

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL  
PUENTE SAN JUAN EN EL DISTRITO DE POMACANCHI DEL  
DEPARTAMENTO DEL CUSCO**

**PRESENTADO POR:**

**Br. JORGE MARIO LAURA CANSAYA**

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

**ASESOR:**

**Ing. JOSE FELIPE AZPILCUETA CARBONELL**

**CUSCO – PERU**

**2024**

## INFORME DE ORIGINALIDAD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-303-2020-UNSAAC)

El que suscribe, Asesor del trabajo de investigación/tesis titulada: "Evaluación del Índice de Seguridad Estructural del Puente San Juan en el Distrito de Pomacanchi del Departamento del Cuzco"

presentado por: Jorge Mario Lora Garayza con DNI Nro.: 48804785

presentado por: \_\_\_\_\_ con DNI Nro.: \_\_\_\_\_

para optar el título profesional/grado académico de \_\_\_\_\_

Ingeniero Civil

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 1 veces, mediante el Software Antiplagio, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso de Sistema Antiplagio de la UNSAAC** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 09 %.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No se considera plagio.	<input checked="" type="checkbox"/>
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las correcciones.	<input type="checkbox"/>
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, quien a su vez eleva el informe a la autoridad académica para que tome las acciones correspondientes. Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley	<input type="checkbox"/>

Por tanto, en mi condición de asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y adjunto la primera página del reporte del Sistema Antiplagio.

Cusco, 27 de diciembre, de 2023.

Firma

Post firma Jorge Mario Lora Garayza

Nro. de DNI 23881345

ORCID del Asesor 0000-0003-3954-4737

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Antiplagio: \_\_\_\_\_

<https://unsaac.tornitin.com/viewer/submissions/oid:27259:300859721?role=es-ax>

NOMBRE DEL TRABAJO

**EVALUACION DEL INDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PUENTE SAN JUAN PO MACANCHI**

AUTOR

**JORGE LAURA**

RECuento DE PALABRAS

**41108 Words**

RECuento DL CARACTERES

**235827 Characters**

RECuento DE PÁGINAS

**219 Pages**

TAMAÑO DEL ARCHIVO

**32.8MB**

FECHA DE ENTREGA

**Dec 27, 2023 9:13 AM GMT-5**

FECHA DEL INFORME

**Dec 27, 2023 9:17 AM GMT-5****● 9% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 9% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 4% Base de datos de trabajos entregados
- 0% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

**● Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Fuentes excluidas manualmente
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 17 palabras)



**Ing. José F. AZPILCUETA CARBONELL**  
DNI. 23881345  
ASESOR  
C/27/12/2023

## DEDICATORIA

A **Dios Todopoderoso**, por darme la sabiduría, constancia y la paciencia necesaria para poder culminar este trabajo y obtener un objetivo anhelado en mi vida profesional.

Con mucho amor a mi novia, **Aydee Joachin Huamán**, por el constante apoyo en esta etapa de mi vida y ser parte de todo lo realizado para conseguir este título.

A mis Papas, **Lucio Laura Cjanahuire y Maximiliana Cansaya Huallpa**, por la paciencia y el apoyo constante en mi etapa de estudiante.

Con mucho cariño a mi hijo, **José Paolo Laura Abal**, por ser mi motivo para seguir adelante.

A mis hermanos y en especial consideración a mi hermano mayor **Cirilo Miguel Laura Cansaya** por enseñarme lo importante que es empezar y descubrir en el camino, lo maravilloso que es aprender.

# **AGRADECIMIENTOS**

## **A Todos mis Docentes**

Expreso mis más sinceros agradecimientos a todos los docentes, quienes me dieron formación académica y humana, mostrándome la pasión de emprender este nuevo mundo de la Ingeniería Civil.

## **A mi Asesor**

A mi asesor Ingeniero José Felipe Azpilcueta Carbonell, por la orientación, paciencia y sus conocimientos durante el trayecto de este trabajo de investigación.

## **A mi Familia**

Por su apoyo durante mi estancia en la universidad y por proporcionarme la motivación necesaria para cumplir mi objetivo.

## **A mis Compañeros**

Con quien conlevé años de estudios y me acompañaron a disfrutar, compartir ideas, trabajos y experiencias durante toda la carrera universitaria.

## **A mis Amigos**

Mi profundo agradecimiento al Ing. Juan Galicia Olivera por brindarme la oportunidad de conocer y nutrirme de nuevas experiencias en el área de la construcción de puentes.

# ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTOS .....	III
ÍNDICE GENERAL .....	IV
ÍNDICE DE TABLAS.....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	X
RESUMEN.....	XV
ABSTRACT .....	XVI
<b>CAPITULO I: PLANTEAMIENTO Y FORMULACION DEL PROBLEMA.....</b>	<b>1</b>
1.1 <i>Introducción</i> .....	1
1.2 <i>Justificación de la Investigación</i> .....	2
1.3 <i>Situación Problemática</i> .....	2
1.4 <i>Formulación del Problema</i> .....	4
1.4.1    Problema General .....	4
1.4.2    Problemas Específicos .....	4
1.5 <i>Objetivos</i> .....	4
1.5.1    Objetivo General .....	4
1.5.2    Objetivos Específicos .....	4
1.6 <i>Delimitaciones</i> .....	5
1.7 <i>Limitaciones</i> .....	5
<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL.....</b>	<b>6</b>
2.1 <i>Antecedentes de la Investigación</i> .....	6
2.1.1    Antecedentes a Nivel Internacional .....	6
2.1.2    Antecedentes a Nivel Nacional.....	6
2.2 <i>Consideraciones Teóricas</i> .....	7
2.2.1    Definición de Puente .....	7
2.2.2    Partes de un Puente.....	7
2.2.3    Clasificación de Puentes .....	8
2.3 <i>Puentes en arco</i> .....	9
2.3.1    Clasificación de los puentes en arco .....	9
2.4 <i>Seguridad Estructural</i> .....	11
2.4.1    Incertidumbres.....	13
2.4.2    Incertidumbre de Cargas o Solicitaciones (S) .....	14
2.4.3    Incertidumbre de Resistencia (R) .....	15

2.4.4	Modelo de Resistencia.....	16
2.4.5	Modelos de las Solicitaciones.....	23
2.4.6	Métodos de evaluación de puentes.....	25
2.5	<i>Patologías en Elementos Estructurales del Concreto Armado.....</i>	36
2.5.1	Patologías en Elementos de Concreto Armado (Columnas y Vigas).....	36
2.5.2	Daños en Elementos de Concreto Armado (Columnas Y Vigas). ....	38
2.5.3	Evaluación de las Grietas.....	45
2.5.4	Clasificación de las Grietas.....	45
2.5.5	Cuantificación de Daños.....	46
2.6	<i>Términos Básicos.....</i>	47
2.7	<i>Hipótesis.....</i>	50
2.7.1	Hipótesis General.....	50
2.7.2	Hipótesis Específica.....	50
	<b>CAPITULO III: DISEÑO METODOLOGICO.....</b>	<b>51</b>
3.1	<i>Enfoque del estudio.....</i>	51
3.2	<i>Tipo de Investigación.....</i>	51
3.3	<i>Nivel de Investigación.....</i>	51
3.4	<i>Diseño de la Investigación.....</i>	51
3.5	<i>Población de Estudio.....</i>	52
3.6	<i>Muestra.....</i>	52
3.7	<i>Unidad de Análisis.....</i>	52
3.8	<i>Técnicas e Instrumentos de Recolección De Datos.....</i>	52
3.8.1	Técnicas de Investigación.....	52
3.8.2	Instrumentos.....	53
3.9	<i>Procedimiento de Recolección de Datos.....</i>	53
3.9.1	Ubicación del Puente en Estudio.....	53
3.9.2	Dimensiones y Configuración de la Estructura Según Diseño Inicial y Ejecutado en Obra.....	54
3.9.3	Medición de la Resistencia de los Materiales.....	59
3.9.4	Registro de Patologías Estructurales.....	67
3.9.5	Índice de Confiabilidad Estructural.....	76
	<b>CAPITULO IV RESULTADOS DE LA INVESTIGACION.....</b>	<b>80</b>
4.1	<i>Compatibilidad entre los Planos de Diseño Inicial y Ejecutado en Obra.....</i>	80
4.2	<i>Calidad de los Materiales.....</i>	80
4.2.1	Concreto.....	80
4.2.2	Acero.....	83
4.3	<i>Cuantificación de Daños Considerando el Factor de Agrietamiento.....</i>	83
4.4	<i>Modelo y Análisis Estructural del Puente San Juan.....</i>	84

4.4.1	Momentos y Cortantes Resistentes Según Diseño Inicial .....	84
4.4.2	Momentos y Cortantes Resistentes Según Ejecutado en Obra .....	85
4.4.3	Momentos y Cortantes Solicitados Según Diseño Inicial .....	86
4.4.4	Momentos y Cortantes Solicitados Según Ejecutado en Obra .....	86
4.5	<i>Parametros Estadísticos de los Elementos Estructurales</i> .....	87
4.5.1	Modelo de Resistencia .....	87
4.5.2	Modelo de Solicitación .....	88
4.6	<i>Índice de Confiabilidad del Elementos Estructurales</i> .....	90
4.6.1	Modelo de Resistencia .....	90
4.6.2	Modelo de Solicitación .....	91
4.6.3	Análisis de Confiabilidad .....	93
4.7	<i>Índice de Seguridad Estructural</i> .....	110
	<b>CAPITULO V ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS .....</b>	<b>112</b>
5.1	<i>Niveles de Evaluacion del Índice de Seguridad Estructural</i> .....	112
5.1.1	Evaluacion de Momentos Flectores Según Expediente Tecnico .....	112
5.1.2	Evaluacion de Fuerza Cortantes Según Expediente Tecnico .....	113
5.1.3	Evaluacion de Momentos Flectores Según Ejecutado en Obra .....	114
5.1.4	Evaluacion de Fuerzas Cortantes Según Ejecutado en Obra.....	115
5.2	<i>Discusión de Resultados del índice de Confiabilidad Bajo la Evaluacion de Momentos</i> .....	116
5.3	<i>Discusión de Resultados del índice de Confiabilidad Bajo la Evaluacion de Cortantes</i> .....	117
5.4	<i>Verificación de la Hipótesis Planteada</i> .....	118
	<b>CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>119</b>
6.1	<i>Conclusiones</i> .....	119
6.2	<i>Recomendaciones</i> .....	120
	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>121</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>123</b>
	<b>ANEXOS 1. PANEL FOTOGRAFICO .....</b>	<b>123</b>
	<b>ANEXOS 2.....</b>	<b>127</b>
	<b>DESCRIPCION DE DAÑOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE SAN JUAN .....</b>	<b>127</b>
	<b>ANEXOS 3.....</b>	<b>134</b>
	<b>PLANOS DE DAÑOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE SAN JUAN .....</b>	<b>134</b>
	<b>ANEXOS 4.....</b>	<b>138</b>
	<b>CERTIFICADO DE CALIBRACION DEL ESCLEROMETRO .....</b>	<b>138</b>
	<b>ANEXOS 5.....</b>	<b>139</b>

<b>DETERMINACION DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.....</b>	<b>139</b>
<b>ANEXO 6.....</b>	<b>145</b>
<b>PLANOS DEL PUENTE SAN JUAN SEGÚN EXPEDIENTE TECNICO Y SEGÚN EJECUTADO EN OBRA .....</b>	<b>145</b>
<b>ANEXO 8.....</b>	<b>163</b>
<b>RESULTADOS DEL INDICE DE REBOTE PARA MEDIANTE EL ENSAYO DE ESCLEROMETRICO PARA EL CONCRETO .....</b>	<b>163</b>
<b>ANEXO 9.....</b>	<b>168</b>
<b>RESULTADOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE TESTIGOS CILINDRICOS DE CONCRETO – NORMA MTC E704-2000 DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE .....</b>	<b>168</b>
<b>ANEXO 10.....</b>	<b>179</b>
<b>PROCEDIMIENTO DE LA SIMULACION Y MODELADO EN 3D POR ELEMENTOS FINITOS CON EL SOFTWARE MIDAS CIVIL PARA LA EVALUACION DEL PUENTE SAN JUAN .....</b>	<b>179</b>

# ÍNDICE DE TABLAS

<b>TABLA 1</b> .....	12
ESTADOS LIMITES Y MODOS DE FALLO SEGÚN NOWAK & COLLINS (2013) .....	12
<b>TABLA 2</b> .....	16
FACTORES DE INCERTIDUMBRE DE RESISTENCIA .....	16
<b>TABLA 3</b> PARAMETROS TIPO RESPUESTA RESISTENTE A NIVEL DISEÑO INICIAL .....	18
<b>TABLA 4</b> PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO - COMPRESION ELABORADO IN SITU .....	22
<b>TABLA 5</b> PARAMETROS PARA EL ACERO DE REFUERZO PASIVO .....	23
<b>TABLA 6</b> PARAMETROS PARA CARGA MUERTA .....	24
<b>TABLA 7</b> VALOR DE PESOS QUE CONSTITUYEN EL PESO MUERTO.....	24
<b>TABLA 8</b> PARÁMETROS PARA CARGA VIVA MÓVIL Y DE IMPACTO. ....	25
<b>TABLA 9</b> .....	26
ENSAYOS DE CALIDAD DE MATERIALES SEGUN LA GUÍA DE INSPECCIÓN DE PUENTES DEL MTC (2019) .....	26
<b>TABLA 10</b> CONDICIONES DE EVALUACIÓN DE PUENTES SEGUN LA GUÍA DE INSPECCIÓN DE PUENTES DEL MTC (2019) .....	27
<b>TABLA 11</b> CLASIFICACIÓN DEL ÍNDICE DE CAPACIDAD (RF).....	28
<b>TABLA 12</b> ÍNDICES DE FIABILIDAD Y PROBABILIDAD DE FALLO.....	30
<b>TABLA 13</b> METODOLOGÍA DE VERIFICACIÓN EN LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL SEGÚN JCSS “JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY”.....	31
<b>TABLA 14</b> NIVEL DE SEGURIDAD ADMISIBLE DE VARIOS PAISES .....	35
<b>TABLA 15</b> RELACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (B), PROBABILIDAD DE FALLO (PF) Y NIVEL DE DESEMPEÑO SEGÚN ARMY CORPS OF ENGINEERS-1997 .....	35
<b>TABLA 16</b> CLASIFICACIÓN DE FISURAS DE ACUERDO A SU ESPESOR .....	38
<b>TABLA 17</b> TIPO DE DAÑOS MÁS COMUNES EN VIGAS Y/O COLUMNAS .....	45
<b>TABLA 18</b> CLASIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE DAÑOS .....	45
<b>TABLA 19</b> RIGIDEZ EFECTIVA EN ELEMENTOS DE ACUERDO A FEMA 356 .....	47
<b>TABLA 20</b> MOMENTOS DE INERCIA EFECTIVA EN ELEMENTOS SEGÚN PAULAY Y PRIESTLEY .....	47
<b>TABLA 21</b> LONGITUDES MÍNIMAS DE EMPALMES TRASLAPADOS .....	58
<b>TABLA 22</b> INSPECCIÓN Y DIAGNOSTICO DE LA PRESENCIA DE GRIETAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE SAN JUAN .....	69
<b>TABLA 23</b> CLASIFICACIÓN Y CUANTIFICACIÓN DEL DAÑO DE LAS GRIETAS CONSIDERANDO EL FACTOR DE AGRIETAMIENTO EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL SEGÚN LAS RECOMENDACIONES DE PAULAY Y PRIESTLEY .....	72
<b>TABLA 24</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA CARGAS ESTÁTICAS .....	76
<b>TABLA 25</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA CARGA MOVIL .....	77
<b>TABLA 26</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE RESISTENCIA .....	78
<b>TABLA 27</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE RESISTENCIA .....	78
<b>TABLA 28</b> COMPARACIÓN DE LAS DIMENSIONES EN PLANOS Y MEDIDOS EN CAMPO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE SAN JUAN .....	80

<b>TABLA 29</b> CUANTIFICACIÓN DE DAÑOS CONSIDERANDO EL FACTOR DE AGRIETAMIENTO POR ELEMENTO ESTRUCTURAL.....	83
<b>TABLA 30</b> MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES RESISTENTES ÚLTIMOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGUN DISEÑO INICIAL.....	85
<b>TABLA 31</b> MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES ÚLTIMOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGUN EJECUTADO EN OBRA .....	85
<b>TABLA 32</b> MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES SOLICITADOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGUN DISEÑO INICIAL .....	86
<b>TABLA 33</b> MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES SOLICITADOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGUN EJECUTADO EN OBRA.....	86
<b>TABLA 34</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA RESISTENCIA SEGUN DISEÑO INICIAL .....	87
<b>TABLA 35</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA RESISTENCIA SEGUN EJECUTADO EN OBRA.....	87
<b>TABLA 36</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA SOLICITACIÓN SEGUN DISEÑO INICIAL DE LA BOVEDA PARABOLICA .....	88
<b>TABLA 37</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA SOLICITACIÓN SEGUN DISEÑO INICIAL DE LA PLACA VERTICAL.....	88
<b>TABLA 38</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA SOLICITACIÓN SEGUN DISEÑO INICIAL DE LA VIGA LONGITUDINAL .....	88
<b>TABLA 39</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA SOLICITACIÓN SEGUN DISEÑO INICIAL DE LA VIGA TRANSVERSAL.....	89
<b>TABLA 40</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA SOLICITACIÓN SEGUN EJECUTADO EN OBRA DE LA BOVEDA PARABOLICA .....	89
<b>TABLA 41</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA SOLICITACIÓN SEGUN EJECUTADO EN OBRA DE LA PLACA VERTICAL.....	89
<b>TABLA 42</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA SOLICITACIÓN SEGUN EJECUTADO EN OBRA DE LA VIGA LONGITUDINAL .....	90
<b>TABLA 43</b> PARAMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA SOLICITACIÓN SEGUN EJECUTADO EN OBRA DE LA VIGA TRANSVERSAL.....	90
<b>TABLA 44</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE RESISTENCIA SEGÚN DISEÑO INICIAL.....	91
<b>TABLA 45</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE RESISTENCIA SEGÚN EJECUTADO EN OBRA.....	91
<b>TABLA 46</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN DE LA BOVEDA PARABOLICA SEGÚN DISEÑO INICIAL .....	91
<b>TABLA 47</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN DE LA PLACA VERTICAL SEGÚN DISEÑO INICIAL.....	91
<b>TABLA 48</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN DE LA VIGA LONGITUDINAL SEGÚN DISEÑO INICIAL .....	92
<b>TABLA 49</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN DE LA VIGA TRANSVERSAL SEGÚN DISEÑO INICIAL.....	92
<b>TABLA 50</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN DE LA BOVEDA PARABOLICA SEGÚN EJECUTADO EN OBRA .....	92
<b>TABLA 51</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN DE LA PLACA VERTICAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA .....	92
<b>TABLA 52</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN DE LA VIGA LONGITUDINAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA.....	93
<b>TABLA 53</b> RESUMEN DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN DE LA VIGA TRANSVERSAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA .....	93
<b>TABLA 54</b> RESUMEN DE RESULTADOS DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL Y PROBABILIDAD DE FALLA SEGUN DISEÑO INICIAL	110
<b>TABLA 55</b> PROBABILIDAD DE FALLA E ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL SEGUN DISEÑO INICIAL.....	111
<b>TABLA 56</b> RESUMEN DE RESULTADOS DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL Y PROBABILIDAD DE FALLO SEGUN EJECUTADO EN OBRA.....	111
<b>TABLA 57</b> PROBABILIDAD DE FALLA E ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL SEGUN EJECUTADO EN OBRA.....	111
<b>TABLA 58</b> .....	119
COMPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN TÉRMINOS DE CUANTIA .....	119
<b>TABLA 59</b> NIVEL DE DESEMPEÑO DEL PUENTE SAN JUAN, SEGUN DISEÑO INICIAL Y EJECUTADO EN OBRA .....	120

# ÍNDICE DE FIGURAS

<b>FIGURA 1</b> .....	10
PUENTES EN ARCO CON PASO SUPERIOR.....	10
<b>FIGURA 2</b> .....	10
PUENTES EN ARCO CON PASO INFERIOR .....	10
<b>FIGURA 3</b> .....	11
PUENTES EN ARCO CON PASO INTERMEDIO .....	11
<b>FIGURA 4</b> .....	14
CURVA DE FRECUENCIA PARA LAS SOLICITACIONES (S) .....	14
<b>FIGURA 5</b> .....	15
CURVA DE FRECUENCIA PARA LA RESISTENCIA (R) .....	15
<b>FIGURA 6</b> .....	16
CURVA DE FRECUENCIA DEL MARGEN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL (M) .....	16
<b>FIGURA 7</b> .....	19
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN .....	19
<b>FIGURA 8</b> .....	30
MÁRGENES EN LA SEGURIDAD DEL ÍNDICE DE FIABILIDAD ESTRUCTURAL.....	30
<b>FIGURA 9</b> .....	34
SISTEMA EN SERIE SEGÚN NOWAK & COLLINS (2013) .....	34
<b>FIGURA 10</b> .....	34
SISTEMA EN PARALELO SEGÚN NOWAK & COLLINS (2013) .....	34
<b>FIGURA 11</b> .....	36
SECUENCIA DEL PROCESO DEL ESTUDIO DE PATOLOGIAS .....	36
<b>FIGURA 12</b> .....	39
GRIETAS POR COMPRESION EN COLUMNAS .....	39
<b>FIGURA 13</b> .....	40
GRIETAS POR TRACCIÓN EN COLUMNAS.....	40
<b>FIGURA 14</b> .....	40
GRIETAS POR FLEXIÓN EN COLUMNAS .....	40
<b>FIGURA 15</b> .....	41
GRIETAS POR CORTANTE EN COLUMNAS .....	41
<b>FIGURA 16</b> .....	41
GRIETAS POR TORSIÓN EN COLUMNAS .....	41
<b>FIGURA 17</b> .....	42
GRIETAS POR COMPRESION EN VIGAS .....	42

<b>FIGURA 18</b> .....	42
GRIETAS POR TRACCIÓN EN VIGAS.....	42
<b>FIGURA 19</b> .....	43
GRIETAS POR FLEXIÓN EN VIGAS .....	43
<b>FIGURA 20</b> .....	43
GRIETAS POR CORTANTE EN VIGAS.....	43
<b>FIGURA 21</b> .....	44
GRIETAS POR TORSIÓN EN VIGAS .....	44
<b>FIGURA 22</b> .....	54
UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PUENTE SAN JUAN .....	54
<b>FIGURA 23</b> .....	55
EMPALME DE SOLDADURA A TOPE DE BARRAS SOLDABLES DE REFUERZO .....	55
<b>FIGURA 24</b> .....	59
FORMATO DE RECOLECCIÓN DE DATOS DE LA ESTIMACION DEL CONCRETO.....	59
<b>FIGURA 25</b> .....	60
UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE ENSAYO CON MARTILLO DE REBOTE SEGUN NORMA ASTM-C805 .....	60
<b>FIGURA 26</b> .....	61
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DEL TABLERO PRINCIPAL Y CLAVE DE LA BÓVEDA PARABÓLICA .....	61
<b>FIGURA 27</b> .....	62
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA PARTE INTERMEDIA DE LA BOVEDA PARABOLICA.....	62
<b>FIGURA 28</b> .....	62
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DEL ARRANQUE DE LA BOVEDA.....	62
<b>FIGURA 29</b> .....	62
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA VIGA LONGITUDINAL SECCION 1-1 .....	62
<b>FIGURA 30</b> .....	62
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA VIGA LONGITUDINAL SECCION 2-2 .....	62
<b>FIGURA 31</b> .....	63
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA VIGA TRANSVERSAL .....	63
<b>FIGURA 32</b> .....	63
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LAS PLACAS VERTICALES 1, 2 Y 3.....	63
<b>FIGURA 33</b> .....	63
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LAS PLACAS VERTICALES 4, 5, 6, 7 Y 8 .....	63
<b>FIGURA 34</b> .....	64
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DEL TABLERO PRINCIPAL Y CLAVE DE LA BÓVEDA PARABOLICA .....	64
<b>FIGURA 35</b> .....	64

SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA PARTE INTERMEDIA DE LA BOVEDA PARABOLICA.....	64
<b>FIGURA 36</b> .....	64
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DEL ARRANQUE DE LA BOVEDA.....	64
<b>FIGURA 37</b> .....	65
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA VIGA LONGITUDINAL SECCION 1-1 .....	65
<b>FIGURA 38</b> .....	65
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA VIGA LONGITUDINAL SECCION 2-2 .....	65
<b>FIGURA 39</b> .....	65
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA VIGA TRANSVERSAL .....	65
<b>FIGURA 40</b> .....	65
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA PLACA VERTICAL 1.....	65
<b>FIGURA 41</b> .....	66
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LAS PLACAS VERTICALES 2, 3, 4 Y 5 .....	66
<b>FIGURA 42</b> .....	66
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA PLACA VERTICAL 6.....	66
<b>FIGURA 43</b> .....	66
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA PLACA VERTICAL 7.....	66
<b>FIGURA 44</b> .....	66
SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFUERZO DE ACERO DE LA PLACA VERTICAL 8.....	66
<b>FIGURA 45</b> .....	67
PERFIL LONGITUDINAL DE PUENTE SAN JUAN .....	67
<b>FIGURA 46</b> .....	68
DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES DEL TABLERO .....	68
<b>FIGURA 47</b> .....	68
DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES DE LAS PLACAS VERTICALES Y LA BÓVEDA PARABÓLICA.....	68
<b>FIGURA 48</b> .....	69
PLANTA Y VISTA EN ELEVACIÓN DEL PUENTE SAN JUAN, CON UBICACIÓN DE EJES.....	69
<b>FIGURA 49</b> .....	81
ESTIMACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LA BOVEDA PARABOLICA .....	81
<b>FIGURA 50</b> .....	81
ESTIMACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LAS PLACAS VERTICALES .....	81
<b>FIGURA 51</b> .....	81
ESTIMACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES.....	81
<b>FIGURA 52</b> .....	82
ESTIMACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LAS VIGAS TRANSVERSALES .....	82

<b>FIGURA 53</b> .....	82
ESTIMACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEL TABLERO PRINCIPAL .....	82
<b>FIGURA 54</b> .....	82
RESUMEN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO POR ELEMENTO ESTRUCTURAL .....	82
<b>FIGURA 55</b> .....	83
VALORES DE RESISTENCIA DEL CONCRETO A BASE DE PRUEBAS.....	83
<b>FIGURA 56</b> .....	84
MODELO MATEMÁTICO POR ELEMENTOS FINITOS (SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SAN JUAN).....	84
<b>FIGURA 57</b> .....	86
MOMENTOS FLECTORES DE SOLICITACIÓN POR PESO MUERTO SEGUN DISEÑO INICIAL.....	86
<b>FIGURA 58</b> .....	87
MOMENTOS FLECTORES DE SOLICITACIÓN POR PESO MUERTO SEGUN EJECUTADO EN OBRA .....	87
<b>FIGURA 59</b> .....	94
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA BOVEDA PARABOLICA SEGÚN DISEÑO INICIAL POR MOMENTO FLECTOR .....	94
<b>FIGURA 60</b> .....	95
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA BOVEDA PARABOLICA SEGÚN DISEÑO INICIAL POR FUERZA CORTANTE .....	95
<b>FIGURA 61</b> .....	96
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA PLACA VERTICAL SEGÚN DISEÑO INICIAL POR MOMENTO FLECTOR.....	96
<b>FIGURA 62</b> .....	97
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA PLACA VERTICAL SEGÚN DISEÑO INICIAL POR FUERZA CORTANTE .....	97
<b>FIGURA 63</b> .....	98
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA VIGA LONGITUDINAL SEGÚN DISEÑO INICIAL POR MOMENTO FLECTOR .....	98
<b>FIGURA 64</b> .....	99
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA VIGA LONGITUDINAL SEGÚN DISEÑO INICIAL POR FUERZA CORTANTE.....	99
<b>FIGURA 65</b> .....	100
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA VIGA TRANSVERSAL SEGÚN DISEÑO INICIAL POR MOMENTO FLECTOR.....	100
<b>FIGURA 66</b> .....	101
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA VIGA TRANSVERSAL SEGÚN DISEÑO INICIAL POR FUERZA CORTANTE .....	101
<b>FIGURA 67</b> .....	102
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA BOVEDA PARABOLICA SEGÚN EJECUTADO EN OBRA POR MOMENTO FLECTOR .....	102
<b>FIGURA 68</b> .....	103
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA BOVEDA PARABOLICA SEGÚN EJECUTADO EN OBRA POR FUERZA CORTANTE.....	103
<b>FIGURA 69</b> .....	104
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA PLACA VERTICAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA POR MOMENTO FLECTOR .....	104
<b>FIGURA 70</b> .....	105

ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA PLACA VERTICAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA POR FUERZA CORTANTE .....	105
<b>FIGURA 71</b> .....	106
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA VIGA LONGITUDINAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA POR MOMENTO FLECTOR.....	106
<b>FIGURA 72</b> .....	107
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA VIGA LONGITUDINAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA POR FUERZA CORTANTE.....	107
<b>FIGURA 73</b> .....	108
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA VIGA TRANSVERSAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA POR MOMENTO FLECTOR .....	108
<b>FIGURA 74</b> .....	109
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA VIGA TRANSVERSAL SEGÚN EJECUTADO EN OBRA POR FUERZA CORTANTE .....	109
<b>FIGURA 75</b> .....	110
DIAGRAMA MIXTO PARA DETERMINAR LA PROBABILIDAD DE FALLO DEL SISTEMA.....	110
<b>FIGURA 76</b> .....	112
EVALUACION DEL ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL POR MOMENTO FLECTOR SEGÚN DISEÑO INICIAL.....	112
<b>FIGURA 77</b> .....	113
EVALUACION DEL ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL POR FUERZA CORTANTE SEGÚN DISEÑO INICIAL .....	113
<b>FIGURA 78</b> .....	114
EVALUACION DEL ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL POR MOMENTO FLECTOR SEGÚN EJECUTADO EN OBRA .....	114
<b>FIGURA 79</b> .....	115
EVALUACION DEL ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL POR FUERZA CORTANTE SEGÚN EJECUTADO EN OBRA .....	115
<b>FIGURA 80</b> .....	116
COMPARACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD SEGUN DISEÑO INICIAL Y EJECUTADO EN OBRA POR MOMENTOS.....	116
<b>FIGURA 81</b> .....	117
COMPARACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD SEGUN DISEÑO INICIAL Y EJECUTADO EN OBRA POR FUERZAS CORTANTES.....	117

## RESUMEN

En este estudio se determinó el índice de seguridad estructural del Puente San Juan, ubicado entre las provincias de Chumbivilcas y Acomayo, distritos de Livitaca y Pomacanchi del departamento del Cusco, bajo el método de la confiabilidad estructural. Evaluándose a nivel de diseño y la construcción generada en obra el desempeño estructural, determinándose las solicitaciones (S) de los elementos estructurales mediante el modelamiento por elementos finitos con el software Midas para puentes, incorporando datos de las características geométricas, calidad de los elementos estructurales y las cargas de diseño según el Manual de Puentes del MTC – 2018, para luego determinar la resistencia de cada elemento estructural (R), calculando las fuerzas internas como el momento flector y fuerza cortante según las normativas de diseño de la ingeniería estructural, seguidamente se realizó el análisis estadístico mediante la simulación Monte Carlo con el ayuda del software Crystal Ball para determinar los valores estadísticos y determinar el índice de confiabilidad estructural ( $\beta$ ) de cada elemento estructural para finalmente calcular el Índice de Seguridad Estructural (G) de la estructura a nivel de diseño y la construcción generada usando la técnica de la confiabilidad estructural, encontrándose valores de índice de seguridad estructural (G) a nivel de **diseño inicial del expediente tecnico** para momentos flectores  $\beta=2.54$ ; siendo menor a 3.5 (valor mínimo admisible según el código AASHTO LRFD USA), para fuerzas cortantes  $\beta=6.39$ ; siendo mayor a 3.5 (valor mínimo admisible según el código AASHTO LRFD USA) mostrando un desempeño entre **bajo el promedio y alto**. A nivel de la **construcción generada** para momentos flectores  $\beta=4.85$  mayor a 3.5 (valor mínimo admisible según el código AASHTO LRFD USA) y para fuerzas cortantes  $\beta=7.46$  mayor a 3.5 (valor mínimo admisible según el código AASHTO LRFD USA), el cual demuestra un desempeño comprendido entre **bueno y alto**.

**Palabras clave:** Puente arco, Resistencia, Solicitación, Confiabilidad Estructural, Desempeño Estructural, Índice de Seguridad Estructural.

## ABSTRACT

In this study, the structural safety index of the San Juan Bridge, located between the provinces of Chumbivilcas and Acomayo, districts of Livitaca and Pomacanchi of the department of Cusco, was determined under the structural reliability method. Structural performance is evaluated at the design level and the construction generated on site, determining the stresses (S) of the structural elements through finite element modeling with the Midas software for bridges, incorporating data on the geometric characteristics, quality of the structural elements. and the design loads according to the MTC Bridge Manual – 2018, to then determine the resistance of each structural element (R), calculating the internal forces such as the bending moment and shear force according to the structural engineering design regulations, then Statistical analysis was carried out using Monte Carlo simulation with the help of Crystal Ball software to determine the statistical values and determine the structural reliability index ( $\beta$ ) of each structural element to finally calculate the Structural Safety Index (G) of the structure. at the design level and the construction generated using the structural reliability technique, finding values of structural safety index (G) at the initial design level of the technical file for bending moments  $\beta=2.54$ ; being less than 3.5 (minimum admissible value according to the AASHTO LRFD USA code), for shear forces  $\beta=6.39$ ; being greater than 3.5 (minimum admissible value according to the AASHTO LRFD USA code) showing a performance between low average and high. At the level of the construction generated for bending moments  $\beta=4.85$  greater than 3.5 (minimum admissible value according to the AASHTO LRFD USA code) and for shear forces  $\beta=7.46$  greater than 3.5 (minimum admissible value according to the AASHTO LRFD USA code), which demonstrates performance between good and high.

**Keywords:** Arch bridge, Resistance, Loading, Structural Reliability, Structural Performance, Structural Safety Index.

# **CAPITULO I: PLANTEAMIENTO Y FORMULACION DEL PROBLEMA**

## **1.1 Introducción**

Dentro del contexto global, han ocurrido muchos cambios en el desarrollo vial, especialmente en puentes, ya que en los últimos tiempos se ha incrementado; la construcción de corredores para la circulación de mercaderías e individuos, para solucionar los problemas de congestión y fomentar la actividad económica. En tanto, implantar medidas de seguridad que permitan la aplicación de métodos de evaluación desde la concepción inicial que corresponde al diseño de puentes de concreto reforzado y de estructuras recientemente construidas a partir de métodos donde se visualicen las fuerzas reales resistentes y las demandas de diseño nos permitirá conocer el adecuado desempeño de la estructura por medio del método de la confiabilidad, evaluando el puente San Juan ubicado entre las provincias de Chumbivilcas y Acomayo del tipo arco con tablero superior de concreto armado de una longitud de 70m lineales de luz entre apoyos, diseñado con la norma AASHTO LRFD 2014 y construido recientemente, es por ello que la tesis pretende evaluar la capacidad y la demanda de la estructura generada.

Por lo tanto, para ver claramente la diferencia entre las técnicas generales de evaluación y la confiabilidad estructural, se toma en consideración el estado de servicio o los esfuerzos permitidos. Esto se debe a que al evaluar la seguridad de los puentes de concreto armado, es posible encontrar una buena funcionalidad, pero poca seguridad, en cuyo caso se necesita reforzar sus componentes estructurales, de un puente relativamente antiguo o recién construido.

Dado que existen factores naturales desconocidos que podría afectar el funcionamiento de la estructura, es indispensable utilizar estas técnicas de evaluación que combinan el análisis funcional, estadístico y estructural para mostrar el desempeño real de la construcción de un puente. Esto se debe a que se ha demostrado en algunos casos que ciertos tipos de estructuras pueden terminar con daños y deformaciones considerables y permanentes.

Una inspección visual rutinaria realizada por especialistas revela daños que podrían influir en el desempeño adecuado del sistema estructural y también señala la necesidad de investigaciones más exhaustivas. El alcance de la investigación dependerá de la situación y riesgos en el puente de concreto armado porque la información requerida para el análisis de seguridad basado en la necesidad que se determina después de que se haya completado la inspección visual del puente.

El objetivo primordial de este trabajo es evaluar y analizar el índice de seguridad estructural del puente San Juan en el distrito de Pomacanchi del departamento del Cusco, donde se realizara la

compatibilidad del diseño concebido inicialmente y la construcción generada in situ, ya que no se conoce si en el proceso de construir la estructura existió modificaciones en el dimensionamiento, reforzamiento y la calidad de sus componentes estructurales indicados en los planos detallados, mismos que pueden provocar una serie de errores en los pasos seguidos al modelamiento numérico, estructural y de resultados de su desempeño estructural.

Por lo que se evaluará la estructura existente mediante la Guía de Inspección de Puentes 2019 según el MTC, determinando así las características generales y las patologías que se encuentran en la configuración de la estructura del puente San Juan.

Posteriormente se estimará las resistencias de los elementos estructurales mediante pruebas no destructivas, también se determinará las solicitaciones presentes en la estructura con la evaluación de las cargas de servicio de diseño y los metrados de cargas estáticas presentes en la estructura. Una vez obtenidas las resistencias y las solicitaciones, se realizará la modelación matemática mediante una computadora con el software Midas Civil 2022, para obtener el comportamiento estructural determinando las fuerzas internas (momentos flectores y fuerzas cortantes) Resistentes y solicitados, que se compararán con las fuerzas internas del diseño inicial y la estructura generada, para finalmente determinar su seguridad estructural mediante el método de la confiabilidad estructural.

## **1.2 Justificación de la Investigación**

Investigar la evaluación del índice de seguridad estructural del puente San Juan nos permitirá comprender el desempeño en la actualidad de la estructura existente frente al diseño concebido inicialmente y contrastar que la estructura cumpla con los parámetros mínimos que se exige en las Normativas de Diseño y evaluación de puentes según el Manual de Diseño de Puentes MTC – 2018 y el Código AASHTO LRFD 2017 mediante elementos finitos. Para ello se analizará de manera cualitativa y cuantitativa la evaluación del desempeño de la estructura del Puente San Juan, dando valores cuantificables de la seguridad del mismo.

Además, esta investigación nos permitirá conocer y entender la metodología de evaluación de puentes mediante la confiabilidad estructural utilizando un enfoque probabilístico de los parámetros de resistencias y solicitaciones de la estructura y aportar en conocimiento dicha metodología en la evaluación de estructuras existentes, y también para verificar si los diseños cumplen con los márgenes de seguridad en base al Manual de Diseño de Puentes MTC – 2018.

## **1.3 Situación Problemática**

Tanto análisis como la evaluación de la seguridad de un puente sirven como fundamentos o herramientas cruciales para ayudar a que su uso sea más efectivo. El uso de técnicas de evaluación estructural continúa expandiéndose como resultado del desarrollo de tecnologías nuevas, que ayudan a

hacer las estructuras más fuertes y efectivas. Los problemas estructurales de un puente son el resultado del hecho de que muchos de ellos no fueron diseñados para las cargas, los entornos o el tráfico que pasa sobre ellos.

En las últimas décadas, el Perú experimentó un notable crecimiento en la construcción de carreteras, especialmente en lo que respecta a los puentes. Para reducir los problemas de tráfico y fomentar la actividad económica, hay que construir estructuras de paso para el flujo de personas y productos. Sin embargo, como resultado de los acuerdos de comercio libre y la globalización en términos generales, los puentes tendrán que soportar cargas más pesadas y ver un incremento en el volumen de tráfico, además de estar situados en una zona con un alto riesgo sísmico. A razón de ello, la nación tiene que poner en marcha leyes y prácticas que garanticen la capacidad y el funcionamiento de los puentes, tanto actuales como futuros.

Actualmente, se debe acceder a técnicas que ayuden o proporcionen mayor conocimiento para que puedan ser utilizadas durante el transcurso del servicio teniendo en cuenta los costos. Los puentes de hoy se pueden ajustar a las geometrías de una ruta con estándares consientes de la seguridad gracias al avance tecnológico de la construcción, pero este problema empeora cuando se utilizan técnicas y métodos de evaluación inadecuados, es por ello que se tienen puentes colapsados durante y después de haber sido ejecutados.

Dado que actualmente no existe en el país ninguna norma de diseño que prohíba la realización de pruebas o ensayos en los componentes estructurales que posibilite la toma de decisiones, como se comportan los puentes tras su construcción se evalúa mediante una escala que califica cualitativamente el grado de daño, permitiendo al ingeniero la tarea de valorar todos los factores relevantes y la experiencia a la hora de diseñar y analizar el modelo estructural. Esto significa que el contratista es responsable de la planificación, construcción y autogestión a través de la inspección de obra, teniendo un control tradicional con recursos y capacidad de control limitados. Este tipo de fenómenos pueden llevar al deterioro prematuro e incluso a la falla catastrófica de un puente, inutilizándolo, provocando pérdidas humanas y económicas. Dentro de estos deterioros se encuentran:

- *Efectos mecánicos:* Provocan daños acumulados que se manifiestan como agrietamiento del hormigón, desprendimiento, daños en las barras de refuerzo y deslaminación de piezas de cubierta. En este sentido, el deterioro mecánico se debe a:
- *Efectos físicos:* Las fracturas por contracción del concreto, los cambios bruscos de temperatura y las presiones provocadas por las sales que cristalizan de nuevo en los poros son algunos ejemplos.

- *Efectos químicos:* Entre ellas se encuentran la presencia de cloruros, las interacciones álcali-sílice y los ataques de ácidos y sulfatos. Todos ellos pueden provocar reacciones de expansión en el concreto, que a la larga causan la fractura del material.
- *Efectos electroquímicos:* Entre ellas están las consecuencias de la corrosión en el acero de armadura, que provoca la carbonización y los cloruros erosionan su revestimiento protector.

La conexión vial en el país muchas veces en la sierra depende de la presencia de los puentes, por la misma presencia de una topografía ondulada y presencia de ríos que no permiten el paso inmediato de un lugar a otro, por ello es claro evidenciar un grave problema en la evaluación estructural de puentes, dado que las temporadas de lluvias son cada vez más frecuentes y afectan a muchas zonas de la sierra peruana, la mayor parte de estas estructuras carecen de un programa regular de mantenimiento e investigación estructural. La población se ha alarmado por las historias de derrumbes de puentes en diferentes regiones de la nación en los últimos años. Teniendo en cuenta el puente de San Juan en la zona de Pomacanchi, se puede decir que hay un problema oculto al momento de inspeccionar, evaluar y/o mantener la estructura mencionada.

## **1.4 Formulación del Problema**

### ***1.4.1 Problema General***

- ¿Cuál es el índice de seguridad estructural del puente San Juan en el distrito de Pomacanchi del departamento del Cusco?

### ***1.4.2 Problemas Específicos***

- ¿Cuál será el grado de compatibilidad entre los planos de ejecución de obra y la estructura existente del puente San Juan?
- ¿Cuál será el desempeño estructural ante las cargas de servicio de la estructura del puente San Juan?

## **1.5 Objetivos**

### ***1.5.1 Objetivo General***

- Evaluar y analizar el índice de seguridad estructural del puente San Juan en el distrito Pomacanchi del departamento del Cusco.

### ***1.5.2 Objetivos Específicos***

- Obtener el grado de compatibilidad entre los planos de ejecución de la obra y la estructura del puente San Juan.
- Obtener el desempeño de la estructura del puente San Juan.

## **1.6 Delimitaciones**

- La presente responsabilidad de investigación está limitado al análisis y evaluación del índice de seguridad estructural de los componentes de la estructura de la superestructura de puente San Juan, ubicado entre los distritos: Pomacanchi y Livitaca de las provincias de Acomayo y Chumbivilcas , limitándose su evaluación a la bóveda parabólica, placas verticales, vigas longitudinales y vigas transversales del puente.

## **1.7 Limitaciones**

- En este estudio se examinaron especialmente los componentes estructurales que conforman la superestructura del puente de San Juan para calcular el índice de fiabilidad estructural, al ser dicho puente tipo arco (bóveda parabólica) y placas verticales con tablero superior (tablero compuesto por una sección viga losa), se evaluara la bóveda parabólica, placas verticales y vigas en su conjunto.
- Respecto a las Normativas utilizadas para la definición de bases teóricas, se usaron en esta investigación el Manual de Puentes del MTC – 2018, resolución de aprobación N° 19-2018-MTC/14, corroborando conceptos con la Norma Americana AASHTO LRFD 2017 a efectos de calcular el nivel de fiabilidad.
- También se tomó como referencia bibliográfica la Guía para Inspección de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC)-2019, aprobado mediante la resolución N° 14-2019-MTC/18. Considerando los criterios para efectuar una revisión y si conviene el cuidado y/o restauración de la estructura.

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL**

### **2.1 Antecedentes de la Investigación**

#### ***2.1.1 Antecedentes a Nivel Internacional***

Gonzales (2016), sustentó la tesis “Verificación de la Fiabilidad Estructural en Estructuras ejecutadas Mediante Metodología Probabilística” en la Universidad de Coruña – España, El investigador evalúa la seguridad de una estructura existente para su uso previsto en sus circunstancias actuales.

El investigador se ocupa de la evaluación de la fiabilidad de estructuras ya construidas, cuyo objetivo es acercar a la edificación la verificación de la fiabilidad estructural de las estructuras ejecutadas mediante la metodología probabilista.

Por otra parte, Sánchez (2017), sustentó la tesis “Análisis de Confiabilidad para una Estructura Transportadora”, en la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla – México, en dicha investigación se presenta una técnica para evaluar la confiabilidad estructural de una cesta transportadora. Con ese fin, se fusionó un modelo construido a partir del método de elementos finitos y el software Abaqus con un modelo estadístico obtenido mediante las variables de resistencia y carga mediante simulación Monte Carlo.

En dicho estudio el objetivo fue realizar una metodología probabilística, utilizando los modelos antes mencionados, en los que la estructura es una cesta transportadora que estará expuesta a cargas gravitatorias en varias configuraciones, incluido el funcionamiento normal con un ángulo de  $0^\circ$  y ángulos de subida y bajada con una inclinación de  $14^\circ$ . Estos resultados, alcanzados mediante los modelos utilizados, proporcionan un enfoque que puede especificar el nivel de fiabilidad estructural de la cesta transportadora.

#### ***2.1.2 Antecedentes a Nivel Nacional***

Silva (2018), efectuó un estudio denominado “Índices de Seguridad Estructural en Puentes de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota” en la Universidad Nacional de Cajamarca, Utilizando la técnica de confiabilidad y capacidad estructural, en este estudio se calculó los índices de seguridad estructural de los puentes a lo largo de la ruta longitudinal de la Sierra ubicada en la provincia de Chota.

El estudio examinó siete puentes de la sección anteriormente mencionada, analizando el rendimiento actual de la estructura tanto desde la perspectiva del diseño como del funcionamiento. Datos como la información geométrica y de materiales se introdujeron en el software CSI Bridge v20 para determinar la sollicitación (S) de los elementos estructurales, lo que a su vez determinó su resistencia (R). A continuación, se determinaron los índices de seguridad estructural (G) mediante la metodología de fiabilidad, que halló índices de fiabilidad con un margen superior al supuesto en el diseño.

Se concluyó que los niveles de confiabilidad indican que las estructuras son seguras, con un margen de seguridad que supera el valor asumido en el diseño,  $\beta=3.5$ , en algunos casos, y siempre excede el índice  $\beta=2.5$  según la norma AASHTO LRFD. Al evaluar el diseño de la estructura utilizando el enfoque de la capacidad estructural, se encontraron resultados diferentes, que indicaban seguridad en algunas situaciones y falta de seguridad en otras. Pero si se tiene en cuenta el nivel de funcionamiento, la seguridad de la estructura de todos los puentes está garantizada, a razón de que sus índices son superiores a  $RF=1$ .

Sánchez (2019), sustentó la tesis “Nivel de Confiabilidad de la Superestructura del Puente Huacariz” en la Universidad Privada del Norte, cuyo objetivo fue encontrar el nivel de confiabilidad de la superestructura del puente Huacariz, utilizando el Manual de Puentes del MTC, modelando con el programa CSI Bridge v20.2.0 para obtener las tensiones a las que está expuesto el puente, determinando la resistencia de los componentes estructurales acorde a las investigaciones de ingeniería estructural y la normativa, y determinando el índice de seguridad estructural de la mano del software Oracle Crystal Ball para lograr un alto grado de fiabilidad.

En dicha investigación se llegó a la conclusión de que el nivel de confiabilidad estructural del puente Huacariz es de  $\beta=4.59$  calificado como bueno según la escala de seguridad propuesto por Army corps of Engineers (1997).

