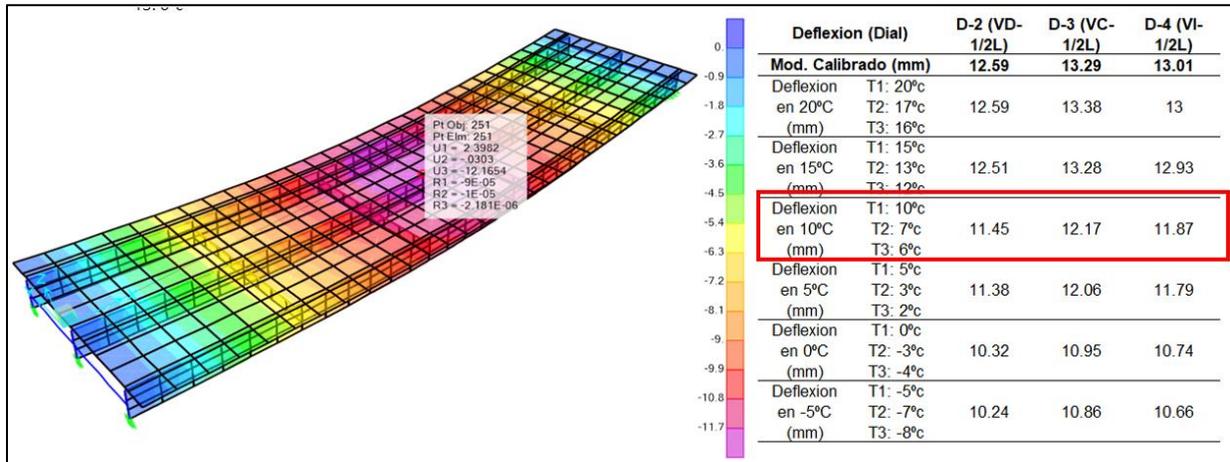
En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 433.24 kg/cm², pero ante la temperatura de 20°C, este esfuerzo se redujo a 404.76 kg/cm², dando una diferencia de 28.48 kg/cm², esta disminución de produjo a una temperatura mayor en la superestructura.

- Deformaciones en 10°C

En la figura 117 se observa las temperaturas y deformaciones en 10°C, siendo la media en los registros de los registros de la estación Casaccancha, se consideró una gradiente de temperatura de T1=10°C en la losa (rodadura), T2=7°C en la brida superior de la viga metálica y T3=6°C en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de

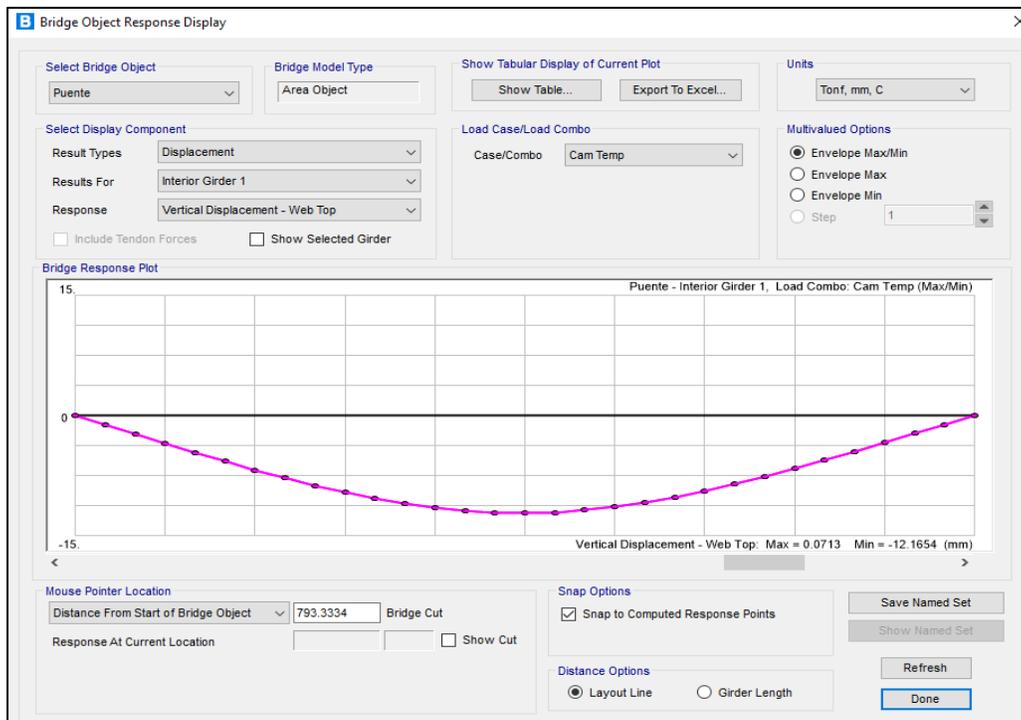
las 3 vigas de 11.83 mm mientras el modelo calibrado que se calculó en 12.96 mm, existe una reducción de 1.13 mm ante la disminución de la temperatura.

Figura 116 - Deformaciones de la Superestructura en 10°C



Fuente: Elaboración Propia

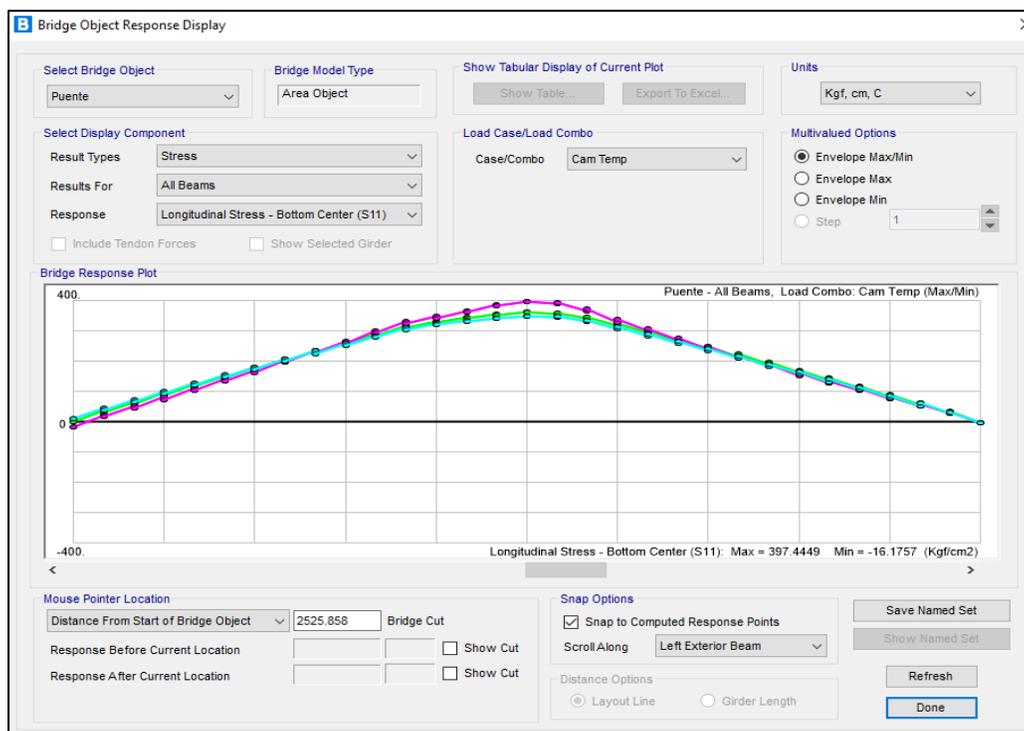
Figura 117 - Deformación de la Temperatura 10°C en la Viga Central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña

Para el procesamiento de datos ante una temperatura media (10°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga intermedia ($1/2L$) de 12.17 mm siendo inferior al modelo calibrado de 13.29 mm, existiendo una diferencia de 1.12 mm.

Figura 118 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 10°C



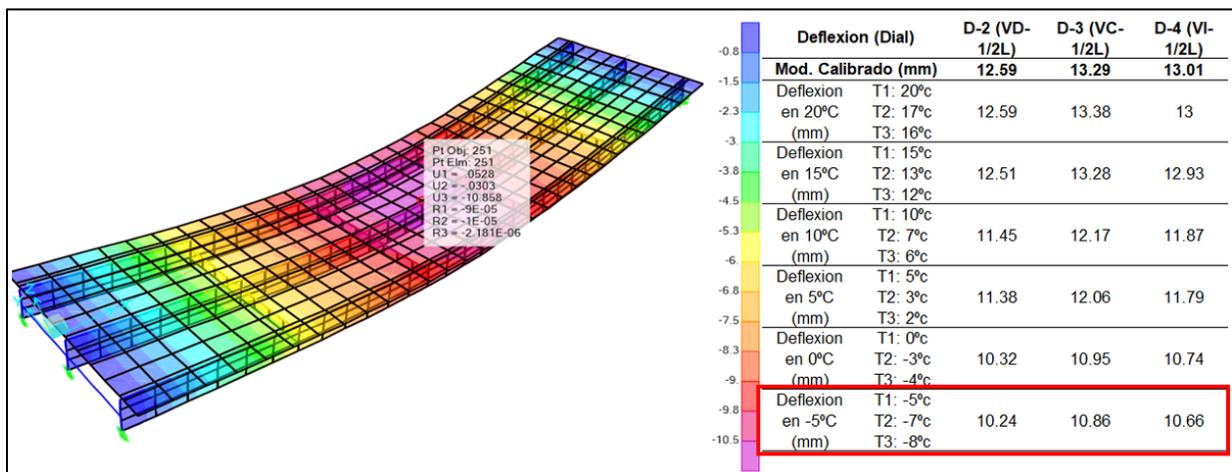
Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña

En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 433.24 kg/cm², pero ante la temperatura de 10°C , este esfuerzo se redujo a 397.44 kg/cm², dando una diferencia de 35.80 kg/cm², esta disminución de produjo a una temperatura media en la superestructura. Por consiguiente, ante menor temperatura, se producirá una reducción de los esfuerzos de la superestructura.

- Deformaciones en -5°C

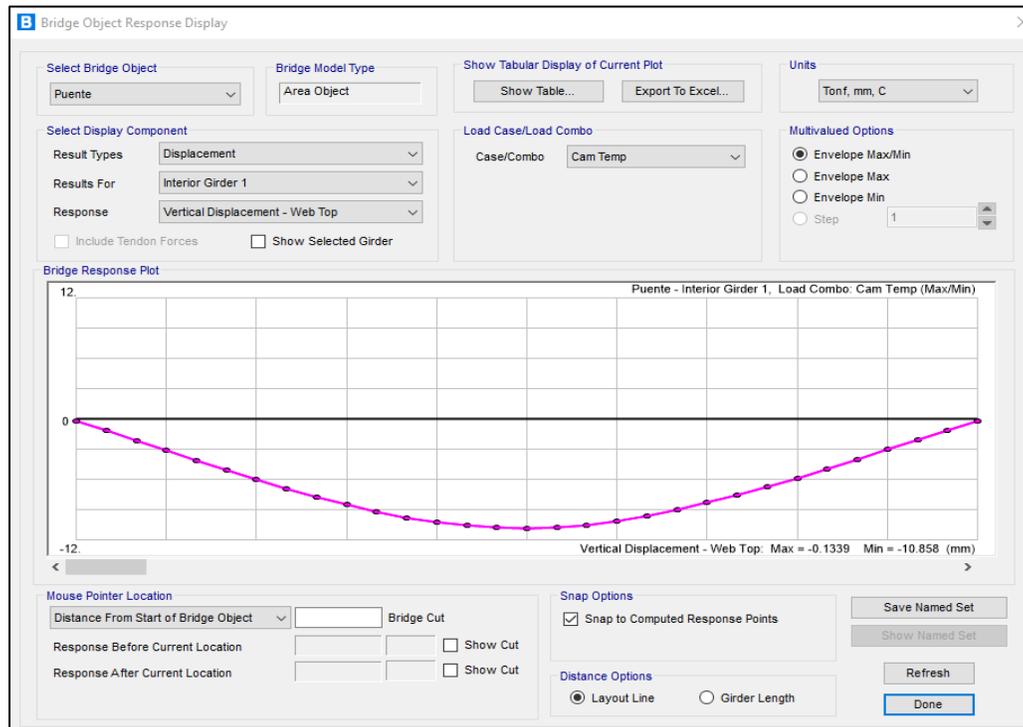
En la figura 120 se observa las temperaturas y deformaciones en -5°C , siendo la menor en los registros de los registros de la estación Casaccancha, se consideró una gradiente de temperatura de $T1=-5^{\circ}\text{C}$ en la losa (rodadura), $T2=-7^{\circ}\text{C}$ en la brida superior de la viga metálica y $T3=-8^{\circ}\text{C}$ en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de las 3 vigas de 10.59 mm mientras el modelo calibrado que se calculó en 12.96 mm, existe una reducción de 2.37 mm ante la disminución de la temperatura.

Figura 119 - Deformaciones de la Superestructura en -5°C



Fuente: Elaboración propia.

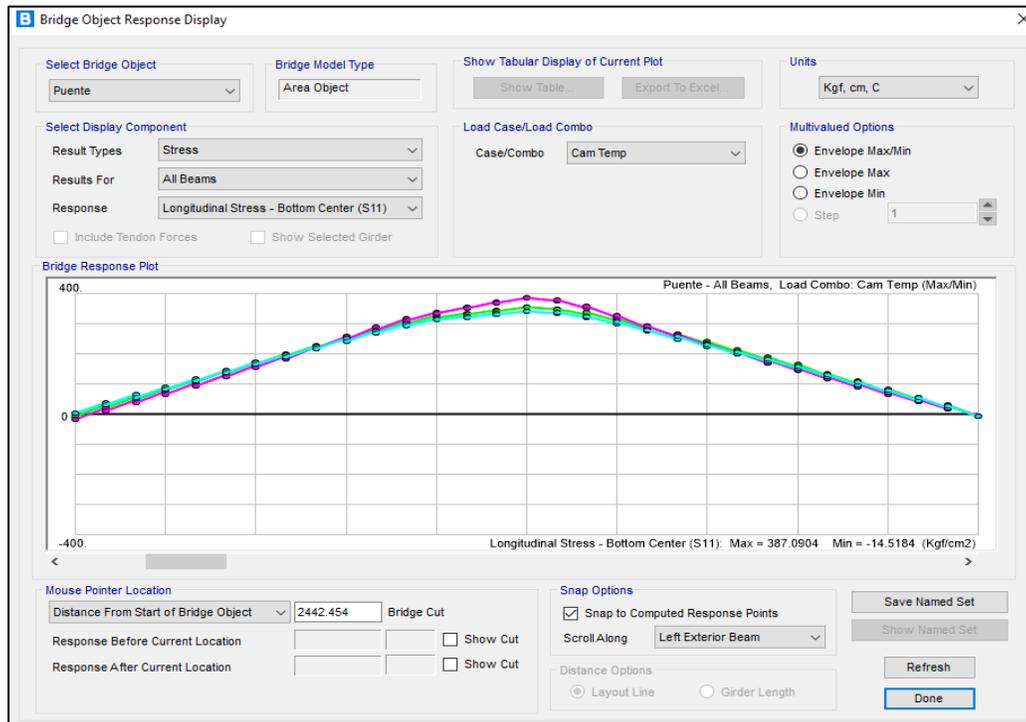
Figura 120 - Deformación de la Temperatura -5°C en la Viga Central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña

Para el procesamiento de datos ante una temperatura menor (-5°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga intermedia (1/2L) de 10.86 mm siendo inferior al modelo calibrado de 13.29 mm, existiendo una diferencia de 2.43 mm.

Figura 121 - Esfuerzos producidos en la superestructura a -5°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Queuña

En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 433.24 kg/cm², pero ante la temperatura de -5°C , este esfuerzo se redujo a 387.09 kg/cm², dando una diferencia de 46.15 kg/cm², esta disminución de produjo a una temperatura media en la superestructura. Por consiguiente, ante menor temperatura, se producirá una reducción de los esfuerzos de la superestructura.

3.4.2 Puente Orccoma

Variación de la Temperatura en el Distrito de Santo Tomas (Prov. Chumbivilcas)

En Santo Tomas, los veranos son cortos, cómodos y nublados y los inviernos son cortos, fríos, secos y parcialmente nublados. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de -5°C a 24°C y rara vez baja a menos de -7°C o sube a más de 26°C .

La temporada fría dura 1.7 meses, del 13 de junio al 5 de agosto, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 19 °C. El día más frío del año es el 7 de julio, con una temperatura mínima promedio de -5 °C y máxima promedio de 19 °C.

Figura 122 - Climas meteorológicos del Departamento de Cusco



Fuente: CLIMAS DEL PERÚ, Mapas de Clasificación Climática Nacional– SENAMHI, 2021.

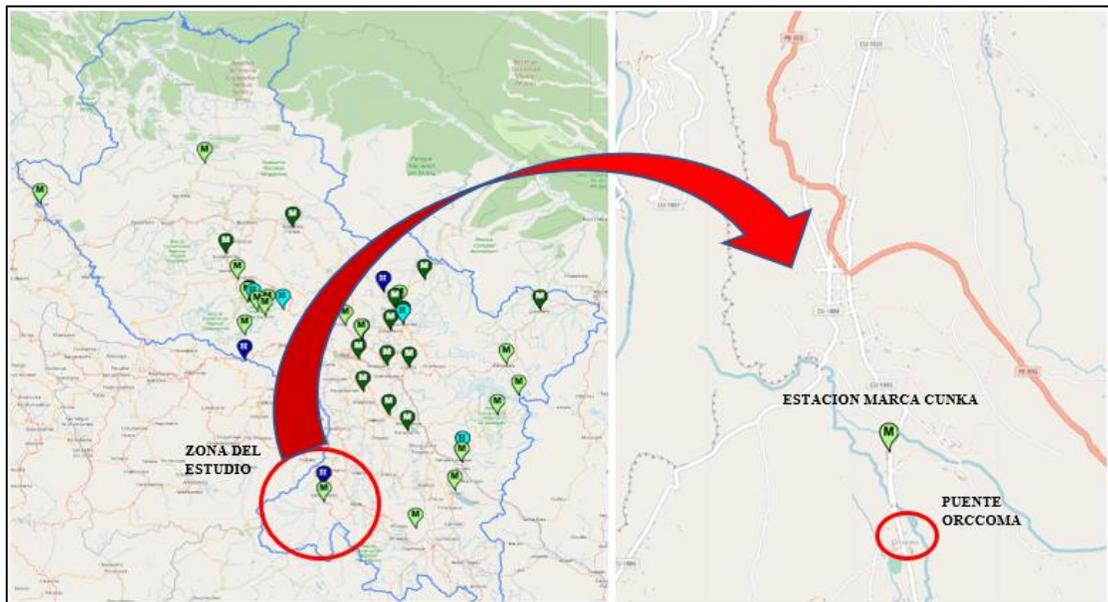
Estación Meteorológica MARCA CUNKA

Para tener un registro sobre las condiciones meteorológicas que están ocurriendo en la zona de estudio y siendo esta la estación más próxima del Puente Orccoma, principalmente las temperaturas máximas y mínimas del aire se procedió a la toma de datos de la estación Marcacunka con un periodo anual del año 2020.

- **Datos de la Estación Marcacunka**

Distrito	:	Santo Tomas
Provincia	:	Chumbivilcas
Departamento	:	Cusco
Latitud	:	14°29'54.5" S
Longitud	:	72°5'22.3" W
Altitud	:	3,796.00 msnm
Tipo	:	Automática - Meteorológica
Código	:	114123

Figura 123 - Ubicación de la Estación Marcacunka



Fuente: <https://www.senamhi.gob.pe/main.php?dp=cusco&p=estaciones>

En la Tabla 91 se plasmó el registro de las lecturas mensuales de las temperaturas de la estación Marcacunka de los cuales las temperaturas máximas llegan a 24°C en el mediodía y la mínima llega a -9°C en las noches, partiendo de este punto como referencia, se desarrollará el

modelamiento de temperatura gradiente de la superestructura, para ver el comportamiento de la misma.

Tabla 91 - Temperaturas máximas y mínimas de la estación Marcacunka

ESTACIÓN: MARCA CUNKA			
Dep.: CUSCO Prov.: CHUMBIVILCAS Dist.: SANTO TOMAS			
Lat.: 14°29'54.5" S Long.: 72°5'22.3" W Alt.: 3796 msnm.			
Tipo: Automatica - Meteorológica			
Código: 114123			
Año	Mes	T°	
		Max	Min
2020	Enero	19.5	1.2
2020	Febrero	19.3	0.0
2020	Marzo	19.5	2.4
2020	Abril	19.0	-2.5
2020	Mayo	18.6	-5.1
2020	Junio	18.9	-8.5
2020	Julio	19.6	-8.9
2020	Agosto	21.1	-6.5
2020	Septiembre	21.3	-3.3
2020	Octubre	20.9	-2.3
2020	Noviembre	23.7	-3.8
2020	Diciembre	20.8	1.1

Fuente: Elaboración propia.

Procesamiento de datos

El desarrollo de este objetivo es entender el comportamiento de la superestructura ante la temperatura y como referencia de las temperaturas se tomó el registro de los datos de la tabla 03.

La variación de la temperatura será desde la máxima hasta la mínima de las cuales se reducirán cada 5°C.

Tabla 92 - Deformaciones de la Superestructura frente a Temperaturas máx. y mín.

Puente Orccoma		Variación de Temperatura (C°)							
Deflexión (Dial)	Mod. Calibrado (mm)	Deflexión en 25°C (mm)	Deflexión en 20°C (mm)	Deflexión en 15°C (mm)	Deflexión en 10°C (mm)	Deflexión en 5°C (mm)	Deflexión en 0°C (mm)	Deflexión en -5°C (mm)	Deflexión en -10°C (mm)
		T1: 25°C T2: 22°C T3: 21°C	T1: 20°C T2: 17°C T3: 16°C	T1: 15°C T2: 13°C T3: 12°C	T1: 10°C T2: 7°C T3: 6°C	T1: 5°C T2: 3°C T3: 2°C	T1: 0°C T2: -3°C T3: -4°C	T1: -5°C T2: -7°C T3: -8°C	T1: -10°C T2: -12°C T3: -13°C
D-2 (VD-1/2L)	10.14	7.83	8.12	8.61	8.7	9.19	9.28	9.77	10.06
D-3 (VC-1/2L)	10.13	7.75	8.03	8.52	8.59	9.08	9.15	9.64	9.92
D-4 (VI-1/2L)	10.14	7.79	8.07	8.55	8.63	9.11	9.18	9.66	9.94

Fuente: Elaboración propia.

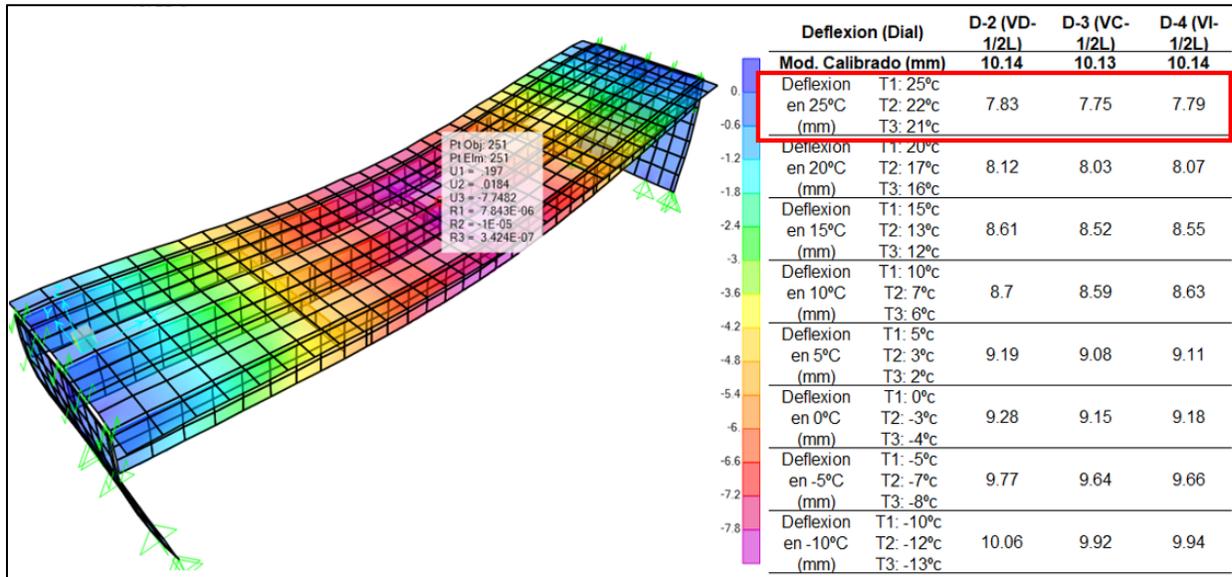
En la tabla 92 se visualiza la variación de las deformaciones ante los cambios de temperatura, siendo la máxima de 25°C y la mínima de -10°C. El modelo calibrado se encuentra en una reducción a menor reducción de temperatura, por ende, a mayor temperatura existe mayor con de la sección compuesta llegando así a mayores deformaciones, caso contrario en épocas de invierno donde existe la contracción de la sección donde las deformaciones son menores. Para este caso del Puente Orccoma ocurre lo contrario debido a que al ser un puente integral toda la estructura, es decir estribos y superestructura tienen el mismo comportamiento ya funciona como un pórtico, donde las uniones en los puntos integrales son articulados. Entonces a mayor temperatura la estructura se contraerá y a menor temperatura se expandera. Esto en gran parte de deben a los estribos.

- Deformaciones en 25°C

En la figura 125 se observa las temperaturas y deformaciones en 25°C, siendo la máxima en los registros de los registros de la estación Marca Cunka, se consideró una gradiente de temperatura de T1=25°C en la losa (rodadura), T2=22°C en la brida superior de la viga metálica y T3=21°C

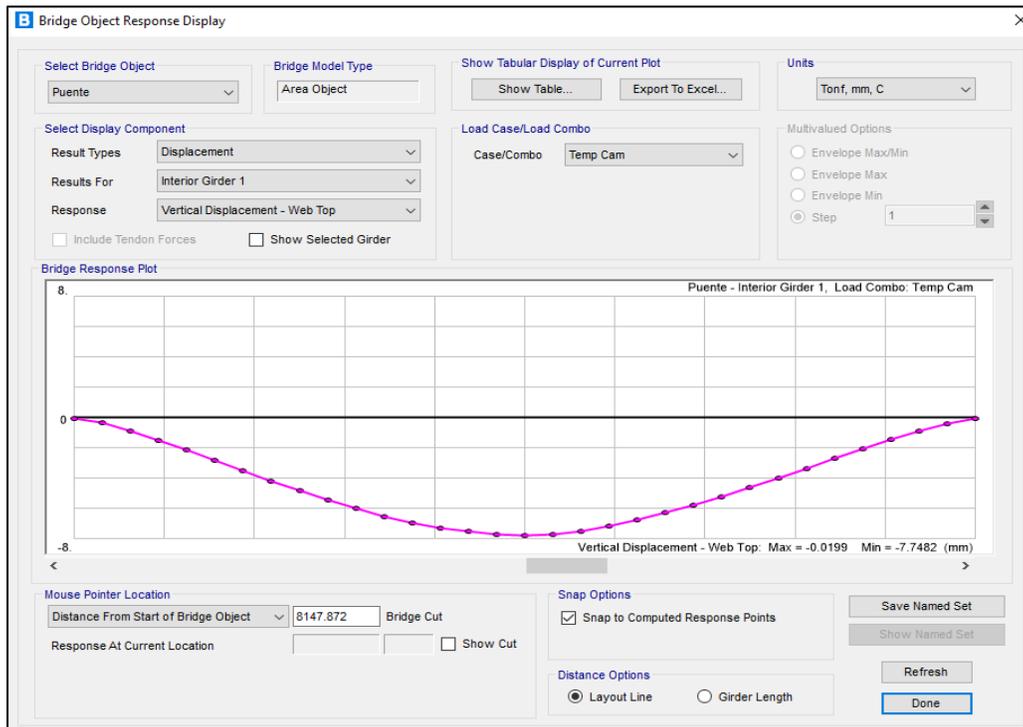
en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de las 3 vigas de 7.79 mm, similar al modelo calibrado que se calculó en 10.14 mm.

Figura 124 - Deformación de la Temperatura 25°C



Fuente: Elaboración propia.