## **2.2 Consideraciones Teóricas**

### **2.2.1 Definición de Puente**

Se considera puente cualquier estructura que se encuentre sobre o bajo una carretera que forme parte de una vía principal con una abertura de al menos 6.10 m (20 ft) (AASHTO LRFD, 2017)

Estructura que forma parte de, constituye una porción de, está situada sobre, bajo, o necesita cruzar una carretera, y tiene una luz libre de al menos 6.00 m (20 ft). También debe cruzar un accidente geográfico o un impedimento artificial o natural (Manual de Puentes MTC, 2018)

Un puente es una estructura diseñada que supera una diferencia de altura y asegurar la continuidad de una carretera. También puede soportar líneas de distribución de energía y tuberías, además de soportar carreteras, carriles y vías férreas (Rodríguez, 2020)

### **2.2.2 Partes de un Puente**

Según (García Rossell, 2006), Los componentes que conforman la estructura de un puente son:

#### **a) Superestructura**

Es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras. Al sistema de piso se le denomina comúnmente tablero.

Existen muchas secciones transversales para las vigas longitudinales, así como varios tipos de armadura.

#### **b) Subestructura**

Tiene la tarea de sostener la superestructura y dirigir las cargas hacia los cimientos, y a su vez, transmitir los cimientos al suelo de cimentación. En ocasiones están integrados (monolíticamente) con la superestructura.

Se distingue dos tipos de subestructuras:

- **Estribos.** – Componentes ubicados en los puntos culminantes verticales de la composición del puente. En comparación de las pilas, los estribos sirven también como muros de contención, ya que soportan el empuje del terreno circundante desde los terraplenes de aproximación al puente, además de los esfuerzos de la superestructura. Se componen de la cimentación, la elevación y el cabezal.
- **Pilares.** - Las estructuras interiores de apoyo en los cauces fluviales o cerca de ellos suelen ser de acero, hormigón armado o una mezcla de ambos. Además, para crearlas puede combinarse hormigón armado y postensado. (García Rossell, 2006)

#### **c) Aparatos de apoyo o apoyos**

Su función es desplazar los pesos del tablero, o superestructura, a los estribos y pilares, o subestructuras. Suelen fabricarse con metal o elastómeros (neopreno). Pueden ser permanentes, móviles (de expansión), o una mezcla de ambos, y pueden sostener pesos tanto verticales como horizontales. Hoy en día, las empresas fabrican y venden soportes tecnológicos únicos a través de catálogos. (García Rossell, 2006)

### **2.2.3 Clasificación de Puentes**

Acorde al (Manual de Puentes MTC, 2018), los puentes se clasifican de distintas formas según:

#### **a) La naturaleza de la vía soportada**

Clasificado en: “Carretera”, “Ferrocarril”, “Trenes eléctricos de pasajeros”, “Acueductos”, “Peatones”, “Aviones” existentes en los aeropuertos y además existen puentes con diversos usos.

#### **b) El material**

Clasificado en: “Piedra”, “sogas”, “hierro”, “acero”, “concreto armado” y “concreto presforzado”.

#### **c) El sistema estructural**

Clasificado en: Puentes “tipo viga”, “tipo arco” y “suspendidos”.

#### **d) La forma de la geometría en planta**

Clasificado en: “Rectos” y “esviajados” o “curvos”.

#### **e) La posición respecto a la vía considerada**

Clasificado en: Pasos “superiores” e “inferiores”.

**f) El tiempo de vida previsto**

Clasificado en: Puentes “definitivos” y “temporales”.

**g) La demanda de tránsito y clase de la carretera**

Clasificado en: Puentes para Autopistas de “Primera Clase”, “segundas clases”, carreteras de “1ra clase”, “2da clase”, “3ra clase” y para trochas carrozables.

**h) La Importancia Operativa**

Clasificado en: “Puentes Importantes”, “Típicos” y de menor importancia relativa.

**i) El Diseño Sísmico**

Clasificado en: Puentes “Críticos”, “esenciales” y “otros puentes”.

**j) El Sistema de Construcción**

Clasificado en: Puentes “Segmentales”, “Lanzados”, sobre obra falsa y prefabricados.

**2.3 Puentes en arco.**

La estructura resistente que produce presiones o respuestas oblicuas cuando está sometida a cargas verticales se denomina generalmente arco. Además, tal que el principal medio de transmisión de las actividades desde sus lugares de aplicación a los soportes es la producción de fuerzas internas de compresión.

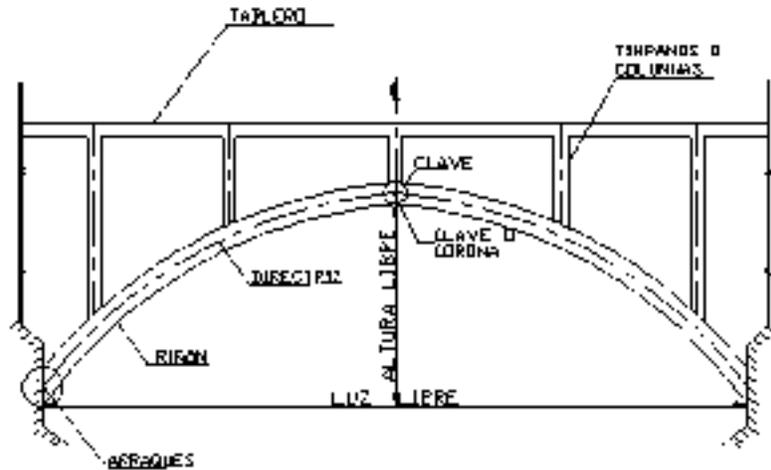
**2.3.1 Clasificación de los puentes en arco**

La clasificación de los puentes arco acorde a la posición del tablero. Estos puentes pueden colocarse con el tablero en varios puntos en relación con el arco:

**a) Arcos con Paso Superior.** – Son aquellos en los que los arcos se encuentran bajo el tablero. Dicho tipo es más usual de arcos verdaderos y se emplean cuando la quebrada que se desea salvar es profunda y otras veces es navegable, donde los elementos comprendidos entre el arco y el tablero trabajan a compresión, para transmitir las cargas desde el tablero hasta el elemento arco. El tablero se muestra en la figura 1 como la parte destinada a soportar la superficie de rodadura. Las cargas del tablero, tanto accidentales como permanentes, se transmiten al arco a través de las columnas o enjutas del arco, cuya configuración viene determinada por las directrices; la luz libre es la distancia entre los arranques y la clave, que son los puntos más bajos de contacto con la tierra. El riñón, que es la zona que separa los arranques y la clave, es otro componente. Por último, la altura libre, también conocida como flecha, es una medida crucial que representa la separación entre la línea imaginaria que une los comienzos y la clave.

**Figura 1**

*Puentes en Arco con Paso Superior*

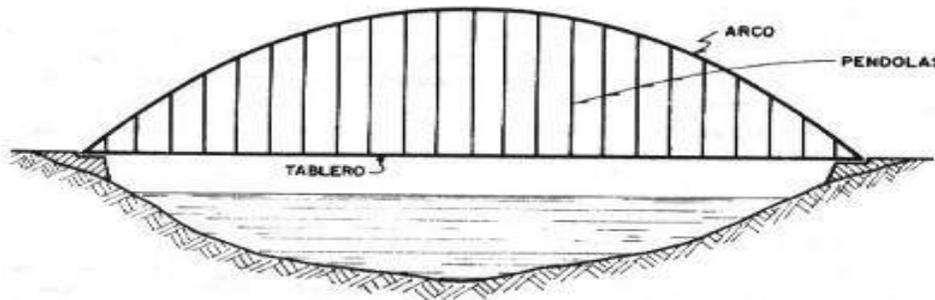


Fuente: (Joaquin, 2007)

- b) **Arcos con Paso Inferior.** – Suelen utilizarse principalmente cuando la altura de la rasante del camino es considerablemente reducida y por razones de estética se desea construir un arco, aquí los elementos verticales (péndolas) trabajan a tracción. Normalmente la solución de este tipo de arcos es con tirantes, caso en el que se les conoce como arcos atirantados

**Figura 2**

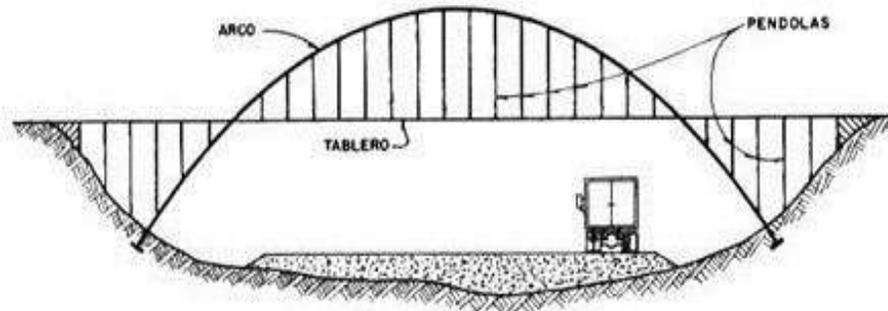
*Puentes en arco con Paso Inferior*



- c) **Arcos con Paso Intermedio.** – Estos puentes son visualmente atractivos desde una perspectiva arquitectónica, ya que su tablero está situado a media altura, en algún punto entre los comienzos y la clave. Como su sección media ofrece el espacio libre necesario para el tráfico rodado, se emplean en pasos elevados y barrancos poco profundos. Este sistema utiliza péndulos que funcionan a compresión en los extremos y a tracción en el centro para transferir las cargas del tablero.

### Figura 3

#### *Puentes en Arco con Paso Intermedio*



## 2.4 Seguridad Estructural

La meta de la seguridad estructural es asegurar que un edificio pueda resistir las fuerzas y factores previsibles a los que estará expuesto tanto durante su construcción como durante su uso previsto. Además, las estructuras se diseñarán y mantendrán de manera que satisfagan de forma adecuada y fiable las demandas de las tensiones previstas sobre el edificio. (Codigo Tecnico de la Edificacion, 2019)

También se define la seguridad estructural como “la resistencia requerida de la estructura para que tenga un comportamiento adecuado para todas las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella”. (Nilson Arthur H., 2001). La investigación, diseño y construcción de edificios de hormigón armado están plagados de incertidumbres. Sin embargo, ofreciendo una capacidad portante sólo un poco superior a la necesaria para las cargas conocidas, se puede garantizar la seguridad, siempre que pueda predecirse con precisión la resistencia de la estructura cuando se construya según lo previsto y se conozcan con precisión las cargas y sus impactos internos (cortantes, fuerzas axiales y momentos). A continuación, se enumeran varias causas de incertidumbre que necesita un margen de seguridad:

- 1) Las cargas supuestas y reales pueden no coincidir.
- 2) La distribución de las cargas reales puede variar con respecto a la supuesta.
- 3) Cualquier análisis tiene una suposición y simplificación que pueden llevar a predecir efectos, momentos, cortantes, etc. que varían de las fuerzas que realmente operan sobre la estructura.
- 4) Debido a las lagunas de información, el comportamiento estructural real puede variar del esperado.
- 5) Las medidas reales de los elementos pueden variar de las indicadas.
- 6) Es posible que el refuerzo no esté donde debería.
- 7) La resistencia declarada de los materiales puede no coincidir con la real.

En consecuencia, los parámetros del proyecto son ambiguos y deben considerarse estadísticamente como variables aleatorias; de ahí que sea imposible expresar cuestiones como las combinaciones de carga sin tener en cuenta factores probabilísticos.

Hasta hace poco, se utilizaba el método de TENSIONES ADMISIBLES para evaluar la seguridad estructural. Este enfoque asume que la estructura opera en un estado elástico, esto posibilita calcular un valor máximo de tensión. Posteriormente, este valor es comparado con otro conseguido al fraccionar una tensión característica del material por un COEFICIENTE DE SEGURIDAD determinado en función de la experiencia. La complicación surge al trabajar con materiales de construcción (madera, hormigón, etc.) en los cuales las suposiciones de comportamiento lineal solo son válidas hasta determinados niveles de tensión o cuando se presentan fenómenos singulares como el alabeo de las secciones o el pandeo. (Gonzales costa, 2016)

La introducción de los métodos de cálculo para estructuras plásticas en la década de 1950 generó una reconsideración de las técnicas de cálculo basadas en coeficientes de seguridad. Esto allanó el camino para la filosofía de cálculo de ESTADOS LÍMITE, la cual parte del reconocimiento de la naturaleza incierta de las cargas y acciones. Según esta teoría, sólo hay un número limitado de modos de fallo, también conocidos como estados límite, que son los intervalos en los que la reacción de la estructura se considera adecuada. Además, establece los niveles correspondientes de seguridad frente a estos estados límite. (Gonzales costa, 2016)

Para el estudio de confiabilidad se toma en consideración tres estados el cual para la presente se da mayor realce a la primera, donde se representan los estados límites que se relacionan con los fallos que pueden clasificarse en:

**Tabla 1**

*Estados Limites y Modos de Fallo según Nowak & Collins (2013)*

Estado Limite	Modos de falla
<b>Ultimo.</b> - Vinculado con la disminución de la capacidad de carga	Aparición de rotulas plásticas Ruptura del hormigón en compresión Fallos por cortantes de rigidizadores en las vigas de acero Pérdida global de estabilidad Flexión en alas de las vigas de acero Ruptura en la unión de soldadura Deflexiones diferenciales
<b>Servicio.</b> - Vinculado con el pérdida progresiva de la capacidad de la estructura	Vibraciones fuertes Deformacion permanente Grietas en los elementos
<b>Fatiga.</b> - Relacionado con la perdida de esfuerzos bajo cargas repetitivas	Extensión de grietas hasta su ruptura

Por lo tanto, una forma de caracterizar la falla es como la transgresión de uno de estos límites de estado. Según las definiciones anteriores, el colapso de un sistema o elemento estructural no siempre es consecuencia de un fallo. Las funciones de estado límite (también conocidas como límite elástico, función,  $G$ ) se utilizan para caracterizar cuantitativamente los estados límite con el fin de realizar un análisis estructural. según (Gonzales costa, 2016) Así se explica la función de estado límite:

$G < 0$ : Funcionamiento no deseado, la estructura no es segura.

$G = 0$ : Un estado límite, es decir, el límite entre funcionamiento seguro e inseguro.

$G > 0$ : el funcionamiento deseado, la estructura es segura.

En la forma más simple de la función de estado se expresa como:

$$G = R - S \quad (1)$$

Donde  $R$  indica la capacidad de una estructura o un elemento estructural y  $S$  la demanda.

En general se proyecta para un estado límite más crítico y el resto se comprueba.

El proyecto estructural se realiza utilizando Normas o Códigos, que describen los mínimos criterios a considerarse para diseñar, analizar y construir cada tipo de estructura.

Actualmente, varios códigos se están poniendo al día incluyendo principios probabilísticos; en Estados Unidos y Europa, por ejemplo, se ha propuesto el conocido LRFD (Load and Resistance Factor Design) centrado en definiciones probabilísticas.

#### **2.4.1 Incertidumbres**

En términos generales, es correcto afirmar que toda variable fundamental empleada en ingeniería estructural implica cierto nivel de incertidumbre. El factor de seguridad reconoce implícitamente esta realidad en todos los códigos. Entonces, Sostener que los valores de cada una de las variables podrían especificarse con precisión o controlarse mediante controles adecuados y que estos valores pueden servir de base segura para el diseño del proyecto carece de sentido. No es válido esgrimir tales argumentos en ingeniería estructural:

- Existen dificultades para determinar rápidamente los límites inferiores de la resistencia del material y los límites superiores de los valores de carga.
- En caso de que existan estas limitaciones, su utilización como insumos para los cálculos puede resultar ilógica y conducir a la puesta en marcha de iniciativas poco rentables.
- Confiar únicamente en los límites establecidos por los procedimientos de aseguramiento de la calidad, verificaciones, etc. nunca es factible. Pensemos, por ejemplo, en el caso de que las propiedades se evalúen rompiendo muestras.

Los siguientes tipos de incertidumbre son establecidos por (Gonzales Costa, 2016) bajo el contexto de la Teoría de Fiabilidad Estructural:

- 1) **Incertidumbres Físicas:** Resultan de las magnitudes físicas (dimensiones, calidades de los materiales, cargas, resistencias, etc.) que intervienen en la imprevisibilidad intrínseca del problema.
- 2) **Incertidumbres Estadísticas:** Se derivan de las aproximaciones necesarias debido a un conocimiento incompleto al seleccionar funciones de distribución y estimar parámetros. Estos modelos son de naturaleza probabilística y se emplean para describir las variables esenciales en el problema.
- 3) **Incertidumbres de Modelos:** producidas como resultado de los supuestos simplificadores de los modelos matemáticos (homogeneidad: comportamiento elástico, elastoplástico; deformaciones menores: condiciones de contorno) para manejar un fenómeno intrincado como la reacción del sistema estructural.

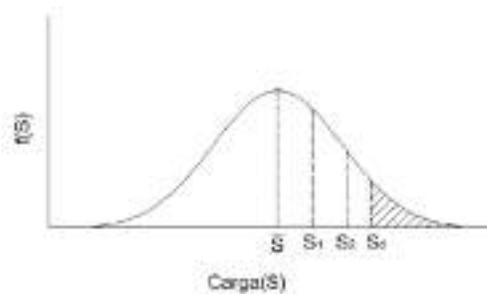
La primera categoría de incertidumbre no puede evitarse, pero la variabilidad de las dos últimas puede reducirse mediante la investigación y el estudio.

#### 2.4.2 Incertidumbre de Cargas o Solicitaciones ( $S$ )

(Nilson Arthur H., 2001) Indica que la carga máxima que experimentará una estructura a lo largo de su vida útil es desconocida y puede ser tratada a modo de variable aleatoria. Pese a dicha incertidumbre, el ingeniero tiene que crear una estructura viable. Se puede emplear una función de densidad de probabilidad a fin de modelar las cargas y crear un modelo probabilístico para la carga máxima, como ilustra la figura 4.

**Figura 4**

*Curva de Frecuencia para las Solicitaciones ( $S$ )*



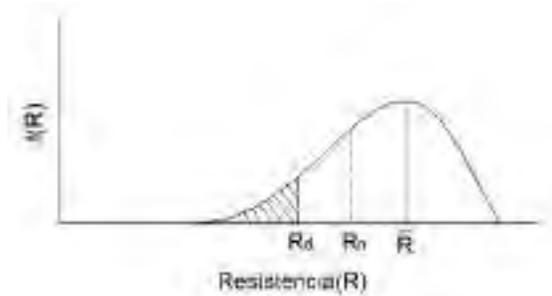
El área debajo de la curva que representa las cargas  $S_1$  y  $S_2$  entre dos abscisas, en la curva de frecuencia de carga y sollicitación ( $S$ ) indica la probabilidad de que se produzcan cargas  $S$ . Aunque la carga media  $\bar{S}$  resulta ser más indicativa de las circunstancias medias de carga en la estructura que la carga de diseño indicada  $S_d$ , para el diseño se elige una carga conservadora  $S_d$ . (Nilson Arthur H., 2001)

### 2.4.3 Incertidumbre de Resistencia (R)

Dado que las resistencias de los elementos que conforman una estructura determinan su resistencia global, se establecen resistencias mínimas prescritas de los materiales. Dado que se desconoce la resistencia real de los materiales, se trata de variables aleatorias. Además, el nivel de cuidado empleado durante la construcción determina la resistencia de la estructura, lo que a su vez indica el calibre de la supervisión y la inspección. Se desconoce la forma exacta de esta función en el caso de las cargas, pero puede determinarse a grandes rasgos mediante los datos existentes, como las estadísticas sobre la resistencia real de los materiales y la información relacionada. Actualmente se dispone de una cantidad significativa de este tipo de información, que se perfeccionará y aplicará en el futuro.

**Figura 5**

*Curva de Frecuencia para la Resistencia (R)*



La probabilidad de que se produzca la resistencia R se visualiza mediante la región bajo la curva en el gráfico de frecuencia para la resistencia (R) entre dos abscisas, como las cargas  $R_n$ . Se elige una resistencia conservadora de  $R_d$  para el diseño, sin embargo, la resistencia media  $\bar{R}$  resulta ser más indicativa de los aspectos de resistencia media en la estructura que la resistencia que se especifica para el diseño. (Nilson Arthur H., 2001).

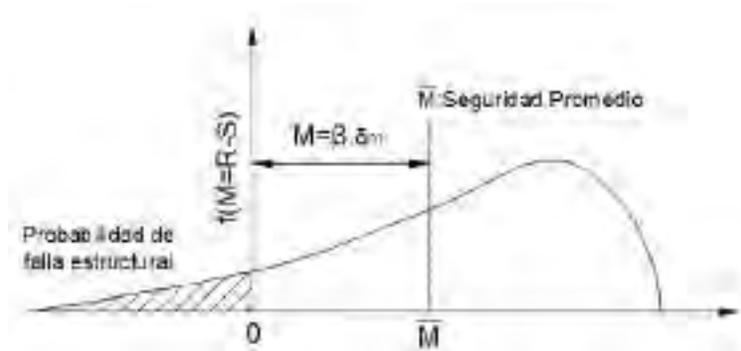
Por tanto, teniendo estas dos definiciones de carga o sollicitación (S) y resistencia (R), se pueden conceptualizar un margen de seguridad (G) de una estructura:

$$G = R - S > 0 \quad ( 2 )$$

Esto significa que si las cargas o esfuerzos que ejercen fuerza sobre la estructura son superiores a su resistencia (R), y dado que tanto R como S corresponden a variables aleatorias, el margen de seguridad (G) además es una variable aleatoria, produciéndose el fallo si G resulta inferior a 0. (Nilson Arthur H., 2001)

**Figura 6**

*Curva de Frecuencia del Margen de Seguridad Estructural (M)*



“En la curva de frecuencia de la seguridad se observa que la falla procede cuando G es menor que cero; la posibilidad de falla está representada por el área sombreada de la figura N° 6”. (Nilson Arthur H., 2001)

#### **2.4.4 Modelo de Resistencia**

“El modelo de resistencia que se encuentra relacionado con la capacidad de carga de los componentes y conexiones de las estructuras, donde típicamente son función de la resistencia de los materiales y la geometría de los elementos estructurales” (Nowak & Collins, 2013). No obstante, hay factores inciertos de resistencia que se clasifican en 3 tipos según la tabla:

**Tabla 2**

*Factores de Incertidumbre de Resistencia*

<b>Propiedades del Material</b>	<b>Fabricacion</b>	<b>Análisis</b>
Estos representan la incertidumbre de la resistencia del material, esfuerzo de rotura, módulo de elasticidad y composición química.	Este aspecto que abarca elaboración de los elementos estructurales en dimensiones, sección geométrica, momento de inercia y módulo de sección.	Aquí se tiene incertidumbre en los métodos aproximados para el análisis y la idealización de esfuerzos y deformaciones.

Fuente: (Nowak & Collins, 2013)

Es por ello que, Los parámetros mencionados determinan el modelo general de resistencia.

$$R(f'_c, f'_y, f'_{ps}, b, d, b_w, \dots \dots) \quad (3)$$

Donde:

$f'_c$ : Esfuerzo a compresion del concreto

$f'_y$ : Esfuerzo del acero de refuerzo

$f'_{ps}$ : Esfuerzo de fluencia de presfuerzo

$b, d, b_w$ : son las distintas dimensiones de un a seccion resistente

No obstante, “un modelo de resistencia (R) establecido en el código AASHTO LRFD (Bridge Design Specifications), facilita los parámetros de incertidumbres como el producto de la resistencia nominal (Rn) por el producto de 3 factores” (Nowak & Collins, 2013) en el párrafo 2.4.4 que serán representados de la siguiente manera:

- Propiedad del material como (M): “Es un Parametro que refleja la variación en la resistencia del material. Definiéndose como la relación entre las propiedades reales y nominales de los materiales, como la resistencia a la compresión del concreto o el límite elástico del acero” (Nowak & Collins, 2013)
- Fabricación como (F): “Es una variable que refleja incertidumbres en la fabricación. Definiéndose como la relación entre las propiedades reales y nominales de la sección transversal, tal como las dimensiones, modulo plástico, módulo de sección y momento de inercia” (Nowak & Collins, 2013)
- Análisis profesional como (P): “Es un factor que se define como la relación ente la capacidad de prueba (real in situ) y la capacidad prevista (según el modelo utilizado en el diseño)” (Nowak & Collins, 2013)

Por tanto, va resultando de esta manera el siguiente modelo de resistencia.

$$R = R_n * M * F * P \quad ( 4 )$$

Cada parámetro de incertidumbre del modelo de la resistencia es calculado con estimaciones el cual le corresponde parámetros estadísticos de  $\lambda_R$  y  $V_R$ , que estarán dados para cada función de los factores M, F y P, quedando el factor bias de la siguiente manera:

$$\lambda_R = \lambda_M * \lambda_F * \lambda_P \quad ( 5 )$$

Siendo  $\lambda$  el factor vías por parámetro, y también se tiene:

$$V_R = (V_M^2 + V_F^2 + V_P^2)^{1/2} \quad ( 6 )$$

V: coeficiente de variación por parámetro.