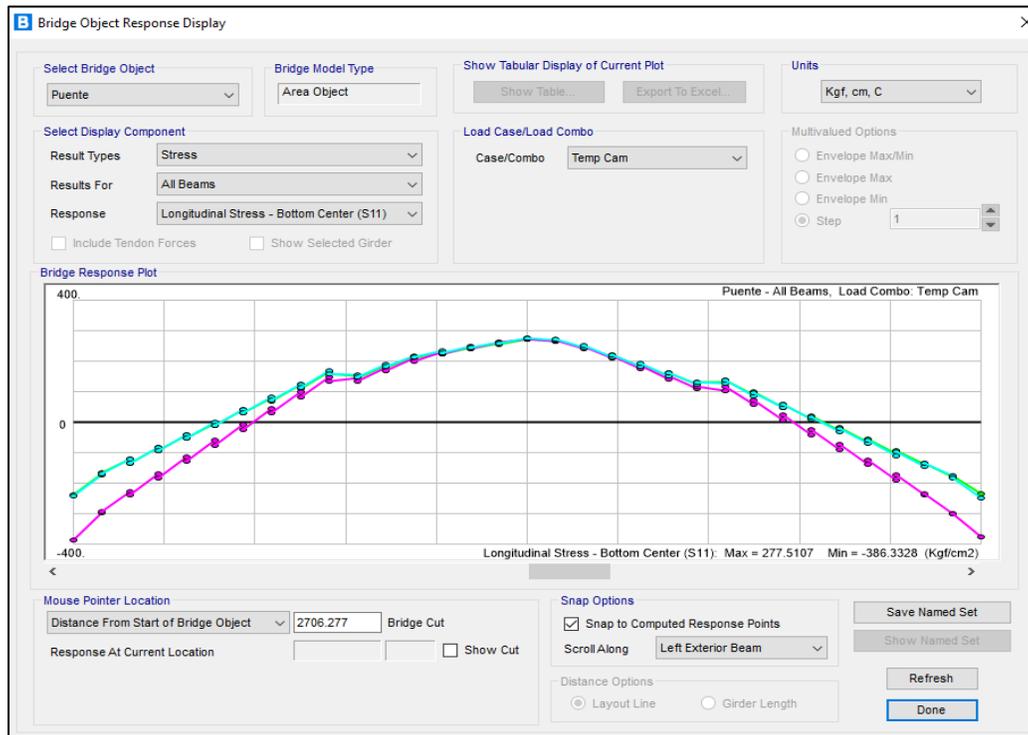
Figura 125 - Deformación de la Temperatura 25°C en la Viga Central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma

Para el procesamiento de datos ante la máxima temperatura (25°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga intermedia (1/2L) de 7.75 mm siendo inferior al modelo calibrado de 10.14 mm, existiendo una diferencia de 2.35 mm.

Figura 126 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 25°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma

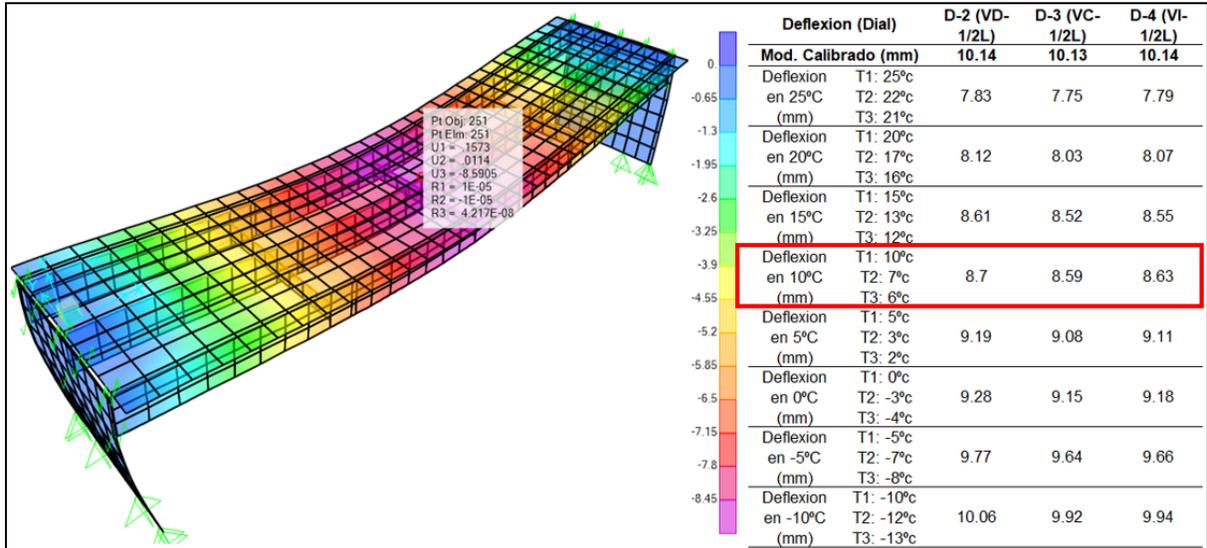
En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 305.51 kg/cm², pero ante la temperatura de 25°C, este esfuerzo se redujo a 277.51 kg/cm², dando una diferencia de 28.00 kg/cm², esta disminución de produjo a una temperatura mayor en la superestructura.

- Deformaciones en 10°C

En la figura 128 se observa las temperaturas y deformaciones en 10°C, siendo la media en los registros de los registros de la estación Casaccancha, se consideró una gradiente de temperatura de T1=10°C en la losa (rodadura), T2=7°C en la brida superior de la viga metálica y T3=6°C en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de

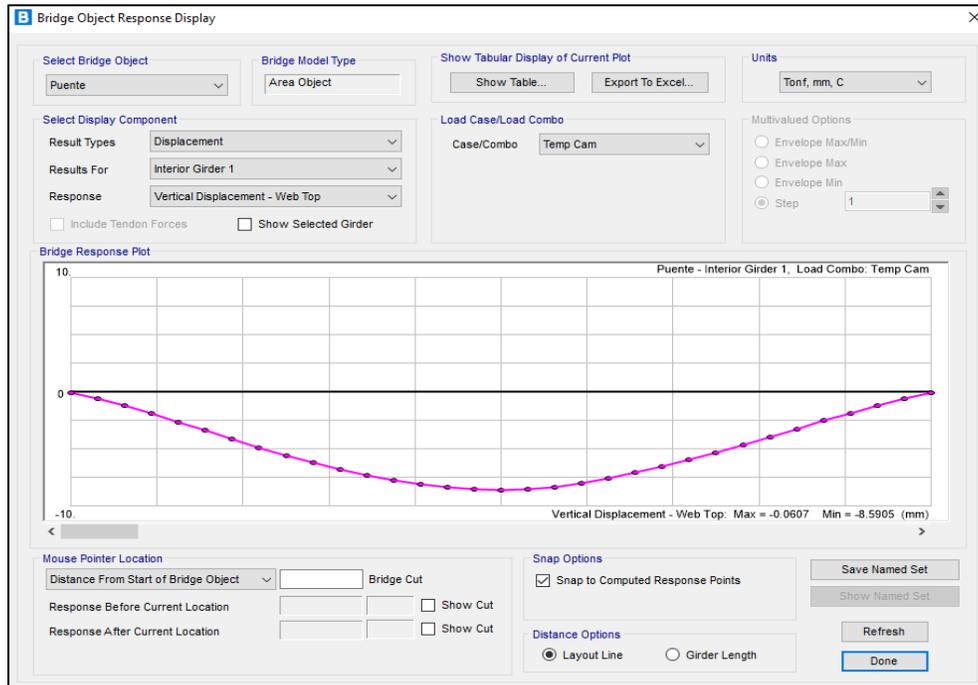
las 3 vigas de 8.64mm mientras el modelo calibrado que se calculó en 10.14 mm, existe una reducción de 1.50 mm ante la disminución de la temperatura.

Figura 127 - Deformaciones de la Superestructura en 10°C



Fuente: Elaboración propia.

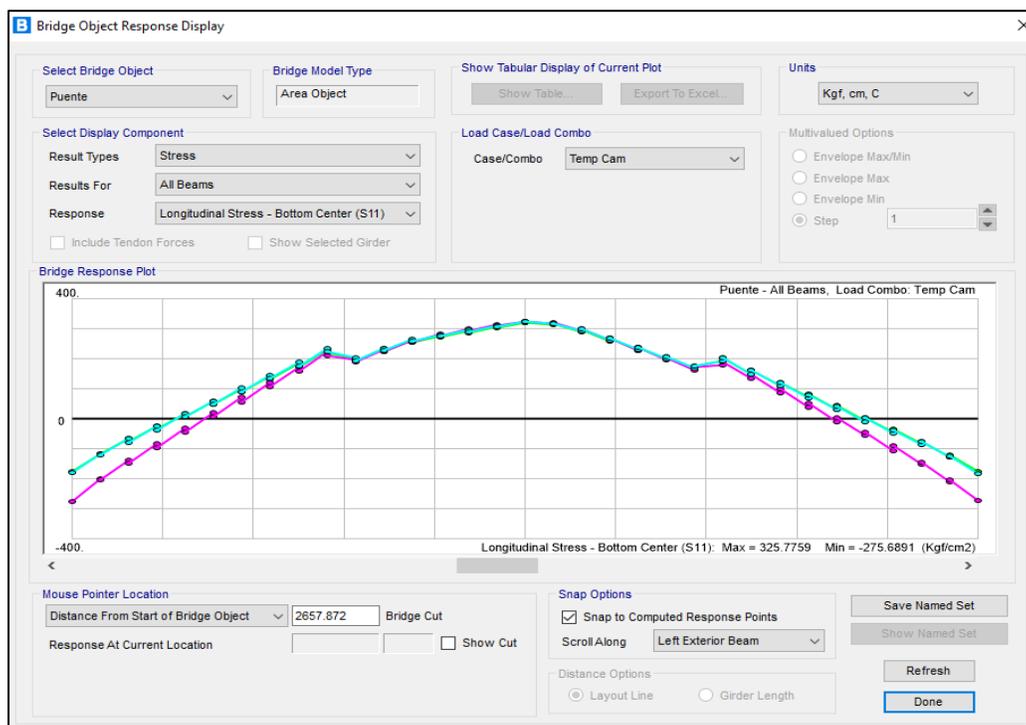
Figura 128 - Deformación de la Temperatura 10°C en la Viga Central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma

Para el procesamiento de datos ante una temperatura media (10°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga intermedia ($1/2L$) de 8.59 mm siendo inferior al modelo calibrado de 10.14 mm, existiendo una diferencia de 1.55 mm.

Figura 129 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 10°C



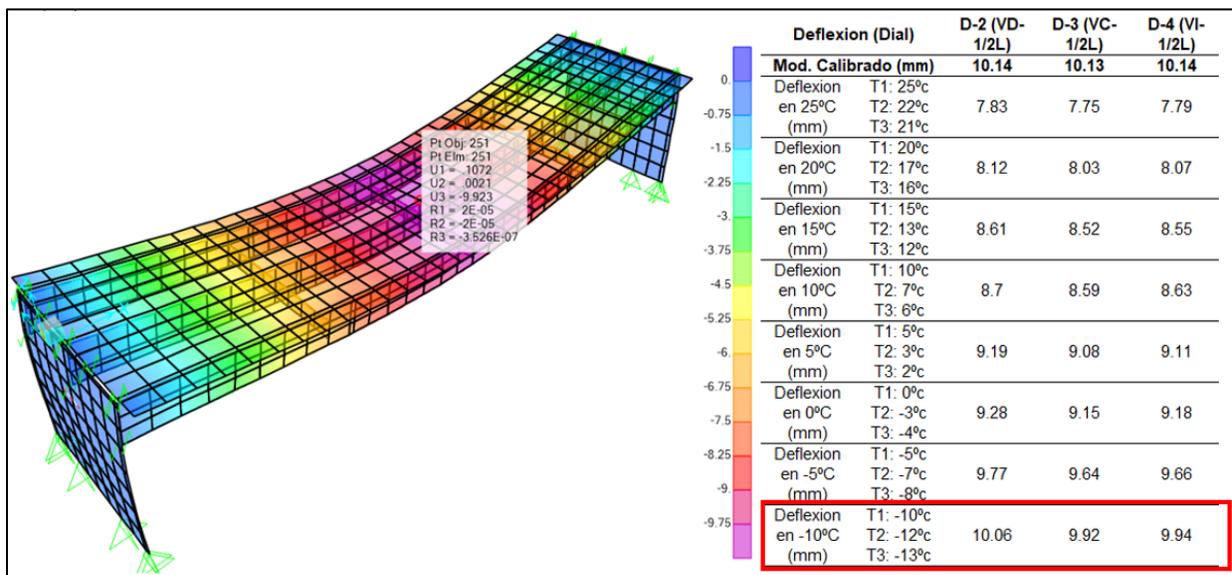
Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma

En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 305.51 kg/cm², pero ante la temperatura de 10°C , este esfuerzo se redujo a 325.78 kg/cm², dando una diferencia de 20.27 kg/cm², este aumento se produjo a una temperatura media en la superestructura. Por consiguiente, ante menor temperatura, se producirá un aumento de los esfuerzos de la superestructura.

- Deformaciones en -10°C

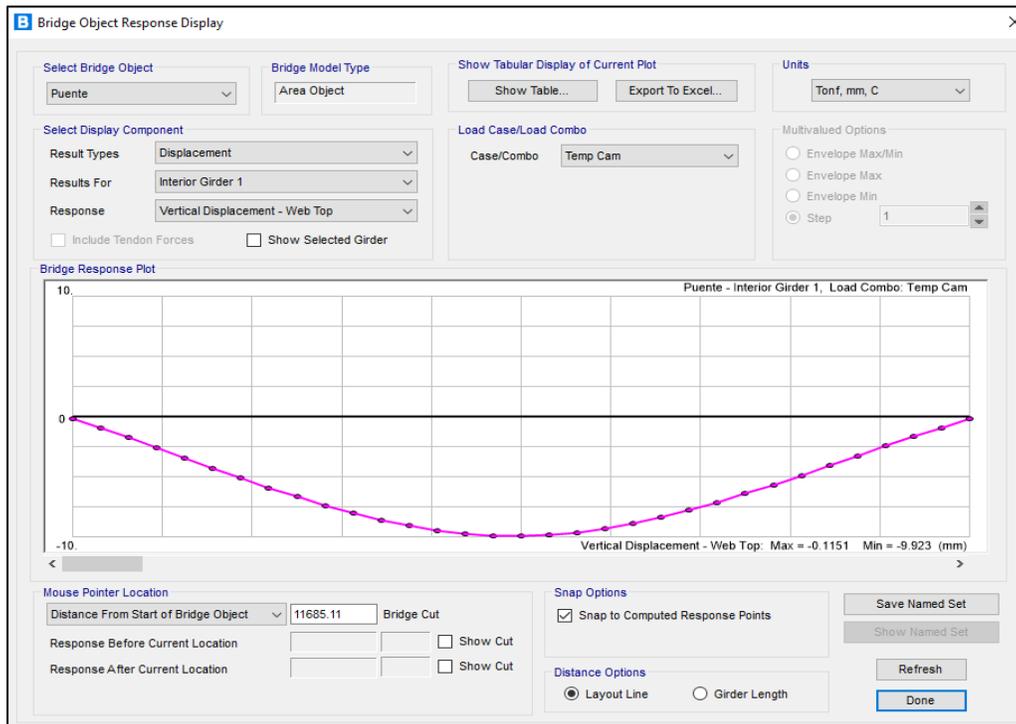
En la figura 131 se observa las temperaturas y deformaciones en -10°C , siendo la menor en los registros de los registros de la estación Casaccancha, se consideró una gradiente de temperatura de $T1=-10^{\circ}\text{C}$ en la losa (rodadura), $T2=-12^{\circ}\text{C}$ en la brida superior de la viga metálica y $T3=-13^{\circ}\text{C}$ en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de las 3 vigas de 9.97 mm mientras el modelo calibrado que se calculó en 10.14 mm, existe una reducción de 0.17 mm ante la disminución de la temperatura.

Figura 130 - Deformaciones de la Superestructura en -10°C



Fuente: Elaboración propia.

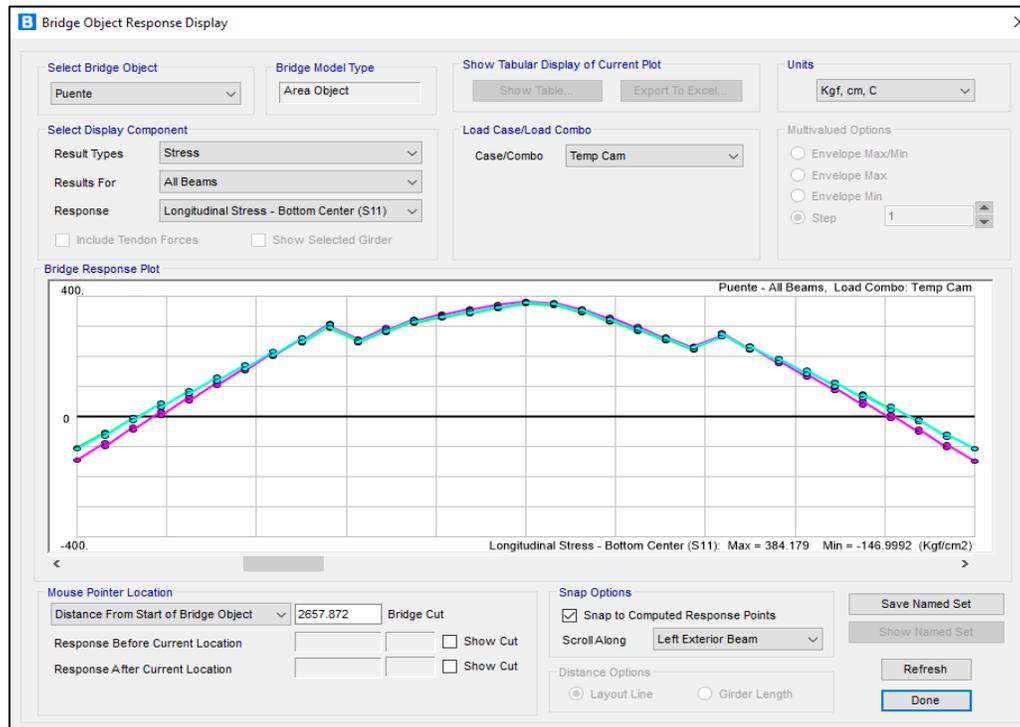
Figura 131 - Deformación de la Temperatura -10°C en la Viga Central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Orccoma

Para el procesamiento de datos ante una temperatura menor (-10°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga intermedia (1/2L) de 9.92 mm siendo inferior al modelo calibrado de 10.14 mm, existiendo una diferencia de 0.22 mm.

Figura 132 - Esfuerzos producidos en la superestructura a -10°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puenete Orccoma

En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 305.51 kg/cm², pero ante la temperatura de -10°C , este esfuerzo aumento a 384.18 kg/cm², dando una diferencia de 78.67 kg/cm², este aumento de produjo a una temperatura menor en la superestructura. Por consiguiente, ante menor temperatura, se producirá un aumento de los esfuerzos de la superestructura.

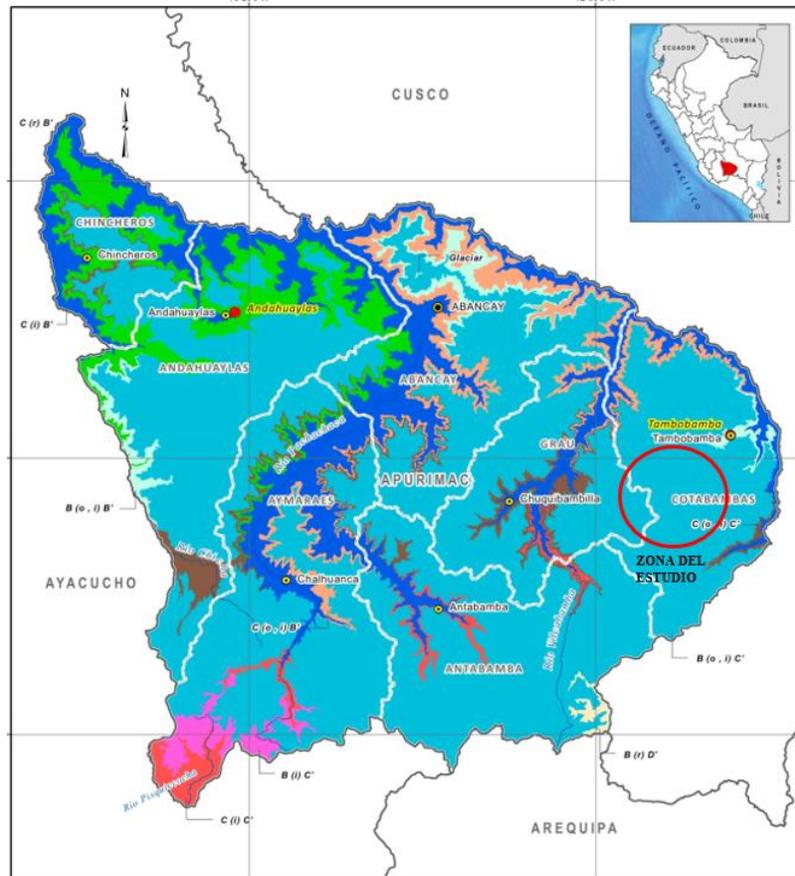
3.4.3 Puenete Chuicumi

Variación de la Temperatura en el Distrito de Challhuahuacho (Prov. Cotabambas)

En Challhuahuacho, los veranos son cortos y cómodos; los inviernos son cortos, fríos y mojados y está nublado durante todo el año. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de -3°C a 18°C y rara vez baja a menos de -5°C o sube a más de 23°C .

La temporada templada dura 1.6 meses, del 15 de octubre al 1 de diciembre, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 19 °C. El día más caluroso del año es el 14 de noviembre, con una temperatura máxima promedio de 19 °C y una temperatura mínima promedio de 4 °C.

Figura 133 - Climas meteorológicos del Departamento de Apurímac



Fuente: CLIMAS DEL PERÚ, Mapas de Clasificación Climática Nacional– SENAMHI, 2021.

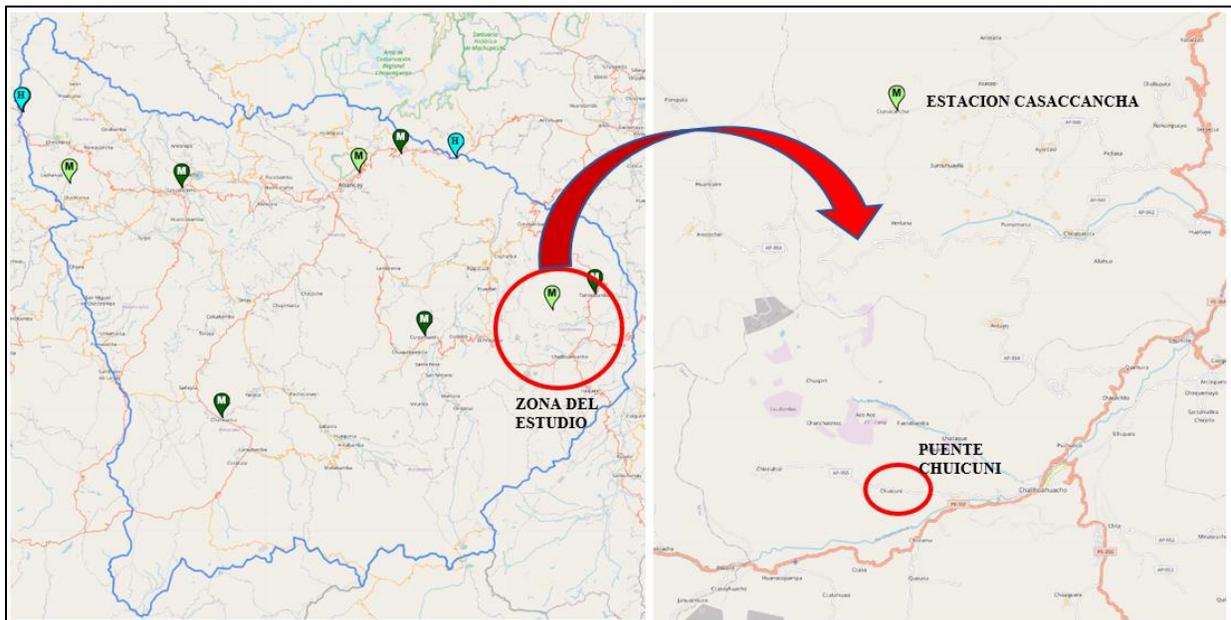
Estación Meteorológica CASACCHANCHA

Para tener un registro sobre las condiciones meteorológicas que están ocurriendo en la zona de estudio y siendo esta la estación más próxima del Puente Chuicuni, principalmente las temperaturas máximas y mínimas del aire se procedió a la toma de datos de la estación Casaccancha con un periodo anual del año 2020.

- **Datos de la Estación Casaccancha**

Distrito	:	Tambobamba
Provincia	:	Cotabambas
Departamento	:	Apurímac
Latitud	:	13°59'21.24" S
Longitud	:	72°17'53.95" W
Altitud	:	4,033.00 msnm
Tipo	:	Automática - Meteorológica
Código	:	472A1410

Figura 134 - Ubicación de la Estación Casaccancha



Fuente: <https://www.senamhi.gob.pe/main.php?dp=apurimac&p=estaciones>

En la Tabla 93 se plasmó el registro de las lecturas mensuales de las temperaturas de la estación Casaccancha de los cuales las temperaturas máximas llegan a 18°C en el mediodía y la mínima llega a -4°C en las noches, partiendo de este punto como referencia, se desarrollará el

modelamiento de temperatura gradiente de la superestructura, para ver el comportamiento de la misma.

Tabla 93 - Temperaturas máximas y mínimas de la Estación Casaccancha

ESTACIÓN: CASACCANCHA			
Dep.: APURIMAC Prov.: COTABAMBAS Dist.: TAMBOBAMBA			
Lat.: 13°59'21.24" S Long.: 72°17'53.95" W Alt.: 4033 msnm.			
Tipo: Automática - Meteorológica			
Código: 472A1410			
Año	Mes	T°	
		Max	Min
2020	Enero	17.5	0.1
2020	Febrero	16.1	0.3
2020	Marzo	15.5	0.3
2020	Abril	14.8	-0.4
2020	Mayo	14.4	-1.7
2020	Junio	14.8	-3.0
2020	Julio	15.7	-3.3
2020	Agosto	16.4	-1.8
2020	Septiembre	16.6	-1.0
2020	Octubre	17.2	-1.0
2020	Noviembre	17.6	1.5
2020	Diciembre	17.4	2.2

Fuente: Elaboración Propia

Procesamiento de datos

El desarrollo de este objetivo es entender el comportamiento de la superestructura ante la temperatura y como referencia de las temperaturas se tomó el registro de los datos de la tabla 93. La variación de la temperatura será desde la máxima hasta la mínima de las cuales se reducirán cada 5°C.

Tabla 94 - Deformaciones de la Superestructura frente a Temperaturas máx. y min.

Puente Chuicuni		Variación de Temperatura (C°)					
Deflexión (Dial)	Mod. Calibrado (mm)	Deflexión en 20°C (mm)	Deflexión en 15°C (mm)	Deflexión en 10°C (mm)	Deflexión en 5°C (mm)	Deflexión en 0°C (mm)	Deflexión en -5°C (mm)
		T1: 20°C T2: 17°C T3: 16°C	T1: 15°C T2: 13°C T3: 12°C	T1: 10°C T2: 7°C T3: 6°C	T1: 5°C T2: 3°C T3: 2°C	T1: 0°C T2: -3°C T3: -4°C	T1: -5°C T2: -7°C T3: -8°C
D-1 (VI-1/2L)	25.72	21.73	21.69	20.03	19.98	18.32	18.29
D-2 (VD-1/2L)	25.73	21.73	21.69	20.03	19.98	18.32	18.29

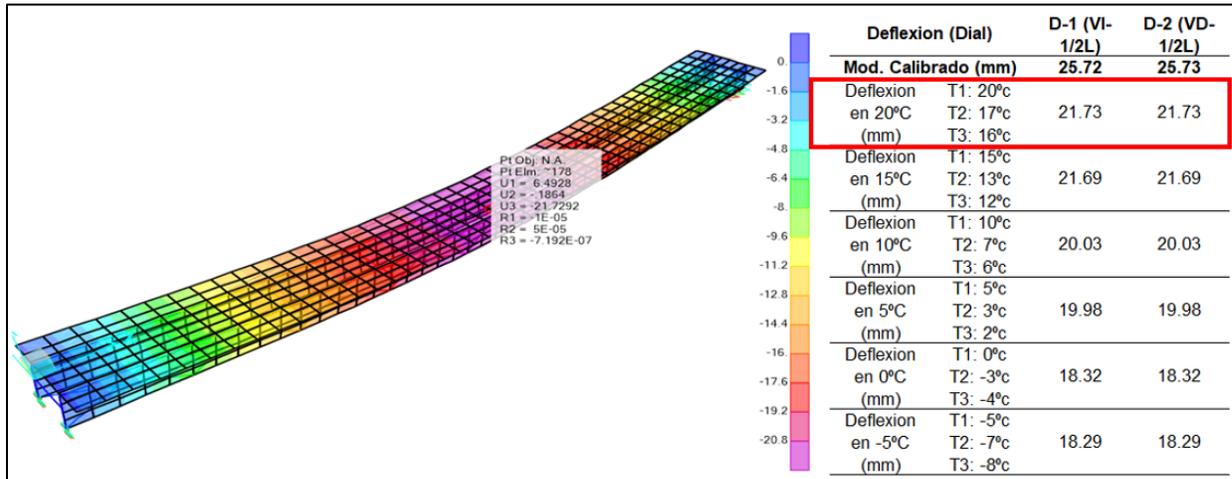
Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 94 se visualiza la variación de las deformaciones ante los cambios de temperatura, siendo la máxima de 20°C y la mínima de -5°C. El modelo calibrado se encuentra en una reducción a menor reducción de temperatura, por ende, a mayor temperatura existe mayor dilatación de la sección compuesta llegando así a mayores deformaciones, caso contrario en épocas de invierno donde existe la contracción de la sección donde las deformaciones son menores.

- Deformaciones en 20°C

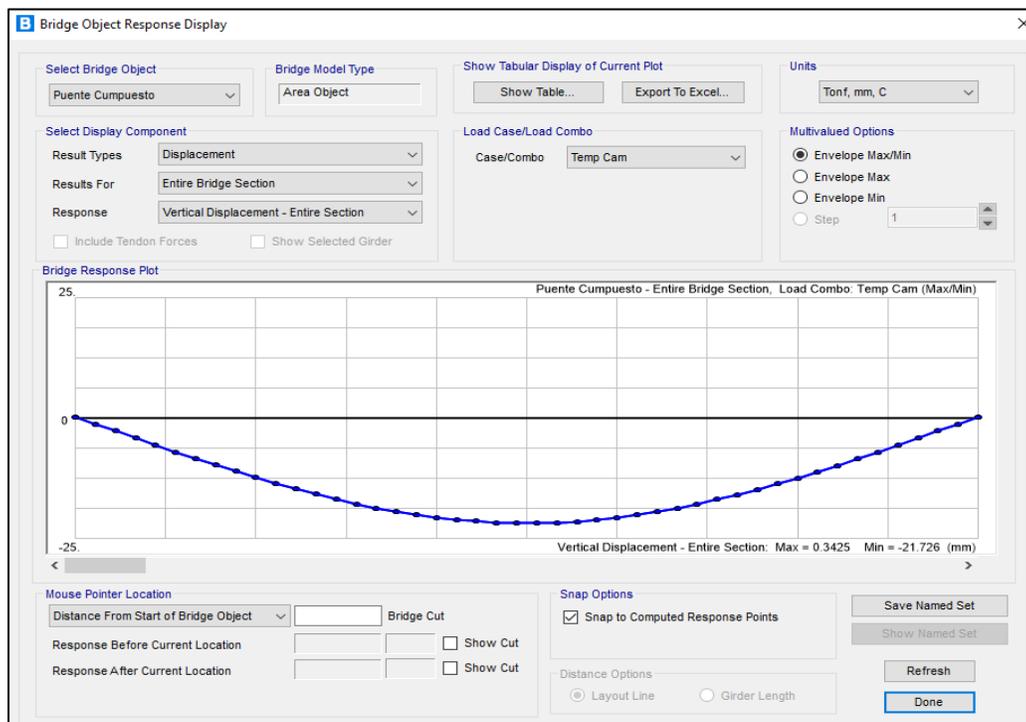
En la figura 136 se observa las temperaturas y deformaciones en 20°C, siendo la máxima en los registros de los registros de la estación Casaccancha, se consideró una gradiente de temperatura de T1=20°C en la losa (rodadura), T2=17°C en la brida superior de la viga metálica y T3=16°C en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de las 2 vigas de 21.73 mm, y el modelo calibrado que se calculó es 25.72 mm.

Figura 135 - Deformaciones de la Superestructura en 20°C



Fuente: Elaboración Propia

Figura 136 - Deformación de la Temperatura 20°C en la Viga Central (1/2L)

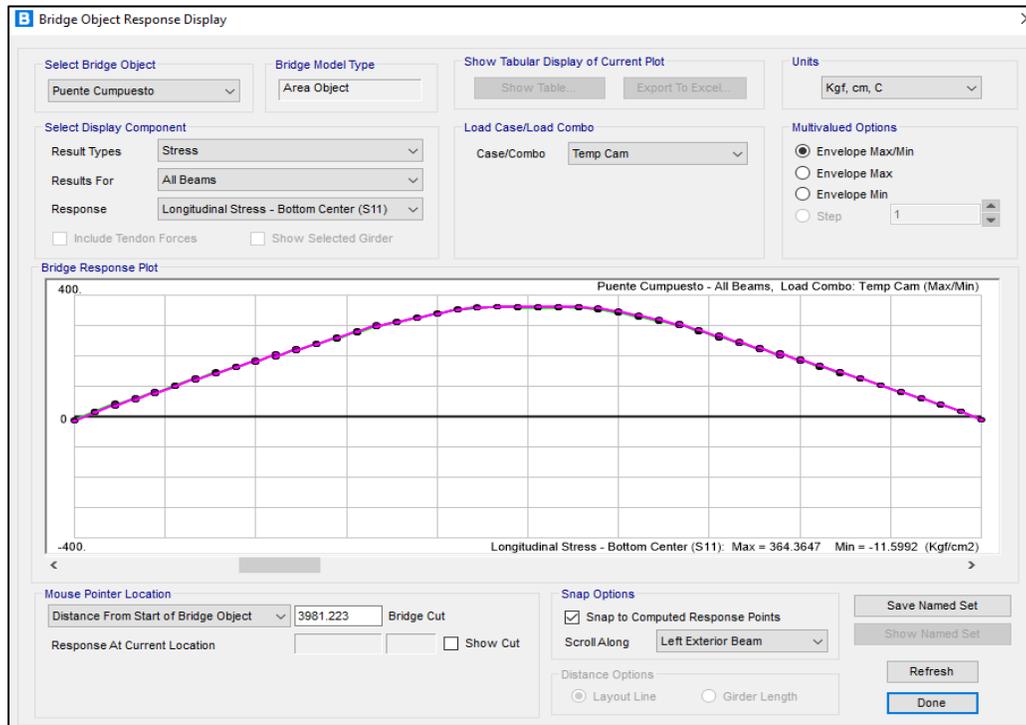


Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni

Para el procesamiento de datos ante la máxima temperatura (20°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las

deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga ($1/2L$) de 21.73 mm siendo menor al modelo calibrado de 25.72 mm, existiendo una diferencia de 3.99mm.

Figura 137 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 20°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni

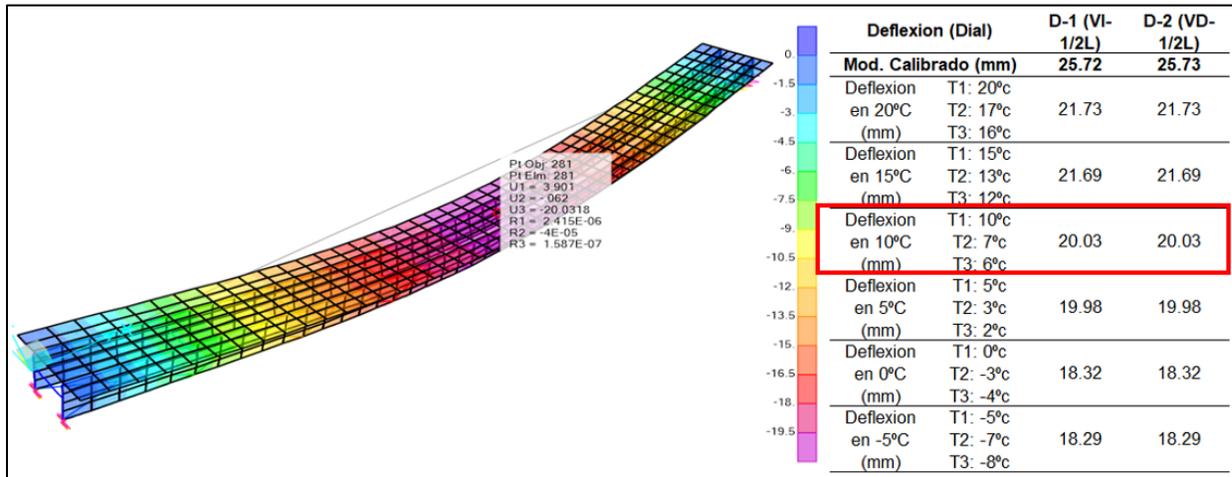
En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 472.81 kg/cm², pero ante la temperatura de 20°C, este esfuerzo se redujo a 364.36 kg/cm², dando una diferencia de 108.45 kg/cm², esta disminución de produjo a una temperatura mayor en la superestructura.

- Deformaciones en 10°C

En la figura 139 se observa las temperaturas y deformaciones en 10°C, siendo la media en los registros de los registros de la estación CasaccanCHA, se consideró una gradiente de temperatura

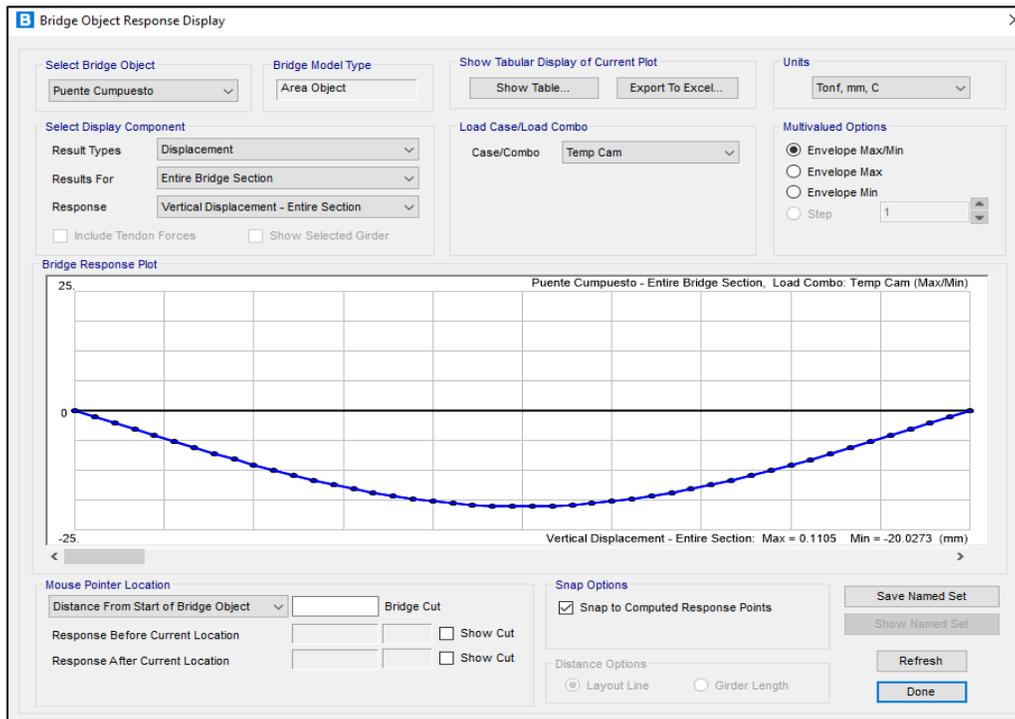
de $T_1=10^{\circ}\text{C}$ en la losa (rodadura), $T_2=7^{\circ}\text{C}$ en la brida superior de la viga metálica y $T_3=6^{\circ}\text{C}$ en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de las 2 vigas de 20.03 mm mientras el modelo calibrado que se calculó en 25.72 mm, existe una reducción de 5.69 mm ante la disminución de la temperatura.

Figura 138 - Deformaciones de la Superestructura en 10°C



Fuente: Elaboración Propia

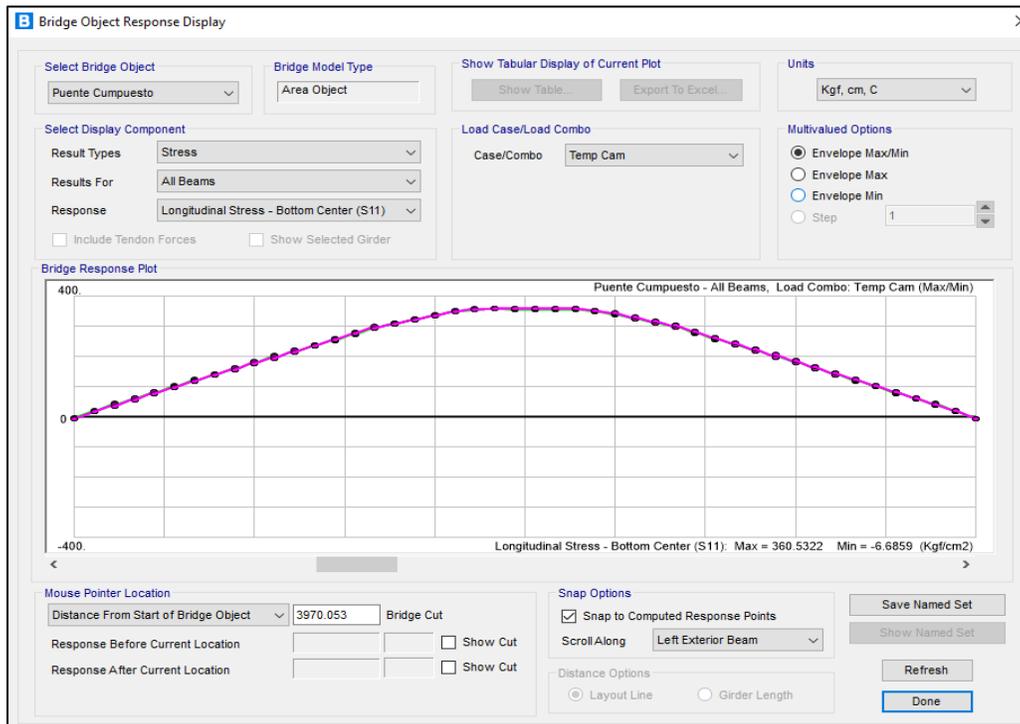
Figura 139 - Deformación de la Temperatura 10°C en la Viga Central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni

Para el procesamiento de datos ante una temperatura media (10°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga intermedia (1/2L) de 20.03 mm siendo inferior al modelo calibrado de 25.72 mm, existiendo una diferencia de 5.69 mm.

Figura 140 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 10°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni

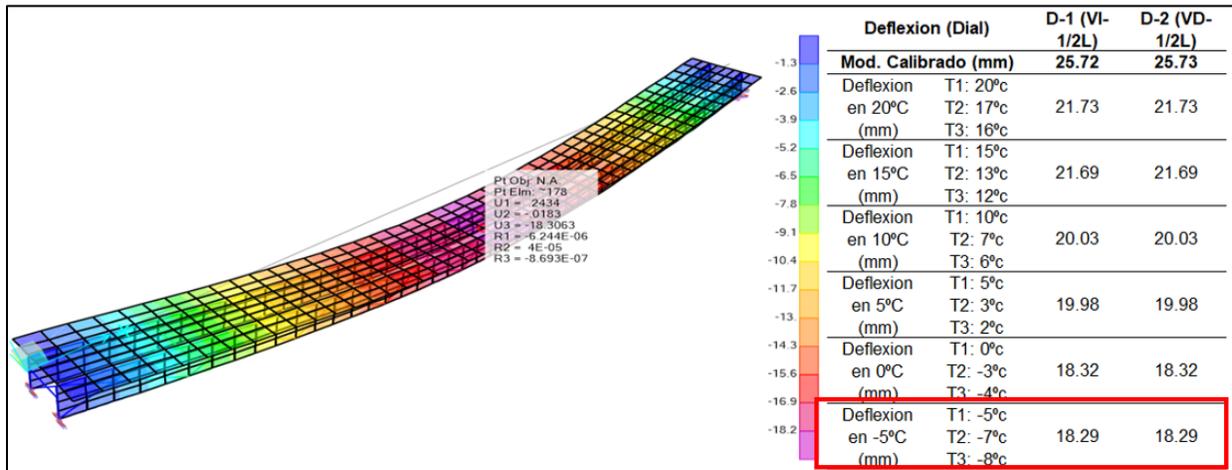
En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 472.81 kg/cm², pero ante la temperatura de 10°C, este esfuerzo se redujo a 360.53 kg/cm², dando una diferencia de 112.28 kg/cm², esta disminución de produjo a una temperatura media en la superestructura. Por consiguiente, ante menor temperatura, se producirá una reducción de los esfuerzos de la superestructura.

- Deformaciones en -5°C

En la figura 142 se observa las temperaturas y deformaciones en -5°C, siendo la menor en los registros de los registros de la estación Casaccanacha, se consideró una gradiente de temperatura de T1=-5°C en la losa (rodadura), T2=-7°C en la brida superior de la viga metálica y T3=-8°C en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación promedio de

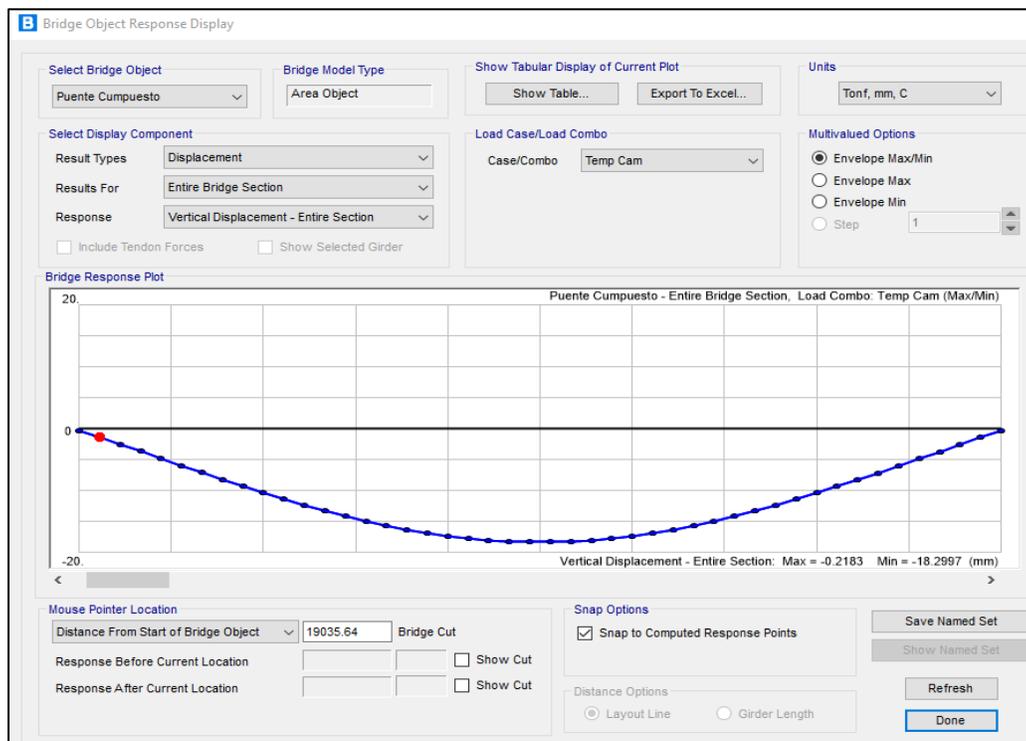
las 3 vigas de 18.29 mm mientras el modelo calibrado que se calculó en 25.72 mm, existe una reducción de 7.43 mm ante la disminución de la temperatura.

Figura 141 - Deformaciones de la Superestructura en -5°C



Fuente: Elaboración Propia

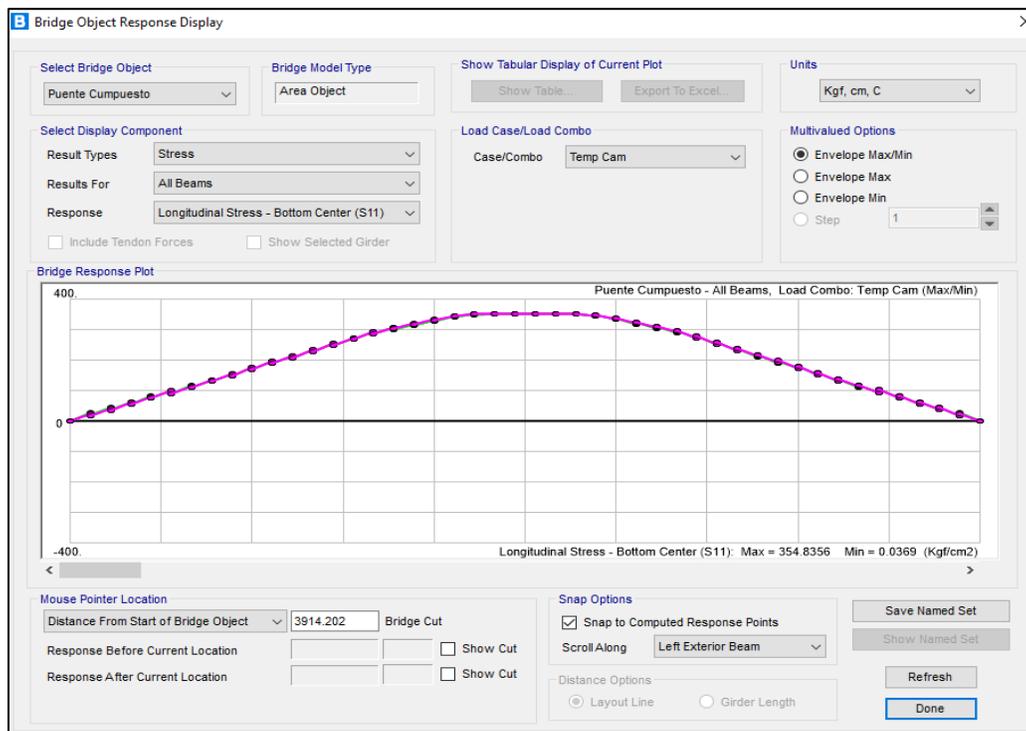
Figura 142 - Deformación de la Temperatura -5°C en la Viga Central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni

Para el procesamiento de datos ante una temperatura menor (-5°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en la viga intermedia ($1/2L$) de 18.30 mm siendo inferior al modelo calibrado de 25.72 mm, existiendo una diferencia de 7.42 mm.

Figura 143 - Esfuerzos producidos en la superestructura a -5°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Chuicuni

En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 472.81 kg/cm², pero ante la temperatura de -5°C , este esfuerzo se redujo a 354.84 kg/cm², dando una diferencia de 117.97 kg/cm², esta disminución se produjo a una temperatura media en la superestructura. Por consiguiente, ante menor temperatura, se producirá una reducción de los esfuerzos de la superestructura.

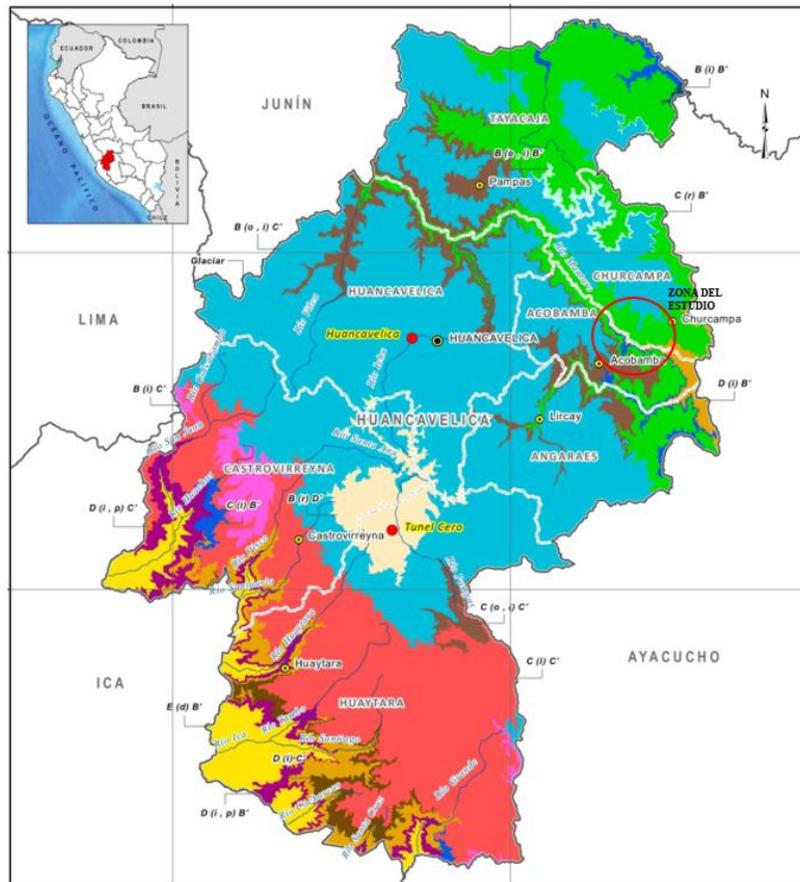
3.4.4 Puente Pucayacu

Variación de la Temperatura en el Distrito de Luricocha (Prov. Huanta)

En Huanta, los veranos son cortos y cómodos, los inviernos son cortos y frescos y está nublado todo el año. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 5 °C a 30 °C y rara vez baja a menos de 4 °C o sube a más de 25 °C.

La temporada templada dura 2.5 meses, del 21 de setiembre al 3 de diciembre, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 25 °C. El día más caluroso del año es el 3 de noviembre, con una temperatura máxima promedio de 22 °C y una temperatura mínima promedio de 10 °C.

Figura 144 – Climas meteorológicos del Departamento de Huancavelica



Fuente: CLIMAS DEL PERÚ, Mapas de Clasificación Climática Nacional– SENAMHI, 2021.

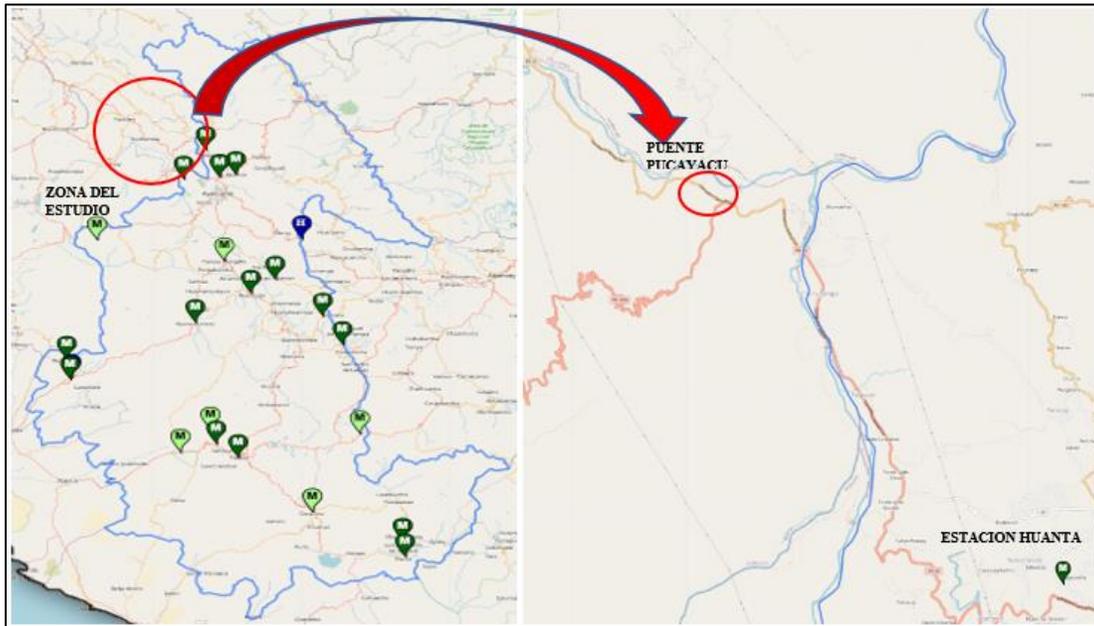
Estación Meteorológica HUANTA

Para tener un registro sobre las condiciones meteorológicas que están ocurriendo en la zona de estudio y siendo esta la estación más próxima del Puente Pucayacu, principalmente las temperaturas máximas y mínimas del aire se procedió a la toma de datos de la estación Casaccancha con un periodo anual del año 2017, siendo este el año con la data más completa y los años posterior a esta existe data inexacta.

- **Datos de la Estación Huanta**

Distrito	:	Luricocha
Provincia	:	Huanta
Departamento	:	Ayacucho
Latitud	:	12°54'40.80" S
Longitud	:	74°16'59.66" W
Altitud	:	2,485.00 msnm
Tipo	:	Automática - Meteorológica
Código	:	112068

Figura 145 - Ubicación de la Estación Huanta



Fuente: <https://www.senamhi.gob.pe/main.php?dp=ayacucho&p=estaciones>

En la Tabla 95 se plasmó el registro de las lecturas mensuales de las temperaturas de la estación Casaccancha de los cuales las temperaturas máximas llegan a 30°C en el mediodía y la mínima llega a 5°C en las noches, partiendo de este punto como referencia, se desarrollará el modelamiento de temperatura gradiente de la superestructura, para ver el comportamiento de la misma.

Tabla 95 - Temperaturas máximas y mínimas de la estación Huanta

ESTACIÓN: HUANTA			
Dep.: AYACUCHO Prov.: HUANTA Dist.: LURICOCHA			
Lat.: 12°54'40.8" S Long.: 74°16'59.66" W Alt.: 2485 msnm.			
Tipo: Convencional - Meteorológica			
Código: 112068			
Año	Mes	T°	
		Max	Min
2017	Enero	29.4	9.0
2017	Febrero	30.4	10.2
2017	Marzo	30.2	7.6
2017	Abril	30.2	8.8
2017	Mayo	29.2	7.0
2017	Junio	28.4	5.2
2017	Julio	27.0	3.8
2017	Agosto	27.8	5.0
2017	Septiembre	29.8	7.2
2017	Octubre	31.6	6.0
2017	Noviembre	29.6	7.0
2017	Diciembre	29.4	9.0

Fuente: Elaboración Propia

Procesamiento de datos

El desarrollo de este objetivo es entender el comportamiento de la superestructura ante la temperatura y como referencia de las temperaturas se tomó el registro de los datos de la tabla 95. La variación de la temperatura será desde la máxima hasta la mínima de las cuales se reducirán cada 5°C.