#### 2.4.4.1 Parametros Estadísticos de la Resistencia Según Diseño Inicial

(Nowak & Collins, 2013) fundamento los estudios de los parámetros estadísticos los que considera el código AASHTO LRFD, analizando vigas de concreto armado y preesforzado, donde las principales novedades de su investigación fue la consideración del comportamiento no lineal del concreto y del acero, por medio de curvas de momento curvatura, para luego plasmar sus resultados en una tabla que resumen el efecto de los factores de incidencia de la fabricación y material (FM), incidencia del análisis profesional (P) y la incidencia de los tres factores en conjunto R(M, F y P), como muestra la siguiente tabla:

**Tabla 3***Parametros Tipo Respuesta Resistente a Nivel Diseño Inicial*

Tipo de Estructura	FM		P		R	
	$\lambda$	V	$\lambda$	V	$\lambda$	V
<i>Vigas no Compuestas</i>						
Momento	1.095	0.075	1.02	0.06	1.12	0.10
Cortante	1.12	0.08	1.02	0.07	1.14	0.105
<i>Vigas Compuestas</i>						
Momento	1.07	0.08	1.05	0.06	1.12	0.10
Cortante	1.12	0.08	1.02	0.07	1.14	0.105
<i>Concreto Reforzado</i>						
Momento	1.12	1.12	1.02	0.06	1.14	0.13
Cortante	1.12	1.12	1.075	0.10	1.20	0.155
<i>Concreto Preesforzado</i>						
Momento	1.04	0.045	1.01	0.06	1.05	0.075
Cortante	1.07	0.1	1.075	0.1	1.15	0.14

Fuente: (Nowak &amp; Collins, 2013)

**2.4.4.2 Parametros Estadísticos de Resistencia Según Ejecutado en obra**

Como se mostró en la tabla N° 2 , sobre el modelo de resistencia como el producto de tres factores determinados, dichos parámetros han sido concebidos para condiciones de fabricación, materiales y análisis profesional de los Estados Unidos, entonces en un contexto diferente, como otro país, estas condiciones varían dependiendo de la calidad y técnica para fabricar los materiales resistentes, es por ello que se presentan los parámetros necesarios para un estudio a nivel de evaluación de la estructura existente.

**2.4.4.2.1 Ilustración de Modelos para el Estado Limite de Resistencia:**

Para calcular las resistencias nominales (Rn) en los componentes de **concreto armado**, que intervienen varias propiedades de los materiales y la geometría establecida y corroborada in situ se utilizaran los códigos de diseño y verificación como el Manual de Puentes del MTC., AASHTO LRFD 2017 y La Norma E-060, para determinar las Resistencias Nominales de la Superestructura que es la que sigue a continuación:

**a) Resistencia para Elementos Sometidos a Flexión.** - Acorde al Guía de Diseño de Puentes del MTC.

(2018), considera la siguiente expresión:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left( d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (7)$$

Y su cálculo del valor “c” que es la distancia del eje neutro

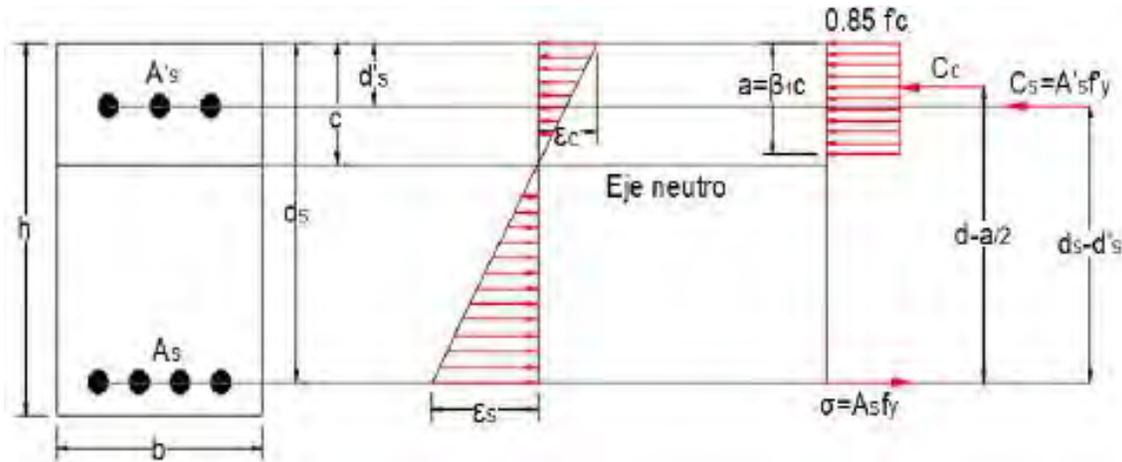
$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85c\beta_1 b + \frac{kA_{ps}f_{pu}}{d_p}} \quad (8)$$

$$k = 2(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}) \quad (9)$$

Donde se hace consideración la siguiente gráfica:

**Figura 7**

Representación Gráfica de Elementos Sometidos a Flexión



Fuente: (Angulo Soto, 2023)

Donde:

- ~  $A_{ps}$  = área de acero pretensado.
  - ~  $A_s$  = área de la armadura de tracción no pretensada.
  - ~  $A'_s$  = área de la armadura de compresión.
  - ~  $a = c \beta_1$ ; altura del diagrama de tensiones equivalente.
  - ~  $b$  = ancho de la cara comprimida del elemento.
  - ~  $b_w$  = ancho del alma o diámetro de una sección circular.
  - ~  $c$  = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida.
  - ~  $d_p$  = distancia de la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado.
  - ~  $d_s$  = distancia de la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción de pretensado.
  - ~  $d_s'$  = distancia de la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión.
  - ~  $f_{ps}$  = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión.
  - ~  $f_{pu}$  = resistencia a la tracción específica del acero de pretensado.
  - ~  $f_{py}$  = tensión de fluencia del acero de pretensado.
  - ~  $f_y$  = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura.
  - ~  $f'_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura de compresión.
  - ~  $f'_c$  = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días.
  - ~  $h_f$  = altura del ala comprimida de un elemento sección T o doble T.
- $\beta_1$  = factor para el diagrama de tensiones. (AASHTO LRFD, 2017)

Finalmente, el momento nominal para estructuras de hormigón armado es el siguiente:

$$M_n = A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y \left( \frac{a}{2} - d_s \right) \quad (10)$$

$$M_n = A'_s f_y (d_s - d'_s) + 0.85 f'_c ab \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (11)$$

Donde:

- ~  $M_n$  = Resistencia nominal a flexión de la sección determinada (kg-cm)
- ~  $A_s$  = área de acero no preesforzado (cm<sup>2</sup>).
- ~  $f_y$  = esfuerzo del acero de refuerzo para resistencia a flexión (kg/cm<sup>2</sup>)
- ~  $d_s$  = distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a flexión (cm).
- ~  $d'_s$  = distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a compresión (cm).
- ~  $a = c\beta_1$ ; ancho del bloque del esfuerzo equivalente (cm).
- ~  $\beta_1$  = factor de esfuerzo del concreto.
- ~  $f'_c$  = Resistencia a compresión del concreto especificada a los 28 días.
- ~  $b$  = Ancho alma de la viga (cm)

**b) Resistencia para Elementos Sometidos a Corte.** – Acorde a la Guía de Diseño de Puentes del MTC (2018), considera Resistencia Nominal al Cortante al valor inferior entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (12)$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (13)$$

Donde:

- ~  $V_c$  es la resistencia nominal al corte del concreto y se toma como:

$$V_c = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (14)$$

- ~  $V_s$  es la resistencia nominal al corte del acero y se toma como:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (15)$$

Donde:

- ~  $b_v$ : ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura  $d_v$  (cm).
- ~  $d_v$ : altura de corte efectiva (cm).
- ~  $S$ : separación de los estribos (cm).
- ~  $\phi$ : 0.90 (factor de resistencia por corte)
- ~  $A_v$ : área de la armadura de corte en una distancia  $s$  (cm)
- ~  $V_c$ : cortante resistente nominal del concreto (kg)
- ~  $V_s$ : cortante resistente nominal del acero (kg)
- ~  $V_p$ : componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (kg). (AASHTO LRFD, 2017)

**c) Resistencia para Elementos Sometidos a Compresión Pura o Fuerza Axial.** – Acorde a la Norma E.060, se tiene la carga resistente nominal de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_n = 0.85f'_c A_c + f_y \sum A_s \quad (16)$$

Donde:

- $f'_c$ : Resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días.
- $A_c$ : Área de la sección del concreto, descontando el área de acero.
- $f_y$ : esfuerzo del acero de refuerzo para resistencia a flexión.
- $A_s$ : área de acero.

Sin embargo, de acuerdo a la Norma E.060 (pag. 122) también considera un método empírico para determinar la carga resistente nominal para muros de carga como se muestra a continuación:

$$P_n = 0.55f'_c A_g \left(1 - \frac{kl_c}{32h}\right)^2 \quad (17)$$

Donde:

- $f'_c$ : Resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días.
- $A_g$ : Área bruta de la sección del concreto
- $l_c$ : Longitud del elemento en compresión, medido centro a centro de los nudos de Arrioste
- $h$ : Espesor del elemento sometido a compresión.
- $k$ : factor de longitud efectiva donde tomaran valores si es:
  - Restringido contra rotación en uno o ambos extremos (superior e inferior) .....0.8
  - No restringido contra la rotación en ambos extremos.....1.0
  - Para muros no arriostados en el fin de evitar el desplazamiento lateral.....2.0

Para nuestro caso las placas verticales están arriostados en ambos extremos en la parte inferior a la bóveda parabólica y en la parte superior al tablero del puente, tomando un valor de  $k=0.8$

**d) Resistencia de Elementos Sometidos a Compresion y Flexión.** - La Norma Técnica E.060, plantea la carga resistente nominal de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_n = 0.85f'_c A_c + \sum A_s f_s \quad (18)$$

Donde:

“ $A_c$ ” es el área de concreto definido por:

$$A_c = (b * h) - \sum A_s \quad (19)$$

“ $c$ ” está en función a la variable del valor de “ $a$ ”

$$c(a) = \frac{a}{\beta_1} \quad (20)$$

$$\beta_1 = \max\left[\min\left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right), 0.65\right] \quad (21)$$

Y el esfuerzo del acero de refuerzo está calculado por:

$$f_s = E_s \mathcal{E}_s \quad (22)$$

Y la deformación en la zona de tracción está dado por:

$$\varepsilon_s = \frac{c(a) - d}{c(a)} \varepsilon_u \quad (23)$$

Y el momento resistente nominal está calculado por la siguiente expresión:

$$M_n = 0.85 f'_c a b h_f \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \left( \sum A_s f_s \right) \left( \frac{h}{2} - d \right) \quad (24)$$

Donde:

- ~  $f'_c$ : Resistencia a la compresión especificada del concreto a 28 días.
- ~  $a$ : altura de conversión de acuerdo a al triangulo de Whitney
- ~  $b$ : base del elemento estructural
- ~  $h$ : peralte del elemento estructural
- ~  $d$ : peralte efectivo de la sección del elemento estructural

Así con las expresiones indicados anteriormente se construye el diagrama de interacción momento flector (M) & carga axial (P) y considerando las solicitaciones en la estructura se puede calcular el momento ultimo y la carga ultima resistente del elemento vertical.

#### 2.4.4.2.2 *Parametros Estadísticos de Resistencia Nominal:*

- a) **Resistencia a Compresion del Concreto:** de acuerdo a la investigación realizada por (Silva Campos, 2018) muestra modelos de resistencia para el concreto en compresión bajo una distribución normal, donde existen valores la desviación estándar y el factor bias de la resistencia que se presenta en la tabla de síntesis para el concreto elaborado in situ.

**Tabla 4**

*Parametros de Resistencia del Concreto - Compresion Elaborado in Situ*

Lugar de Investigación	Valor Nominal $f'_c$ (Mpa.)	Factor Bias $\lambda$	Desv. Estándar $\sigma$ (Mpa.)	Coefficiente de Variación V(%)
US, Europa y Canadá (Mirza et 1979).	$f'_c < 27$	-	-	10-20
	$f'_c \geq 27$	-	2.7-5.4	-
Suecia (Thelandersson 1993).	$f'_c = 35$	1.24	-	8.5
Alemania (Sobrino 1993).	$25 \leq f'_c \leq 45$	-	-	9-20
España (Sobrino 1993).	$25 \leq f'_c \leq 40$	1.09-1.39	2.6-4.2	6-11
Canadá (Bartlett - McGregor).	$f'_c \leq 55$	1.25	-	10
Portugal (Henriques - 1998).	$20 \leq f'_c \leq 35$	1.23-1.55	3.9-6.6	9-17
EE. UU. (Nowak - Szerszen 2003).	$21 \leq f'_c \leq 41$	1.12-1.35	1.5-4.9	4-15
	$48 \leq f'_c \leq 83$	1.04-1.19	5.4-9.0	9-12
Perú (Coronel 2003).	$21 \leq f'_c \leq 35$	1.24	-	19.8
	$21 \leq f'_c \leq 35$	1.27	3.5	16.67
Colombia (Venegas 2014).	$f'_c = 20$	1.15	3.85	16.7
	$f'_c = 25$	1.072	4.46	16.6
	$f'_c = 30$	1.07	41.3	12.9

Fuente: (Silva Campos, 2018)

- b) **Para el acero de refuerzo:** Igualmente para este punto con la investigación realizada por (Silva Campos, 2018) muestra los parámetros del coeficiente de variación y el factor bias.

**Tabla 5***Parametros para el Acero de Refuerzo Pasivo*

<b>Propiedad</b>	<b>Grado</b>	<b>F. Bias <math>\lambda</math></b>	<b>Coefficiente de Variación CV(%)</b>
EE. UU. (Nowak y Collins 2000).	40	1.11	11.6
Perú (Coronel 2003).	60	1.11	9.8
Colombia (Venegas 2014).	60	1.12	11.2
México (Téllez, G 2005).	60	1.11	10.7
	60	1.10	3.7

Fuente: (Silva Campos, 2018)

**2.4.5 Modelos de las Solicitaciones**

Similarmente al modelo de resistencia Nowak & Collins considera variables aleatorias a las solicitaciones (S), proponiendo acorde al valor nominal de la carga (A), modo en la que actúa la carga (B), que puede ser distribuida o concentrada y finalmente por modo de la idealización utilizada en el modelamiento estructural como (C), para obtener finalmente la solicitación como se muestra a continuación:

$$S = A * B * C \quad ( 25 )$$

(Nowak & Collins, 2013) señala que:

Cada parámetro de incertidumbre del modelo de la carga relaciona la variación de parámetros estadísticos como el factor de vías y media, el coeficiente de variación con 3 incertidumbres (A, B y C) indicados anteriormente, como se muestra a continuación:

$$\mu_S = \mu_A * \mu_B * \mu_C \quad ( 26 )$$

$$V_S = (V_A^2 + V_B^2 + V_C^2)^{1/2} \quad ( 27 )$$

$$\lambda_S = \lambda_A * \lambda_B * \lambda_C \quad ( 28 )$$

Siendo:

- ~  $\mu$ : Media entre la cargas y factores intervinientes.
- ~  $\lambda$ : Factor bias (relación entre la media y el valor nominal).
- ~ V: Coeficiente de variación.

Ahora las cargas consideradas dentro del modelo de solicitaciones (S) en puente son:

- Carga muerta de la estructura
- Carga viva (estática o dinámica)
- Cargas naturales o de ambiente (vientos, sismos, nieve, etc.)
- Otras cargas (colisiones)

### 2.4.5.1 Carga Muerta (D)

La carga muerta a considerar en el puente es el peso propio de los elementos estructurales como también no estructurales considerados como cargas permanentes los que se muestran a continuación:

- D<sub>1</sub>: peso propio del elemento fabricado (acero, Prefabricados de hormigón)
- D<sub>2</sub>: peso del concreto elaborado en obra
- D<sub>3</sub>: peso del asfalto (superficie de rodadura)
- D<sub>4</sub>: peso varios (barandas, accesorios de iluminación, etc.)

#### 2.4.5.1.1 Parametros Estadísticos - Carga Muerta

**Tabla 6**

*Parametros para Carga Muerta*

Componente	Factor Bias	Coefficiente de Variación
D1: Elementos fabricados	1.03	0.08
D2: Concreto hecho in situ	1.05	0.1
D3: Superficies de Rodamiento	1	0.25
D4: Otros elementos varios	1.03 – 1.05	0.08 – 0.10

Fuente: (Nowak & Collins, 2013)

#### 2.4.5.1.2 Valores Determinísticos - Carga Muerta

Según la Guía de Diseño de Puentes MTC-2018 adopta los siguientes valores:

**Tabla 7**

*Valor de Pesos que Constituyen el Peso Muerto*

Material	Peso Unitario (kgf/m <sup>3</sup> )
Agua blanda	1000
Agua salina	1020
Aceros	7850
Aluminios	2800
Arenas, tierras o gravas sueltas, arcillas	1600
Arenas, tierras o gravas compactas	1900
Asfaltos, pavimento de piedra chancada	2200
Hormigon de peso ligero	1740
Hormigon de peso normal	2400
C° Armado	2500
Acero forjado	7200
Balasto	2250
Maderas	1020
Mamposterías de piedra	2700
Rieles y accesorios	300 (kgf/m)

### 2.4.5.2 Carga Viva Estática

El peso de las personas y sus pertenencias se representa mediante la carga viva estática, que suele idealizarse como una carga que se distribuye uniformemente por todo el puente. (Nowak & Collins, 2013), los cuales considera los siguientes parámetros.

#### 2.4.5.2.1 Valores Estadísticos

De acuerdo a (National Cooperative Highway Research Program, 2003) sostiene que la carga viva para puentes tienen los siguientes parámetros estadísticos:

- Distribución: log normal
- Factor bias ( $\lambda$ ): 1.0
- Coeficiente de variación (C.V.): 18%

#### 2.4.5.2.2 Valores Determinísticos de Carga Viva Estática

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC (2018) en base a investigaciones de la Norma AASHTO LRFD 2017 propone los siguientes valores:

- Valor nominal: 367 kg/m<sup>2</sup> o 75 psi

### 2.4.5.3 Cargas Vivas Móviles

Según National Cooperative Highway Research Program (2003), reporta reseñas de entrada para las variables aleatorias de las cargas viva y muerta, donde presenta un valor estadístico calibrado para la Norma AASHTO LRFD, como se muestra a continuación:

**Tabla 8**

*Parámetros para Carga Viva Móvil y de Impacto.*

Tipología de Carga	$\lambda$	C.V	Distribución	Fuente
Carga viva	1.2	18%	Log Normal	Nowak (1999) and Moses (2001)
Amplificación dinámica un solo carril	1.13	10%	Normal	Nowak (1993)
Amplificación dinámica dos carriles	1.09	6%	Normal	Nowak (1993)

### 2.4.6 Métodos de evaluación de puentes

Existen varias técnicas para evaluar el grado de seguridad de una estructura teniendo en cuenta la incertidumbre de los materiales y las tensiones. El método descriptivo, está basado en la experiencia que los ingenieros han ido acumulando a lo largo del tiempo, el método probabilístico, basado en la teoría de la fiabilidad estructural y toma en cuenta las incertidumbres de las resistencias y tensiones presentes en la estructura utilizando la probabilidad de fallo ( $P_f$ ), y el método determinístico, que se basa en el comportamiento estructural mediante modelos teóricos corroborados y aspectos facilitados por las distintas normativas y códigos vigentes, son un ejemplo de estos métodos.

### 2.4.6.1 Métodos Descriptivos

Este método se basa en la inspección visual in situ, realizando las descripciones de su estado o condición actual considerando procedimientos normativos y la experiencia Profesional.

El objetivo principal de este método es valorar la funcionalidad y operatividad positiva de puentes, advirtiendo cualquier deterioro anticipadamente, para de esta forma dar seguridad a los usuarios, además de dar las alternativas de realizar el mantenimiento, rehabilitación, reparación o construcción de una nueva estructura de puente.

Antes de pasar a las fases de evaluación de este tipo de método, hay que reunir la información disponible sobre la estructura. En función de la información disponible, ésta debe inspeccionarse visualmente para confirmar su validez. Si falta algún dato, se deben realizar mediciones y/o pruebas para rellenar las lagunas y proporcionar una evaluación precisa.

A fin de realizar una correcta inspección de la estructura existente se tiene “La Guía para Inspección de Puentes” del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), el cual tiene por objetivo contribuir a mejorar la conservación de puentes, así como, describe los procedimientos y métodos a realizar durante las inspecciones de los puentes a fin de evaluar su deterioro. Considerando cada elemento que forma parte de la superestructura, subestructura, dispositivos de seguridad vial entre otros.

Esta intervención visual solo es realizada por ingenieros capacitados, con el fin de reportar daños, riesgos u otras acciones que la estructura enfrenta y la toma de decisión adecuada para realizar un mantenimiento inmediato, según él (MTC, 2019), para una buena inspección requiere de ensayos para dar respuesta al estado de la estructura y dar a conocer la evaluación de la misma que se describen a continuación:

#### a) Estudios o ensayos en puentes

Dependiendo del sistema estructural del puente se realizar una serie de ensayos, los que se mencionan a continuación:

**Tabla 9**

*Ensayos de Calidad de Materiales Segun la Guía de Inspección de Puentes del MTC (2019)*

N°	Ensayo o Pruebas de Calidad de los Materiales
1	Protección del acero de refuerzo: fija la ubicación y espesor de refuerzo.
2	Contenido de sales y cloruros: Tantea la cantidad de sales de cloruro.
3	Potencialidad de la corrosión: Evalúa el grado de oxidación del acero.
4	Extracción de especímenes: para ensayos a la rotura del concreto.
5	Ensayo de Esclerométrico: ensayo para estimar la resistencia del concreto.
6	Velocidad de pulso ultrasonido, evalúa la uniformidad y detecta la ubicación de las fisuras.
7	Registro radiográfico: detecta fisuras, refuerzo de acero y oquedades dentro del concreto.
8	Placas de muestra: Obtiene los esfuerzos de tracción del acero.
9	Tintes penetrantes: evalúa la adecuada soldadura de elementos de acero.

b) **Criterio de evaluación según método descriptiva para puentes**

Una vez realizado la descripción, inspección y los ensayos pertinentes se realiza la evaluación por una escala donde califica el nivel de daño cualitativamente, donde rige el criterio del profesional

**Tabla 10**

*Condiciones de Evaluación de Puentes Según la Guía de Inspección de Puentes del MTC (2019)*

Calificación	Descripción de la Condición
0	<b>Muy bueno.</b> - No se verifican problemas.
1	<b>Bueno.</b> - Existen problemas menores. Algunos elementos exponen deterioro sin valor. <b>Regular.</b> - Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran
2	disminución, algo de pérdida de las secciones, presencia de grietas, descascamientos o socavaciones, desgastes de la sección. <b>Malo.</b> - Pérdida en la sección, deterioros o socavaciones que afectan gravemente a los elementos
3	primarios. Existe la posibilidad de grietas locales, pueden presentarse hendiduras en el concreto o fatiga en el acero. <b>Muy Malo.</b> – Presenta gran avance en el deterioro del elemento estructural primarios:
4	~ Grietas de fatiga en el acero o grietas de corte en el concreto. ~ La presencia de las socavaciones compromete el apoyo de la infraestructura. ~ Advierte cerrar el puente a menos que esté controlado. <b>Pésimo.</b> – presenta gran disminución o pérdida en la sección de los elementos estructurales críticos:
5	~ Desplazamiento horizontal o vertical que afecta la estabilidad en la estructura. ~ El puente ya no permite el tráfico pero con acciones correctoras se puede normalizar el tránsito de equipos ligeros.

**2.4.6.2 Métodos Deterministas**

Se centra en la idea de calcular el coeficiente de seguridad en función a la capacidad (C) de la estructura que soporta cargas, que siempre excede con creces el impacto de la demanda (D) que se impone, su expresión es muestra a continuación:

$$\text{Coeficiente de Seguridad} = \frac{\text{Capacidad o Resistencia (R)}}{\text{Demanda o Solicitación (S)}} \quad (26)$$

Donde para establecer la seguridad de la estructura se obtiene mediante la siguiente afirmación:

- Capacidad (R) ≥ Demanda (S), entonces R/S ≥ 1,00. La estructura es segura
- Capacidad (R) < Demanda (S), entonces R/S < 1,00. La estructura es insegura

Luego partiendo de la determinación de R/S, según indicado por (Silva Campos, 2018) indica una expresión denominada factor de capacidad estructural de cargas vivas que se muestra a continuación:

$$F = \frac{U * R - \sum \alpha_D * D}{\alpha_L * L} \quad (27)$$

Donde:

- U: Factor de Resistencia
- R: Resistencia
- $\omega D$ : Factor de carga muerta
- D: Cargas muertas
- $\omega L$ : Factor de cargas vivas
- L: Cargas vivas

Para finalmente este resultado es similares a la representada anteriormente cuya evaluación puede ser:

- $F \geq 1$ . Se encuentra en estado de buena seguridad.
- $F < 1.00$ . Se encuentra en estado de posible fallo.