Tabla 96 - Deformaciones de la Superestructura frente a Temperaturas máx. y mín.

Puente Pucayacu		Variación de Temperatura (C°)						
Deflexión (Dial)	Mod. Calibrado (mm)	Deflexión en 30°C (mm)	Deflexión en 25°C (mm)	Deflexión en 20°C (mm)	Deflexión en 15°C (mm)	Deflexión en 10°C (mm)	Deflexión en 5°C (mm)	Deflexión en 0°C (mm)
				T1: 30°C T2: 27°C T3: 26°C	T1: 25°C T2: 22°C T3: 21°C	T1: 20°C T2: 17°C T3: 16°C	T1: 15°C T2: 13°C T3: 12°C	T1: 10°C T2: 7°C T3: 6°C
D-1 (1/4L)	15	15.96	15.12	14.28	14.38	12.6	12.7	10.93
D-2 (1/2L)	21.39	22.95	21.78	20.6	20.69	18.25	18.34	15.9
D-2 (3/4L)	14.86	15.84	14.99	14.15	14.24	12.45	12.55	10.76

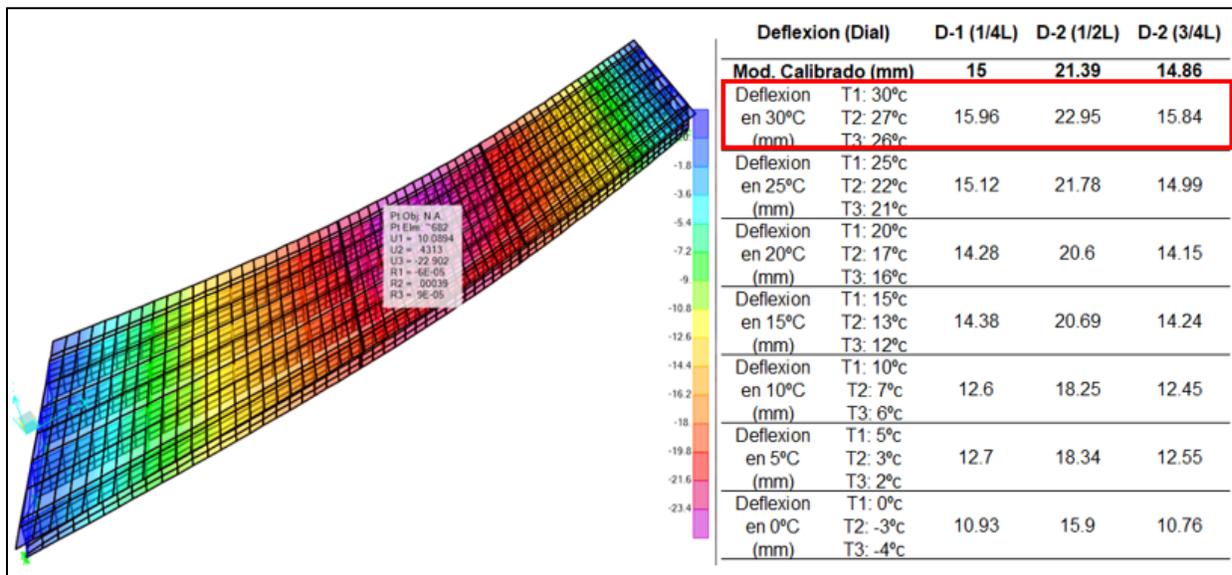
Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 96 se visualiza la variación de las deformaciones ante los cambios de temperatura, siendo la máxima de 30°C y la mínima de 0°C. El modelo calibrado se encuentra en una reducción a menor reducción de temperatura, por ende, a mayor temperatura existe mayor dilatación de la sección compuesta llegando así a mayores deformaciones, caso contrario en épocas de invierno donde existe la contracción de la sección donde las deformaciones son menores.

- Deformaciones en 30°C

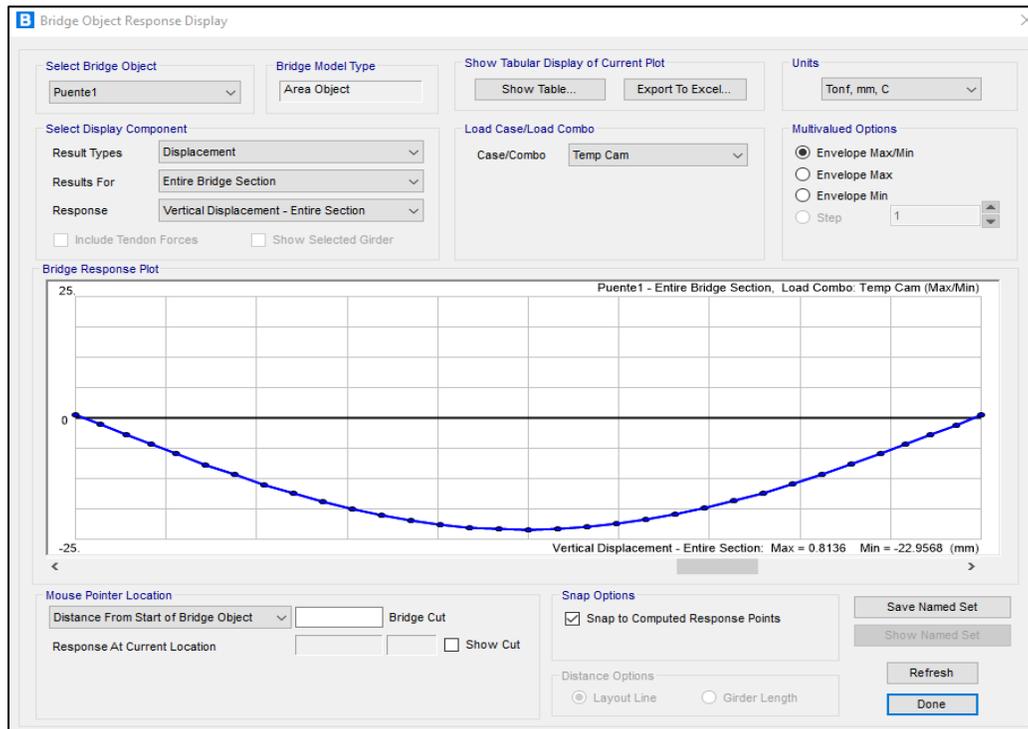
En la figura 147 se observa las temperaturas y deformaciones en 30°C, siendo la máxima en los registros de los registros de la estación Huanta, se consideró una gradiente de temperatura de T1=30°C en la losa (rodadura), T2=27°C en la brida superior de la viga metálica y T3=26°C en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación en el tramo central (1/2L) de 22.95 mm, y el modelo calibrado que se calculó en 21.39 mm.

Figura 146 - Deformaciones de la Superestructura en 30°C



Fuente: Elaboración Propia

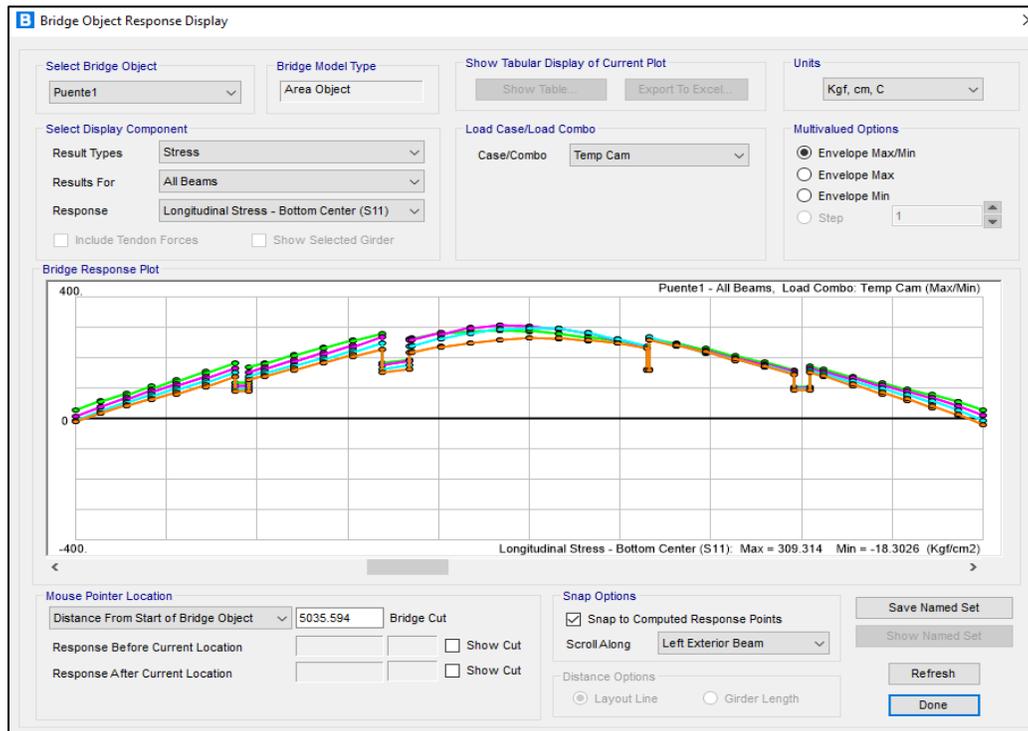
Figura 147 - Deformación de la Temperatura 30°C en el tramo central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu

Para el procesamiento de datos ante la máxima temperatura (30°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en 1/2L de 22.95 mm siendo superior al modelo calibrado de 21.39 mm, existiendo una diferencia de 1.56 mm.

Figura 148 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 30°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puenete Pucayacu

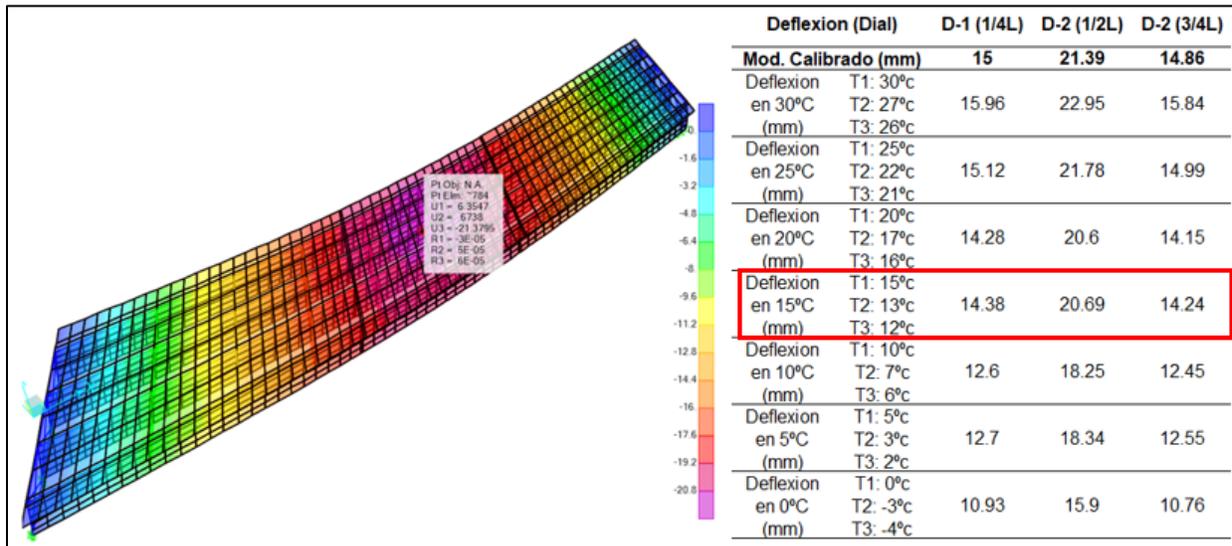
En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 327.43 kg/cm², pero ante la temperatura de 30°C, este esfuerzo se redujo a 309.31 kg/cm², dando una diferencia de 18.12 kg/cm², esta disminución de produjo a una temperatura mayor en la superestructura. Esto sucede porque la mayor deformación por la aplicación se concentra en la viga izquierda.

- Deformaciones en 15°C

En la figura 150 se observa las temperaturas y deformaciones en 15°C, siendo la media en los registros de los registros de la estación Huanta, se consideró una gradiente de temperatura de T1=15°C en la losa (rodadura), T2=13°C en la brida superior de la viga metálica y T3=12°C en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación en 1/2L de

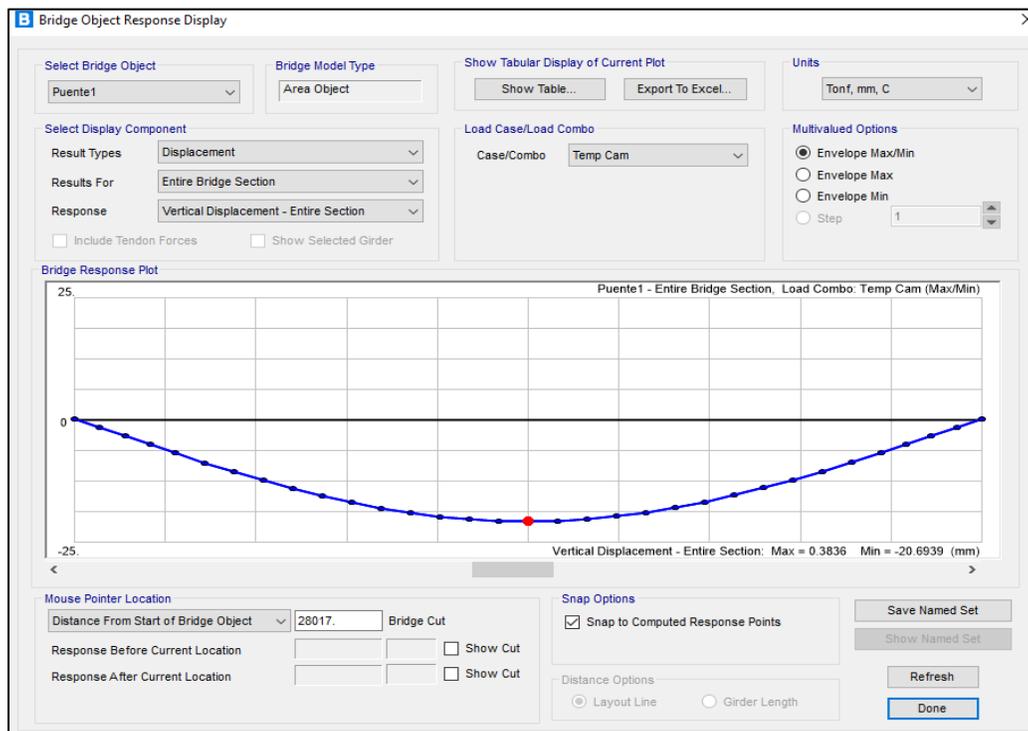
20.69 mm mientras el modelo calibrado que se calculó en 21.39 mm, existe una reducción de 0.7 mm ante la disminución de la temperatura.

Figura 149 - Deformaciones de la Superestructura en 15°C



Fuente: *Elaboración Propia*

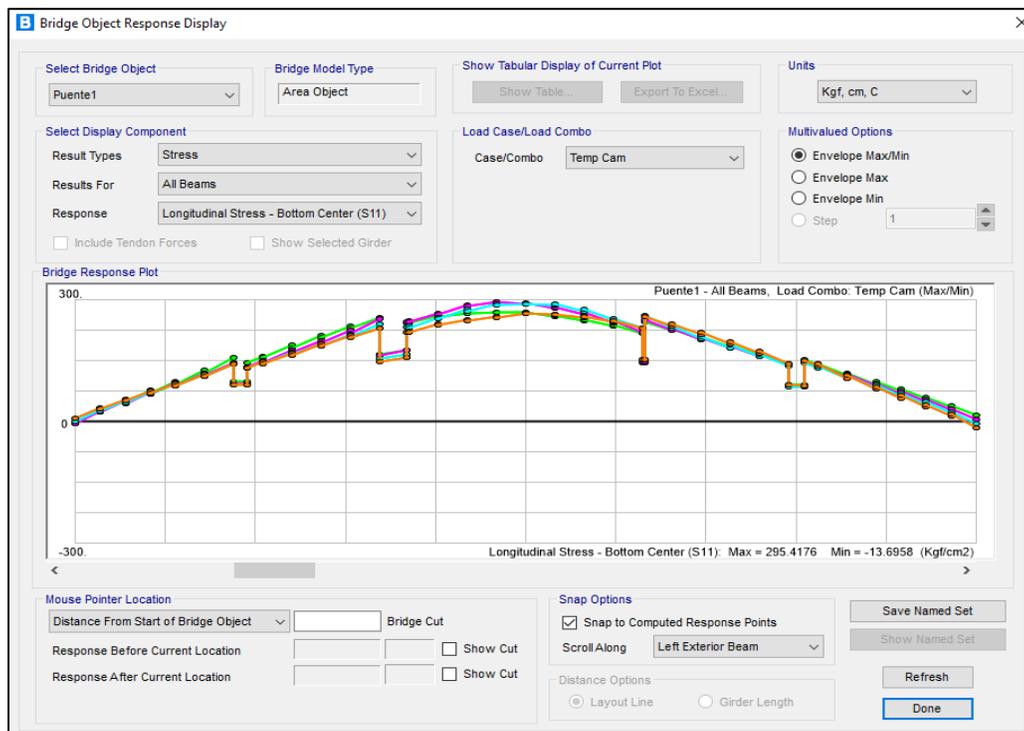
Figura 150 - Deformación de la Temperatura 15°C en el tramo central (1/2L)



Fuente: *Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu*

Para el procesamiento de datos ante una temperatura media (15°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en 1/2L de 20.69 mm siendo inferior al modelo calibrado de 21.39 mm, existiendo una diferencia de 0.7 mm.

Figura 151 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 15°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu

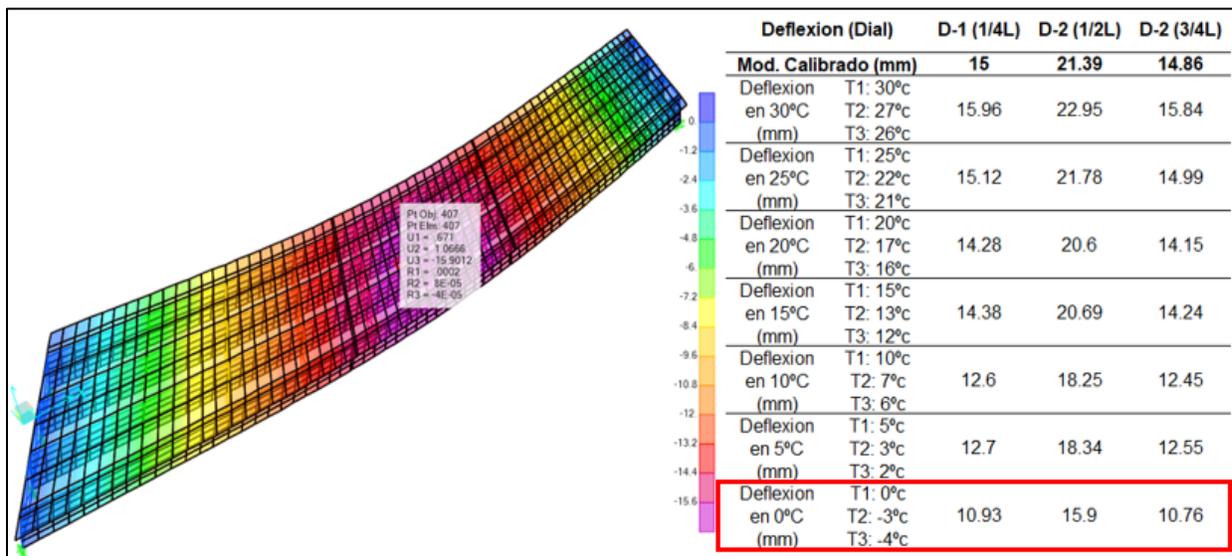
En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 327.43 kg/cm², pero ante la temperatura de 15°C, este esfuerzo se redujo a 295.42 kg/cm², dando una diferencia de 32.01 kg/cm², esta disminución se produjo a una temperatura media en la superestructura. Por consiguiente, ante menor temperatura, se producirá una reducción de los

esfuerzos de la superestructura. Este se debe a que la mayor concentración de esfuerzos y deformación por la aplicación de las cargas en las vigas intermedias.

- Deformaciones en 0°C

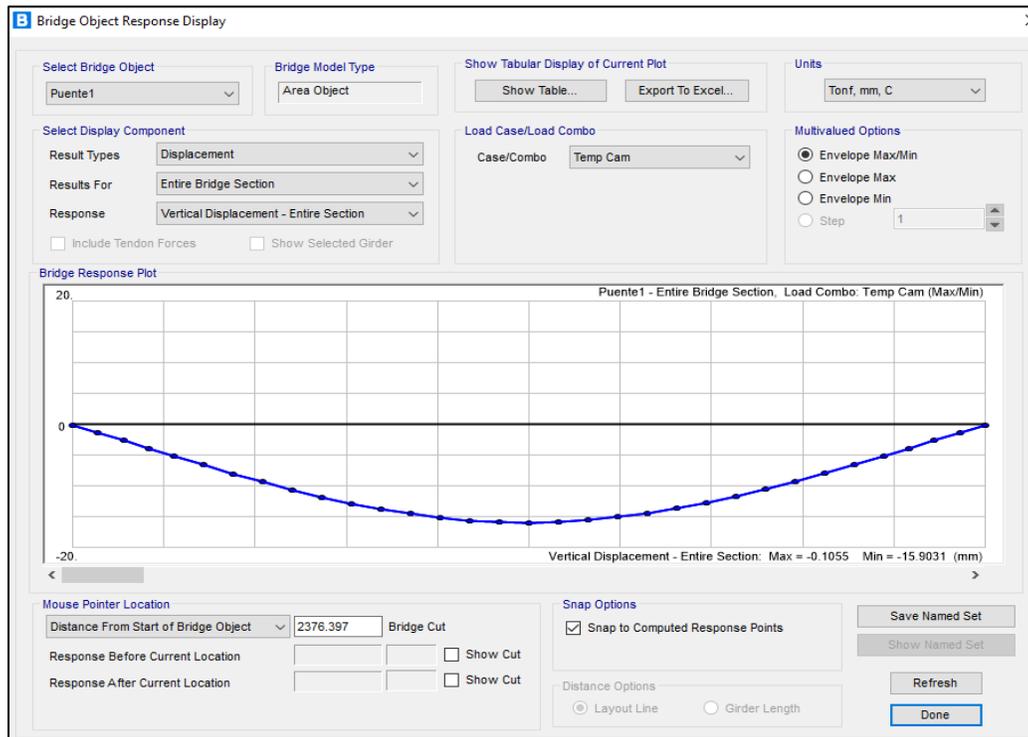
En la figura 153 se observa las temperaturas y deformaciones en 0°C, siendo la menor en los registros de los registros de la estación Huanta, se consideró una gradiente de temperatura de T1=0°C en la losa (rodadura), T2=-3°C en la brida superior de la viga metálica y T3=-4°C en la brida inferior de la viga metálica. Dándonos como resultados una deformación en 1/2L de 15.90 mm mientras el modelo calibrado que se calculó en 21.39 mm, existe una reducción de 5.49 mm ante la disminución de la temperatura.

Figura 152 - Deformaciones de la Superestructura en 0°C



Fuente: Elaboración Propia

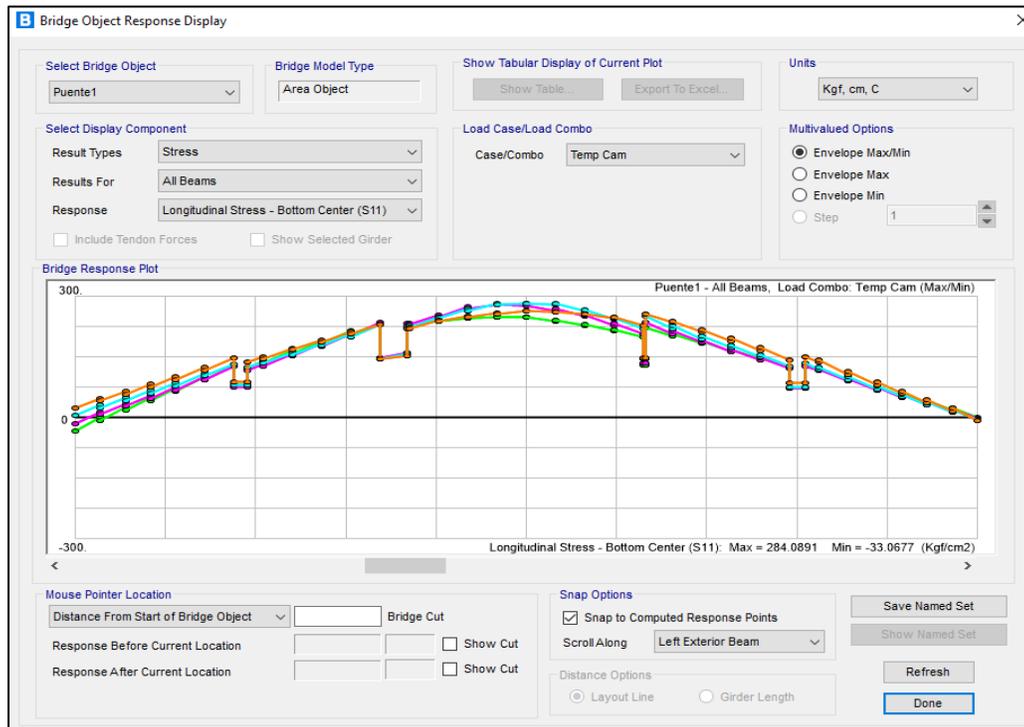
Figura 153 - Deformación de la Temperatura 0°C en el tramo central (1/2L)



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu

Para el procesamiento de datos ante una temperatura menor (0°C) se procedió a agregar una gradiente de temperatura y se hizo una combinación de cargas junto con la de los camiones de prueba, dándonos como resultados las deformaciones anteriormente presentadas. Las deformaciones variaran siempre y cuando varíen las temperaturas de las gradientes. Se obtuvo una deformación en 1/2L de 15.90 mm siendo inferior al modelo calibrado de 21.39 mm, existiendo una diferencia de 5.49 mm.

Figura 154 - Esfuerzos producidos en la superestructura a 0°C



Fuente: Modelamiento CSI Bridge – Puente Pucayacu

En el esfuerzo máximo en el modelo numérico de la prueba de los camiones nos arrojó 327.43 kg/cm², pero ante la temperatura de 0°C, este esfuerzo se redujo a 284.09 kg/cm², dando una diferencia de 43.34 kg/cm², esta disminución de produjo a una temperatura media en la superestructura. Por consiguiente, ante menor temperatura, se producirá una reducción de los esfuerzos de la superestructura. Este se debe a que la mayor concentración de esfuerzos y deformación por la aplicación de las cargas en la viga derecha.

3.4.5 Resultados Generales del Objetivo Especifico 4

Estaciones meteorológicas

Para tener un registro sobre las condiciones meteorológicas que están ocurriendo en la zona de estudio y siendo esta las estaciones más próximas a los puentes de estudio, principalmente las temperaturas máximas y mínimas del aire se procedió a la toma de datos de cada estación.

- **Datos de la Estación CasaccanCHA (Puente Queuña y Puente Chuicuni)**

Distrito : Tambobamba
Provincia : Cotabambas
Departamento : Apurímac
Latitud : 13°59'21.24" S
Longitud : 72°17'53.95" W
Altitud : 4,033.00 msnm

- **Datos de la Estación Marca Cunka (Puente Orccoma)**

Distrito : Santo Tomas
Provincia : Chumbivilcas
Departamento : Cusco
Latitud : 14°29'54.5" S
Longitud : 72°5'22.3" W
Altitud : 3,796.00 msnm

- **Datos de la Estación Huanta (Puente Pucayacu)**

Distrito : Luricocha
Provincia : Huanta

Departamento : Ayacucho
Latitud : 12°54'40.80" S
Longitud : 74°16'59.66" W
Altitud : 2,485.00 msnm

Deformaciones por Temperatura en la Superestructura

El desarrollo de este objetivo es entender el comportamiento de la superestructura ante la temperatura y como referencia de las temperaturas se tomó el registro de los datos de cada estación cercana a los puentes de sección compuesta de la presente investigación. En las cuales se presentan en la Tabla 1, las temperaturas mayores, intermedias y bajas según los registros meteorológicos recolectados. La temperatura es parte importa que se debe tomar en consideración al momento de la toma de datos en la prueba de campo para las deformaciones de la superestructura.

Tabla 97 - Deformaciones en relación a la variación de la Temperatura de los Puentes de Sección Compuesta

Puente Queuña		Variación de Temperatura (°C)		
Deflexión (Dial)	Mod. Calibrado (mm)	Deflexión en 20°C (mm)	Deflexión en 10°C (mm)	Deflexión en -5°C (mm)
		T1: 20°C T2: 17°C T3: 16°C	T1: 10°C T2: 7°C T3: 6°C	T1: -5°C T2: -7°C T3: -8°C
D-2 (VD-1/2L)	12.59	12.59	11.45	10.24
D-3 (VC-1/2L)	13.29	13.38	12.17	10.86
D-4 (VI-1/2L)	13.01	13.00	11.87	10.66
Puente Chuicuni		Variación de Temperatura (°C)		
Deflexión (Dial)	Mod. Calibrado (mm)	Deflexión en 20°C (mm)	Deflexión en 10°C (mm)	Deflexión en -5°C (mm)
		T1: 20°C T2: 17°C T3: 16°C	T1: 10°C T2: 7°C T3: 6°C	T1: -5°C T2: -7°C T3: -8°C
D-1 (VI-1/2L)	25.72	21.73	20.03	18.29
D-2 (VD-1/2L)	25.73	21.73	20.03	18.29
Puente Orccoma		Variación de Temperatura (°C)		
Deflexión (Dial)	Mod. Calibrado (mm)	Deflexión en 25°C (mm)	Deflexión en 10°C (mm)	Deflexión en -10°C (mm)
		T1: 25°C T2: 22°C T3: 21°C	T1: 10°C T2: 7°C T3: 6°C	T1: -10°C T2: -12°C T3: -13°C
D-2 (VD-1/2L)	10.14	7.83	8.70	10.06
D-3 (VC-1/2L)	10.13	7.75	8.59	9.92
D-4 (VI-1/2L)	10.14	7.79	8.63	9.94
Puente Pucayacu		Variación de Temperatura (°C)		
Deflexión (Dial)	Mod. Calibrado (mm)	Deflexión en 30°C (mm)	Deflexión en 15°C (mm)	Deflexión en 0°C (mm)
		T1: 30°C T2: 27°C T3: 26°C	T1: 15°C T2: 13°C T3: 12°C	T1: 0°C T2: -3°C T3: -4°C
D-1 (1/4L)	15.00	15.96	14.38	10.93
D-2 (1/2L)	21.39	22.95	20.69	15.90
D-2 (3/4L)	14.86	15.84	14.24	10.76

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 97 se aprecian las deformaciones en relación a la variación de la temperaturas mayores, menores y bajas. Se puede ver una tendencia que a mayor temperatura existe una mayor dilatación de la superestructura el cual ocasiona una mayor deformación de la misma, pero para a menor disminución de la temperatura conlleva a una contracción de la superestructura y esto producirá una reducción de las deformaciones siendo esta menores, como se puede apreciar en

los Puentes Queuña, Chuicuni y Pucayacu, no solo la temperatura tendrá incidencia en las deformaciones, sino también en los esfuerzos producidos que se reducen en relación a la disminución de la temperatura. En el Puente Orccoma sucede lo contrario debió a que este puente no es apoyado con los demás puentes antes mencionados, este es un puente integral donde toda la estructura funciona como una misma, aquí si la temperatura es mayor existen una contracción por la contra flecha que producen los estribos en la superestructura, por ende, las deformaciones se reducen y si la temperatura es baja las deformaciones aumentan, así como los esfuerzos también aumentan si la temperatura se reduce.

3.5 Resultados del Objetivo General

Tabla 98 - Deflexiones del comportamiento estático de los Puentes

COMPORTAMIENTO ESTÁTICO					
Puentes		Queuña	Orccoma	Chuicuni	Pucayacu
PRACTICO / CAMPO	Deflexiones Reales (mm)	13.10	10.08	25.05	17.41
	Tipo de Puente	Sección Compuesta			
	Luz (m)	28.00	30.00	45.00	56.60
ANALITICO	Deflexiones Teóricas (mm)	15.07	9.36	30.29	25.93
	Deflexión por Temperatura (mm)	12.17	8.59	20.03	20.69
	Calibración de Deflexiones (mm)	13.29	10.13	25.72	21.39

Fuente: Elaboración Propia

El comportamiento estático analítico y practico de la superestructura en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú en esta investigación dados por los puentes: Queuña, Orccoma, Chuicuni, Pucayacu, a través del desarrollo de la investigación se pudo identificar factores prácticos y analísticos para cada caso de análisis, así mismo como se evidencia en la Tabla 98 se brinda detalle y recopilación de los datos en análisis.

El comportamiento práctico en campo se observó que las deflexiones en el Puente Queuña, se obtuvieron unos 13.10 mm en el tramo central del tablero, siendo este un puente de 28.00 metros de luz de un doble vía y dos volquetes ubicados en $\frac{1}{2} L$, el Puente Orccoma es de sección compuesta como los demás puentes en la presente investigación pero es integral donde los estribos y superestructura funcionan conjuntamente y en este caso se obtuvo 10.08 mm en el tramo central del tablero, en un puente de 30.00 metros de luz y de doble vía y dos volquetes ubicados en $\frac{1}{2} L$, en el Puente Chuicuni se obtuvieron unos 25.05 mm en el tramo central del tablero, siendo este un puente de 45.00 metros de luz de una sola vía y dos volquetes ubicados en $\frac{1}{2} L$ y en el Puente Pucayacu se obtuvieron unos 17.41 mm en el tramo central del tablero, siendo este un puente de 56.60 metros de luz de un doble vía, con un peralte de inclinación de 3% y esviado de 35°, a los cuales se colocaron cuatro volquetes ubicados en $\frac{1}{2} L$.

Todas estas deformaciones que se obtuvieron en campo están en el rango del 60% y el 115% de los previstos en el modelamiento, según (Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras, 1999, pág. 14).

El comportamiento analítico de los puentes se procedió a modelamiento y análisis de este en el programa CSI Bridge, en el Objetivo 01 se procedió a un modelamiento de la estructura de los puentes en el cual se trabajaron con las geometrías de estas y las cargas de los camiones, esto para tener unas deflexiones como límites en la prueba de carga en campo, en el cual en los puentes están dentro del rango del 60% y el 115% de tolerancia en referencia con las deflexiones del modelamiento.

Se comparó las deflexiones de campo con las deflexiones del modelamiento, esto debido a que las deflexiones analíticas y prácticas no se asemejan y esto puede ser por muchos factores externos

en el proceso de construcción o al entorno. Con el fin de aproximar los más cercano posible ambas deflexiones y poder trabajar con un modelamiento mucho más real y se obtuvieron las deflexiones que se pueden observar en el Tablas 98 y esto con el fin de tener un comportamiento mucho más real para el Objetivo 04, que ya teniendo una calibración de las deflexiones aproximadas a las de prueba de campo en el modelamiento, se analizó el entorno de los Puentes en relación de la Temperatura teniendo varios cambios de esta, desde tener 25 °C hasta -8 °C. Se pudo observar que la temperatura tiene una gran participación cuando se realizan pruebas de carga debido a que el concreto armado y el acero estructural pueden sufrir variaciones en los diferentes estados por la temperatura. Los Puentes Queuña, Chuicuni y Pucayacu presentan una característica similar debido a que a mayor temperatura habrá una mayor deflexión y con una menor temperatura una menor deflexión, todo lo contrario, con el Puente Orccoma que al ser un puente de sección compuesta integral se comportará de manera diferente ante los cambios de temperatura.

3.5.1 Prueba de la hipótesis de la investigación por Estadística Inferencial

Para la prueba de la hipótesis de la presente investigación cuantitativa, se aplicará la estadística inferencial ara el desarrollo de validación de la prueba de hipótesis que los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú tienen un comportamiento estático significativo en las deformaciones de estudios prácticos y analíticos, periodo 2018 al 2021, para esto se toma como objeto de análisis las deformaciones que comprenden los estudios prácticos y analíticos lo que demostrara la verificación de las hipótesis planteadas analizando esta general .

Tabla 99 - Deflexiones del Comportamiento Estático de los Puentes para la Prueba de Hipótesis

COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DE LOS PUENTES	COMPORTAMIENTO ESTÁTICO		
	C.E. ANALITICO Modelamiento	C.E. PRACTICO Campo	
	Deflexiones (mm)	Deflexiones (mm)	
Puente Queuña	L/2 del Tablero	15.074	13.100
	L/2 temperatura Max (20 °C)	13.380	13.100
	L/2 temperatura Min (-5 °C)	10.860	13.100
	L/2 Calibración de Combinación 2	13.290	13.100
Puente Orccoma	L/2 del Tablero	9.359	10.080
	L/2 temperatura Max (25 °C)	7.750	10.080
	L/2 temperatura Min (-10 °C)	10.060	10.080
	L/2 Calibración de Combinación 2	10.130	10.080
Puente Chuicuni	L/2 del Tablero	30.289	25.050
	L/2 temperatura Max (20 °C)	21.730	25.050
	L/2 temperatura Min (-5 °C)	18.290	25.050
	L/2 Calibración de Combinación 3	25.730	25.050
Puente Pucayacu	L/2 del Tablero	25.931	17.410
	L/2 temperatura Max (30 °C)	22.950	17.410
	L/2 temperatura Min (0 °C)	15.900	17.410
	L/2 Calibración de Combinación 3	21.390	17.410

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 99 se puede identificar las deflexiones del modelamiento y la prueba de carga en campo, estos datos nos servirán para identificar y analizar si contaremos con una estadística inferencial de distribución de muestra normal o distribución de muestra no normal, para esto de

desarrolla la prueba de normalidad mediante el Software “SPSS Statistical” siendo este un programa especializado para Estadística.

Para esta prueba de normalidad de la presente investigación se adaptan los test de Kolmogorov-Smirnov que se utiliza para contrastar si un conjunto de datos se ajusta o no a una distribución normal y es recomendable utilizarlo con más de 50 casos. Es similar en este caso al test de Shapiro Wilk se puede utilizar con hasta 50 casos.

Tabla 100 - Prueba de Normalidad

Variables / Test	Kolmogorov-Smirnova			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
C.E. ANALITICO	,137	16	,200*	,937	16	,317
C.E. PRACTICO	,215	16	,045	,835	16	,008

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 100 se visualiza los resultados del Software “SPSS Statistical” mediante los test de Kolmogorov-Smirnov y Shapiro Wilk, en el cual se optó por este último debido a que se presenta 16 casos y 36 objetos de análisis y por ende son menores a 50 unidades de muestra. Para el test de Shapiro Wilk obtuvimos una significancia de 0.317 para C.E Analítico y 0.008 para C.E Practico, en el cual el primero nos da una distribución normal y el segundo una distribución no normal, si la significancia es menor a 0.05 se tomará una distribución no normal y se desarrollará la prueba de Rho Spearman. Por ente concluimos que la distribución de datos del presente estudio es no normal.

Tabla 101 - Prueba de Rho de Spearman

CORRELACIONES				
			C.E. ANALITICO	C.E. PRACTICO
RHO DE SPEARMAN	C.E. ANALITICO	Coefficiente de correlación	1.000	,897**
		Sig. (bilateral) N	16	0.00000244 16
	C.E. PRACTICO	Coefficiente de correlación	,897**	1.000
		Sig. (bilateral) N	0.000002440 16	16

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 101 se puede apreciar los datos obtenidos de la Prueba Rho de Spearman en el cual indica la correlación de las variables de la hipótesis y estas presentan un 0.897, y la significancia con tendencia a 0.00, dándole una interpretación según la tabla 102 nos indica que tenemos una correlación positiva alta de las variables de la hipótesis y por ende su validez.

Tabla 102 - Prueba de Rho de Spearman

VALOR	SIGNIFICANCIA
-1	Correlación Negativa Grande Y Perfecta
-0.9 A -0.99	Correlación Negativa Muy Alta
-0.7 A -0.89	Correlación Negativa Alta
-0.4 A -0.89	Correlación Negativa Moderada
-0.2 A -0.39	Correlación Negativa Baja
-0.01 A -0.19	Correlación Negativa Muy Baja
0	Correlación Nula
0.01 A 0.19	Correlación Positiva Muy Baja
0.2 A 0.39	Correlación Positiva Baja
0.4 A 0.89	Correlación Positiva Moderada
0.7 A 0.89	Correlación Positiva Alta
0.9 A 0.99	Correlación Positiva Muy Alta
1	Correlación Positiva Grande Y Perfecta

Fuente: Elaboración Propia

Dados estos valores se llega a rechazar la hipótesis nula y aceptar la hipótesis propuesta en la presente investigación, que los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú tienen un comportamiento estático significativo en las deformaciones de estudios prácticos y analíticos, periodo 2018 al 2021 con una significancia de 0.000 y con un coeficiente de correlación del 89.7%, por lo que se suma a conclusión que las hipótesis planteadas son aceptadas dentro de los análisis brindados, para poder corroborar la información analizada se realiza las pruebas de chi cuadrado para validar la verificación de hipótesis de la cual se tiene la siguiente tabla.

Tabla 103 - Prueba de Chi Cuadrado

PRUEBA	C.E. ANALITICO	C.E. PRACTICO
Chi-cuadrado	42,801 ^a	34,314 ^b
GL	15	3
Sig. asintótica	0.000	0.000

a. 0 casillas (0,0%) han esperado frecuencias menores que 5. La frecuencia mínima de casilla esperada es 16,9.
b. 0 casillas (0,0%) han esperado frecuencias menores que 5. La frecuencia mínima de casilla esperada es 67,8.

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a la tabla 103 mostrada se verifica la validación de hipótesis ya mencionada, dado que la prueba de chi cuadrado denoto una significancia 0.000 menor al error analizado en la presente investigación, que es 0.05, por lo que se rechaza la hipótesis nula.

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1 Discusiones

Con el modelamiento numérico que se desarrolló de los camiones de diseño y los camiones de la prueba, se demostró que las deformaciones que se producen en la superestructura con los camiones de diseño son mayores que las deformaciones de los camiones de la prueba en los 4 puentes de sección compuesta y fueron calculadas en el software CSI Bridge, tomando como referencia el Puente Pucayacu, que presento una deformación en el punto más crítico de la superestructura, con el camión de diseño es 39.208 mm y para el modelo de la prueba es 25.93 mm. Estos resultados guardan relación con lo descrito por Diaz Villar (2018) quien al analizar un puente arco, concluyo que la mayor deformación de su modelo numérico de la prueba de carga es 34.70 mm y este no supero de la deformación máxima de 105 mm del modelo del camión de diseño; del mismo modo que Andreu Salas (2018), evidencio en su investigación de un puente tipo cajón que, las deflexiones máximas calculadas no superan a las deflexiones teóricas de diseño. Las deflexiones máximas determinadas en los 04 puentes analizados no superan a las teóricas por lo que según los autores en mención coinciden con esta premisa, la normativa española de “Recomendaciones De Pruebas De Carga Para Recepción De Puentes De Carretera, IAP-11” recomienda que los esfuerzos deben oscilar entre el 60% y 70% de las teóricas, por ende, las deformaciones teóricas no serán sobre pasadas por las deformaciones de campo

En las pruebas de cargas estáticas en campo, se comprobó que las deformaciones obtenidas guardan similitud con las deformaciones calculadas en el modelo numérico de la prueba, teniendo como ejemplo, el puente Queuña que su deformación en el punto más crítico de la superestructura es en campo es de 13.10 mm, mientras en el modelo numérico es de 15.07 mm, por lo tanto, el

criterio de aceptación que se obtuvo fue un 86.92% con lo cual la deformación es satisfactoria. Estos cálculos se vinculan con lo descrito por Cardoza y Villalobos (2005) donde indican que los resultados obtenidos a partir de la prueba en campo cumplieron con los requisitos expuestos en los criterios de aceptación; de igual modo Sarmiento y Viviescas (2016) concluyeron que, en las deflexiones del modelo de la prueba y la prueba de campo, se asemejaron en gran valor y por lo tanto se obtiene una confiabilidad en los datos procesador y dados por el software Midas Civil. Las deflexiones que se obtuvieron en campo en los 04 puentes guardan similitud con las deformaciones que se calcularon en el modelamiento, los autores mencionados coinciden en esta premisa, y el criterio de aceptación de las deflexiones de acuerdo con la “Instrucción de hormigón estructural”, indican que en el caso de puentes de hormigón armado o mixtos, las flechas máximas, obtenidas después de la estabilización, no superarán en más de un 15% a los valores previstos en el Proyecto de la prueba y en el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta.

Se evidencio que una calibración de un modelamiento numérico en base a los resultados de la prueba de carga en campo es necesaria debido a que existe una variabilidad de los resultados de las deformaciones, esto se puede atribuir a factores externos en la ejecución, entorno y características de los materiales de construcción, etc. Esto se demuestra en la similitud del modelamiento numérico y la prueba de campo en el Puente Orccoma, teniendo como resultado en su punto más crítico del modelamiento con una deformación de 9.36 mm, mientras que en campo se determinó que son 10.08 mm; esto se asocia a lo expuesto por López y Goyoneche (2015) donde deducen que, la existencia de factores externos influyen en el comportamiento de la estructura en la obtención de resultados y estos factores dependen del entorno y las características de la estructura; de igual forma Sarmiento y Viviescas (2016) indican que, la

calibración del modelo matemático, se logró obtener un resultado más aproximado al proporcionado en campo, sin embargo sigue existiendo una gran incertidumbre en las propiedades mecánicas de los elementos que componen la estructura. En los 04 puentes de sección compuesta cumplieron con la calibración de modelo numérico en base a los resultados de la prueba de campo, en el cual los autores en mención coinciden en que se debe realizar una calibración de los resultados obtenidos, ya que existen factores externos que influyen en las deflexiones de campo con el modelo numérico de la prueba. Según (M. Hemez & W. Doebling, 2001) indica que a pesar de la producción de los modelos numéricos que son detallados, puede haber variaciones entre los resultados del modelo numérico y los datos recolectados sobre la estructura directamente, esto puede ser debido a errores u omisiones de proceso o aproximaciones del modelamiento.

La intención de conocer la influencia de la temperatura en las deformaciones de la superestructura, motivo a la presente investigación, el cual evidencio que las deflexiones dependerán de las variaciones de la temperatura en el entorno, tomando como referencia el Puente Queuña sus deformaciones se alteran según el clima, por ejemplo, en 20 C° las deformaciones en el punto más crítico de la superestructura es 13.38 mm y a -5 C° la deformación pasa a ser 10.86 mm. Estos valores están en consonancia con lo nombrado por Niu, Wang y Tang (2020) que demostraron que, los cambios de temperatura del aire influyen en la deformación de la estructura del puente de arco de hormigón, especialmente en la mitad del vano. Existe una fuerte relación lineal entre la deformación de la estructura y la temperatura, es esencial controlar las deformaciones debidas a de la temperatura para el puente de arco de hormigón, especialmente su en especial su vano medio, durante su funcionamiento a largo plazo; así mismo lo descrito por Nguyen, Schommer, Maas y Zurbes (2016) concluyeron que, la temperatura exterior absoluta y

la temperatura las diferencias entre la parte superior e inferior afectan la desviación medida línea. Desafortunadamente, este efecto es inevitable, pero puede ser limitado, eligiendo días nublados para las mediciones sin alta e irradiación solar directa, que además conduce a temperaturas locales diferencias reales. En los 04 puentes de sección compuesta se analizó la influencia de la temperatura en las deflexiones obtenidas en la prueba de campo, en el cual se corrobora que efectivamente la temperatura del entorno influye directamente en la superestructura, ya sea dilatándolo o contrayéndolo; los autores que se mencionaron en esta premisa coinciden que la variabilidad de la temperatura es un factor importante en la prueba de campo, el cual se debe tomar en consideración antes de la realización de cualquier prueba.

Se visualiza que a través del tiempo se han venido realizando diferentes tipos de evaluaciones referente a pruebas de cargas en puentes, por lo que se ve que los autores consideran como muestra promedio en evaluar a un solo puente, en la presente investigación se ha querido complementar a la investigaciones ampliando selección maestra de la investigación considerando también analizar 4 puentes de sección compuesta, es importan señalar que la luz a analizar es menor a los 60m en comparativa con otros autores que analizarán puentes de luces promedio a 20 metros , la presente investigación propone dar análisis con estos caracteres teniendo referencia a autores que ampliaron su muestra e hicieron análisis a puentes de mayor complejidad como se visualiza en la tabla 104; discutiendo los resultados de los autores señalados es frecuente que se realicen análisis en base a modelamientos y pruebas de carga, lo que no es frecuente son los análisis de temperatura que solo se ha llegado a identificar autores del continente Europeo y asiático, la presente investigación implementa también una calibración de las deflexiones de campo llevadas a modelamientos ajustes que permiten ver el desempeño como otros factores de los puentes analizados, esto se refleja en los objetivos planteados .

Tabla 104 - Resumen de Características de los Puentes de las investigaciones en Discusiones

Puente Motilones	Puente Intercambio Vial Huaura - Lima	Puente Km 0+971	Puente La Parroquia
Díaz Villar (2018)	Andreu Salas (2018)	Cardoza & Villalobos (2005)	Sarmiento & Viviescas (2016)
País: Perú	País: Perú	País: El Salvador	País: Colombia
Muestra: 01	Muestra: 01	Muestra: 01	Muestra: 01
Luz: 163.00 m	Luz: 38.30 m	Luz: 27.41 m	Luz: 30.00 m
Software: SAP 2000	Software: CSI Bridge	Software: SAP 2000	Software: SAP 2000
Tipo: Arco Metálico Tablero Inferior	Tipo: Puente Cajón	Tipo: Puente T	Tipo: Puente Viga Losa
Tramos: 01	Tramos: 02	Tramos: 01	Tramos: 01
Puentes de Tipo T	Puente Grevenmacher	Puente Xuanda Highway	Puentes Sección Compuesta
López & Goyoneche (2015)	Nguyen, Schommer, Maas & Zurbes (2016)	Niu, Wang & Tang (2020)	Reyes De la Cruz (2021)
País: Colombia	País: Luxemburgo & Alemania	País: China	País: Perú
Muestra: 03	Muestra: 01	Muestra: 01	Muestra: 04
Luz: < 15.00 m	Luz: 213.00 m	Luz: 191.60 m	Luz: < 60.00 m
Software: CSI Bridge	Software: No Especifica	Software: Midas Civil	Software: CSI Bridge
Tipo: Puente T	Tipo: Arco Acero Atirantado	Tipo: Arco C°A° Tablero Superior	Tipo: Sección Compuesta
Tramos: 01	Tramos: 01	Tramos: 01	Tramos: 01

Fuente: *Elaboración Propia*

4.2 Conclusiones

Se demostró que las variaciones del comportamiento estático, en cuyos esfuerzos del Puente Orccoma es de 56.54% y el mayor esfuerzo es en el Puente Pucayacu con 67.84%, esto depende de la luz, la geometría y el tipo de puente, las deformaciones del modelo numérico de la prueba de carga no superan a las deformaciones del camión de diseño AASHTO, debido a que los esfuerzos están entre el 60% al 70%, para que la superestructura trabaje en el rango elástico. El porcentaje de similitud de las deformaciones no tienen relación alguna con el esfuerzo producido en el modelo numérico de la prueba y del modelo del camión de diseño.

Se explico que el comportamiento post construcción mediante la Prueba de Carga Estática en campo, se debe colocar los instrumentos de medición en los puntos más críticos de la superestructura que se determinaron en el modelo numérico de la prueba de carga, en el proceso de carga en los Puentes se tomaron las medidas de las deformaciones al inicio de la prueba, así como a los 10 minutos y 20 minutos de colocada la carga de los volquetes hasta que se cumplió satisfactoriamente la estabilización las deformaciones en los puentes según los criterios de estabilización de la norma española; El proceso de descarga (Remanencia), se leyeron las lecturas de los deformímetros en los puntos críticos, dando como resultados admisibles de los límites de la Remanencia que son menores al 15% para puentes mixtos, en el caso del Puente Pucayacu se obtuvo un 12% de la remanencia siendo el caso más crítico en el estado del límite de admisibilidad. En los criterios de aceptación de la prueba de carga estática, las deformaciones se dan por satisfecho ya que los valores obtenidos son mayores al 60% de los que se tuvo previsto con el modelo numérico de la prueba y menores al 115% para puentes mixtos, siendo el Puente Pucayacu con un menor porcentaje de aceptación de 67.14 en $\frac{1}{2}$ L y el Puente Orccoma obtuvo un porcentaje de 107.69% en $\frac{1}{2}$ L. Por consiguiente, concluimos que el comportamiento de la

superestructura de los puentes ante la prueba de carga estática es satisfactorio, por lo tanto, esta apto para soportar las cargas de diseño y pueden ser puesto en servicio el puente.

Se calibro el modelo numérico de la prueba de campo con la prueba de carga en campo presentan una mínima variación en los resultados, pudiendo haberse presentando errores por factores externos, por ende, para producir una calibración del modelo numérico en base a resultados de campo, se analizó las variaciones de la resistencia a la compresión del concreto, espesores de losa y las cargas de los volquetes, para producir una similitud de los resultados. Así como se realizaron combinaciones de las variables para poder obtener una similitud de las deformaciones con la prueba de campo, obteniendo un modelo numérico calibrado aproximado a las deformaciones de la prueba de carga en campo.

Se determino que las deformaciones considerando las variaciones de temperatura en los puentes Queuña, Chuicuni, Pucayacu y que, a mayor temperatura, se dilata la superestructura el cual nos da como resultado una mayor deformación, y a menor temperatura existe se contrae la superestructura y se obtiene una menor deformación. Esto se debe a que el puente es simplemente apoyado. Siendo en Puente Pucayacu el que presenta una mayor variación de deformación ante la variabilidad de la temperatura con 30 C° obtuvo una deformación de 22.95 mm y con 0 C° una deformación de 15.90 mm. En el puente Orccoma se observó que, a mayor temperatura, se contrae la superestructura y nos da como resultado una mayor deformación, y a menor temperatura existe se dilata la superestructura y se obtiene una menor deformación. Esto se debe al comportamiento de los estribos, ya que la estructura es integral, con una temperatura de 25 C° se deforma 7.75 mm y con -10 C° se deforma 9.92 mm. Por lo tanto, La temperatura del entorno

influye mucho en la prueba de carga en campo y por ende existirá una variación considerable en la toma de datos de las deformaciones.

Finalmente, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis propuesta que los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú tienen un comportamiento estático significativo en las deformaciones de estudios prácticos y analíticos, periodo 2018 al 2021 con una significancia de 0.000 menor al error del 0.05 por pruebas de rho de spearman y chi cuadrado sumando a estos valores un coeficiente de correlación positiva alta del 89.7% que da a entender que las deformaciones tanto en campo y practicas se vinculan así como que demuestran su importancia en factores de modelamiento, pruebas de campo, análisis por temperatura y calibración de modelamiento-campo .

4.3 Recomendaciones

- Para las pruebas de carga en campo se denota la oportunidad del uso de equipos interferométricos para determinar las deflexiones en puentes donde no se pueda usar los deformímetros.
- Para fines de comprobación del comportamiento inicial del puente se recomienda a las entidades pertinentes poder realizar pruebas de carga post construcción cuando se denote un incremento del tráfico vehicular de las carreteras o a un plazo sugerido de 10 años, por razones de verificar si el puente cuenta con las propiedades mecánicas de su fabricación.
- Se recomienda a las entidades pertinentes, el registro de los puentes definitivos construidos con fines de poder gestionar la información de estos puentes y así se pueda llegar a tener un registro a nivel nacional de los puentes ejecutados y supervisados mediante pruebas de carga.

- Se recomienda análisis de las deformaciones con el uso de neoprenos en la superestructura, ya que en los antecedentes implementados demuestran que estos influyen en las deformaciones de los puentes.
- Se recomienda para la realización de pruebas de carga de forma satisfactoria y completa, considerar el factor climático de la ubicación del puente y la hora de la realización de la prueba, ya que se evidencia que la hora de la prueba puede ser determinante en la variación de las deflexiones.

REFERENCIAS

- Agencia Andina. (29 de Abril de 2017). Agencia Andina. *Casi el 70 % de puentes colapsados por lluvias estaba mal diseñado*. Obtenido de <https://andina.pe/agencia/noticia-casi-70-puentes-colapsados-lluvias-estaba-mal-disenado-664914.aspx>
- Agredo Chavez, Sarmiento Nova, & Viviescas Jaime. (28 de 07 de 2016). Evaluacion de la Rigidez a Flexion de Puentes de Viga Losa en Concreto Presforzado a partir de Pruebas de Carga. Caso de Estudio: Puente La Parroquia Via La Renta - San Vicente de Chucurí. *UIS Ingenierías*, 15(2), 145-159. doi:10.18273/revuin.v15n2-2016013
- Altamirano Requejo, J. (2018). *Analisis y Diseño del Puente Vehicular sobre el Rio Yaracayacu, en el Sector Monterrey, Distrito de Nueva Cajamarca, Provincia de Rioja, Departamento de San Martin*. Universidad Nacional de San Martin, Tarapoto, Peru.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8th Edition ed.). Washington, EE.UU.
- Andreu Salas, C. A. (2018). *Aplicacion de las Recomendaciones Españolas para la Realizacion de Pruebas de Carga Estatica en el Puente Sobre el Intercambio Vial Huaura, Lima*. Universidad Privada del Norte, Lima, Peru.
- Aranis Garcia-Rossell, C. (2006). *Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado (Metodo AASHTO - LRFD)* (Vol. I). Peru: Capitulo de Estudiantes ACI de la Universidad Nacional de Ingenieria.
- Barrantes Troyes, F. G. (2017). *Analisis de la Vulnerabilidad Estructural del Puente de la Av. Pakamuros de la Ciudad de Jaen - Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Peru.
- Barrantes Zela, A. E. (2018). *Diseño de un Puente Tipo Compuesto con Vigas de Acero y Losa de Concreto, Ubicado sobre la Quebrada Japolccaya, Distrito de Maca, Caylloma, Arequipa*. Universidad Catolica de Santa Maria, Arequipa, Peru.
- Belmonte Gonzalez, H. (1990). *Puentes* (Cuarta ed.). La Paz, Bolivia.