Esta metodología es ampliamente manejada por los códigos de muchos países, para analizar y calcular la seguridad de los diferentes elementos estructurales y en viaductos, en donde se han calibrado los factores de carga y resistencia para cálculo respectivo. Dándose mayor importancia en la presente investigación, al propuesto por el Manual Bridge Evaluation (2013) de la AASHTO. (Silva Campos, 2018)

(Umpire J, 2015), complementa este método determinista en tres niveles de índices de capacidad como muestra a continuación:

**Tabla 11**

*Clasificación del Índice de Capacidad (RF)*

Clasificador de Resistance Factor		
Índice de Capacidad (RF)	Niveles de Desempeño	Medidas a Tomar
$RF < 0.65$	Nivel Malo	Estructura tiene que ser demolida
$0.65 < RF < 1.0$	Nivel Regular	Estructura tiene que ser reforzada
$RF > 1.0$	Nivel Alto	Estructura es segura

### 2.4.6.3 Método de Confiabilidad Estructural

#### 2.4.6.3.1 Confiabilidad o Fiabilidad Estructural

Es la probabilidad de que esta no sufra falla alguna, es decir, que la estructura no sobrepase un estado limite bajo las solicitaciones externas a la cual puede estar sometida durante su vida útil.

Muchas veces, la palabra "fiabilidad" se emplea de forma ambigua e imprecisa. La fiabilidad se entiende a veces en un sentido binario: o la estructura es fiable o no lo es. "Nunca se producirá un fallo en esta estructura" es el mensaje que se envía cuando una estructura se considera fiable. El término negativo

"estructura poco fiable" suele interpretarse de forma mucho más precisa: los fallos se reconocen como aspectos inevitables de la vida y, como tales, la probabilidad o frecuencia de que se produzcan puede ser el centro de la investigación.

Este método el cual usaremos para la presente investigación, se basa en un orientación probabilista de la seguridad de la estructura donde cada criterio de la incertidumbre en base a las sollicitaciones y resistencias es posible evaluarlo de manera explícita (de forma detallada), como es el caso presente de las sollicitaciones (S) y resistencias (R) como variables aleatorias que están representadas por distribuciones de probabilidad  $f(S)$ : función de distribución de la sollicitación y  $f(R)$ : función de distribución de resistencia, y la situación del estado limite (G) que está dado por la expresión  $G = R - S$ , que establece una probabilidad de fallo,  $P_f(G)$  que podemos expresarlo del siguiente modo:

$$P_f(G) = P(G \leq 0) = P(R - S \leq 0) \quad ( 28 )$$

Como resultado, cuando la tensión o la capacidad superan la resistencia,  $G \leq 0$ , se produce un fallo en una estructura o elemento estructural. La posibilidad de fallo  $P_f$  del elemento puede representarse mediante ecuaciones si es que S y R son estadísticamente independientes.

$$P_f(G) = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(x) f_S(x) dx \quad ( 29 )$$

Donde  $f_S(x)$  es la probabilidad de que S tenga un valor entre x y  $(x+\delta x)$  en el límite, cuando  $\delta x$  llega a cero, y  $f_R(x)$  es la función de distribución acumulativa de R, definida como  $f_R(x) = P(R \leq x)$ , o la posibilidad que la resistencia actual R sea menor que algún valor de x.

la confiabilidad para variables aleatorias normales según lo indicado en la investigación por (Silva Campos, 2018), para distribuciones normales y lognormales, La secuencia en la que se determinan las mediciones de dispersión tiene en cuenta las funcionalidades requeridas:

- la media ( $\mu$ ):

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad ( 30 )$$

- la desviación estándar ( $\sigma$ ):

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad ( 31 )$$

El índice de confiabilidad  $\beta$ , según la representación de Cornell, indica el número de la desviación típica  $\sigma_G$  lo que separa al valor medio del origen de coordenadas. Esto ofrece la medida de la fiabilidad del sistema de la estructura donde, a mayor distancia entre la media  $\mu_G$  y el origen, menor será la posibilidad de fallo. Por lo tanto, el índice de confiabilidad se determina como la relación.

$$\beta = \frac{\mu_G(R, S)}{\sigma_G(R, S)} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad ( 32 )$$

Este índice es una medida que indica cuantas desviaciones estándar es necesario restarle a la media de la función de estado límite para que esta sea igual a cero, es decir:

$$(\mu_R - \mu_S) - \beta\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = 0 \quad (33)$$

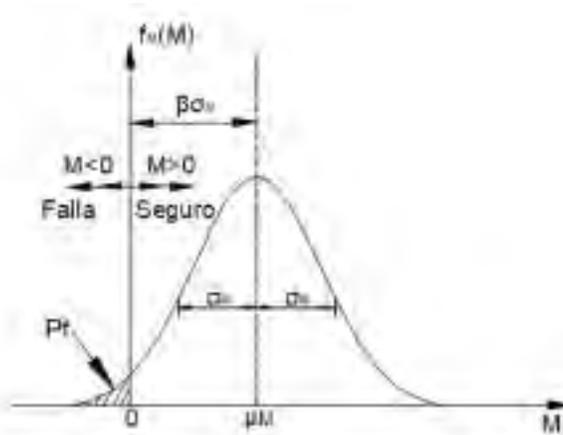
(Nowak & Collins, 2013) indica lo siguiente:

“El índice de confiabilidad es una medida de la seguridad estructural, que explica el desempeño de una estructura en términos de confiabilidad”.

Se crea una nueva distribución en la que se puede evaluar la seguridad (área bajo la curva del origen a la derecha) y el estado de fallo (área bajo la curva del origen a la izquierda) tras realizar la operación de las distribuciones de las variables, en este caso R y S ( $G=R-S$ ). Este concepto se visualiza en la siguiente figura. (Silva Campos, 2018)

**Figura 8**

*Márgenes en la Seguridad del Índice de Fiabilidad Estructural*



Fuente: (Melchers & Beck, 2017)

El índice de confiabilidad es un parametro importante para la seguridad estructural, frecuentemente es empleado como indicador de la probabilidad de fallo, segun muestra la ecuación siguiente:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (34)$$

Segun el Instituto de Ciencias de la Construccion “Eduardo Torroja” (ICCET), muestra vinculos del indice de confiabilidad con la probabilidad de falla para distribuciones normal y lognormales como se verifica en la siguiente tabla:

**Tabla 12**

*Índices de Fiabilidad y Probabilidad de fallo*

Beta ( $\beta$ )	Prob. Fallo Pf	Beta ( $\beta$ )	Prob. Fallo Pf
0.00	0.50000020	2.60	0.00466120
0.20	0.42074020	2.80	0.00255520
0.40	0.34457820	3.00	0.00135000
0.60	0.27425300	3.20	0.00068720
0.80	0.21185530	3.40	0.00033700

Beta ( $\beta$ )	Prob. Fallo Pf	Beta ( $\beta$ )	Prob. Fallo Pf
1.00	0.15865520	3.60	0.00015920
1.20	0.11506970	3.80	0.00007240
1.40	0.08075600	4.00	0.00003100
1.60	0.05479930	4.20	0.00001340
1.80	0.03593030	4.40	0.00000542
2.00	0.02275010	4.60	0.00000211
2.20	0.01390340	4.80	0.00000079
2.40	0.00819750	5.00	0.00000029

Fuente: (Gomez Lera & Alarcon Alvarez, 1992)

### 2.4.6.3.2 Niveles de Diseño basados en la Fiabilidad

Ahora JCSS “Joint Committe on Structural Safety”, clasifico distintas metodologías de comprobación para la seguridad en las próximas categorías:

**Tabla 13**

*Metodología de Verificación en la Seguridad estructural Según JCSS “Joint Committe on Structural Safety”*

Jerarquía de los Métodos de Fiabilidad Estructural					
NIVEL	Procedimientos de Cálculo	Distribuciones en Probabilidad	Funcion de Fallo	Consideracion en Incertidumbre	Resultados
1 Normas y Códigos	Calibraciones mediante método de nivel II y III	no se considera	en general lineal	Es determinista (valor característico)	factor de seguridad parcial
2	método de nivel II	Distribución normal o similar	lineal o aproximado como lineal	momentos de orden dos	probabilidades de fallo
3 metodos exactos	algoritmo de transformacion método de integraciones numéricas y simulaciones	Calculo de la normal equivalente tipo arbitrario	lineal o aproximado como lineal tipo arbitrario	variable aleatoria	probabilidades de fallo
4 método de decisión	cualquiera de los anteriores + coste generalizado				optimizaciones de costo generalizados

- **Nivel I**

Método del coeficiente de seguridad parcial. Se trata de enfoques semiprobabilísticos en los que un único valor, denominado valor nominal, define cada una de las variables del problema. Los posibles valores nominales incluyen una media, un cuantil particular, un valor característico, etc.

El valor de cálculo se determina tomando el valor nominal y aplicando los coeficientes parciales de seguridad. Por último, se evalúan la sollicitación ES y la capacidad ER a partir de los valores de cálculo de las distintas variables, y se verifica el estado límite asociado. La mayor parte de los códigos y normas de diseño estructural nacionales e internacionales siguen este proceso. Es imposible determinar la probabilidad de fallo de la estructura utilizando estos métodos.

- **Nivel II**

Se trata de técnicas probabilísticas en las que se asumen determinadas distribuciones probabilísticas para las distintas variables, normalmente representadas por la media y la desviación típica. Las normas para el diseño estructural se calibran utilizando este tipo de técnicas. A pesar de su gran utilidad en las comparaciones estructurales, las probabilidades de fallo que se obtienen son de naturaleza nominal y no deben interpretarse como valores absolutos.

- **Nivel III**

Son los métodos probabilísticos "exactos", en los que se introduce la función de distribución real por variable.

La calidad de la probabilidad de fallo depende de la información facilitada para las variables, que se calculan con precisión y se aplican en un contexto más amplio que en las fases anteriores. No hay que olvidar que el cálculo de la probabilidad de fallo no tiene en cuenta el error humano.

- **Nivel IV**

Este tipo de enfoque aprovecha el concepto de riesgo (el producto de las consecuencias de un fallo por su probabilidad de ocurrencia) como medida de fiabilidad. Es capaz de tener en cuenta factores sociales, económicos y de otro tipo. sopesar costes, ventajas e incertidumbres a la hora de optimizar diversas soluciones en un entorno empresarial.

#### ***2.4.6.3.3 Simulación Montecarlo***

“La simulación Montecarlo es un método basado en generar un conjunto de resultados numéricos (n), de una base de información (N). usando estos resultados para establecer la distribución o importancia de los parámetros estadísticos de la estructura” (Silva Campos, 2018)

La simulación es una de las herramientas fundamentales tanto en el ámbito didáctico como computacional de la estadística contemporánea. Casi todos los problemas, aleatorios o deterministas, pueden resolverse con ella, y a veces se conoce como el método de Montecarlo en alusión al método tradicional en Mónaco. Puede considerarse una réplica numérica o una representación de un hecho real.

Con la presencia de un generador de números aleatorios de alto rendimiento, los métodos de simulación de Montecarlo, que tienden a ser los más demandantes en términos computacionales, han sido utilizados en problemas de fiabilidad estructural solo en fechas recientes. A pesar de ello, los métodos han demostrado su fiabilidad para evaluar la fiabilidad o la probabilidad de fallo de un sistema.

El uso de experimentos directos para recopilar la información probabilística del sistema estudiado es una de las ventajas de los métodos de Montecarlo, sobre todo en sistemas cuyas ecuaciones son difíciles de resolver. Estas técnicas se utilizan sobre todo para lograr soluciones referentes y validar los hallazgos de diversos métodos.

La creación de una muestra aleatoria a partir del espacio de variables aleatorias, normalmente el espacio físico normalizado, es el paso fundamental del método Monte Carlo. El sistema recibe resultados para cada muestra de variables aleatorias en sus entradas. A continuación, se procede a evaluar la función de estado límite para determinar si la configuración en cuestión se encuentra en el dominio de fallo o en el dominio seguro. Tras un número suficiente de repeticiones de este proceso, se calculan los fallos, lo que permite aproximar la probabilidad de fallo. Cuando el número de ciclos se aproxima al infinito, esta probabilidad de fallo prevista se acerca más a un valor exacto. Por ello, estas técnicas se denominan exactas, aunque los resultados sean meras conjeturas.

En síntesis, el método básico de simulación de Monte Carlo por los próximos pasos a describir:

1. Describa el problema en términos de todas las variables aleatorias posibles.
2. Indique las distribuciones de probabilidad de los factores aleatorios pertinentes.
3. Determinar los valores de las variables aleatorias a partir de la función de densidad de enteros aleatorios distribuidos uniforme e independientemente.
4. Para cada colección de realizaciones de variables aleatorias, aplicar la evaluación determinista a la consulta. Determinar si el fallo está presente o ausente calculando el valor de la función de estado límite. En esta investigación, consideramos que un modo de fallo de la estructura examinada está representado por una función de estado límite  $G(x) \leq 0$ .
5. La información probabilística se recupera tras completar el paso tres y cuarto con el número adecuado de muestra y realización de variable aleatoria. Se obtiene la probabilidad de fallo con el cociente entre el número total de realizaciones (N) y el número de casos de fallo (Nf).
6. Calcule la ojiva del percentil acumulado, la media y la desviación típica.
7. Teniendo la media y la desviación estándar de lo resistente y las sollicitaciones se calcula el índice de confiabilidad estructural de cada elemento estructural.
8. Finalmente es posible verificar el tipo de sistema que presenta la estructura para calcular la probabilidad de fallo según la función distribución presentada en cada elemento estructural y se obtiene el índice de seguridad estructural del sistema con la inversa de la función de distribución de probabilidad.

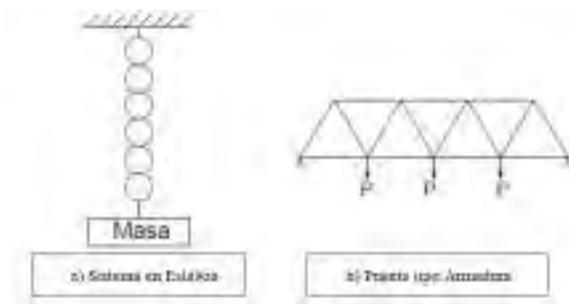
#### **2.4.6.4 Índice de Seguridad estructural**

“Para evaluar la confiabilidad estructural de todos los elementos y su interacción como conjunto (índice de seguridad estructural) se propone la determinación mediante dos sistemas como se explica a continuación” (Nowak & Collins, 2013)

**2.4.6.4.1 Sistemas en Serie o Cadena:** Se trata de la conexión menos resistente en un sistema estructural; a continuación, se presentan algunos ejemplos:

**Figura 9**

*Sistema en Serie Según Nowak & Collins (2013)*



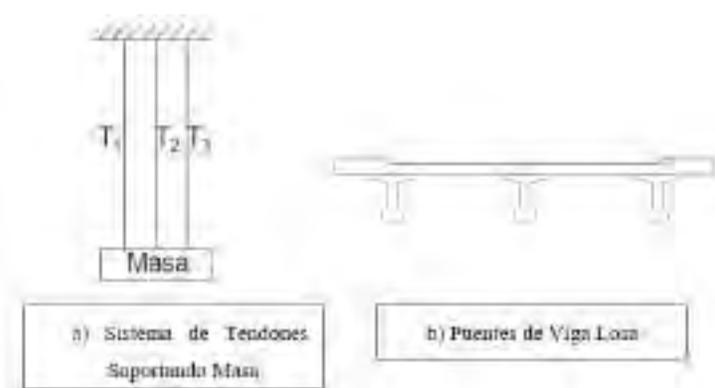
Para calcular la probabilidad de Fallo del sistema equivalente ( $P_{fs}$ ) se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$P_{fs} = P_{fA} * P_{fB} * P_{fC} * \dots * P_{fN} \quad ( 29 )$$

**2.4.6.4.2 Sistema en Paralelo:** Estos sistemas no están dispuestos en una conexión continua uno tras otro, sino que presentan diversas formas de conexiones alternas, tal como se ilustra a continuación:

**Figura 10**

*Sistema en Paralelo Según Nowak & Collins (2013)*



Para calcular la probabilidad de Fallo del sistema equivalente ( $P_{fs}$ ) se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$P_{fs} = 1 - (1 - P_{fA}) * (1 - P_{fB}) * (1 - P_{fC}) * \dots * (1 - P_{fN}) \quad ( 30 )$$

## 2.4.6.5 Niveles de Evaluación del Índice de Seguridad Estructural por el Método

### Probabilista

(Silva Campos, 2018), considera lo siguiente:

“Para este tipo de evaluación se debe verificar que el índice de confiabilidad estructural de un puente sea mayor al índice del nivel objetivo (según Códigos o Normas de Diseño de Puentes de países diversos)”

$$\beta_{objetivo} < \beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (31)$$

A continuación, se verifican niveles de seguridad admisibles de diversos códigos:

**Tabla 14**

*Nivel de Seguridad Admisible de Varios Países*

Codigo de Ref.	Indices de Fiabilidad $\beta$		Periodo de Ref.	
	Nuevos	Existentes	Nuevos	Existentes
CANADA/CSA-S6-06	3.75	2.5	100	5
LRFD USA	3.5	2.5	75	5
EUROCODIGO	4.7	4.5	100	50
ALEMAN NEN 8700	4.3	3.3	100	15
AUSTRIA ONR 24008	4.3	4.3	100	-
SUIZA SIA 269	4.3	4.3	100	-

Fuente: (Silva Campos, 2018)

Sin embargo, para la presente investigación también se considera el análisis de confiabilidad formulado por (Army Corps of Engineers, 1997), de los elementos estructurales que conforman el puente San Juan y relaciona el índice de confiabilidad  $\beta$  con el nivel de desempeño de la estructura, como se anota en la siguiente tabla.

**Tabla 15**

*Relación del Índice de Confiabilidad ( $\beta$ ), Probabilidad de Fallo ( $P_f$ ) y Nivel de Desempeño Según Army*

*Corps Of Engineers-1997*

Índice de Confiabilidad ( $\beta$ )	Probabilidad de Fallo ( $P_f$ )	Nivel de Desempeño
0.00	0.50	Esta en Falla
1.00	0.160	Esta en Peligroso
1.50	0.0700	Es Insatisfactorio
2.00	0.02300	Es Pobre
2.50	0.006000	Esta Bajo el promedio
3.00	0.0001000	Esta Arriba del promedio
4.00	0.00003000	Es Bueno
5.00 a mas	0.000000300	Es Alto

## 2.5 Patologías en Elementos Estructurales del Concreto Armado

Derivada de las palabras griegas "pathos" (enfermedad) y "logos" (estudio), la patología puede definirse en sentido amplio como aquel estudio de distintas enfermedades. Acorde al contexto de la construcción, es la rama de la ingeniería que investiga ciertos inconsistencia de las construcciones civiles o, dicho de otro modo, el análisis de los elementos que da lugar al diagnóstico del problema. (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017)

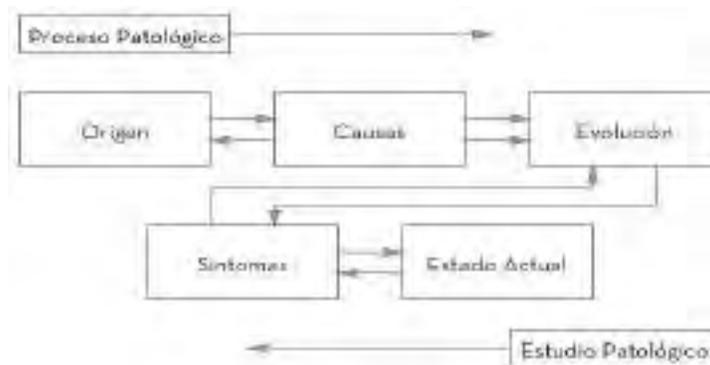
Las anomalías presentes en un componente, que pueden señalar un posible fallo que amenace la durabilidad, funcionalidad y seguridad de la estructura, se denominan sintomatologías de las estructuras de hormigón.

### 2.5.1 Patologías en Elementos de Concreto Armado (Columnas y Vigas).

Para comprender un fallo constructivo, primero debemos comprender sus causas, su desarrollo, su método, sus síntomas, su génesis y su situación actual. El proceso patológico se compone de varios elementos. Como se evidencia en la ilustración que sigue.

#### Figura 11

Secuencia del Proceso del Estudio de Patologías



Fuente: (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017)

Los agentes que causan los problemas patológicos se pueden clasificar en la siguiente descripción:

- Causas indirectas: son aspectos intrínsecos del diseño de la obra, como la forma y disposición de la composición química de los materiales; casi siempre son el resultado de una mala ejecución del sistema constructivo o de un diseño incorrecto, los cuales pueden ser:
  - Etapa de diseño. - Se correlaciona con una de las causas principales de trastornos durante la etapa de diseño, que es la falta de investigaciones tempranas.
  - Ejecución. – problemas derivados de errores cometidos durante el vertido, colocación, compactación y curado del hormigón durante la construcción, como consecuencia de no seguir las especificaciones técnicas.

- Materiales. - Se trata de materiales defectuosos, que pueden ser consecuencia de errores durante su selección o producción, provocando la pérdida de las propiedades originales del material.
- Mantenimiento. - factores inherentes al mal uso de la estructura que no fueron previstas, también por falta de mantenimiento periódico.
- Causas directas: provocado por actos que inician el deterioro de la estructura, que puede ser:
  - Físicas. - acciones físicas causadas por agentes atmosféricos como el ciclo de hielo y deshielo, retracción, efecto termico, desgastes, ataques por fuego y erosiones.
  - Químicas. - estas causas inducen a reacciones en el material al estar en contacto con sustancias químicas dañinas en forma líquida, gaseosa o sólida, provocando la desintegración del hormigón que pueden ser reacción álcali, agentes agresivos (aguas blandas, cloruros, sulfatos), sales, carbonatación, corrosión y eflorescencias.
  - Biológicas. - La aparición de organismos en los elementos estructurales es el resultado de esta actividad, que también afecta negativamente al medio ambiente y a la estética. Esta acción ocasiona una variedad de daños y fallos, incluyendo la afectación de la permeabilidad, resistencia y la alteración de los compuestos del hormigón endurecido. Entre los signos más comunes se encuentran el deterioro biológico del hormigón, la corrosión biológica de los metales y la biocorrosion de los hidrocarburos.
  - Mecánicas. - Estas actividades son tareas no planificadas que provocan tensiones mecánicas; cargas y sobrecargas, movimientos, colisiones y abrasión son algunas de las principales causas de este tipo.
    - Cargas y sobrecargas. - Las limitaciones estructurales para absorber esfuerzos pueden resultar en tensiones excesivas en los materiales, dando lugar a la formación de lesiones correspondientes:
    - Compresion. - es la condición tensional que experimenta un elemento cuando se opone a presiones que se dirigen hacia el interior y son perpendiculares a su sección, provocando su acortamiento.
    - Tracción. – es la condición que experimenta un elemento cuando soporta un conjunto de presiones que se dirigen hacia el exterior, estirando el elemento, y son perpendiculares a su sección.
    - Flexión. – tensiones generadas por fuerzas que actúan de manera perpendicular a la estructura y por momentos específicos con dirección paralela a la sección.
    - Cortante. – tensión provocada por fuerza paralela a la sección transversal del elemento.

- Torsión. – carga de fuerza paralela a la sección, pero sin cruzar el eje perpendicular a la sección, así como de momentos localizados con dirección al eje perpendicular de la sección.

### 2.5.2 Daños en Elementos de Concreto Armado (Columnas Y Vigas).

A lo largo de su vida útil, el hormigón puede sufrir daños que modifiquen su composición interna y sus características. Algunos defectos pueden haber estado presentes desde el momento de su concepción o construcción, otros pueden proceder de agresiones sufridas en algún momento durante su periodo de utilidad y otros podrían haber ocurrido como resultado de accidentes, según (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017) La siguiente tabla ilustra cómo se clasifican las grietas y fisuras acorde al tamaño de su apertura.

**Tabla 16**

*Clasificación de Fisuras de Acuerdo a su Espesor*

<b>Clasificación de Fisuras y Grietas</b>	
<b>Tipo</b>	<b>Descripcion</b>
Microfisura (espesor < 0.05 mm)	Estos carecen de mayor relevancia.
Fisura (0.1 < espesor <0.2 mm)	Estos son poco peligrosas, a menos que estén en un ambiente agresivo, que puede ser afectada por la corrosión.
Macrofisura (0.2 < espesor < 0.4 mm)	Estos son fisuras que pueden tener consecuencias estructurales de mayor importancia.
Grieta (0.4 < espesor <1 mm)	Estos generan disminución en la capacidad al sismo. Deben ser desocupados y proceder a una recuperación temporal.
Dislocación (espesor > 5 mm)	Estos dan una disminución importante en la capacidad al sismo. Donde se procede con una evaluación decisiva y urgente, para fijar si es procedente su demolición).

Fuente: (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017)

#### 2.5.2.1 Lesiones de Origen Mecánico del Concreto

Las lesiones derivadas de acciones mecánicas, como sobrecargas, cargas, impactos, movimientos y abrasión, se clasifican en:

**2.5.2.1.1 Deformaciones.-** se consideran modificaciones morfológicas provocadas por la aplicación de una tensión externa a una parte constructiva. (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017)

**2.5.2.1.2 Grietas.-** Las grietas del concreto son averías que resultan de detenciones de la resistencia del material. En consecuencia, ver y examinar las fracturas en estas estructuras puede ayudar a identificar las razones profundas de la manifestación.

Dependiendo de la armadura, en particular de la denominada transversal, la anchura de las fisuras en los casos previos a la rotura de pilares puede aumentar. En otras palabras, podemos

aumentar la ductilidad del elemento y, por tanto, su habilidad para alertarnos de la condición de agotamiento al hacerlo más capaz de provocar fisuras más amplias antes de colapsar.

Dado que estos factores de tensión pueden surgir de diversas maneras, como se muestra a continuación, debemos evaluar el tipo de fractura en cada situación al estudiar las fisuras inducidas por tensiones que crean tensiones internas en los componentes de concreto armado (columna y viga). Según (Garzon y Landin, 2017) muestra el tipo de grietas en columnas y vigas.

## 1) Columnas

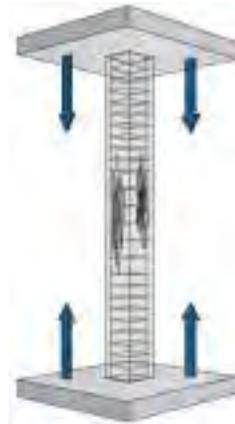
### Grietas por compresión

Los materiales con menor resistencia experimentan pérdida de adherencia debido a las fuerzas de compresión, y la carga actúa en puntos específicos cuya intensidad supera considerablemente la capacidad de carga de la estructura.

El aplastamiento se produce cuando se supera la resistencia a la compresión y se manifiesta por pequeñas grietas (de 0,05 a 0,15 mm) paralelas al eje del pilar, pero que no coinciden con la posición de la armadura. La aparición de estas fracturas indica el inicio del fallo antes de que el pilar alcance entre el 85 y el 90% de su capacidad portante. Además, las barras suelen ceder, lo que provoca el desprendimiento de los revestimientos. En la figura adjunta puede verse cómo se ha roto la columna sometida a un peso tal que no podía soportar.

**Figura 12**

*Grietas por Compresion en Columns*



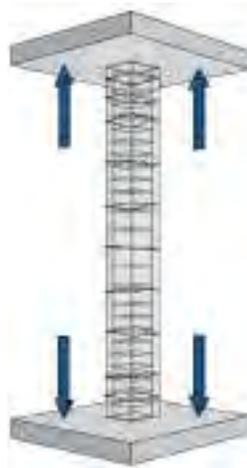
### Grietas por tracción

Es poco frecuente en elementos verticales de concreto armado, se manifiesta como grietas múltiples y significativas que recorren la longitud del elemento perpendicularmente a la armadura principal de acero. Si el pilar no está debidamente reforzado, no sólo se agrietará y se separará horizontalmente, sino que además colgará de la estructura. Sin embargo, si la columna está suficientemente reforzada, se seccionará por completo debido a las pequeñas fisuras expuestas.

Este mal es peligroso, ya que puede alterar el esquema de funcionamiento global de la construcción, haciéndola capaz de soportar fuerzas para las que no estaba prevista y provocando, en última instancia, el derrumbe de la obra. La parte superior de un pilar insuficientemente reforzado se rompe en la figura adjunta como consecuencia de las cargas axiales de tracción que se iniciaron con el movimiento de los cimientos.

**Figura 13**

*Grietas por Tracción en Columnas*

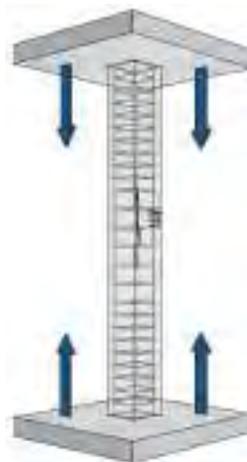


### **Grietas por flexión**

Las grietas por tensión se ven alterados cuando ocurre un momento flector mayor de lo esperado, lo que provoca la aparición de estas fracturas en la parte superior o inferior de los pilares de forma horizontal. Como exhibe en la figura, el daño se manifiesta como pequeñas fisuras horizontales que se limitan a un lado de la columna.

**Figura 14**

*Grietas por Flexión en Columnas*



### **Grietas por cortante**

Los elementos más vulnerables son los pilares que no tienen una sección transversal o un refuerzo suficientemente adecuados para soportar los esfuerzos anteriormente mencionados. Los fallos por cortante en pilares son poco comunes; ocurren en pilares de estructuras de primer nivel expuestos a grandes empujes horizontales o tensiones cortantes severas. Solo pueden aparecer unas pocas o quizás solo una fractura. El daño se caracteriza por grietas en dos de los lados horizontales del pilar y en los otros dos lados con ángulos de  $60^\circ$ .

**Figura 15**

*Grietas por Cortante en Columnas*



### **Grietas por torsión**

Las grietas de torsión, que tienen una configuración helicoidal y una inclinación opuesta a ambos lados de la estructura, son similares a las grietas de cizalladura en el sentido de que surgen al aplicarlo dentro del eje longitudinal del elemento de construcción. Su aparición es más pronunciada cuando la armadura transversal es menor, esto es observable en la figura 11.

**Figura 16**

*Grietas por Torsión en Columnas*



## 2) Vigas

### Grietas por compresión

Aunque parezcan inocuas, las roturas en las zonas de compresión de las vigas de concreto pueden ser bastante perjudiciales. Estas roturas suelen producirse en vigas con una sección transversal pequeña y un alto contenido de acero. Surgen en dos escenarios de agrietamiento: en situaciones de compresión, a máxima compresión en una viga de soporte se localiza en su parte superior en dirección al centro de la luz; y en el caso de una viga que forma un pórtico continuo, las compresiones más intensas se generan en el lado inferior en la conexión con la columna, como se puede verificar en la figura siguiente.

**Figura 17**

*Grietas por Compresion en Vigas*



### Grietas por Tracción

Cuando las presiones de tracción sobre la viga de concreto armado superan el 10.00% de la resistencia sometidos a compresión del concreto, empiezan a aparecer estas fisuras. Cuando la carga supera la capacidad de la viga para absorber esta tensión, se generan grietas perpendiculares a lo largo de toda la sección en la viga, como se exhibe en la figura.

**Figura 18**

*Grietas por Tracción en Vigas*



### **Grietas por Flexión**

Cuando una viga se dobla, desarrolla grietas en la región donde el momento de flexión es mayor, que se encuentra en el medio de la luz de la cara inferior, y en los apoyos o cerca de ellos. Si la viga es continua, esto da lugar a momentos de empotramiento negativos, que fracturan la cara superior del elemento estructural. Cuando hay demasiado, las fisuras suelen ser delgadas y numerosas, pero la rotura ocurre porque el concreto se aplasta en las zonas comprimidas. Por otro lado, una armadura insuficiente resulta en menos fisuras en general, pero con aberturas más amplias en cada fisura. Esto se aprecia en la figura adjunta, el ancho de la grieta es dependiente de factores como el aumento de las tensiones.

**Figura 19**

*Grietas por Flexión en Vigas*



### **Grietas por cortante**

Las grietas por fallo de cortante son extremadamente peligrosas y pueden ocurrir rápidamente. La cantidad de refuerzo transversal afecta la duración del período de advertencia, pero cuando hay un refuerzo insuficiente, la ruptura ocurre de inmediato. En los puntos de corte más altos, cerca de los soportes, se encuentran los estados de tensión, que son perpendiculares al elemento estructural. Como se aprecia en la imagen adjunta, las grietas se desarrollan hacia arriba, formando ángulos de  $45^\circ$  a medida que se extienden a lo largo de toda la columna de la altura del elemento, comenzando en una de las cuerdas de tensión.

**Figura 20**

*Grietas por cortante en Vigas*

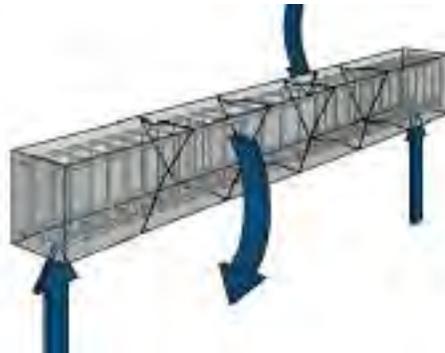


### **Grietas por torsión**

Como se observa en la imagen adjunta, esta solicitación es visible al momento de aplicar en el eje longitudinal del elemento estructural. Se manifiesta de manera inversa al cortante, formando fracturas helicoidales con un ángulo de 45°.

**Figura 21**

*Grietas por Torsión en Vigas*



#### **2.5.2.1.3 Desprendimientos**

Otro deterioro común en el hormigón es el llamado desprendimiento, que consiste en la separación incontrolada del revestimiento del núcleo del elemento, que puede manifestarse como una separación parcial o total del soporte. Por lo general, este deterioro es el resultado de daños anteriores, como grietas y deformaciones, que pueden causar varios tipos de desprendimientos según (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017)

- Escamado (Scaling). – Se trata de la pérdida de incrustación superficial del concreto a medida que se endurece. Existen tres formas diferentes de descamación: grave, implica pérdida de partículas del árido grueso y del mortero hasta 20 mm de profundidad, y media, implica pérdida de mortero hasta 5-10 mm de profundidad.
- La descamación leve no revela el árido grueso del hormigón.
- Descantilladura (Spalling). - Es la pieza que se separa de una masa debido a un impacto; puede ser ovalada, redonda o alargada, y presenta un diámetro de 150 mm y una profundidad de más de 20 mm.
- Pop-out. – Caracterizado por desprendimientos pequeños en porciones de una superficie del concreto frecuentemente cónicos.
- Delaminación (Delamination). – En general, puede identificarse golpeando suavemente la superficie. Se entiende por tal la separación de múltiples capas del revestimiento con respecto al sustrato en un plano adyacente a la superficie de los elementos.

### 2.5.3 Evaluación de las Grietas

La evaluación e identificación de las grietas como su ubicación y extensión es importante porque indican los problemas estructurales actuales y futuros, tomando en consideración las condiciones actuales de carga, Si las grietas hacen que la estructura pierda demasiada resistencia, rigidez o durabilidad, o si impiden de forma significativa su capacidad de funcionamiento, hay que arreglarlas. (ACI 224, 1993).

### 2.5.4 Clasificación de las Grietas

Los daños detectados en las estructuras se clasificarán utilizando como guía la tipología de los elementos estructurales, donde se tomará como referencia la clasificación según (Campos , Gutierrez , & Martinez, 1996).

**Tabla 17**

*Tipo de Daños más Comunes en Vigas y/o Columnas*

<b>Elemento</b>	<b>Tipo de Daño</b>	<b>Causa</b>
Columna	Grieta diagonal	Cortante o torsion
	Grieta vertical	
	Desprendimientos de recubrimiento Aplastamiento del concreto y pandeo de barras	Flexo-compresion
Vigas	Grieta diagonal	cortante o torsion
	Rotura de estribo	
	Grieta vertical	Flexion
	Roturas en el refuerzo Aplastamiento en el concreto y pandeo de barras	Torsion
Union Viga Columna	Grieta diagonal	Cortante
	Fallas por adherencia del refuerzo de vigas	Flexion
Muros de concreto	Grieta diagonal	Cortante
	Grieta horizontal	
	Aplastamientos del concreto y pandeo en barras	Flexo-compresion

Fuentes: (Campos , Gutierrez , & Martinez, 1996).

Por consiguiente, si se conoce la anchura de la grieta existente en los componentes estructurales de concreto armado, se podrá clasificar experimentalmente el alcance de los daños, según la tabla adjunta.

**Tabla 18**

*Clasificación y Evaluación de Daños*

<b>Daño</b>	<b>Descripcion</b>
Estructural ligero	<ul style="list-style-type: none"> <li>Grieta menor al 0.50 mm de ancho</li> </ul>
Estructural fuerte	<ul style="list-style-type: none"> <li>Grieta entre 0.50 a 1.00 mm de ancho</li> </ul>

Daño	Descripción
Estructural grave	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Grieta mayor a 1.00 mm de ancho</li> <li>• Desprendimiento del recubrimiento en las vigas y columnas.</li> <li>• Aplastamiento en el concreto, rotura de los estribos y pandeo de refuerzo de acero en las columnas y los muros.</li> </ul>

Fuente: (Duarte Bonilla, Martínez Chavarria, & Santamaria Dias, 2017)

### 2.5.5 Cuantificación de Daños

Para la cuantificación de daños encontrados en los elementos estructurales, se procede a representar el daño estructural mediante criterios para reducir la rigidez de los elementos que se vieron perjudicados por grietas según la Norma del Código de concreto armado de Nueva Zelanda, el Reglamento para concreto estructural ACI 318S-05, Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines (ASCE 2000) y los Factores de Reducción Paulay y Priestley (1992) que proporciona valores para reducir la inercia de elementos estructurales.

#### 2.5.5.1 Factores de Reducción Propuestos por Diferentes Códigos

- **Código de Diseño de Concreto Armado de Nueva Zelanda**

Los factores de reducción del Código de Hormigón Reforzado de Nueva Zelanda se ajustan para tener en cuenta los distintos tipos de elementos estructurales:

- ~ Vigas: 0.35I<sub>g</sub>
- ~ Columnas: 0.40 – 0.70I<sub>g</sub>

- **Reglamento para concreto Estructural ACI 318S-05**

Además de su uso en un análisis elástico de primer orden general de pórticos para determinar los desplazamientos laterales de la losa, se sugieren valores adecuados de los factores de reducción del momento de inercia para la sección no agrietada para emplearlos en un análisis de segundo orden. Los cuales son:

- ~ Vigas: 0.35 I<sub>g</sub>
- ~ Columnas: 0.70 I<sub>g</sub>
- ~ Muros no agrietados: 0.70 I<sub>g</sub>
- ~ Muros Agrietados: 0.35 I<sub>g</sub>

- **Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines (ASCE 2000)**

**Tabla 19***Rigidez Efectiva en Elementos de Acuerdo a FEMA 356*

Componente	Rigidez de Flexión	Rigidez de Corte	Rigidez Axial
Vigas no pre-esforzadas	$0.5 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	-
Vigas pre-esforzadas	$E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	-
Columnas en compresión debido a las cargas de diseño en gravedad $\geq 0.5f'c \cdot A_g$	$0.70 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas en compresión. debidas a las cargas de diseño en gravedad $\leq 0.3f'c \cdot A_g$ o con tensión.	$0.50 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros no Agrietados	$0.80 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros Agrietados	$0.50 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	$E_c A_g$

Fuente: (Burgos Namuche &amp; Pique del Pozo, 2007)

- **Factores de Reduccion Paulay y Priestley**

**Tabla 20***Momentos de Inercia efectiva en Elementos Según Paulay y Priestley*

Elemento	Rango de $I_e$	$I_e$ Recomendado
Vigas Rectangulares	0.30 a 0.50 $I_g$	0.40 $I_g$
Vigas T y L	0.25 a 0.45 $I_g$	0.35 $I_g$
Columnas		
$P > 0.5f'c \cdot A_g$	0.70 a 0.90 $I_g$	0.80 $I_g$
$P = 0.2f'c \cdot A_g$	0.50 a 0.70 $I_g$	0.60 $I_g$
$P = -0.05f'c \cdot A_g$	0.30 a 0.50 $I_g$	0.40 $I_g$

- Fuente: (Burgos Namuche & Pique del Pozo, 2007)

**2.6 Términos Básicos**

- **Análisis Estructural:** Ciencia que se centra en predecir cómo se comportará o funcionará un edificio bajo cargas específicas y/o influencias externas como cambios de temperatura y movimiento.

- **Arco:** Elemento resistente que recibe o toma cargas verticales y los convierte en empujes laterales que van a lo largo de su curva antifunicular y colocan a los elementos del arco en estado de compresión, lo que hace que estos elementos produzcan fuerzas internas predominantemente de compresión.
- **Cargas Muertas:** Las que no cambian de tamaño o ubicación durante el transcurso de la estructura. (Nilson Arthur H., 2001).
- **Cargas Vivas:** Las cargas de los ocupantes en las estructuras y las cargas del tráfico en los puentes, que pueden fluctuar en posición, tamaño y distribución a lo largo de su vida útil y pueden estar presentes en parte o totalidad. (Nilson Arthur H., 2001).
- **Coefficiente de Variación:** Podemos analizar las dispersiones de los datos dispersos entre sí, así como la desviación de datos relativos a la media, utilizando esta medida de dispersión, que tiene una definición matemática como el cociente de la desviación típica y la media.
- **Confiabilidad Estructural:** es la probabilidad de que la estructura se comporte adecuadamente durante toda su vida útil. (Sanchez Campos, 2017).
- **Concreto Armado:** tecnología de construcción que combina el uso de barras de acero con hormigón.
- **Curva Antifunicular:** Es aquella curva que pasa por el centroide de la sección tal que los esfuerzos que se produzcan en la sección sean puramente de compresión.
- **Estado Actual:** Fase en la que se describe el estado actual de la obra; aquí se tiene que recopilar información sobre la situación necesaria para el proceso patológico en ese momento, incluidas las lesiones que se hayan producido como signos observables de degradación. (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017).
- **Estructura:** Grupo de componentes combinados para soportar cargas de cualquier tipo. Se dividen en varias categorías, entre ellas las estructuras distintas de los edificios, e incluyen las estructuras de edificios. (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017).
- **Evaluación:** Evaluación técnica basada en toda la información disponible para determinar el estado de un puente y el alcance de las obras de reparación necesarias. (Cain Guambo & Arcos Armijos, 2016), mientras que acorde a la Real Academia Española evaluar es apreciar, estimar, calcular el valor de algo.
- **Evaluación Determinista:** enfoque que utiliza factores de carga para evaluar la capacidad estructural de la carga viva de un puente.
- **Evaluación Probabilística:** Utilizando una combinación de herramientas de cálculo estructural, resultados experimentales y simulación numérica de estadística, este método aproxima el estado de funcionamiento de un puente a la realidad y permite verificar la seguridad estructural de los puentes actualmente en servicio.
- **Factor Bias:** Parámetro estadístico para la consideración de la incertidumbre en la resistencia o sollicitación.

- **Factor de Capacidad:** “Expresiones que son usadas para determinar la capacidad segura de carga, que relacionan la resistencia sobre la sollicitación” (AASHTO LRFD, 2017).
- **Falla Estructural:** Condición en la que se superan o sobrepasan las tensiones del estado límite de seguridad, lo que provoca diversos modos de fallo, como corrosión, deformaciones graves y agrietamiento. (Nowak & Collins, 2013).
- **Fallo:** Pérdida de la capacidad de una estructura para llevar a cabo una determinada tarea. (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017).
- **Funcionalidad:** Cuando un puente o componente para satisfacer las exigencias de sus circunstancias operativas. (Cain Guambo & Arcos Armijos, 2016).
- **Índice de Confiabilidad:** medida de seguridad estructural que describe el comportamiento de una estructura utilizando la función de probabilidad inversa de fallo. (Nowak & Collins, 2013).
- **Inspección:** una serie de operaciones técnicas sistemáticas y metódicas que proporcionan los datos esenciales para la evaluación del estado de conservación de la estructura en un momento dado. (Garzon Guzman & Landin Romero, 2017).
- **LRFD:** Diseño por factores de carga y resistencia.
- **Muestra:** “Subconjunto de mediciones seleccionados de la población en interés” (Mendenhall, Beaver, & Beaver, 2020).
- **Media:** Una colección de "n" mediciones que es igual al total de las mediciones dividido por "n" se conoce como media aritmética o promedio. (Mendenhall, Beaver, & Beaver, 2020).
- **Método LRFD:** Estipula que, para cumplir los objetivos de contractibilidad, seguridad y utilidad, los puentes deben construirse para determinados estados límite, teniendo en cuenta factores como la economía, la estética y la sencillez de inspección. (Garcia Rossell, 2006)
- **Puente:** “Cualquier estructura que tiene una abertura no menor de 6.10m (20 ft) que forme parte de una carretera principal o que se encuentre sobre o debajo de una carretera” (AASHTO LRFD, 2017)
- **Poblacion:** “Conjunto de mediciones de interés para el investigador” (Mendenhall, Beaver, & Beaver, 2020).
- **Patología:** “Estudio sistemático de daños y fallas que pueden sufrir las estructuras de concreto, analizando sus causas y consecuencias para poder determinar el mejor método de intervención que permita recuperar las condiciones de desempeño de la estructura afectada, estas se identifican mediante una inspección ocular y ciertos determinantes que inciden sobre la estructura” (Cabrera Cardenas & Beltran Veloza, 2019).
- **Resistencia:** La capacidad de un átomo o grupo de elementos para tomar represalias contra actos sin descomponerse.

- **Resistencia Nominal:** “Resistencia de un componente o conexión a los efectos de la fuerza según lo indicado por las dimensiones especificadas en los documentos del diseño y por las tensiones, deformaciones o resistencias especificada de los materiales permisibles” (AASHTO LRFD, 2017)
- **Seguridad Estructural:** “Es la resistencia requerida de las estructuras para que tenga un comportamiento adecuado de las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella, en su ciclo de vida” (Nilson Arthur H., 2001).
- **Simulación Monte Carlo:** “Técnica del análisis de confiabilidad estructural, basado en cálculo de la repetición del evento para simular las condiciones del fenómeno analizado” (Wisniewski DawidF., 2007).
- **Solicitación:** La carga máxima que puede soportar una estructura durante su vida útil se compone de dos partes: la carga viva, que es el tráfico de vehículos previsto en el puente, y la carga muerta, que corresponde el peso propio estructural.
- **Vida Útil:** En el periodo posterior a la puesta en servicio es cuando deben mantenerse los requisitos de funcionamiento, seguridad y aspecto adecuado. (Sanchez Campos, 2017).

## **2.7 Hipótesis**

### **2.7.1 Hipótesis General**

- La evaluación y el análisis del índice de seguridad estructural del puente San Juan en el distrito Pomacanchi del departamento del Cusco demuestra la eficiencia de la construcción generada.

### **2.7.2 Hipótesis Especifica**

- El grado de compatibilidad entre los planos de ejecución de la obra y la estructura del puente San Juan afecta a la fiabilidad de la construcción realizada.
- El grado de desempeño estructural del puente San Juan contribuye con la identificación de las debilidades de la estructura existente.

## CAPITULO III: DISEÑO METODOLOGICO

### 3.1 Enfoque del estudio

Según (Hernandez Sampieri, 2014), El uso de mediciones numéricas y análisis estadísticos para verificar ideas mediante la recopilación de datos se conoce como método cuantitativo. Busca verificar hipótesis e identificar tendencias de comportamiento. Por tanto, el presente estudio tiene un enfoque **CUANTITATIVO**, porque los datos recolectados son producto de mediciones y se obtendrán resultados numéricos para dar respuesta a la hipótesis planteada.

### 3.2 Tipo de Investigación

Para (Vargas Cordero, 2009):

La investigación aplicada recibe el nombre de investigación práctica o empírica que se caracteriza porque busca la aplicación o utilización de los conocimientos adquiridos, a la vez que se adquieren otros, después de implementar y sistematizar la práctica basada en investigación.

La presente responsabilidad corresponde a una investigación **APLICADA**; produce un enfoque disciplinado, estructurado y metódico de la interpretación de la realidad, ya que hace uso de la información que existe y de los resultados del estudio.

### 3.3 Nivel de Investigación

Para (Parella Stracuzzi, 2006) señala: “El nivel de investigación descriptivo tiene como propósito interpretar realidades de hecho, incluye descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual”

Por tanto, es **DESCRIPTIVO** según el nivel investigativo puesto que describiremos el estado o la condición en la que se encuentra la estructura del puente San Juan.