- Bolaños-Avila, D. G. (Julio-Setiembre de 2019). Comparación entre el índice de confiabilidad y capacidad de carga para la evaluación de seguridad estructural en puentes utilizando pruebas de carga de diagnóstico: Caso de estudio en Costa Rica. *Tecnología en Marcha*, 32(3), 55-65. doi:<https://doi.org/10.18845/tm.v32i3.4479>
- Cardoza, M., & Villalobos, J. (2005). *Evaluacion Estructural de un Puente mediante la realizacion de una Prueba de Carga Estatica*. Universidad de El Salvador, Universitaria.
- Cartes Villanueva, R. H. (2010). *Espaciamiento de Diafragmas Anti-Distorsion para Puentes Mixtos*. Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Ccora Quinto, J. A. (2019). *Proceso Constructivo del Puente Tipo Arco Atirantado en la CC.NN Lagarto Distrito Palcazú - Pasco*. Universidad Peruana Los Andes, Huancayo, Peru.
- Commander, B. (08 de 05 de 2019). Evolution of Bridge Diagnostic Load Testing in the USA. *Frontiers in Built Environment*, 5(57). Obtenido de [10.3389/fbuil.2019.00057](https://doi.org/10.3389/fbuil.2019.00057)
- Diaz Villar, J. A. (2018). *Deformaciones Producidas en el Puente Vehicular Motilonés-Moyobamba-San Martín de 163.00 m de Luz, Considerando la Estructura Real y el Modelo Analítico*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Peru.
- Dirección General de Caminos y Ferrocarriles - MTC. (2006). *Guía para Inspección de Puentes*. Peru.
- Dr. Ing. Godínez Melgares, G. (2010). *Diseño y Construcción de Puentes*. Universidad de Oriente.
- El Comercio. (16 de Julio de 2015). El Comercio. *Contraloría detectó fallas en superestructura de puente Topará*. Obtenido de <https://elcomercio.pe/peru/ica/contraloria-detecto-fallas-superestructura-puente-topara-231428-noticia/?ref=signwall>
- Gomez Moreno, P. (2014). *Propuesta Técnica de Diseño de Puente Mixto de Forma Curva en Planta en la Provincia de Angaraes - Huancavelica*. Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Peru.

- La República. (10 de Agosto de 2018). En Cusco puente de Vilcabamba colapsó tras el paso de volquete. Cusco, La Convencion, Peru. Obtenido de <https://larepublica.pe/sociedad/1295591-cusco-cusco- puente-vilcabamba-colapso-paso-volquete/>
- Lantsoght, E. O. (2019). *Load Testing of Brigdes: Current Practice and Diagnostic Load Testing* (Vol. 12). London, UK: Taylor & Francis Group.
doi:<https://doi.org/10.1201/9780429265426>
- Lantsoght, E., Van Der Veen, C., De Boer, A., & Hordijk, D. (17 de 07 de 2017). State-of-the-art on load testing of concrete bridges. *ELSEVIER*, 141(296), 231-241.
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.050>
- Lantsoght, E., Yang, Y., Van Der Veen, C., Hordijk, D., & De Boer, A. (Abril de 2019). Stop Criteria for Flexure for Proof Load Testing of Reinforced Concrete Structures. *Frontires in Built Environment*, 5. Obtenido de 10.3389/fbuil.2019.00047
- Lopez, M., & Goyoneche, M. (2015). *Propuesta Metodologica para Evaluar la Capacidad de Carga de Tableros de Puentes Existentes de Concreto Reforzado basada en Pruebas Estaticas de Carga*. Pontificia Universidad Javeriana, Bogota D.C.
- M. Hemez, F., & W. Doebling, S. (2001). MODEL VALIDATION AND UNCERTAINTY QUANTIFICATION. *19th International Modal Analysis Conference*, 6.
- Manterola, J. (2006). *PUENTES - Apuentes para su Diseño, Calculo y Construccion* (Vol. I). Madrid, España.
- Ministerio de Fomento - Direccion General de Carreteras. (1999). *Recomendaciones para la Realizacion de Pruebas de Carga de Recepcion en Puentes de Carretera*. España.
- Ministerio de Fomento - Gobierno de España. (2011). *IAP-11 Instruccion Sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera*. España.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (D.G). (2018). *Manual de Carreteras: Diseño Geometrico*. Lima, Peru.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). (2018). *Manual de Puentes*. Lima, Peru.

- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). *Especificaciones Tecnicas Generales para Construccion EG-2013*. Lima, Peru.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Puentes*. Lima, Peru.
- Navarrete Bautista, J. C. (2003). *Secciones Compuestas de Acero - Concreto (Metodo LRFD)*. Instituto Politécnico Nacional, Mexico D.F, Mexico.
- Nguyen , V., Schommer, S., Maas, S., & Zürbes, A. (12 de 09 de 2016). Static load testing with temperature compensation for structural health monitoring of bridges. *ELSEVIER*, 141(296). doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.09.018
- Niu , Y., Wang, Y., & Tang, Y. (06 de 07 de 2020). Analysis of temperature-induced deformation and stress distribution of long-span concrete truss combination arch bridge based on bridge health monitoring data and finite element simulation. *SAGE Journal*, 16(10). doi:10.1177/1550147720945205
- Noriega Barrueto, R. (2018). *Estudio Experimental de Redistribucion de Momentos en Vigas de Concreto Armado*. Pontificia Universidad Catolica del Peru, Lima, Peru.
- Ochoa Espinoza, C. A. (2008). *Diseño de Superestructuras de Puentes de Hormigon Armado. Comparacion entre Diseño segun Norma AASHTO Standard (Metodo ASD) y Norma AASHTO LRFD*. Universidad Austral de Chile, Valdivia , Chile.
- Olaszek , P., & Ramon Casas, J. (11 de 02 de 2019). Practical Considerations Regarding Results From Static and Dynamic Load Testing of Bridges. *Frontiers in Built Environment*, 5(11). doi:10.3389/fbuil.2019.00011
- Rocio Maldonado, Y. A. (2017). *Deflexiones Diferidas en Vigas de Seccion Compuesta de Concreto y Acero*. Universidad Nacional de Ingenieria, Lima, Peru.
- Rodriguez Hinostroza, M. K. (2019). *Diseño de un Puente Tipo Losa y un Puente Viga Losa hasta 20m de Luz, en el Distrito de Chilca*. Universidad Continental, Huancayo, Peru.
- Rodríguez Serquén, A. (2020). *Puentes con AASHTO LRFD 2017 (8th Edition)*. Peru.

- Ruales Fonseca, M. A. (2014). *Diseño de la Superestructura de Sección Compuesta (Tablero de Hormigón Armado y Vigas de Acero Estructural) del Puente Piedra Fina II - Provincia de Sucumbios - Sector El Reventador*. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Seminario Manrique, E. (2004). *Guía para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas*. Universidad de Piura, Piura, Peru.
- Shi, J.-x., Fang, T.-t., & Luo, S. (2018). Analysis of Static Load Test of a Masonry Arch Bridge. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*(128). Obtenido de 10.1088/1755-1315/128/1/012099
- Tang, Y., Wang, Y., Niu, Y., Chen, H., & Huang, P. (2018). Monitoring of Daily Temperature Effect on Deck Deformation of Concrete Arch Bridge. *MATEC Web of Conferences*(206). doi: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201820601011>
- Tapias Salamanca, J., & Pizon Moreno, A. F. (2014). *Pre Diseño para un Modelo de Puente Peatonal en Intercepciones Viales Aplicadas a Calzadas de Alto Flujo Vehicular*. Escuela de Ingenieros Militares, Bogotá, Colombia.
- Vallecilla B., C. R. (2006). *Manual de Puentes en Concreto Reforzado* (Primera ed.). Bogotá, Colombia: Bauen.
- Vargas-Padilla, K. (21 de 08 de 2014). Un modelo simplificado para el análisis de datos de deformación de vigas, obtenidos de pruebas de carga en puentes. *Tecnología en Marcha*, 21-30. Obtenido de <https://doi.org/10.18845/tm.v27i0.2146>
- Varona Morante, M. R. (2019). *Diseño de Losa en el Puente Carrozable de Concreto Armado sobre el canal Miguel Checa en el C.P[^]Santa Elena Alta Km 25+770, Distrito Querecotillo, Provincia Sullana - Piura*. Universidad Nacional de Piura, Sullana, Peru.
- Zhou, Y., & Sun, L. (2018). Insights into temperature effects on structural deformation of a cable-stayed bridge based on structural health monitoring. *SAGE Journal*, 1(14). doi:10.1177/1475921718773954

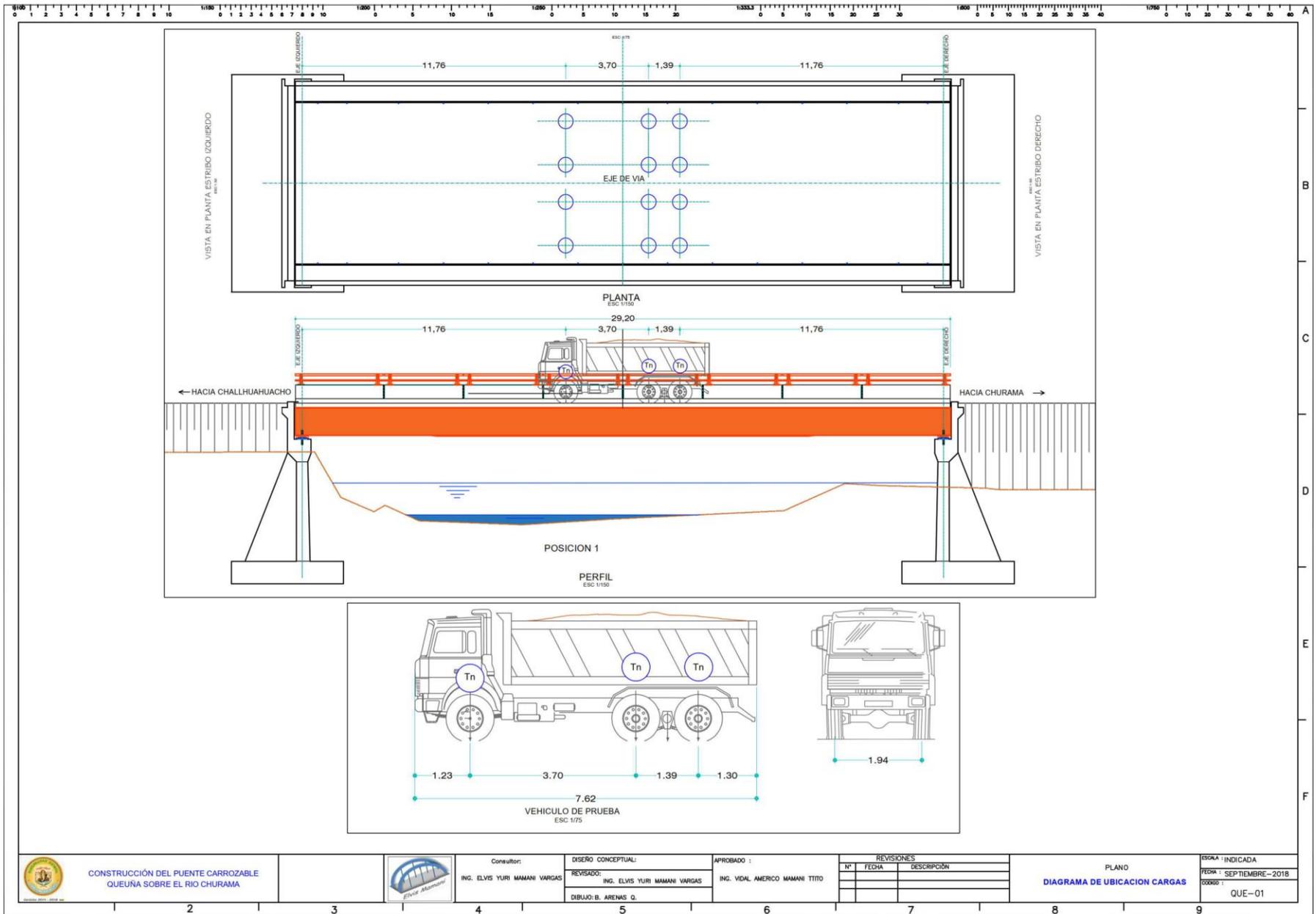
Zhou, Y., Xia, Y., Chen, B., & Fujino, Y. (12 de 12 de 2019). Analytical solution to temperature-induced deformation of suspension bridges. *ELSEVIER*, 888(3270).
doi:<https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2019.106568>

ANEXOS

ANEXO 01 – MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA					
PROBLEMA	HIPOTESIS	OBJETIVOS	VARIABLES	METODOLOGIA	POBLACION
<p>¿Cual es el comportamiento estático analítico y campo de la superestructura en los puentes de sección Compuesta, en la Sierra Sur del Perú en el periodo 2018 al 2021?</p>	<p>Los puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú presentaran un óptimo comportamiento estático en la superestructura ante los aspectos analíticos, prácticos y la influencia de la temperatura, periodo 2018 al 2021</p>	<p>Objetivo General: Determinar el comportamiento estático analítico y practico de la superestructura en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.</p>	<p>Variable Dependiente:</p>	<p>Tipo de Investigación:</p> <p>Investigación Experimental</p>	<p>Población</p> <p>Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú en el Periodo del 2018 al 2021.</p>
		<p>Objetivo Especifico 01: Demostrar la variación de las deflexiones ante escenarios estáticos mediante modelamientos numéricos "CSI Bridge "en los Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.</p>	<p>Comportamiento Estático</p>	<p>Enfoque de Investigación:</p> <p>Cuantitativo</p>	
		<p>Objetivo Especifico 02: Explicar el comportamiento post construcción de las superestructuras de los puentes mediante pruebas de cargas estáticas en campo; en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.</p>	<p>Variable Independiente:</p>	<p>Alcance de Investigación:</p> <p>Correlacional - Explicativo</p>	
		<p>Objetivo Especifico 03: Calibrar el modelo numérico frente a las variaciones de deflexiones en las pruebas de carga de campo en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.</p>	<p>Prueba de Carga Estática</p>	<p>Instrumento:</p> <p>* Modelamiento * Campo</p>	<p>Muestra</p> <p>La muestra que se considero es de 04 Puentes de Sección Compuesta: * Puente Queuña * Puente Orccoma * Puente Chuicuni * Puente Pucayacu</p>
<p>Objetivo Especifico 04: Determinar las deformaciones considerando variaciones de temperatura mediante modelamientos calibrados de la prueba de carga en los Puentes Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú, periodo 2018 al 2021.</p>	<p>Método de análisis de datos:</p> <p>Software "CSI Bridge"</p>				

ANEXO 02 – PLANOS DE UBICACIÓN DE CARGAS



CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE QUEUÑA SOBRE EL RIO CHURAMA

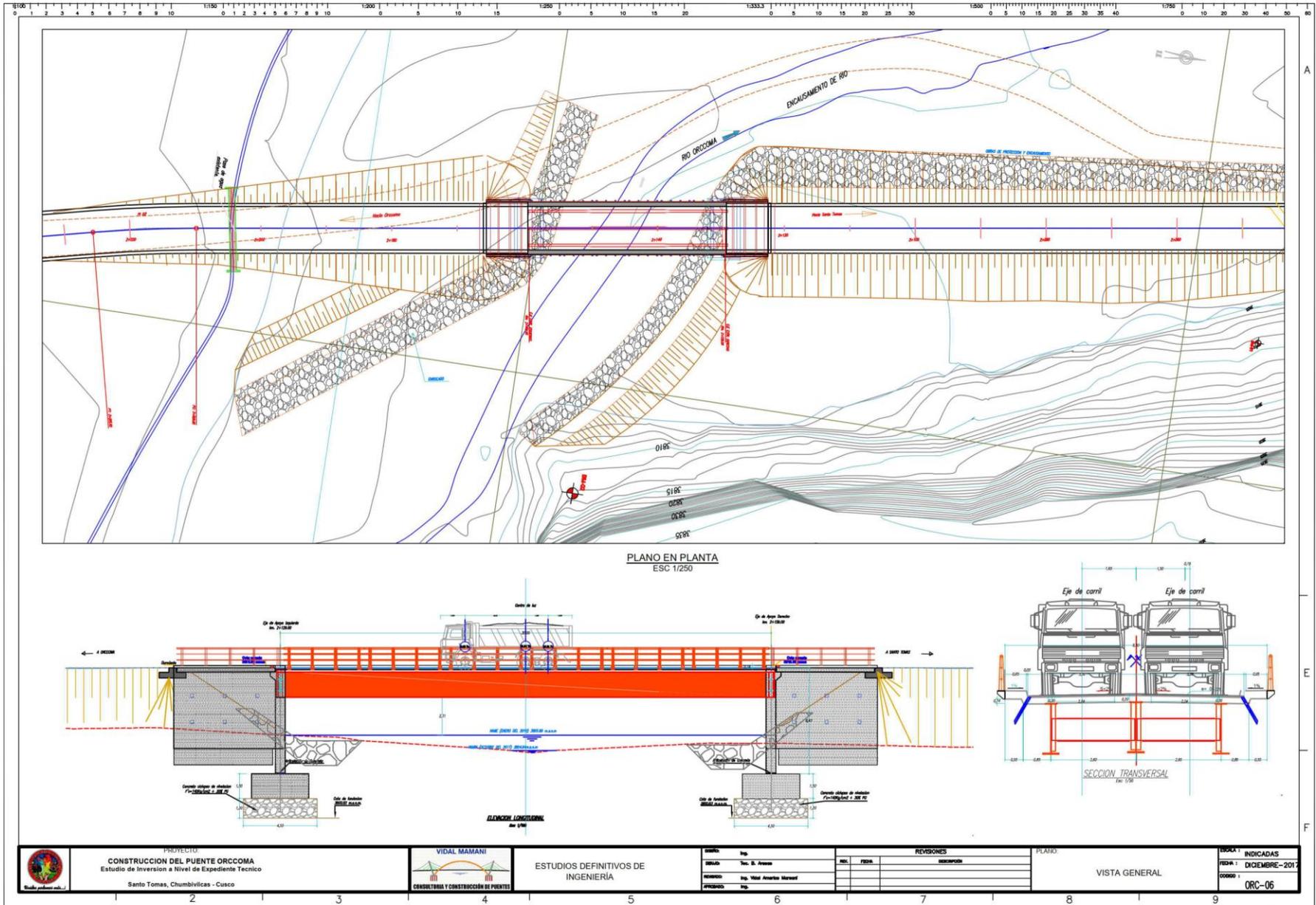


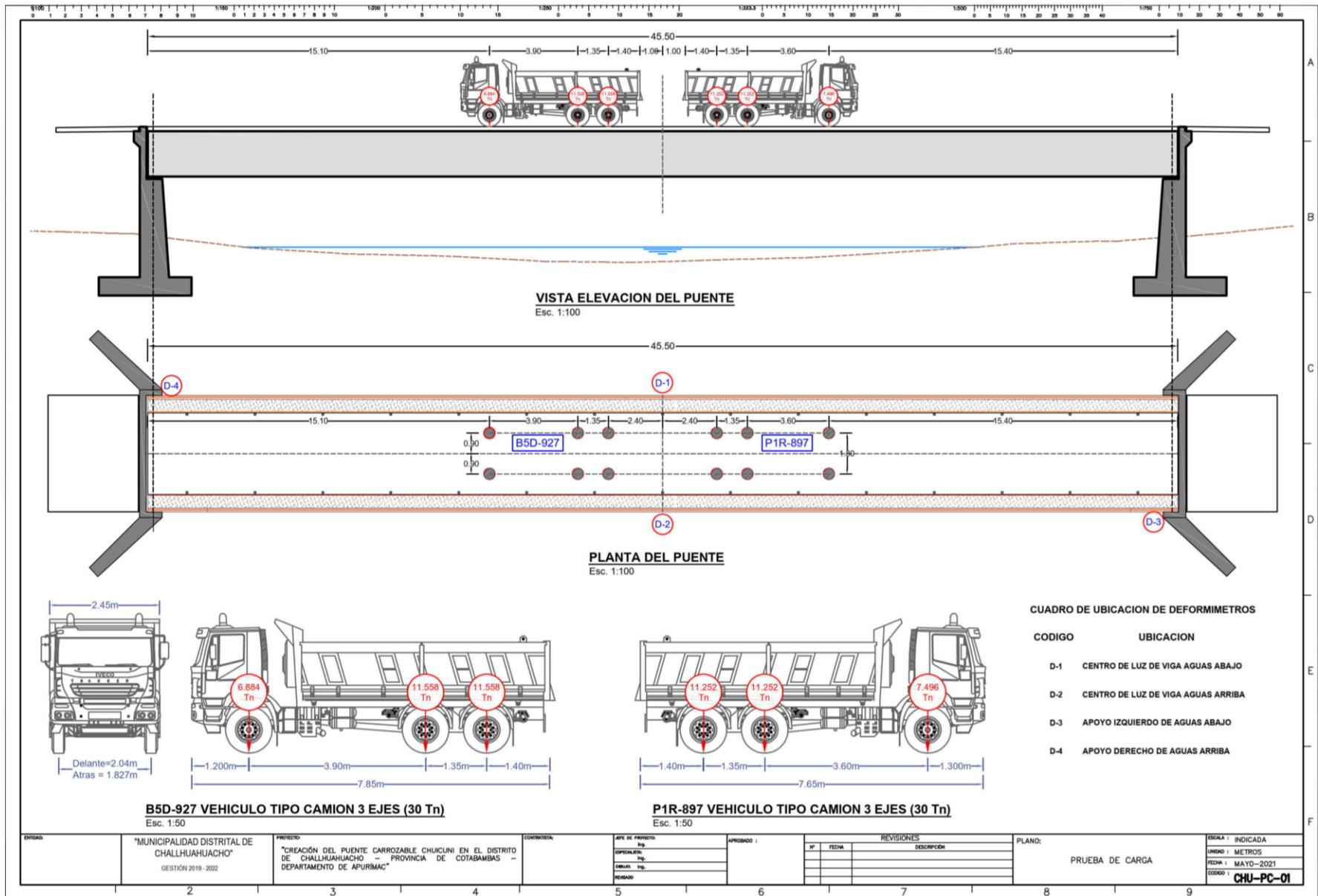
Consultor: ING. ELVIS YURI MAMANI VARGAS
 DISEÑO CONCEPTUAL: REVISADO: ING. ELVIS YURI MAMANI VARGAS
 DIBUJO: B. ARENAS G.
 APROBADO: ING. VIDAL AMERICO MAMANI TITTO

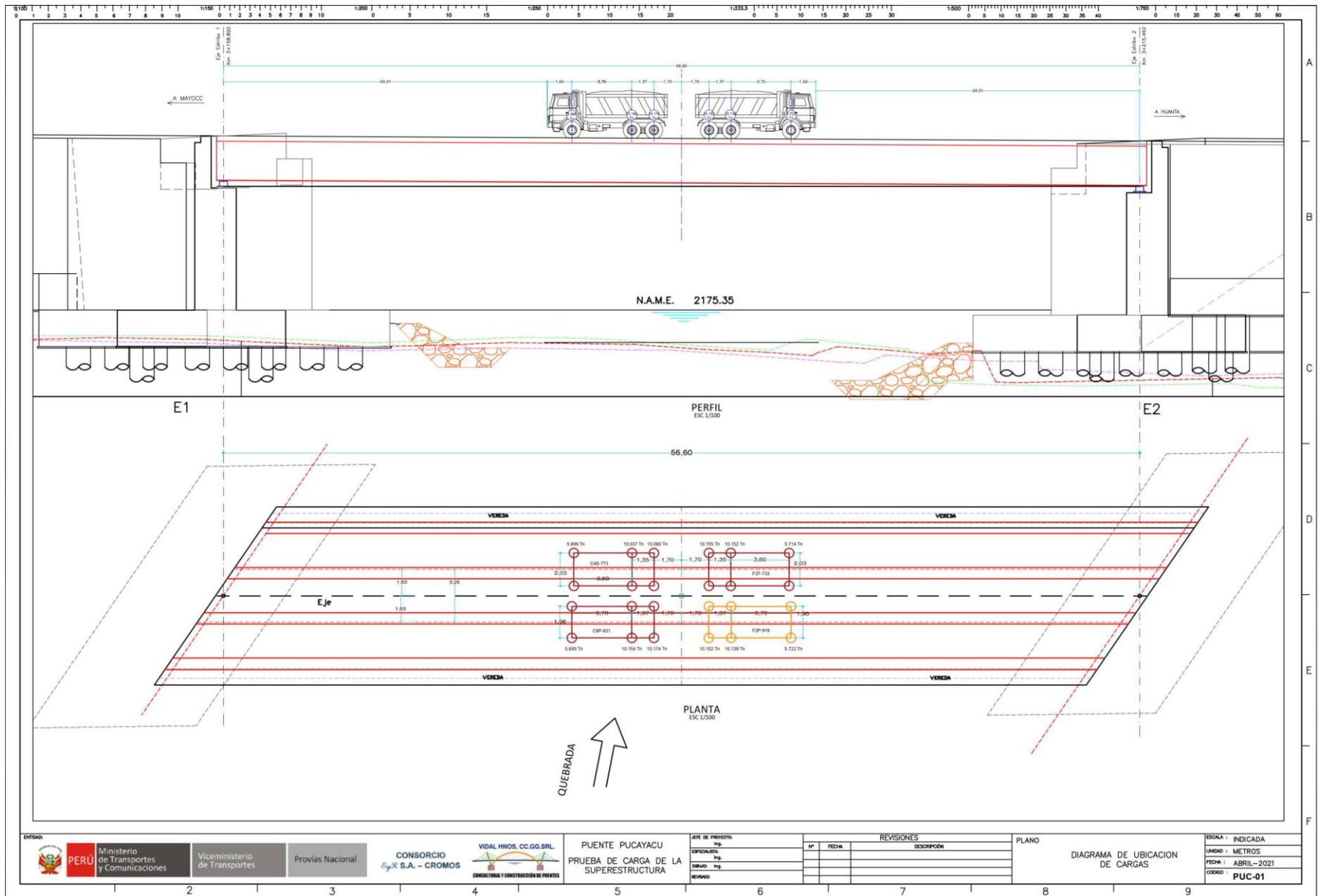
REVISIONES		
N°	FECHA	DESCRIPCIÓN

PLANO
 DIAGRAMA DE UBICACION CARGAS

ESCALA: INDICADA
 FECHA: SEPTIEMBRE-2018
 CÓDIGO: QUE-01







ANEXO 03 – VALIDACIÓN DE EXPERTOS



Cusco, 02 de julio del 2021

CARTA DE PRESENTACIÓN Nro. 01

Señor:

Presente.

Atención: Ing. Vidal Américo Mamani Ttito

Asunto: Validación de instrumento a través de juicio de experto

Ref.: (a) Pruebas de Carga Estática de los Puentes Queuña, Orccoma, Chuicuni y Pucayacu

De mi consideración:

Es grato comunicarme con usted para expresarle un cordial saludo y así también hacer de su conocimiento que, siendo bachiller de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Privada del Norte, requiero validar el instrumento con el cual recogí la información necesaria para desarrollar mi tema de investigación y con la cual optaré el título profesional de Ingeniero Civil.

El proyecto que se realizó con el software CSI BRIDGE es la “Prueba de Cargas Estáticas en Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú” y siendo imprescindible contar con la aprobación de un Ingeniero Civil de gran conocimiento en el tema de Modelamiento de Estructuras y Pruebas de Carga en Puentes, consideré conveniente recurrir a usted, ante su experiencia denotada por su persona.

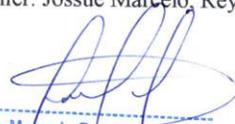
El expediente de validación, que hago llegar contiene:

- Carta de presentación
- Matriz de Consistencia
- Fichas de validación del Modelamiento de los 04 Puentes
- Base de datos en digital (01 CD)

Expresándole mis sentimientos de respeto y consideración, me despido de usted, no sin antes agradecerle por la atención dispuesta a la presente carta.

Atentamente.

Ing. Bachiller. Jossue Marcelo, Reyes de la Cruz



Jossue Marcelo Reyes De La Cruz



VIDAL AMÉRICO MAMANI TTITO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 34573

Cusco, 02 de julio del 2021

CARTA DE PRESENTACIÓN Nro. 02

Señor:

Presente.

Atención: Ing. Vidal Américo Mamani Ttito

Asunto: Validación de instrumento a través de juicio de experto

Ref.: (a) Pruebas de Carga Estática de los Puentes Queuña, Orccoma, Chuicuni y Pucayacu

De mi consideración:

Es grato comunicarme con usted para expresarle un cordial saludo y así también hacer de su conocimiento que, siendo bachiller de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Privada del Norte, requiero validar el instrumento con el cual recogí la información necesaria para desarrollar mi tema de investigación y con la cual optaré el título profesional de Ingeniero Civil.

El proyecto que se realizó con el software CSI BRIDGE es la “Prueba de Cargas Estáticas en Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú” y siendo imprescindible contar con la aprobación de un Ingeniero Civil de gran conocimiento en el tema de Modelamiento de Estructuras y Pruebas de Carga en Puentes, consideré conveniente recurrir a usted, ante su experiencia denotada por su persona.

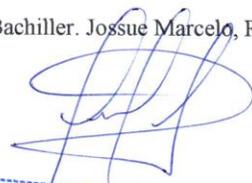
El expediente de validación, que hago llegar contiene:

- Carta de presentación
- Fichas de validación de las pruebas de carga en campo.
- Base de datos en digital (01 CD)

Expresándole mis sentimientos de respeto y consideración, me despido de usted, no sin antes agradecerle por la atención dispuesta a la presente carta.

Atentamente.

Ing. Bachiller. Jossue Marcelo, Reyes de la Cruz



Jossue Marcelo Reyes De La Cruz



VIDAL AMÉRICO MAMANI TTITO
INGENIERO CIVIL
Reg. C.P. N° 34573

FICHA DE VALIDACIÓN DEL PROCESO DEL MODELAMIENTO DE LOS PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA

N°	Dimensiones/Ítems	Pertinencia *		Relevancia **		Claridad ***		Sugerencia / Observaciones
		Si	No	Si	No	Si	No	
	Modelamiento de las Superestructuras de los Puentes de Sección Compuesta							
1	¿El software aplicado CSI Bridge cumple con brindar resultados de acuerdo a cada objetivo planteado?	X		X		X		
2	¿La versión v23, utilizada en el software es pertinente para la presente investigación ?	X		X		X		Se recomienda siempre trabajar con la última versión de software CSI Bridge para el modelamiento de puentes.
3	¿Considera que el software utilizado es suficiente para el modelamiento y procesamiento de datos en la investigación?	X		X		X		
4	¿Considera que los datos recolectados en campo son suficientes para el modelamiento ?	X		X		X		
5	¿Considera usted que debe incorporarse las propiedades de los materiales y las cargas móviles para el correcto modelamiento de los puentes para la prueba de carga?	X		X		X		Se sugiere que las propiedades de los materiales y geometría del puente deben estar bien definidos para obtener datos más reales
6	¿El presente modelamiento contiene el correcto procedimiento de la configuración de la geometría de la superestructura de los puentes?	X		X		X		
7	De acuerdo al modelo brindado, ¿los resultados obtenidos tienen la fiabilidad para su interpretación ?	X		X		X		
8	De los datos recolectados para el procesamiento y obtención de resultados ¿considera suficiente los datos procesados?	X		X		X		
9	¿Se encuentra satisfecho con el modelamiento? ¿Si no es así, que faltaría?	X		X		X		

Opinión de aplicabilidad: Aplicable (X) Aplicable después de corregir () No aplicable ()

Apellidos y nombres del juez validador: Ing. Vidal Americo Mamani Tito

DNI: 05071660

Pertinencia *: El ítem corresponde al concepto teórico formulado.

Relevancia **: El ítem es apropiada para presentar al componente o dimensión específica del constructo.

Claridad ***: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.



Vidal Americo Mamani Tito
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 34573

Cusco, 05 de Julio del 2021

FICHA DE VALIDACIÓN DEL PROCESO DE LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA

N°	Dimensiones/Ítems	Pertinencia *		Relevancia **		Claridad ***		Sugerencia / Observaciones
		Si	No	Si	No	Si	No	
	Prueba de Carga Estática en los Puentes de Sección Compuesta							
1	¿Considera usted que es parte importante el pesaje calibrado de los camiones para el desarrollo de la prueba de carga estática?	X		X		X		
2	¿Considera usted que es imprescindible hacer una evaluación visual de la estructura antes de la prueba de carga? - Ficha de campo.	X		X		X		Se recomienda realizar una evaluación visual para determinar si el puente se encuentra en óptimas condiciones para la realización de la prueba de carga.
3	¿Recomienda considerar factores externos, ubicación de los camiones y el estado del puente para el análisis de la variación de las deflexiones?	X		X		X		
4	¿Considera usted que es importante la ubicación de las cargas deben colocarse en el punto más crítico de la superestructura? -	X		X		X		
5	¿Considera usted que los instrumentos de medición deben estar calibrados y colocados estratégicamente en los puntos donde las deflexiones sean más críticas?	X		X		X		
6	¿Considera usted que es importante la calibración de las deflexiones de la prueba de campo con relación a modelamiento de la prueba para la obtención de valores más aproximados?	X		X		X		
7	¿Considera usted fundamental realizar una evaluación post construcción para determinar si se produjeron daños en la estructura del puente?	X		X		X		
8	¿Considera usted que es conveniente realizar una inspección de la superestructura para la evaluación de la misma?	X		X		X		
9	¿Considera usted que los procedimientos realizados en campo son suficientes para cumplir con los objetivos planteados?	X		X		X		

Opinión de aplicabilidad: Aplicable (X) Aplicable después de corregir () No aplicable ()

Apellidos y nombres del juez validador: Ing. Vidal Americo Mamani Tito

DNI: 05071660

Pertinencia *: El ítem corresponde al concepto teórico formulado.

Relevancia **: El ítem es apropiada para presentar al componente o dimensión específica del constructo.

Claridad ***: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.



Vidal Americo Mamani Tito
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 34573

Cusco, 05 de Julio del 2021

Cusco, 02 de julio del 2021

CARTA DE PRESENTACIÓN Nro. 03

Señor:

Presente.

Atención: Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas

Asunto: Validación de instrumento a través de juicio de experto

Ref.: (a) Pruebas de Carga Estática de los Puentes Queuña, Orccoma, Chuicuni y Pucayacu

De mi consideración:

Es grato comunicarme con usted para expresarle un cordial saludo y así también hacer de su conocimiento que, siendo bachiller de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Privada del Norte, requiero validar el instrumento con el cual recogí la información necesaria para desarrollar mi tema de investigación y con la cual optaré el título profesional de Ingeniero Civil.

El proyecto que se realizó con el software CSI BRIDGE es la “Prueba de Cargas Estáticas en Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú” y siendo imprescindible contar con la aprobación de un Ingeniero Civil de gran conocimiento en el tema de Modelamiento de Estructuras y Pruebas de Carga en Puentes, consideré conveniente recurrir a usted, ante su experiencia denotada por su persona.

El expediente de validación, que hago llegar contiene:

- Carta de presentación
- Matriz de Consistencia
- Fichas de validación del Modelamiento de los 04 Puentes
- Base de datos en digital (01 CD).

Expresándole mis sentimientos de respeto y consideración, me despido de usted, no sin antes agradecerle por la atención dispuesta a la presente carta.

Atentamente.

Ing. Bachiller.  Reyes de la Cruz


Jossue Marcelo Reyes De La Cruz



Elvis Yuri Mamani Vargas
M. Sc. ING. CIVIL
CIP 91740



Cusco, 02 de julio del 2021

CARTA DE PRESENTACIÓN Nro. 04

Señor:

Presente.

Atención: Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas

Asunto: Validación de instrumento a través de juicio de experto

Ref.: (a) Pruebas de Carga Estática de los Puentes Queuña, Orccoma, Chuicuni y Pucayacu

De mi consideración:

Es grato comunicarme con usted para expresarle un cordial saludo y así también hacer de su conocimiento que, siendo bachiller de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Privada del Norte, requiero validar el instrumento con el cual recogí la información necesaria para desarrollar mi tema de investigación y con la cual optaré el título profesional de Ingeniero Civil.

El proyecto que se realizó con el software CSI BRIDGE es la “Prueba de Cargas Estáticas en Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú” y siendo imprescindible contar con la aprobación de un Ingeniero Civil de gran conocimiento en el tema de Modelamiento de Estructuras y Pruebas de Carga en Puentes, consideré conveniente recurrir a usted, ante su experiencia denotada por su persona.

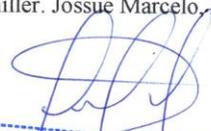
El expediente de validación, que hago llegar contiene:

- Carta de presentación
- Fichas de validación de las pruebas de carga en campo.
- Base de datos en digital (01 CD)

Expresándole mis sentimientos de respeto y consideración, me despido de usted, no sin antes agradecerle por la atención dispuesta a la presente carta.

Atentamente.

Ing. Bachiller. Jossue Marcelo Reyes de la Cruz



Jossue Marcelo Reyes De La Cruz



Elvis Yuri Mamani Vargas
M. Sc. ING. CIVIL
CIP 91740

FICHA DE VALIDACIÓN DEL PROCESO DEL MODELAMIENTO DE LOS PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA

N°	Dimensiones/Ítems	Pertinencia *		Relevancia **		Claridad ***		Sugerencia / Observaciones
		Si	No	Si	No	Si	No	
	Modelamiento de las Superestructuras de los Puentes de Sección Compuesta							
1	¿El software aplicado CSI Bridge cumple con brindar resultados de acuerdo a cada objetivo planteado?	X		X		X		
2	¿La versión v23. utilizada en el software es pertinente para la presente investigación ?	X		X		X		
3	¿Considera que el software utilizado es suficiente para el modelamiento y procesamiento de datos en la investigación?	X		X		X		
4	¿Considera que los datos recolectados en campo son suficientes para el modelamiento ?	X		X		X		Se recomienda que antes de realizar la prueba de carga, se debe contar con la memoria de calculo del expediente del puente, asi como los planos para un correcto modelamiento.
5	¿Considera usted que debe incorporarse las propiedades de los materiales y las cargas móviles para el correcto modelamiento de los puentes para la prueba de carga?	X		X		X		
6	¿El presente modelamiento contiene el correcto procedimiento de la configuración de la geometría de la superestructura de los puentes?	X		X		X		
7	De acuerdo al modelo brindado, ¿los resultados obtenidos tienen la fiabilidad para su interpretación ?	X		X		X		
8	De los datos recolectados para el procesamiento y obtención de resultados ¿considera suficiente los datos procesados?	X		X		X		
9	¿Se encuentra satisfecho con el modelamiento? ¿Si no es así, que faltaría?	X		X		X		

Opinión de aplicabilidad: Aplicable (X) Aplicable después de corregir () No aplicable ()

Apellidos y nombres del juez validador: Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas

DNI: 41610570

Pertinencia *: El ítem corresponde al concepto teórico formulado.

Relevancia **: El ítem es apropiada para presentar al componente o dimensión específica del constructo.

Claridad ***: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.



Elvis Yuri Mamani Vargas
Elvis Yuri Mamani Vargas
M. SE. ING. CIVIL
CIP 91740

Cusco, 05 de Julio del 2021

FICHA DE VALIDACIÓN DEL PROCESO DE LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA

Nº	Dimensiones/Ítems	Pertinencia *		Relevancia **		Claridad ***		Sugerencia / Observaciones
		Si	No	Si	No	Si	No	
	Prueba de Carga Estática en los Puentes de Sección Compuesta							
1	¿Considera usted que es parte importante el pesaje calibrado de los camiones para el desarrollo de la prueba de carga estática?	X		X		X		
2	¿Considera usted que es imprescindible hacer una evaluación visual de la estructura antes de la prueba de carga? -Ficha de campo.	X		X		X		
3	¿Recomienda considerar factores externos, ubicación de los camiones y el estado del puente para el análisis de la variación de las deflexiones?	X		X		X		
4	¿Considera usted que es importante la ubicación de las cargas deben colocarse en el punto más crítico de la superestructura?	X		X		X		
5	¿Considera usted que los instrumentos de medición deben estar calibrados y colocados estratégicamente en los puntos donde las deflexiones sean más críticas?	X		X		X		
6	¿Considera usted que es importante la calibración de las deflexiones de la prueba de campo con relación a modelamiento de la prueba para la obtención de valores más aproximados?	X		X		X		
7	¿Considera usted fundamental realizar una evaluación post prueba de carga para determinar si se produjeron daños en la estructura del puente?	X		X		X		Se recomienda una evaluación visual una vez concluida la prueba de carga para determinar si se produjeron fisuras en la estructura.
8	¿Considera usted que es conveniente realizar una inspección de la superestructura para la evaluación de la misma?	X		X		X		
9	¿Considera usted que los procedimientos realizados en campo son suficientes para cumplir con los objetivos planteados?	X		X		X		

Opinión de aplicabilidad: Aplicable (X) Aplicable después de corregir () No aplicable ()

Apellidos y nombres del juez validador: Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas

DNI: 41610570

Pertinencia *: El ítem corresponde al concepto teórico formulado.

Relevancia **: El ítem es apropiada para presentar al componente o dimensión específica del constructo.

Claridad ***: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.



Elvis Yuri Mamani Vargas
M. Sc. ING. CIVIL
CIP. 91740

Cusco, 05 de Julio del 2021

Cusco, 02 de julio del 2021

CARTA DE PRESENTACIÓN Nro. 05

Señor:

Presente.

Atención: Ing. Plivio Yaco Surco

Asunto: Validación de instrumento a través de juicio de experto

Ref.: (a) Pruebas de Carga Estática de los Puentes Queuña, Orccoma, Chuicuni y Pucayacu

De mi consideración:

Es grato comunicarme con usted para expresarle un cordial saludo y así también hacer de su conocimiento que, siendo bachiller de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Privada del Norte, requiero validar el instrumento con el cual recogí la información necesaria para desarrollar mi tema de investigación y con la cual optaré el título profesional de Ingeniero Civil.

El proyecto que se realizó con el software CSI BRIDGE es la “Prueba de Cargas Estáticas en Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú” y siendo imprescindible contar con la aprobación de un Ingeniero Civil de gran conocimiento en el tema de Modelamiento de Estructuras y Pruebas de Carga en Puentes, consideré conveniente recurrir a usted, ante su experiencia denotada por su persona.

El expediente de validación, que hago llegar contiene:

- Carta de presentación
- Matriz de Consistencia
- Fichas de validación del Modelamiento de los 04 Puentes
- Base de datos en digital (01 CD)

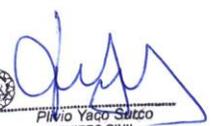
Expresándole mis sentimientos de respeto y consideración, me despido de usted, no sin antes agradecerle por la atención dispuesta a la presente carta.

Atentamente.

Ing. Bachiller. Jossue Marcelo, Reyes de la Cruz



Jossue Marcelo Reyes De La Cruz



Plivio Yaco Surco
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 87378

Cusco, 02 de julio del 2021

CARTA DE PRESENTACIÓN Nro. 06

Señor:

Presente.

Atención: Ing.

Asunto: Validación de instrumento a través de juicio de experto

Ref.: (a) Pruebas de Carga Estática de los Puentes Queuña, Orccoma, Chuicuni y Pucayacu

De mi consideración:

Es grato comunicarme con usted para expresarle un cordial saludo y así también hacer de su conocimiento que, siendo bachiller de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Privada del Norte, requiero validar el instrumento con el cual recogí la información necesaria para desarrollar mi tema de investigación y con la cual optaré el título profesional de Ingeniero Civil.

El proyecto que se realizó con el software CSI BRIDGE es la “Prueba de Cargas Estáticas en Puentes de Sección Compuesta en la Sierra Sur del Perú” y siendo imprescindible contar con la aprobación de un Ingeniero Civil de gran conocimiento en el tema de Modelamiento de Estructuras y Pruebas de Carga en Puentes, consideré conveniente recurrir a usted, ante su experiencia denotada por su persona.

El expediente de validación, que hago llegar contiene:

- Carta de presentación
- Fichas de validación de las pruebas de carga en campo.
- Base de datos en digital (01 CD)

Expresándole mis sentimientos de respeto y consideración, me despido de usted, no sin antes agradecerle por la atención dispuesta a la presente carta.

Atentamente.

Ing. Bachiller. Jossue Marcelo, Reyes de la Cruz



JOSSE MARCELO REYES DE LA CRUZ



Pivito Yaco Surco
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 87378

FICHA DE VALIDACIÓN DEL PROCESO DEL MODELAMIENTO DE LOS PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA

N°	Dimensiones/Ítems	Pertinencia *		Relevancia **		Claridad ***		Sugerencia / Observaciones
		Si	No	Si	No	Si	No	
	Modelamiento de las Superestructuras de los Puentes de Sección Compuesta							
1	¿El software aplicado CSI Bridge cumple con brindar resultados de acuerdo a cada objetivo planteado?	X		X		X		
2	¿La versión v23. utilizada en el software es pertinente para la presente investigación ?	X		X		X		Se recomienda siempre utilizar la última versión del software ya que los análisis se realizan en menor tiempo.
3	¿Considera que el software utilizado es suficiente para el modelamiento y procesamiento de datos en la investigación?	X		X		X		
4	¿Considera que los datos recolectados en campo son suficientes para el modelamiento ?	X		X		X		Se sugiere además de los datos de campo, también obtener datos de control de calidad y planos post construcción.
5	¿Considera usted que debe incorporarse las propiedades de los materiales y las cargas móviles para el correcto modelamiento de los puentes para la prueba de carga?	X		X		X		
6	¿El presente modelamiento contiene el correcto procedimiento de la configuración de la geometría de la superestructura de los puentes?	X		X		X		
7	De acuerdo al modelo brindado, ¿los resultados obtenidos tienen la fiabilidad para su interpretación ?	X		X		X		Se recomienda trabajar con las normativas vigentes, para que los resultados sean confiables y reales.
8	De los datos recolectados para el procesamiento y obtención de resultados ¿considera suficiente los datos procesados?	X		X		X		
9	¿Se encuentra satisfecho con el modelamiento? ¿Si no es así, que faltaría?	X		X		X		

Opinión de aplicabilidad: Aplicable (X) Aplicable después de corregir () No aplicable ()

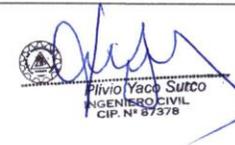
Apellidos y nombres del juez validador: Ing. Plivio Yaco Surco

DNI: 24707821

Pertinencia *: El ítem corresponde al concepto teórico formulado.

Relevancia **: El ítem es apropiada para presentar al componente o dimensión específica del constructo.

Claridad ***: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.



Plivio Yaco Surco
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 87378

Cusco, 05 de Julio del 2021

FICHA DE VALIDACIÓN DEL PROCESO DE LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA

Nº	Dimensiones/Items	Pertinencia *		Relevancia **		Claridad ***		Sugerencia / Observaciones
		Si	No	Si	No	Si	No	
	Prueba de Carga Estática en los Puentes de Sección Compuesta	Si	No	Si	No	Si	No	
1	¿Considera usted que es parte importante el pesaje calibrado de los camiones para el desarrollo de la prueba de carga estática?	X		X		X		Se recomienda que el pesaje de los volquetes sean calibrados y exactos para poder determinar el tren de cargas en el modelamiento y así calcular la deflexión.
2	¿Considera usted que es imprescindible hacer una evaluación visual de la estructura antes de la prueba de carga? -Ficha de campo.	X		X		X		La verificación visual del estado de la estructura nos proporciona información de posibles errores constructivos que pudieran alterar los resultados del modelamiento.
3	¿Recomienda considerar factores externos, ubicación de los camiones y el estado del puente para el análisis de la variación de las deflexiones?	X		X		X		
4	¿Considera usted que es importante la ubicación de las cargas deben colocarse en el punto más crítico de la superestructura?	X		X		X		
5	¿Considera usted que los instrumentos de medición deben estar calibrados y colocados estratégicamente en los puntos donde las deflexiones sean más críticas?	X		X		X		
6	¿Considera usted que es importante la calibración de las deflexiones de la prueba de campo con relación a modelamiento de la prueba para la obtención de valores más aproximados?	X		X		X		La normativa nos da un rango de comparación entre ambos, definitivamente entre más parámetros consideremos en el modelamiento este rango disminuye.
7	¿Considera usted fundamental realizar una evaluación post construcción para determinar si se produjeron daños en la estructura del puente?	X		X		X		
8	¿Considera usted que es conveniente realizar una inspección de la superestructura para la evaluación de la misma?	X		X		X		
9	¿Considera usted que los procedimientos realizados en campo son suficientes para cumplir con los objetivos planteados?	X		X		X		

Opinión de aplicabilidad: Aplicable (X) Aplicable después de corregir () No aplicable ()

Apellidos y nombres del juez validador: Ing. Plivio Yaco Surco

DNI: 24707821

Pertinencia *: El ítem corresponde al concepto teórico formulado.

Relevancia **: El ítem es apropiada para presentar al componente o dimensión específica del constructo.

Claridad ***: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.



PLIVIO YACO SURCO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 87378

Cusco, 05 de Julio del 2021

ANEXO 04 – FICHAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS DE CAMPO

Ficha de Datos de Campo del Puente Queuña

PUENTE QUEUÑA													
PRUEBA DE CARGA SUPERESTRUCTURA													
CUADRO DE VALORES Y TOLERANCIAS													
PROCESO DE CARGA (CRITERIO DE ESTABILIZACIÓN)													
Deformimetro (mm.)	L _i	L _o	f _o = (L _o -L _i)	L ₁₀	f ₁₀ =(L ₁₀ -L _o)	f ₁₀ -f _o	0.05f _o	Si f ₁₀ -f _o <0.05f _o estabilizado	L ₂₀	f ₂₀ =(L ₂₀ -L _o)	f ₂₀ -f ₁₀	0.2(f ₁₀ -f _o)	Si: f ₂₀ - f ₁₀ <0.2(f ₁₀ -f _o) estabilizado
D-1	0.00	0.77	0.77	0.77	0.77	0.00	0.04	ESTABILIZADO	0.77	0.00	-0.77	0.00	ESTABILIZADO
	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
D-2	0.00	11.35	11.35	11.45	11.45	0.10	0.57	ESTABILIZADO	11.50	0.05	-11.40	0.02	ESTABILIZADO
	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
D-3	0.00	13.00	13.00	13.10	13.10	0.10	0.65	ESTABILIZADO	13.10	0.00	-13.10	0.02	ESTABILIZADO
Centro	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
D-4	0.00	12.10	12.10	12.60	12.60	0.50	0.61	ESTABILIZADO	12.70	0.10	-12.50	0.10	ESTABILIZADO
	17:05:00	17:10:00		17:20:00					17:30:00				
D-5	0.00	1.05	1.05	1.04	1.04	-0.01	0.05	ESTABILIZADO	1.04	0.00	-1.04	0.00	ESTABILIZADO
	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				

PROCESO DE DESCARGA (CRITERIO DE REMANENCIA)				
Lectura a 10 minutos de descarga L' ₁₀	L' _i - L _i	remanencia (α)	Si: α<α _{lim} admisible	Lectura despues de 30 minutos de descarga
0.18	0.18	1.59%	ADMISIBLE	0.18
17:40:00				
0.36	0.36	2.77%	ADMISIBLE	0.36
17:40:00				
0.21	0.21	1.74%	ADMISIBLE	0.21
17:40:00				

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN						
CALCULO DE DEFLEXIONES						
deflexión (mm)	Diseño (f _d)	Prueba (f _p)	Campo (f _c)	100(f _c -f _p)/f _p	si: (f _c -f _p)/f _p <15%	%
D-1	27.60	14.22	11.45	-19.5	SATISFACTORIO	80.5
D-2	26.32	15.07	13.10	-13.1	SATISFACTORIO	86.9
D-3	27.60	14.72	12.60	-14.4	SATISFACTORIO	85.6

Las flechas máximas obtenidas despues de la estabilización no deben superar el 15%.
En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta.

Fuente: Elaboración Propia

Ficha de Datos de Campo del Puente Orccoma

PUENTE ORCCOMA								
PRUEBA DE CARGA SUPERESTRUCTURA								
LECTURA DE DIALES								
PROCESO DE CARGA (CRITERIO DE ESTABILIZACIÓN)								
Deformimetro (mm.)	Li	Lo	fo - (Lo-Li)	L10	f10-(L10-Lo)	f10-fo	0.05fo	Condición
D-1	0.00	-0.17	-0.17	-0.19	-0.19	-0.02	-0.01	ESTABILIZADO
Estribo izquierdo	17:53:00	18:09:00		18:19:00				
D-2	-0.01	9.52	9.53	9.58	9.59	0.06	0.48	ESTABILIZADO
Viga aguas arriba	17:52:00	18:07:00		18:17:00				
D-3	-0.03	10.05	10.08	10.08	10.11	0.03	0.50	ESTABILIZADO
Viga central	17:52:00	18:08:00		18:18:00				
D-4	-0.05	10.10	10.15	10.12	10.17	0.02	0.51	ESTABILIZADO
Viga aguas abajo	17:52:00	18:08:00		18:18:00				
D-5	0.00	-0.18	-0.18	-0.17	-0.17	0.01	-0.01	ESTABILIZADO
Estribo derecho	17:53:00	18:08:00		18:18:00				

PROCESO DE DESCARGA (CRITERIO DE REMANENCIA)				
Lectura a 10 minutos de descarga L'10	fr	remanencia (α)	Condición	Lectura despues de 30 minutos de descarga
0.07	0.07	41%	NO ADMISIBLE	0.07
18:26:00				19:00:00
0.35	0.36	4%	ADMISIBLE	0.30
18:28:00				19:00:00
0.55	0.58	6%	ADMISIBLE	0.50
18:27:00				19:00:00
0.22	0.27	3%	ADMISIBLE	0.20
18:29:00				19:00:00
0.02	0.02	11%	NO ADMISIBLE	0.02
18:29:00				19:00:00

VERIFICACIÓN TOPOGRÁFICA								
(m.)	Li	Lo	fo - (Lo-Li)	L10	f10-(L10-Lo)	f10-fo	0.05fo	Condición
Losa	1.390	1.405	0.015	1.400	0.010	-0.005	0.001	ESTABILIZADO

CRITERIO DE REMANENCIA			
Dial	fr	fo	Remanencia
D2	0.36	9.53	4%
D3	0.58	10.08	6%
D4	0.27	10.15	3%

CALCULO DE DEFLEXIONES					
deflexión (mm)	teórica	deformimetro	%	topografico	%
aguas arriba	9.32	9.53	102		0.0
central	9.75	10.08	103	15	153.8
aguas abajo	9.87	10.15	103		0.0
promedio	9.65	9.92	103	15	155.5

SE DESACARTA AL NO TENER PRECISIÓN

NOMENCLATURA
 Li = Lectura inicial sin carga
 Lo = Lectura Inicial con carga
 fo = Flecha inicial ubicado las cargas
 L10 = Lectura a los 10 minutos con carga
 f10 = Flecha a los 10 minutos con Carga
 L10 = Lectura despues de 10 minutos retirado la carga
 fr= Valores remanentes

Fuente: Elaboración Propia

Ficha de Datos de Campo del Puente Chuicuni

PUENTE CHUICUNI													
PRUEBA DE CARGA SUPERESTRUCTURA													
CUADRO DE VALORES Y TOLERANCIAS													
PROCESO DE CARGA (CRITERIO DE ESTABILIZACIÓN)													
Deformímetro (mm.)	L_i	L_o	$f_o = (L_o - L_i)$	L_{10}	$f_{10} = (L_{10} - L_o)$	$f_{10} - f_o$	0.05 f_o	Si $f_{10} - f_o < 0.05f_o$ estabilizado	L_{20}	$f_{20} = (L_{20} - L_o)$	$f_{20} - f_{10}$	0.2($f_{10} - f_o$)	Si: $f_{20} - f_{10} < 0.2(f_{10} - f_o)$ estabilizado
D-1	0.00	24.90	24.90	24.91	24.91	0.01	1.25	ESTABILIZADO	24.91	0.00	-24.91	0.00	ESTABILIZADO
Centro	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				
D-2	0.00	25.00	25.00	25.05	25.05	0.05	1.25	ESTABILIZADO	25.42	0.37	-24.68	0.01	ESTABILIZADO
Centro	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				
D-3	0.00	0.69	0.69	0.71	0.71	0.02	0.03	ESTABILIZADO	0.71	0.00	-0.71	0.00	ESTABILIZADO
Apoyo	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				
D-4	0.00	0.75	0.75	0.76	0.76	0.01	0.04	ESTABILIZADO	0.78	0.02	-0.74	0.00	ESTABILIZADO
Apoyo	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				

PROCESO DE DESCARGA (CRITERIO DE REMANENCIA)				
Lectura a 10 minutos de descarga L'_{10}	$L'_i - L_i$	remanencia (a)	Si: $\alpha < \alpha_{lim}$ admisible	Lectura despues de 30 minutos de descarga
1.49	1.49	6%	ADMISIBLE	1.49
16:41:00				17:10:00
2.02	2.02	8%	ADMISIBLE	2.02
16:41:00				17:10:00
0.03	0.03	4%	ADMISIBLE	0.03
16:41:00				17:10:00
0.00	0.00	0%	ADMISIBLE	0.00
16:41:00				17:10:00

VERIFICACIÓN CON NIVEL TOPOGRÁFICO													
Deformímetro (mm.)	L_i	L_o	$f_o = (L_o - L_i)$	L_{10}	$f_{10} = (L_{10} - L_o)$	$f_{10} - f_o$	0.05 f_o	Si $f_{10} - f_o < 0.05f_o$ estabilizado	L_{20}	$f_{20} = (L_{20} - L_o)$	$f_{20} - f_{10}$	0.2($f_{10} - f_o$)	Si: $f_{20} - f_{10} < 0.2(f_{10} - f_o)$ estabilizado
PC1 (centro)	1.442	1.468	0.026	1.469	0.027	0.001	0.001	ESTABILIZADO	1.469	0.000	-0.027	0.000	ESTABILIZADO
	15:50:00	16:00:00		16:10:00					16:20:00				

PROCESO DE DESCARGA (CRITERIO DE REMANENCIA)				
Lectura a 10 minutos de descarga L'_{10}	$L'_i - L_i$	remanencia (a)	Si: $\alpha < \alpha_{lim}$ admisible	Lectura despues de 30 minutos de descarga
1.444	0.002	8%	ADMISIBLE	1.444
16:41:00				17:10:00

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN						
CALCULO DE DEFLEXIONES						
deflexión (mm)	Diseño (f_d)	Prueba (f_p)	Campo (f_c)	$100(f_c - f_p)/f_p$	si: $(f_c - f_p)/f_p < 15\%$	%
D-1	45.00	30.00	24.91	-17.0	SATISFACTORIO	83.0
D-2	45.00	30.00	25.05	-16.5	SATISFACTORIO	83.5

Las flechas máximas obtenidas despues de la estabilización no deben superar el 15%.
En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta.