### 3.4 Diseño de la Investigación

Para (Parella Stracuzzi, 2006) señala: “Un diseño no experimental cuando se realiza sin manipular en forma deliberada ninguna variable, se observan los hechos tal y como se presentan en su contexto real, para luego analizarlos” Por lo tanto, según el diseño es **NO EXPERIMENTAL Y TRANSVERSAL** ya que las variables independientes ya sucedieron y no son intervenidas, además los datos recolectados es en un determinado tiempo, como es el caso de toma de medidas, resistencias y observación visual de la estructura del puente San Juan.

### **3.5 Población de Estudio**

Puentes de la región de Pomacanchi en la provincia de Acomayo conforman la población de estudio.

### **3.6 Muestra**

Situado entre los distritos de “Pomacanchi” y “Livitaca”, en las provincias de “Acomayo” y “Chumbivilcas”, la estructura del puente San Juan sirve de muestra para la investigación.

### **3.7 Unidad de Análisis**

Lo componen los elementos estructurales que conforman a la superestructura del Puente San Juan como la bóveda parabólica, placas verticales, vigas y losa del puente San Juan, Ubicado entre los distritos de “Pomacanchi” y “Livitaca de las provincias de Acomayo y Chumbivilcas”.

### **3.8 Técnicas e Instrumentos de Recolección De Datos**

#### ***3.8.1 Técnicas de Investigación***

En el estudio se realizó diversas técnicas empleadas para recabar datos como se muestran en seguida:

- a) Recolección de medidas de la configuración estructural. – Se realizó las mediciones de los elementos estructurales como estribos, Boveda Parabolica, placas verticales, vigas longitudinales, vigas transversales y la losa del puente, dichos datos se obtuvieron mediante dos formas indagatorias:
  - Mediante los datos del expediente tecnico. - se solicitó la documentación necesaria a la Gerencia Regional de Transportes y comunicación cusco (GRTC) entre ellos los planos de estructuras del proyecto “Creación del Puente Carrozable San Juan Sobre el Rio Apurimac en los Distritos de Pomacanchi y Livitaca de las Provincias de Acomayo y Chumbivilcas del Departamento del Cusco”
  - Mediante la medición directa in situ del dimensionamiento de las componentes estructurales mencionados para la verificación de sus dimensiones reales durante su construcción.
- b) Verificación de alineamientos horizontal y vertical de la estructura del puente. - Se verificaron los alineamientos horizontales respecto al eje del puente, como también los alineamientos verticales de las placas y estribos de la estructura y se determinando las pendientes y el radio de giro de ingreso de los accesos hacia el puente San Juan.
- c) Medición de la capacidad o resistencia de los materiales. – Se realizó la estimación de la resistencia del concreto mediante ensayos no destructivos (Ensayo de Esclerómetro) efectuados solo al concreto bajo la recomendación del Manual de Evaluación de Puentes de la AASHTO (2013) que se rige a las

pautas de la Norma ASTM C805 y la resistencia del acero de refuerzo mediante los detalles técnicos del expediente técnico de construcción.

- d) Reconocimiento de las Patologías del concreto. - Se Inspecciono distintas patologías presentes en el concreto entre ellos se encontraron grietas en la bóveda parabólica y a lo largo de las vigas longitudinales, transversales y la losa del puente, identificando su longitud, abertura y posición respecto a cada elemento estructural.

### **3.8.2 Instrumentos**

Para realizar las técnicas para recolectar datos se emplearon distintas herramientas de medición y otras como se indican a continuación:

- Equipos de protección personal (EPPS). - Entre ellos se usó los cascos, zapatos de seguridad, guantes arnés, Pantalones de tela jeans y otros.
- Equipos Topográficos e ingenieriles. - Entre ellos tenemos, nivel de ingeniero, estación total para la verificación del alineamiento horizontal y vertical de la estructura, esclerómetro para la estimación de la resistencia del concreto, wincha de mano para la medición de los elementos de la estructura, fichas de registro para inspeccionar y datos de inspección del puente, fisuometro para la medición de la abertura de las grietas en los elementos estructurales, Camara fotográfica para la corroboración de los trabajos realizados in situ y Software computacionales como el AutoCAD, Microsoft office, Math Cad y el Midas, para el procesamiento de datos.

## **3.9 Procedimiento de Recolección de Datos**

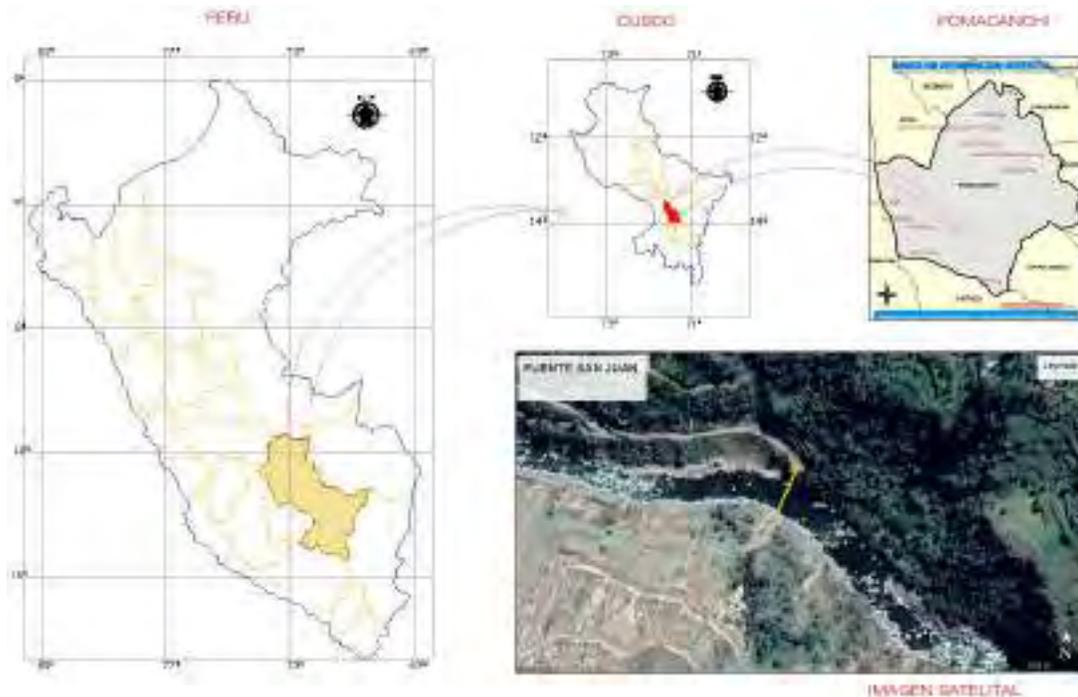
Para obtener el índice de confiabilidad del puente San Juan como objetivo principal, se utilizó diversas técnicas mostradas anteriormente, donde son metodologías empleadas por diversos autores y Normativas que nos permitió conocer y comprender el adecuado procedimiento de recolección de datos como se procede a explicar seguidamente:

### **3.9.1 Ubicación del Puente en Estudio**

El puente San Juan está situado en el departamento del Cusco entre las provincias de “Acomayo” y “Chumbivilcas”, de los distritos de “Pomacanchi” y “Livitaca”, en la Comunidad Campesina de San Juan entre las coordenadas de 8 436 723.883 N y 213 016.494 E, sobre la cota de 3 141.001 msnm.

**Figura 22**

*Ubicación Geográfica del Puente San Juan*



### **3.9.2 Dimensiones y Configuración de la Estructura Según Diseño Inicial y Ejecutado en Obra**

Este puente de concreto reforzado diseñado bajo las normas MTC – 2018 y AASHTO 2012 LRFD (Bridge Design Specifications American Association of State Highway and Transportation Officials) de una longitud total de 70 metros, que consta de la siguiente configuración estructural:

#### **3.9.2.1 Configuración Estructural Según Diseño Inicial**

##### **a) Subestructura**

- **Cajón de Cimentación de Concreto Armado**

En el margen izquierdo del río está planteado un cajón de cimiento de dos pisos de 6.00 metros de altura, de 8.70 metros de longitud y de 7.50 metros de ancho para una resistencia del concreto de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , además de dos falsas zapatas de 1.50 m de altura cada una de concreto ciclópeo para una resistencia de  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 40\% \text{ P.G.}$

Las paredes externas e internas de este cajón de hormigón armado son de 0,60 y 0,40 m de espesor, respectivamente. La losa sólida de la base, intermedia y superior (tapa) de este cajón de cimentación son de 0.40, 0.30 y 0.40 metros de espesor, respectivamente.

En la margen derecha del río se funda directamente sobre el macizo rocoso anclado con dowells de anclaje consistente en pedazos de varilla de acero corrugado de  $\varnothing = 1'$  dispuesto entre la zapata del estribo y la roca.

- **Estribo de Apoyo de Concreto Simple**

En la margen derecha e izquierda están planteados estribos iguales de concreto simple de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , estos presentan zapatas de 8.70 m de largo, 6.50 m de ancho y 1.50 m de espesor y una altura de 11.50 m

- b) **Superestructura**

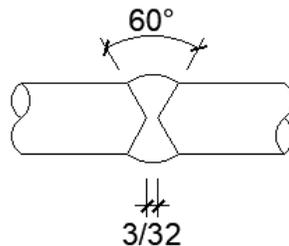
- **Arco Parabólico Tipo Bóveda de Concreto Armado**

La estructura primordial, encargada de sostener tanto el peso propio del tablero superior como el de los vehículos de gran peso que circulan sobre él, está compuesta por un arco parabólico de tipo bóveda denominado C°A°. Este arco tiene un ancho constante de 4.50 m. y una altura variable, siendo de 0.75 m en los extremos y 0.60 m. en su parte central. Está empotrado en sus puntos de arranque dentro de la base de los estribos. La longitud total del arco entre los bordes exteriores de los puntos de arranque incrustados en los estribos de soporte es 68,45 m, por el contrario, la longitud entre los bordes interiores de dichos puntos es de 64.64 m.

El refuerzo utilizado para el arco parabólico es acero ASTM A706-G60 de 12 metros de longitud donde se considera según el expediente técnico empalmes soldados a tope de barras soldables de refuerzo de  $\varnothing = 1'$ , según el siguiente esquema.

**Figura 23**

*Empalme de Soldadura a Tope de Barras soldables de Refuerzo*



Con electrodo supercito, código E7018 según norma AWS/ASME.

- **Placas de Concreto Armado**

Los componentes verticales, como la losa de hormigón armado, tienen por función estructural transferir a la bóveda parabólica de Hormigón armado el peso propio del tablero superior del puente, así como las cargas dinámicas que soportan los vehículos y peatones que circularán sobre él.

Se diseñaron 15 losas de hormigón armado con una sección transversal de 6,40 .m de longitud y un espesor de 0,25 metros. De estas, 7 se encuentran a cada lado de la losa de calzada del puente, y una está ubicada en la parte central, estableciendo una conexión sólida entre la bóveda parabólica y las vigas longitudinales exteriores e interiores. La distancia entre los centros de las losas de concreto armado interiores es de 4,30 .m, mientras que la separación correspondiente entre las losas exteriores y las vigas transversales extremas, localizadas en la cajuela de apoyo de cada estribo, es de 4,48 m.

Hay variaciones en las alturas libres en los ejes centrales de las placas. Las placas situadas en los extremos de los arcos parabólicos tienen la mayor altura libre (7,15 metros), mientras que la placa situada en el centro del tablero del puente es la más corta (0,50 metros).

Para su reforzamiento de acero se utilizó el acero ASTM A615-G60 de 9 metros de longitud según detalles de refuerzo indicados en los anexos.

#### • **Tablero Superior de Puente**

Este puente mide un total de 70 m. de longitud y 9,90 metros de anchura, divididos de la siguiente manera:

- ~ 7,00 metros de ancho efectivo de la losa de calzada.
- ~ 0,10 metros de ancho ocupados por la inclinación de la viga sardinal.
- ~ 2,40 metros de ancho ocupados por las veredas laterales del tablero del puente.
- ~ 0,40 metros de ancho ocupados por los parapetos laterales del tablero del puente.

El tablero superior del puente está constituido por los siguientes elementos estructurales:

- ~ Dos vigas longitudinales exteriores de 70,00 metros de longitud y de 0,40 x 0,76 metros de sección transversal.
- ~ Una viga longitudinal central de 70,00 metros de longitud y de 0,40 x 0,85 metros de sección transversal.
- ~ Un total de diecisiete vigas transversales de 7,60 metros de longitud libre, 0,30 metros de ancho y peralte variable con un valor de 0,75 metros en sus extremos y 0,85 metros en el centro. La separación libre entre estas vigas transversales es de 4,75 metros en los extremos y 4,30 metros en el resto.
- ~ Una losa maciza de concreto armado de calzada, de 0,25 metros de espesor efectivo; 7,00 metros de ancho efectivo para el tránsito vehicular. Esta losa tiene un sobre recubrimiento de concreto de 2,5 centímetros de espesor para prevenir su desgaste por el tránsito vehicular; tiene, además, una pendiente de 2.85 % del centro hacia los costados en ambos márgenes del puente.
- ~ Dos losas macizas de concreto armado en voladizo de 0,225 metros de espesor total y de 1,40 m de longitud, correspondientes a las veredas peatonales, medida a partir del borde lateral superior de las vigas sardineles del tablero del puente.
- ~ Dos parapetos de concreto armado, dispuestos por encima de las losas antes descritas, de 0,55 m de altura y 0,20 metros de espesor.

- Dos chafalanes inferiores, con relación a las veredas, de concreto armado de 0,05 metros de ancho y de 0,275 metros de altura. En las zonas de contacto de estos chafalanes inferiores y la losa de calzada se hallan dispuestos los tubos de P<sup>o</sup> G<sup>o</sup> de Ø = 4 pulgadas de drenaje pluvial de esta última.

- **Barandas Metálicas de las Veredas del Puente**

Estos se encuentran en los bordes laterales de veredas del tablero del puente sobre los parapetos verticales de C° A°, de 0.20 m de espesor, se proyectaron barandas metálicas que tiene que ver con parantes verticales de sección I de 0.55 m de altura, cada 1.40 m, y dos pasamanos horizontales de acero estructural,  $f_y=2400 \text{ kg/cm}^2$  de Ø 2,5' y espesor =1/8'.

- **Recubrimiento de concreto simple**

La losa principal del puente tiene considerado un sobre recubrimiento de concreto simple de 2.5 cm de espesor a fin de evitar su desgaste para el tránsito vehicular de la misma calidad de resistencia  $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$ ; también tiene una pendiente de 2.85% del centro hacia los costados en ambas márgenes del puente.

### 3.9.2.2 Configuración Estructural Según Ejecutado en Obra

#### a) Subestructura

- **Cajón de Cimentación de Concreto Armado**

Según la ejecución del proyecto se realizó una cimentación anclada a la roca fija encontrada realizado la excavación y limpieza hasta llegar al nivel de implante, se colocó una falsa zapata en talud de 1:2.5 de 4.35 m de altura al borde de la orilla del agua, 10.70 m de longitud y 9.50 m de ancho en talud natural para nivelar el cimiento. Esta falsa zapata está anclada con ganchos de anclaje de Ø = 1' cada 1.00 m dispuestos longitudinal y transversal hacia la roca de una longitud de total de 1.80 metros y comenzar con una elevación del cajón de cimentación de una altura de 3.68 metros de altura, de 8.70 metros de longitud y 7.50 m de ancho. La losa sólida de la base, intermedia y superior (tapa) de este cajón de cimentación son de 0.40, 0.30 y 0.40 m de espesor, respectivamente.

En la margen derecha se mantiene las precisiones técnicas de construcción del expediente técnico aprobado.

- **Estribo de Apoyo de Concreto Simple**

Los apoyos del arco parabólico y del tablero superior del puente son 2 estribos iguales de concreto simple de  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , en la margen izquierda la zapata del estribo se construyó directamente sobre el cuerpo superior de la tapa del cajón de cimentación anclado con ganchos de anclaje de Ø = 1' cada 1.00 m dispuestos longitudinal y transversalmente y en la margen derecha anclado directamente hacia la roca fija. Los estribos de ambas márgenes tienen dimensiones de 8.70 m de longitud, 6.50 m de ancho y una altura de zapata de 1.50 m con una altura de 11.50 m.

## b) Superestructura

### • Arco Parabólico Tipo Bóveda

Según la ejecución del proyecto el arco parabólico de C°A° tipo bóveda de un ancho constante de 4.50 m y peralte variable entre 0.75 m en los extremos y 0.60 m en su parte central, sin embargo, hubo cambios sustanciales en su refuerzo de acero utilizando el acero ASTM A615-G60 de 9 m de longitud  $\varnothing = 1'$  colocándose su reforzamiento por traslape y no por empalmes soldados a tope, el traslape se realiza de acuerdo al siguiente cuadro.

**Tabla 21**

*Longitudes Mínimas de Empalmes Traslapados*

Diámetro de la Varilla de Acero $\varnothing$	Longitudes Mínimas de Empalmes Traslapados	
	Lecho Inferior (m)	Lecho Superior (m)
3/8'	0.30	0.40
1/2'	0.40	0.55
5/8'	0.50	0.70
3/4'	0.60	0.85
1'	1.00	1.40

### • Placas

Las placas verticales ejecutados tienen las mismas dimensiones indicadas en el expediente técnico aprobado con un espesor de 0.25 metro; 7 en cada costado de la losa de calzada del puente y una en la parte central con un total de 15 placas de concreto armado de sección transversal de altura variable según lo indica en los anexos, conectando sólidamente la bóveda parabólica con las vigas longitudinales exteriores e interiores. La separación entre ejes de placas interiores es de 4.30 m; mientras que las correspondientes a las placas exteriores con las vigas extremas, ubicadas en la cajuela de apoyo de cada estribo es de 4.48 m. Las distancias verticales libres en el centro de las placas varían. Las de mayor altura están ubicadas en los extremos del arco parabólico (7.15 m), mientras que la placa con menor altura se encuentra en la sección central del tablero del puente (0.70 m).

El reforzamiento de las placas verticales es con acero ASTM A615-G60 de 9 metros de longitud de acuerdo a los detalles de reforzamiento como indica los planos ejecutados mostrados en los anexos de la presente, sin embargo, se realizó un aumento la cuantía del refuerzo de acero a una sexta parte de la altura de cada placa en el arranque con acero  $\varnothing = 1'$  @ 0.20 metros acorde a los detalles presentados en los planos de ejecución mostrados en los anexos.

### • Tablero Superior del Puente

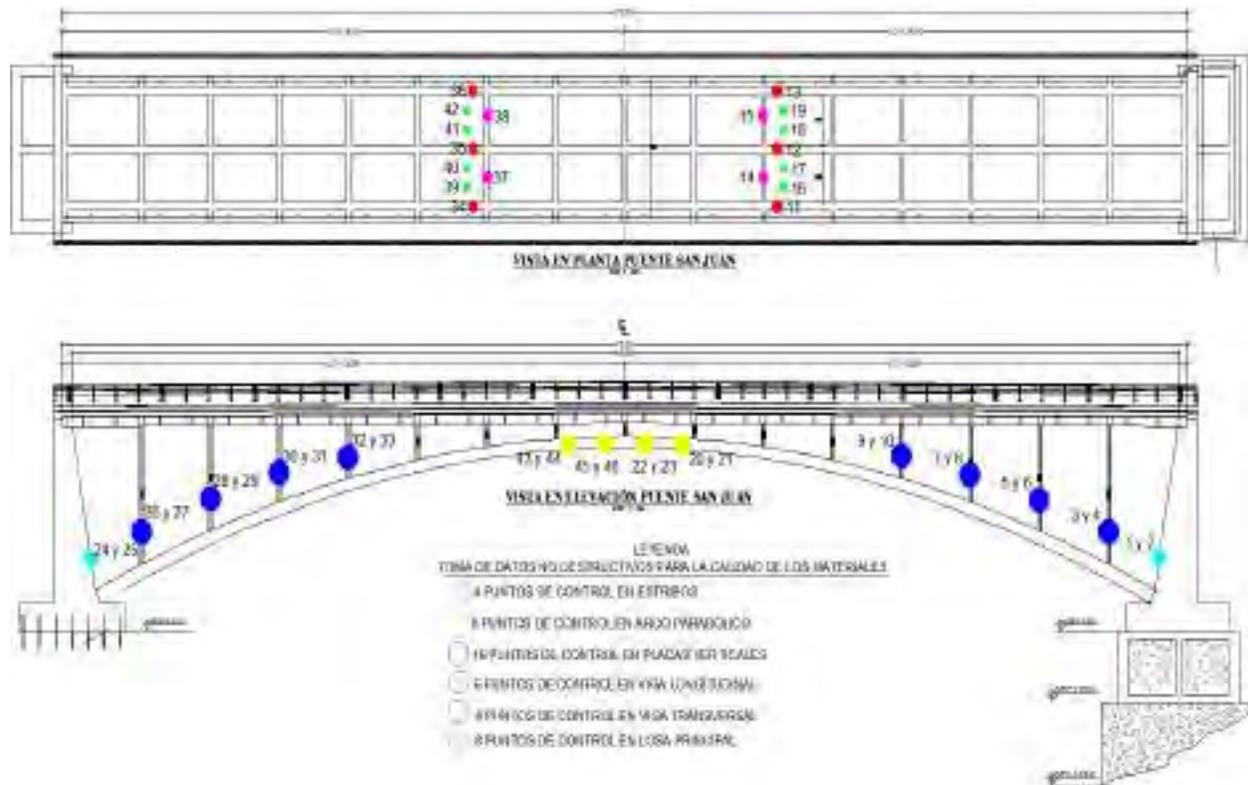
El tablero superior del puente ejecutado según las dimensiones indicadas en el expediente técnico aprobado, a excepción del estribado de las vigas longitudinales optándose por colocar estribos



equipo es mecánico por lo cual se realiza la lectura de los valores obtenidos por cada rebote en el elemento estructural, en seguida se muestra la ubicación de los puntos ensayados.

**Figura 25**

*Ubicación de los Puntos de ensayo con Martillo de Rebote Segun Norma ASTM-C805*



Para comenzar con el procedimiento de la Estimación de la resistencia del concreto se tomó como guía las especificaciones técnicas de la Norma ASTM-C805, considerando los siguientes ítems.

**Equipos**

- a) Esclerómetro. Dispone de un martillo de acero de la serie 241 P & S cargado por muelle que, al soltar el muelle, impacta contra un pistón de acero que se encuentra en contacto con la superficie de concreto. El martillo accionado por resorte debe golpear a un ritmo constante y constante. La distancia de rebote del émbolo de acero se mide utilizando una escala lineal que se fija al armazón del instrumento.
- b) Piedra abrasiva. Consiste en carburo de silicio con una textura de grano medio o una sustancia comparable para dejar pulida la zona de prueba.
- c) Detector de acero. Consiste en un equipo multidetector profesional GMS 120 marca BOSCH, para la detección del acero de refuerzo hasta recubrimientos de 12cm de espesor, instrumento que ayudo a detectar el acero en los elementos estructurales para efectuar el ensayo con el martillo de rebote.

- **Procedimiento**

- Selección de la superficie de ensayo. Se realizó la selección de la superficie en los elementos estructurales donde estos estén libres de recubrimientos con mortero o cerca de barras de refuerzo por lo que se utilizó el detector de acero para evitar entrara en contacto con el acero de refuerzo.
- Disposición de las superficies de ensayo. Se realizó el pulido de la superficie con la piedra abrasiva para evitar datos erróneos, luego se marcó una cuadrícula de 20x15 cm divididos en 4x3 cuadros de 5 cm de lado donde se tomó 12 lecturas por cada ensayo.
- Toma de datos. El dispositivo se ajustó de forma que el émbolo golpeará perpendicularmente a la superficie sometida a prueba. Se aumentó constantemente la presión del émbolo hasta que el martillo impactó, y se obtuvo la lectura correspondiente tras el impacto.
- Cálculos. Se promediaron los valores restantes y se eliminaron las lecturas que se desviaban más de seis unidades de la media de las doce lecturas. Se descartó todo el conjunto de mediciones en la región de prueba y se recogieron nuevas lecturas en otro lugar utilizando el mismo protocolo si más de dos valores se desviaban de la media en seis unidades.