Fuente: Elaboración Propia

Ficha de Datos de Campo Deformímetros del Puente Pucayacu

PUENTE PUCAYACU
PRUEBA DE CARGA SUPERESTRUCTURA
CUADRO DE VALORES Y TOLERANCIAS

PROCESO DE CARGA (CRITERIO DE ESTABILIZACIÓN)

Deformímetro (mm.)	L_i	L_o	$f_o = (L_o - L_i)$	L_{10}	$f_{10} = (L_{10} - L_o)$	$f_{10} - f_o$	0.05 f_o	Si $f_{10} - f_o < 0.05f_o$ estabilizado	L_{20}	$f_{20} = (L_{20} - L_o)$	$f_{20} - f_{10}$	0.2($f_{10} - f_o$)	Si: $f_{20} - f_{10} < 0.2(f_{10} - f_o)$ estabilizado
D-1	0.00	15.40	15.40	15.34	15.34	-0.06	0.77	ESTABILIZADO	0.00	-15.34	-30.68	-0.01	ESTABILIZADO
	16:50:00	17:00:00		17:10:00					0:00:00				
D-2	0.00	18.40	18.40	17.41	17.41	-0.99	0.92	ESTABILIZADO	0.00	-17.41	-34.82	-0.20	ESTABILIZADO
Centro	16:50:00	17:00:00		17:10:00					17:00:00				
D-3	0.00	15.70	15.70	15.69	15.69	-0.01	0.79	ESTABILIZADO	0.00	-15.69	-31.38	0.00	ESTABILIZADO
	16:50:00	10:13:00		17:10:00					17:00:00				

PROCESO DE DESCARGA (CRITERIO DE REMANENCIA)

Lectura a 10 minutos de descarga L'_{10}	$L'_1 - L_i$	remanencia (α)	Si: $\alpha < \alpha_{lim}$ admisible	Lectura despues de 30 minutos de descarga
0.00	0.00	0%	ADMISIBLE	1.70
17:41:00				11:25:00
2.16	2.16	12%	ADMISIBLE	1.70
17:41:00				11:25:00
0.00	0.00	0%	ADMISIBLE	1.70
17:41:00				11:25:00

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

deflexión (mm)	Diseño (f_d)	Prueba (f_p)	Campo (f_c)	100($f_c - f_p$)/ f_p	si: ($f_c - f_p$)/ $f_p < 15\%$	%
D-1	24.52	16.01	15.34	-4.18	SATISFACTORIO	95.82
D-2	39.63	24.24	20.56	-15.18	SATISFACTORIO	84.82
D-3	24.52	16.00	15.69	-1.94	SATISFACTORIO	98.06

Las flechas máximas obtenidas despues de la estabilización no deben superar el 15%.
En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta

Fuente: Elaboración Propia

Ficha de Datos de Campo Nivel Topográfico del Puente Pucayacu

PUENTE PUCAYACU
PRUEBA DE CARGA SUPERESTRUCTURA
CUADRO DE VALORES Y TOLERANCIAS

PROCESO DE CARGA (CRITERIO DE ESTABILIZACIÓN)

Deformimetro (mm.)	L_i	L_o	$f_o = (L_o - L_i)$	L_{10}	$f_{10} = (L_{10} - L_o)$	$f_{10} - f_o$	0.05f _o	Si $f_{10} - f_o < 0.05f_o$ estabilizado	L_{20}	$f_{20} = (L_{20} - L_o)$	$f_{20} - f_{10}$	0.2(f ₁₀ - f _o)	Si: $f_{20} - f_{10} < 0.2(f_{10} - f_o)$ estabilizado
D-1	108.00	121.00	13.00	121.00	13.00	0.00	0.65	ESTABILIZADO	0.00	-121.00	-134.00	0.00	ESTABILIZADO
	16:50:00	17:00:00		17:10:00					0:00:00				
D-2	178.00	200.00	22.00	200.00	22.00	0.00	1.10	ESTABILIZADO	0.00	-200.00	-222.00	0.00	ESTABILIZADO
Centro	16:50:00	17:00:00		17:10:00					17:00:00				
D-3	248.00	263.00	15.00	265.00	17.00	2.00	0.75	NO ESTABILIZADO	0.00	-265.00	-282.00	0.40	ESTABILIZADO
	16:50:00	10:13:00		17:10:00					17:00:00				

PROCESO DE DESCARGA (CRITERIO DE REMANENCIA)

Lectura a 10 minutos de descarga L'_{10}	$L'_{10} - L_i$	remanencia (α)	Si: $\alpha < \alpha_{lim}$ admisible	Lectura despues de 30 minutos de descarga
105.00	-3.00	-23%	ADMISIBLE	1.70
17:41:00				11:25:00
176.00	-2.00	-9%	ADMISIBLE	1.70
17:41:00				11:25:00
247.00	-1.00	-7%	ADMISIBLE	1.70
17:41:00				11:25:00

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

deflexión (mm)	Diseño (f _d)	Prueba (f _p)	Campo (f _c)	$100(f_c - f_p)/f_p$	si: $(f_c - f_p)/f_p < 15\%$	%
D-1	24.52	16.01	13.00	-18.8	SATISFACTORIO	81.2
D-2	39.63	24.24	22.00	-9.2	SATISFACTORIO	90.8
D-3	24.52	16.00	17.00	6.3	SATISFACTORIO	106.3

Las flechas máximas obtenidas despues de la estabilización no deben superar el 15%.
En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO 05 – CERTIFICADOS DE CALIBRACIÓN DE EQUIPOS



Nº 00104

CERTIFICADO DE CALIBRACION

Otorgado A:

NºG002- 01630

ARENAS QUISPE MAURO

DATOS DEL EQUIPO:

EQUIPO	MARCA	MODELO	SERIE
NIVEL AUTOMATICO	TOPCON	AT-B4	JY9551

EQUIPO DE CALIBRACION UTILIZADO Y RESULTADOS:

Equipo/Marca	Valor Leído en el Instrumento	Valor del Patrón	Precisión En 1 KM Doble de Nivelación	Error al Corregir
Set de Colimadores NCS	00 mm En Milímetros	90°00'00"	+/- 2.00 mm	00 mm en milímetros

PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN:

Por medio del cierre angular en directa y en transito enfocando al infinito a través del Colimador.

GEOPERU, a través de su Servicio Técnico **CERTIFICA** que el equipo en mención se encuentra totalmente revisados, controlados, calibrados y 100% operativos; cumpliendo con las especificaciones Técnicas de fábrica y los Estándares internacionales establecidos (DIN18723).

GEOPERU, ha registrado la Calibración en nuestro Servicio Técnico el **08 de ABRIL del 2021**; sugiriéndose una recalibración en un periodo máximo de 06 meses, aproximada al **08 de OCTUBRE del 2021**.

** Nota: GEOPERU, no se responsabiliza por desajustes y/o descalibraciones en los equipos causados por un inadecuado transporte del mismo o mal uso por el operador.*

Fecha de emisión 08 - ABRIL -2021	Próxima Calibración: 08 - OCTUBRE - 2021	Validez del Certificado: 6 MESES
--------------------------------------	---	-------------------------------------

At.



Geoperu S.A.
Instituto Tecnológico
PROFESOR CORNELIO PON SANCHEZ



JR. LLOQUE YUPANQUI N° 204 OF. 106 WANCHAQ – CUSCO (frente a la puerta principal de la UNSAAC/Edif. Ecológico 1er. Piso)
Correos: cusco@geoperusac.com
Telf.: (084) 205560 / 961031292 ; 970090986
www.geoperusac.com

INGENIERIA, CONSULTORIA Y CONSTRUCCION

G&S-CE-036-17

Revisión N°: 3

Fecha: 01/01/2019

Página: 1 de 1

Peso Unitario

Cliente : MAMANI TITO VIDAL AMERICO
RUC : 10050716806

Certificado N° : 09026-037PU01-21
Fecha de emisión : 22/05/2021

Tipo de Material : Material de río (Hormigon con Boloneras)
Procedencia : Puente Chucuni
Ubic. del Muestreo : Acpio Puente Chucuni
Presentación : MAB

Fecha de muestreo : 22/05/2021
Fecha de ensayo : 22/05/2021
Ensayado por : A. Quiñones
Cantidad Aprox. : 80 kg

Norma de referencia: ASTM C 29

Determinación del Volumen - Método de Llenado de Agua

Masa de Molde (kg)	12.35
Masa de Enrazador (kg)	0.4
Masa de agua + Molde + Enrazador (kg)	41
Masa de agua (kg)	28.25
Temperatura de agua (°C)	22
Densidad del agua a temperatura indicada (kg/cm³)	0.00099779
Volumen del agua (cm³)	28312.57078
Volumen del agua (m³)	0.028312571

Tamaño Maximo : 9"
Metodo Utilizado : Vertido Directo

Muestra	MASA DEL MOLDE (kg)	VOLUMEN DEL MOLDE (m3)	MASA DEL MATERIAL + MOLDE (kg)	MASA DEL MATERIAL (kg)
M - 1	12.350	0.028312571	63.15	50.80
			62.65	50.30
			63.40	51.05
PROMEDIO				50.72

RESULTADO FINAL

PESO UNITARIO (kg/m3)	1791.31
------------------------------	----------------



EQUIPOS UTILIZADOS

EQUIPOS	FABRICANTE	FECHA DE CALIBRACION	INFO. TEC. DE CALIBRACION
Molde (28 lt)	Fomey	12/07/2018	---
Balanza	Heraeus	31/08/2020	ML-302-2103

Observaciones: El material ensayado se realizo en condiciones de MUJY HUMEDA.
Ensayo realizado por laboratorio G&S en obra.

Los resultados obtenidos en estos ensayos solo se refieren a la(s) muestra(s) analizada(s) en este centro con la fecha indicada y no implican una característica de constancia a la calidad de la producción.
Este certificado no podrá ser reproducido sin la autorización expresa del laboratorio G&S, excepto cuando lo sea de forma íntegra.


Alejandro Quiñones Masaa
Jefe de Laboratorio

Multiservicios G&S Las Bambas SAC
Calle 18 de Noviembre S/N - Chalhuanhuacho

RUC 20600444132
Telf (051) 993 097 956 / (051) 992 755 130

CERTIFICADO DE ENSAYOS

CONSORCIO <i>EyR</i> S.A. – CROMOS	PESO UNITARIO DE LOS AGREGADOS (MTC E 203 - 2016)	CEYRSAC-SGC-PC-0200F1	
		Revisión:	0
		Fecha:	17/07/2020
OBRA: CONSTRUCCION DE PUENTE PUCAYACU Y ACCESOS		Registro N°:	CP-HOR- 01
UBICACIÓN: MARCAS - ACOBAMBA - HUANCAMELICA		Fecha:	27/03/2021

I. Datos Generales

PROCEDENCIA: Cantero Río Mantaro UBICACIÓN: Km. 02+800 L/Izq. MATERIAL: Hormigón de río MUESTRA: M-01
--

DATOS DE LA MUESTRA			
HORMIGON			
PESO UNITARIO SUELTO SECO (PUSS)			
Nº DE ENSAYO	Ensayo Nº 01	Ensayo Nº 02	Ensayo Nº 03
A Peso Molde (gr)	1,854.0	1,854.0	1,854.0
B Peso Agregado + Molde (gr)	7,143.0	7,163.0	7,153.0
C Peso Agregado Suelto (gr) = (B)-(A)	5,289.0	5,309.0	5,299.0
D Volumen del Molde (cm ³)	2,832.0	2,832.0	2,832.0
E Peso Unitario Suelto Seco (Kg/m ³) = (C)/(D)	1,870	1,875	1,871
PROMEDIO PUSS (Kg/m³)	1,872		
PESO UNITARIO COMPACTADO SECO (PUCS) METODO DEL APISONADO			
Nº DE ENSAYO	Ensayo Nº 01	Ensayo Nº 02	Ensayo Nº 03
A Peso Molde (gr)	1,854.0	1,854.0	1,854.0
B Peso Agregado + Molde (gr)	7,342.0	7,356.0	7,348.0
C Peso Agregado Suelto (gr) = (B)-(A)	5,488.0	5,502.0	5,494.0
D Volumen del Molde (cm ³)	2,832.0	2,832.0	2,832.0
E Peso Unitario Suelto Seco (Kg/m ³) = (C)/(D)	1,938	1,943	1,940
PROMEDIO PUCS (Kg/m³)	1,940		

<p style="text-align: center;">Especialista de Suelos, Concreto y Pavimentos:</p> Nombre: <u>CONSORCIO E y R S.A. - CROMOS</u>  Firma: <u>Bach. Ing. Carlos Córdova Guillén</u> ESPECIALISTA EN SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTOS Fecha: _____	<p style="text-align: center;">Residente de Obra:</p> Nombre: _____ Firma: _____ Fecha: _____ 
--	---



Punto de Precisión SAC

**PUNTO DE PRECISIÓN S.A.C.
LABORATORIO DE CALIBRACIÓN**

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN Nº LB - 245 - 2019

Página: 1 de 3

Expediente : T 172-2019
 Fecha de Emisión : 2019-03-25

1. Solicitante : CONSULTORES Y CONSTRUCTORA J & J S. A. C.
 Dirección : JR. CALLAO NRO. 913 - MOYOBAMBA - SAN MARTIN

2. Instrumento de Medición : BALANZA

Marca : OHAUS
 Modelo : EB30
 Número de Serie : 8033071748
 Alcance de Indicación : 30 kg
 División de Escala de Verificación (e) : 0,01 kg
 División de Escala Real (d) : 0,001 kg
 Procedencia : CHINA
 Identificación : NO INDICA
 Tipo : ELECTRÓNICA
 Ubicación : LABORATORIO
 Fecha de Calibración : 2019-03-20

La incertidumbre reportada en el presente certificado es la incertidumbre expandida de medición que resulta de multiplicar la incertidumbre estándar por el factor de cobertura $k=2$. La incertidumbre fue determinada según la "Guía para la Expresión de la incertidumbre en la medición". Generalmente, el valor de la magnitud está dentro del intervalo de los valores determinados con la incertidumbre expandida con una probabilidad de aproximadamente 95 %.

Los resultados son válidos en el momento y en las condiciones en que se realizarán las mediciones y no debe ser utilizado como certificado de conformidad con normas de productos o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamentaciones vigentes.

PUNTO DE PRECISIÓN S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.

3. Método de Calibración

La calibración se realizó mediante el método de comparación según el PC-001 3ra Edición, 2009; Procedimiento para la Calibración de Balanzas de Funcionamiento no Automático Clase III y IIII del INACAL-DM.

4. Lugar de Calibración

LABORATORIO de CONSULTORES Y CONSTRUCTORA J & J S. A. C.
 JR. CALLAO NRO. 913 - MOYOBAMBA - SAN MARTIN



Jefe de Laboratorio
 Ing. Luis Loayza Capcha
 Reg. CIP Nº 152631

W. Valverde
Wilfredo Valverde Febres
 INGENIERO CIVIL
 CIP. 57389
 CONSULTOR OSCE C3350

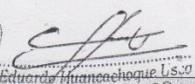
PT-05.F05 / Diciembre 2016 / Rev 02

Av. Los Ángeles 653 - LIMA 42 Telf. 292-5106 292-2095

www.puntodeprecision.com E-mail: info@puntodeprecision.com / puntodeprecision@hotmail.com

ANEXO 06 – TARJETAS DE PROPIEDAD O CERTIFICADO DE INSPECCIÓN DE LOS VOLQUETES

Certificación de Inspección del Volquete PIR897 del Puente Queuña

CERTIFICADO DE INSPECCION TECNICA VEHICULAR																
C.I.T.V. Automotriz del Sur S.A.C.				CENTRO DE INSPECCIONES TÉCNICAS VEHICULARES R.D. N° 1007-2015-MTC/15												
CENTRO DE INSPECCION TECNICA VEHICULAR																
CERTIFICADO DE INSPECCION TECNICA VEHICULAR																
MTC N° C-2018-057-088-006805						Certificado N° SA-75-00070306										
Tipo de Inspección		ORDINARIA - COMPLEMENTARIA		Fecha de Inspección		11/08/2018		Informe de Inspección N°		00066085						
I. CARACTERÍSTICAS DEL VEHICULO:																
1	Titular o Propietario MAMANI PADDO RONALD															
2	Placa	P1R897			8	Combustible	DIESEL			14	N° Asientos / Pasajeros	2/1				
3	Categoría	N3			9	VIN / N° de Serie	YV2H2B5C2LA328921			15	Largo / Ancho / Alto (m)	7.58/2.6/3.42				
4	Marca	VOLVO			10	N° de Motor	TD122FS100154629			16	Color(es)	AZUL-CELESTE-BLANCO				
5	Modelo	F-12			11	Carrocería	VOLQUETE			17	Peso Neto(Kg.)	12850				
6	Año de Fabricación	1990			12	Marca Carrocería	VOLVO			18	Peso Bruto Vehicular(Kg.)	29200				
7	Kilometraje	286520			13	N° Ejes / N° Ruedas	3/10			19	Carga Util(Kg.)	16350				
II. DATOS DE LOS EQUIPOS:																
CITY	AUTOMOTRIZ DEL SUR SAC		Frenometro		Alineador		Analizador u Opacimetro		Regloscopio ó Luxometro		Banco Suspensión					
Linea	L1 MIXTA		Equipo N° BD640 s3956		Equipo N° ST800 s5469		Equipo N° AVL Ds:1504		Equipo N° MLD 09 s316		Equipo N° SA640 s1141					
III. RESULTADOS OBTENIDOS:																
PRUEBA DE FRENOS																
Ejes	Peso (Kg)	FRENO DE SERVICIO				FRENO DE ESTACIONAMIENTO				FRENO DE EMERGENCIA						
		Fuerza de Frenado (kN)		Desequilibrio (%)	Resultado	Fuerza de Frenado (kN)		Desequilibrio (%)	Resultado	Fuerza de Frenado (kN)		Desequilibrio (%)	Resultado			
1°	2579	7.458	7.585	2	A	7.745		7.845	1	A	20		A			
2°	2393	7.488	7.685	3	A											
3°	3005	7.854	7.986	2	A											
4°																
5°																
PRUEBA DE ALINEAMIENTO				PROFUNDIDAD DE NEUMATICOS				PRUEBA DE LUCES				SUSPENSION				
Ejes	Desviación (m/Km)	Resultado		Medida Obtenida (mm)	Resultado		Tipo de Luz	Medida Obtenida (lux o Cd)		Alineamiento	Resultado		Delanteras (%)		Posterior (%)	
		Der.	Izq.		Der.	Izq.		Der.	Izq.		Izq.	Izq.	Der.	Der.	Desv.	Desv.
1°	3	A	A	7.54	A	Bajas	15	16	0	A						
2°	0	A	A	5.21	A	Altas	24	20	0	A						
3°	0	A	A	4.36	A	Alta Adicional										
4°						Neblimera										
5°																
(1) Indicar la desviación del haz de luz a la IZQ+DER+INF+SUP+																
EMISIONES DE GASES		T° Aceite (°C)	79	CO Ralentí (%)		CO Acel (%)		Resultado			Sonometro (dB)		Resultado			
		RPM	1968	CO + CO2 Ralentí (%)		CO + CO2 Acel (%)		A			79.8		A			
		Opacidad (m-1)	0.2	HC Ralentí (ppm)		HC Acel (ppm)										
IV. OBSERVACIONES DETECTADAS:																
CÓDIGO	INTERPRETACIÓN DE DEFECTOS				CALIFICACION											
J.12.1	Defectos de la ubicación o fijación				LEVE											
V. RESULTADO DE LA INSPECCION TECNICA VEHICULAR:																
Resultado De La Inspección		Vigencia Del Certificado		Fecha De La Próxima Inspección		Firma Del Ingeniero Supervisor										
APROBADO		12 Meses		11/08/2019		 J. Eduardo Huancacho L.S.C. INGENIERO MECANICO C.I.P. 93168										
Predio Cochabamba Prolongación Av. La Cultura 197 San Jerónimo - Cusco Teléfono: 084-385882 Cel. 951717534 984888947 Web. www.cityautomotrizdelsur.com E-Mail: automotrizdelsur@hotmail.com																

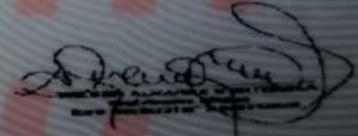
Tarjeta de Propiedad del Volquete X4J805 del Puente Orccoma

REPÚBLICA DEL PERÚ
 SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE LOS REGISTROS PÚBLICOS
TARJETA DE IDENTIFICACION VEHICULAR

sunarp

Zona Registral No. : X Oficina Registral : CUSCO
 Placa No. : **X4J-805** Partida Registral : 60645657 Placa Ant. :

DUA/DAM : 118-2018-10-062251-1
 Título : 2018-2862916 Fecha del Título : 18/12/2018
 Condición: NUEVO

Datos del Vehiculo 1060137039

Categoría: N3	Año de Fab.: 2018	Cilindros: 6
Marca: HOWO	Año Modelo: 2018	Cilindrada: 11.596
Modelo: ZZ3257N3647N1	Versión: 2018	P. Bruto: 37.278
Color: GRIS CLARO ROJO #####	Ejes: 3	P. Neto: 12.278
Motor: 171817823547	Asientos: 3	Carga Util: 25.888
Combustible: DIESEL	Pasajeros: 2	Longitud: 8.348
Form. Rodante: 6X4	Ruedas: 10	Altura: 3.375
VIN: LZZ5ELND9HA271682	Carrocería: VOLQUETE	Ancho: 2.58
Serie/Chasis: LZZ5ELND9HA271682	Potencia: 369,00@2000	



Tarjeta de Propiedad del Volquete EGH135 del Punte Orccoma

DATOS DEL VEHÍCULO:	
N° PLACA:	EGH135
N° SERIE:	WD3KHAAA2BL561648
N° VIN:	WD3KHAAA2BL561648
N° MOTOR:	54194600764601
COLOR:	AMARILLO AZUL
MARCA:	MERCEDES BENZ
MODELO:	ACTROS 3344K
PLACA VIGENTE:	EGH135
PLACA ANTERIOR:	NINGUNA
ESTADO:	EN CIRCULACION
ANOTACIONES:	NINGUNA
SEDE:	LIMA
PROPIETARIO(S):	
MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE	
CHUMBIVILCAS	

Tarjeta de Propiedad del Volquete P1R897 del Puente Chuicuni

REPÚBLICA DEL PERÚ
 SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE LOS REGISTROS PÚBLICOS
TARJETA DE IDENTIFICACION VEHICULAR

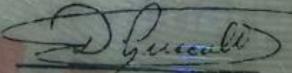
sunarp

Zona Registral No.: 1 Oficina Registral: TUMBE
 Placa No.: **P1R-897** Partida Registral: 600000 Placa Ant.: WA-1598

DUA/DAM: 000-0000-00-000000-0

Título: 2017-1879945 Fecha del Título: 04/09/2017

0004256037



 Dra. Diana Francisco Gesto
 Registradora Pública

Datos del Vehículo

Categoría:		Cilindros:	6
Marca: VOLVO	Año Modelo:	Cilindrada:	
Modelo: F12(6X4)4900THLHC	Versión:	P. Bruto:	24.000
Color: BLANCO ROJO NEGRO GRIS	Ejes: 3	P. Neto:	10.738
Motor: TD122FS101220643	Asientos: 3	Carga Uti:	13.262
Combustible: PETROLEO	Pasajeros: 2	Longitud:	11.50
Form. Rodante:	Ruedas: 10	Altura:	2.80
VIN:	Carroceria: VOLQUETE	Ancho:	2.50
SerialChasis: YV2H2B402RB118872	Potencia:		

1005073730



Tarjeta de Propiedad del Volquete B5D927 del Puente Chuicuni

REPÚBLICA DEL PERÚ
 SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE LOS REGISTROS PÚBLICOS
TARJETA DE IDENTIFICACION VEHICULAR

sunarp

Oficina Registral No. : IX Oficina Registral :
 Placa No. : **B5D-927** Partida Registral : 00021952 Placa Ant. : XG-6199
 DUA/DAM : 000-0000-00-000000-0
 Título : 2019-501987 Fecha del Título : 28/02/2019

0900306507

MARIA Z. FACILITADORA CHILENAPINA
 REGISTRO PUBLICO
 Oficina Registral No IX - Sucde Lima

Datos del Vehículo 0000013045

Categoría: N3	Año de Fab.: 1996	Cilindros: 6
Marca: VOLVO	Año Modelo:	Cilindrada:
Modelo: F-12	Versión:	P.Bruto: 29.200
Color: AZUL-CELESTE-BLANCO #####	Ejes: 3	P. Neto: 12.850
Motor: TD122FS100154629	Asientos: 2	Carga Util: 16.350
Combustible: DIESEL	Pasajeros: 1	Longitud: 7.58
Form. Rodante:	Ruedas: 10	Altura: 3.42
VIN:	Carrocería: VOLQUETE	Ancho: 2.60
Serie/Chasis: YV2H2B5C2LA328921	Potencia:	

ANEXO 07 – PANEL FOTOGRÁFICO

Trazo de ubicación del tren de carga en la losa del Puente Queuña



Comentario: Se realizó un trazado de los ejes en el tablero del puente, antes de la colocación de cargas para la prueba de carga.

Volquetes en posición de Carga del Puente Queuña



Comentario: Se procedió a la colocación de las cargas en su ubicación determinada por el equipo de profesionales en dos escalones.

Colocación de deformímetros en el centro de la viga del Puente Queuña



Comentario: Antes de la colocación de las cargas en la superestructura, se posicionaron los deformímetros en medio de la luz de puentes para su respectiva lectura.

Deformímetros ubicados en el centro de la viga (D3, D2 y D4) del Puente Queuña



Comentario: Durante el proceso de carga y descarga de los volquetes, se deben registrar en la ficha de campo las deformaciones producidas durante la prueba de carga.

Volquetes listos para iniciar la prueba de Carga del Puente Orccoma



Comentario: Vista lateral del Puente Orccoma antes de la colocación de cargas, en el cual se procedió en un escalón respectivamente.

Equipo para la determinación del peso unitario de material de carga del Puente Orccoma



Comentario: Debido a que en el entorno de puente no había balanzas para pesar los volquetes, se procedió a cargar con material de relleno los volquetes y se determinó su peso unitario.

Volquetes en su ubicación final, se visualiza los diales en la parte baja del Puente Orccoma



Comentario: Se visualiza que los volquetes ya están en su posición respectiva y la colocación de tres deformímetros para la toma de datos.

Toma de datos de los deformímetros (D2, D3 y D4) del Puente Orccoma



Comentario: Durante el proceso de carga y descarga de los volquetes, se deben registrar en la ficha de campo las deformaciones producidas durante la prueba de carga.

Trazo del eje y ubicación de las cargas del Puente Chuicuni



Comentario: Se realizo un trazado de los ejes en el tablero del puente, antes de la colocación de cargas para la prueba de carga, este puente era de una sola vía.

Posición final de los volquetes en el proceso de carga del Puente Chuicuni



Comentario: Se colocaron los volquetes en forma contrapuesta debido a que el puente es de una sola vía, también se visualiza al equipo técnico debajo de la superestructura para la toma de datos.

Instalación de los deformímetros (D1 y D2) del Puente Chuicuni



Comentario: Se instalaron los deformímetros en el medio de la luz del tablero, debido a que es el punto más crítico de las deformaciones, producto de la colocación de carga.

Lecturas de los deformímetros con carga inicial del Puente Chuicuni



Comentario: Durante el proceso de carga y descarga de los volquetes, se deben registrar en la ficha de campo las deformaciones producidas durante la prueba de carga.

Trazo de los ejes de los volquetes y eje central del Puente Pucayacu



Comentario: Se realizo un trazado de los ejes en el tablero del puente, antes de la colocación de cargas para la prueba de carga, para este puente se trazaron los ejes de 04 volquetes.

Posición final de los volquetes para el proceso de carga del Puente Pucayacu



Comentario: Se aprecia los 04 volquetes colocados en sus puntos respectivos para el inicio de la prueba de carga en el medio de la luz del puente.

Colocación de los deformímetros a $1/4L$ (D3) del Puente Pucayacu



Comentario: Para la toma de datos de los deformímetros se colocaron a $1/4 L$, $1/2 L$ y $3/4 L$, en la imagen se puede apreciar que el equipo técnico está instalando los deformímetros antes del inicio de la prueba de carga.

Lectura de los deformímetros con carga inicial del Puente Pucayacu



Comentario: Durante el proceso de carga y descarga de los volquetes, se deben registrar en la ficha de campo las deformaciones producidas durante la prueba de carga.