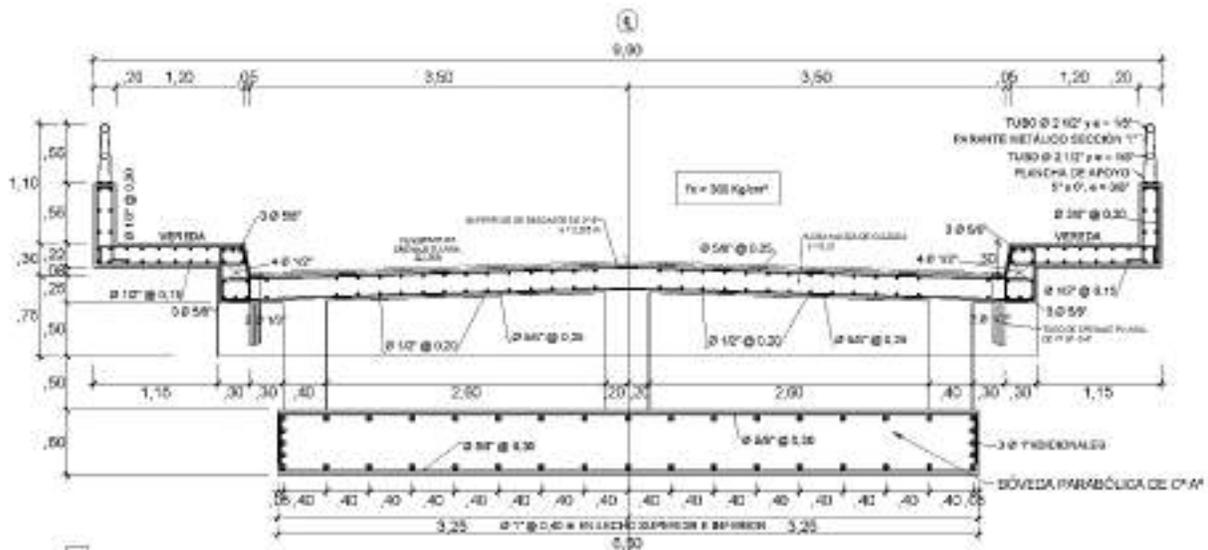
### 3.9.3.2 Acero

A fin de conseguir el detallado completo del acero de refuerzo en el arco, placas verticales, vigas y tablero del puente, solicito la documentación a la GRTC, a fin de verificar los planos estructurales y las precisiones técnicas de la calidad del acero de refuerzo. Donde a continuación se muestra el reforzamiento de las secciones transversales de los elementos estructurales.

- Según diseño inicial del expediente tecnico**

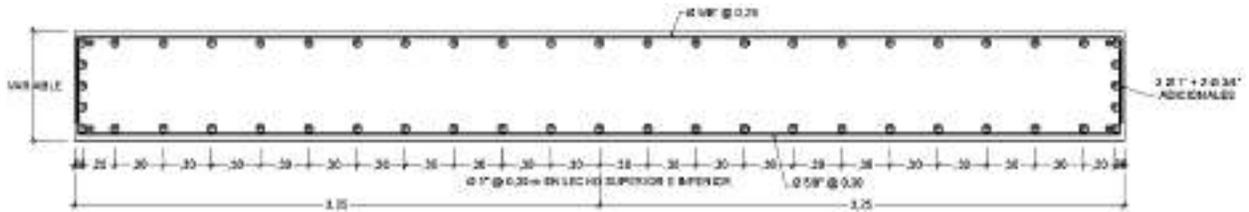
**Figura 26**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero del Tablero Principal y Clave de la Bóveda Parabólica*



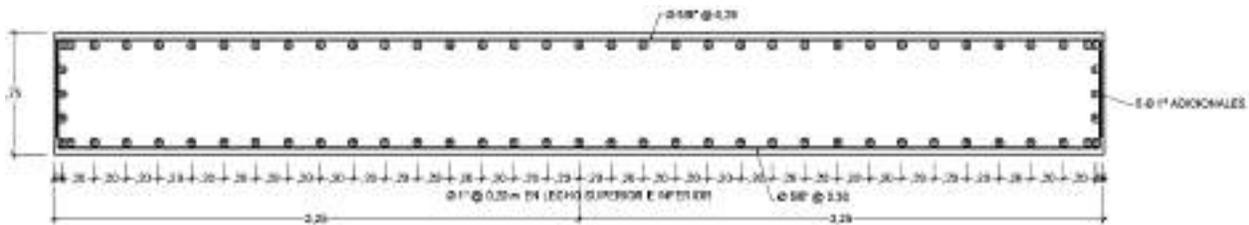
**Figura 27**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Parte Intermedia de la Boveda Parabolica*



**Figura 28**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero del Arranque de la Boveda*



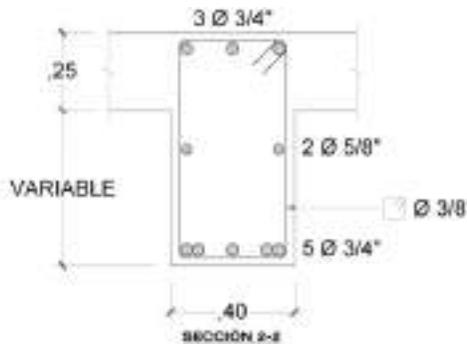
**Figura 29**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Viga Longitudinal Seccion 1-1*



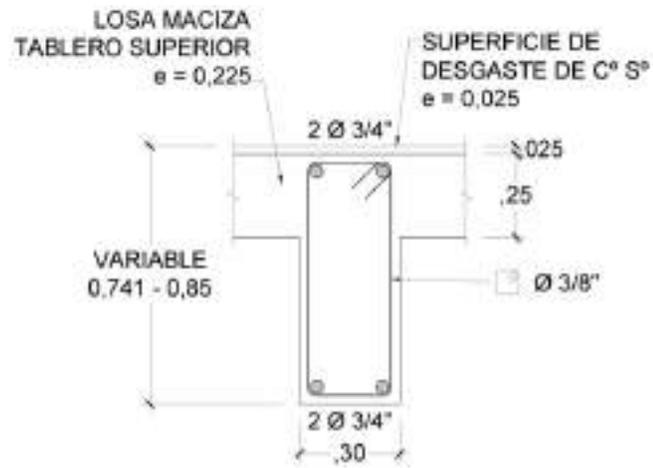
**Figura 30**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Viga Longitudinal Seccion 2-2*



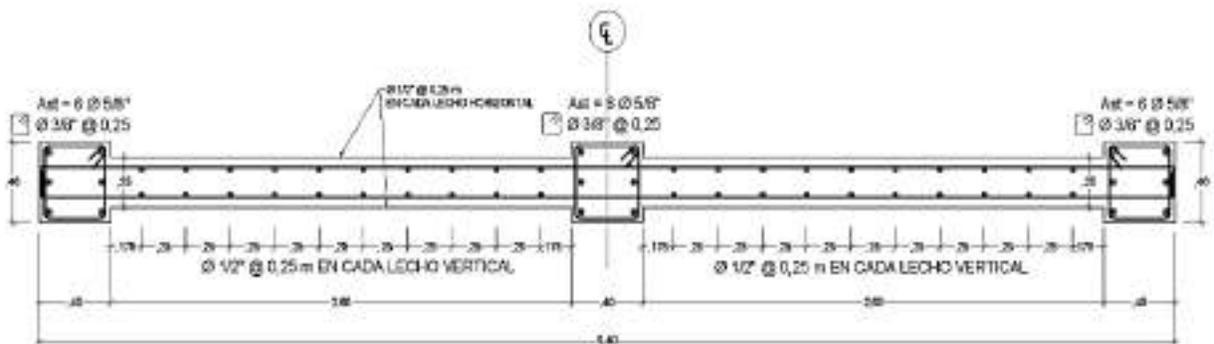
**Figura 31**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Viga Transversal*



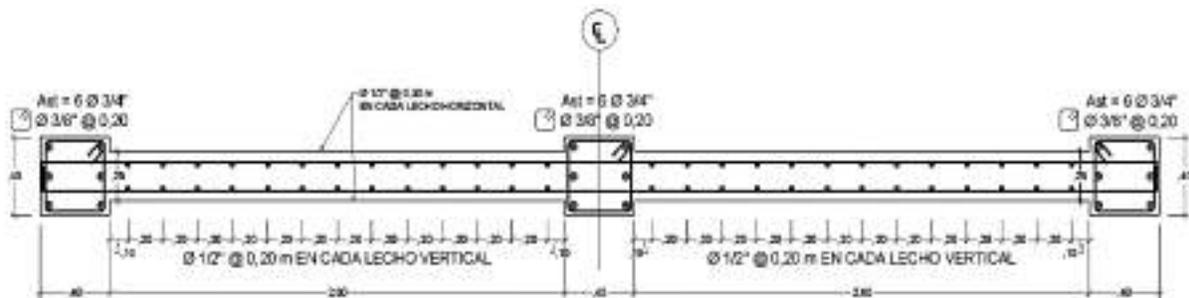
**Figura 32**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de las Placas Verticales 1, 2 y 3*



**Figura 33**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de las Placas Verticales 4, 5, 6, 7 y 8*

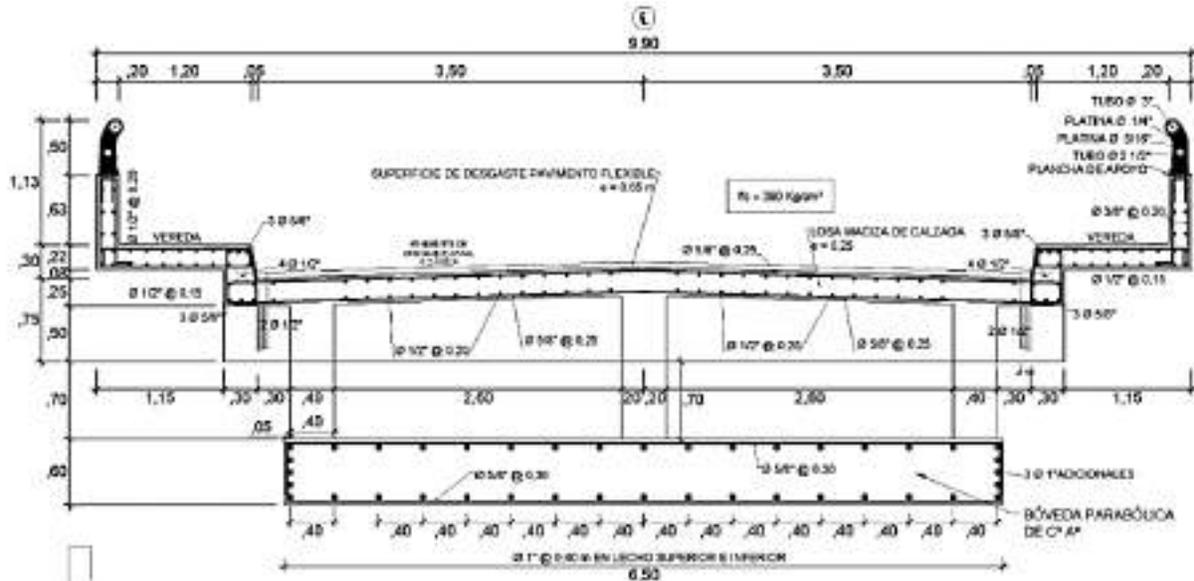


**b) Según ejecutado en obra**

Debido a los cambios en el reforzamiento de acero se tienen las secciones con las nuevas cuantías de acero por elemento estructural, principalmente en las placas verticales y las vigas longitudinales esto se aprecia en la figura 29.

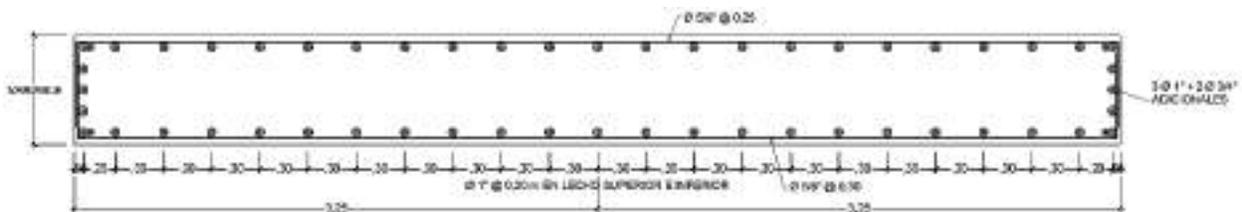
**Figura 34**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero del Tablero Principal y Clave de la Bóveda Parabolica*



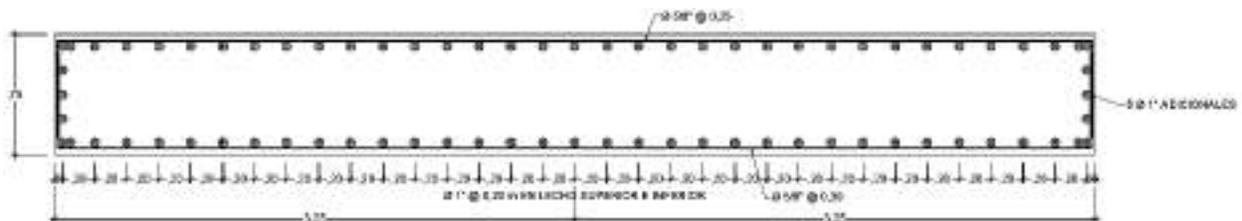
**Figura 35**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Parte Intermedia de la Boveda Parabolica*



**Figura 36**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero del Arranque de la Boveda*



**Figura 37**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Viga Longitudinal Seccion 1-1*



**Figura 38**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Viga Longitudinal Seccion 2-2*



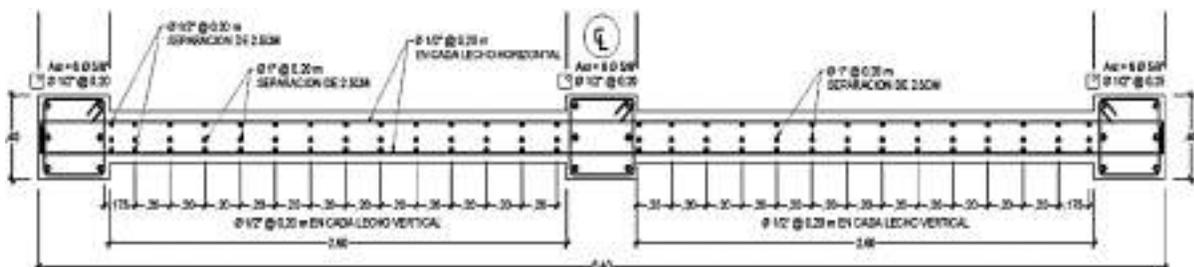
**Figura 39**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Viga Transversal*



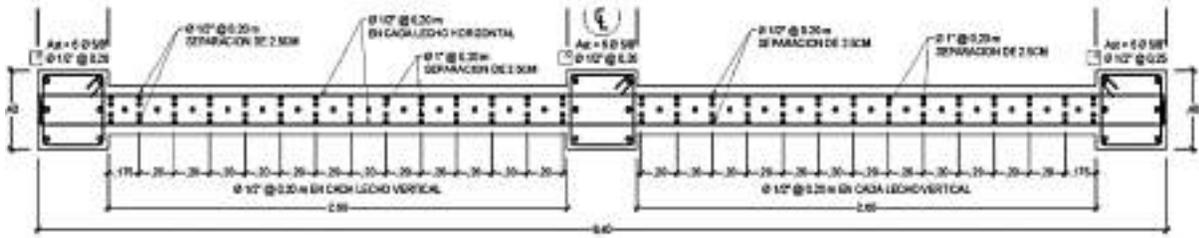
**Figura 40**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Placa Vertical 1*



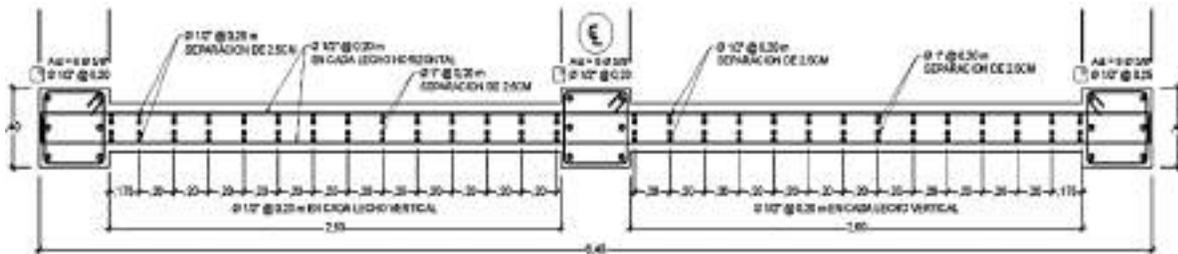
**Figura 41**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de las Placas Verticales 2, 3, 4 y 5*



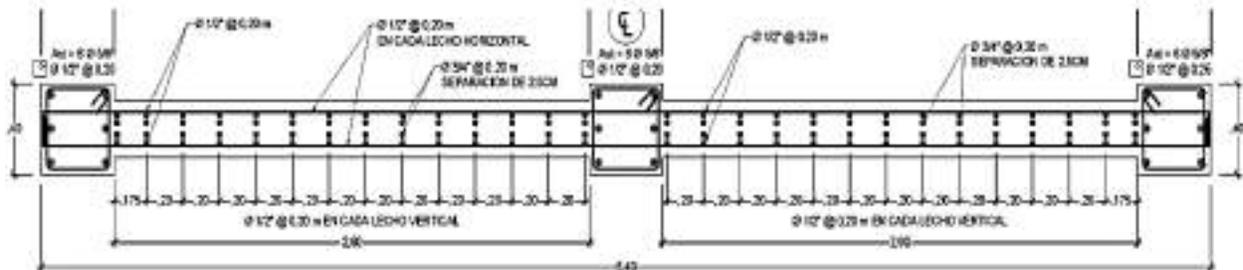
**Figura 42**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Placa Vertical 6*



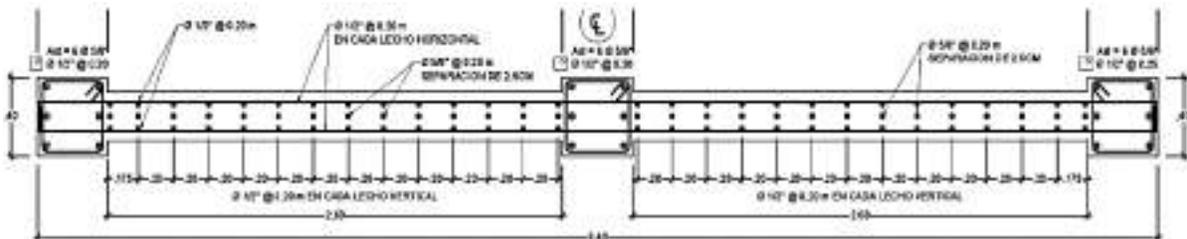
**Figura 43**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Placa Vertical 7*



**Figura 44**

*Sección Transversal de Refuerzo de Acero de la Placa Vertical 8*



Para realizar el análisis propuesto en el estudio y establecer la resistencia a la fluencia del acero, se tomó a modo de referencia las especificaciones técnicas de la calidad del acero del expediente técnico y del

fabricante, establecidos dentro de los planos estructurales como se muestra en los anexos 6, correspondiente al refuerzo del cuerpo de los elementos estructurales.

Tomando a modo de referencia los planos estructurales, se estableció usar la resistencia de fluencia de acero a fin de análisis de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

### 3.9.4 Registro de Patologías Estructurales

Para la identificación y registro de las patologías provocadas por los esfuerzos que producen las tensiones internas, externas y componentes ambientales en los elementos de concreto armado (columnas y vigas), fueron analizados el tipo de grieta por cada caso debido a que estos esfuerzos se dan de múltiples formas.

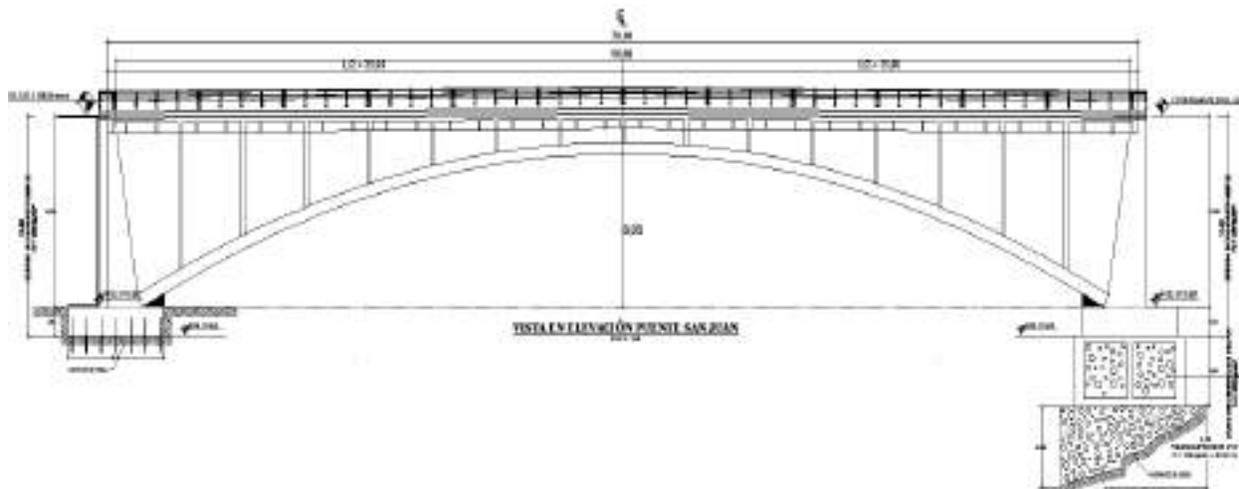
#### 3.9.4.1 Inspección Visual

Se efectuó la inspección visual de la estructura mediante visitas al lugar en consideración (Puente San Juan), reconociendo los diversos criterios presentes en la estructura.

Primero, se procedió a identificar la configuración de la estructura que está conformada por un puente en arco tipo bóveda de concreto armado de tablero superior como se exhibe en la próxima figura

**Figura 45**

*Perfil Longitudinal de Puente San Juan*



La inspección general de la geometría de la estructura, tanto en planta como en alzado, y la inspección de cualquier daño estructural existente en el puente son dos de los factores pertinentes que se tienen en cuenta para el examen visual.

También midió de las distancias de ejes, alturas y secciones de los elementos estructurales como la bóveda parabólica, placas verticales, vigas y algunos elementos del tablero del puente, efectuando así la recolección de datos de las dimensiones que se utilizaran en el modelo mostrado.

Además de realizar la medición de cada elemento estructural del puente se efectuó el alineamiento horizontal y vertical de la estructura con equipos topográficos como el nivel de ingeniero y la estación total, describiéndose el alineamiento horizontal del tablero, encontrándose juntas de dilatación tipo panel de neopreno entre el tablero principal del puente y la losa de aproximación, verificándose un desnivel de 0.5cm entre el tablero y la losa de aproximación.

**Figura 46**

*Determinación de las Dimensiones del Tablero*



**Figura 47**

*Determinación de las Dimensiones de las Placas Verticales y la Bóveda Parabólica*



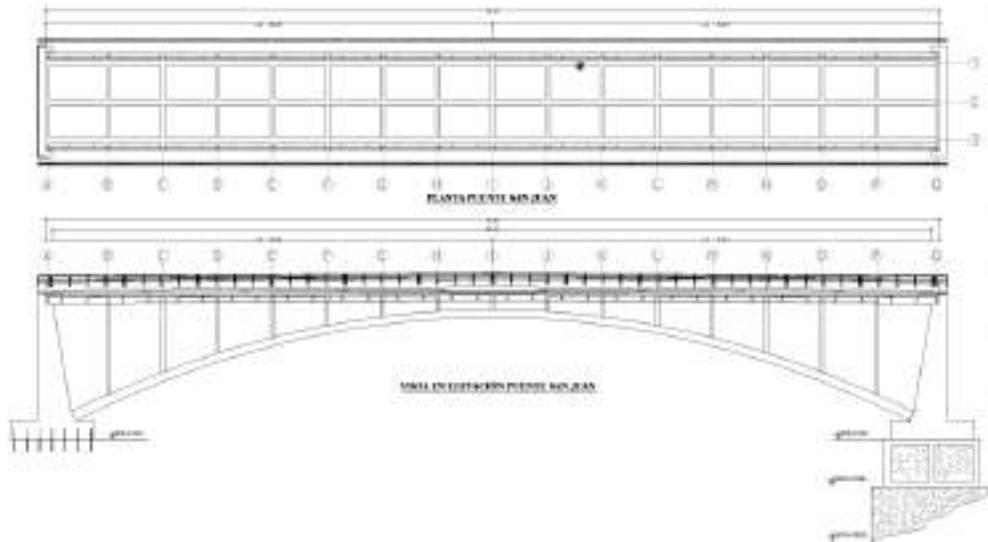
Para realizar el levantamiento todos los daños en la estructura que tenía el puente, se realizó una inspección visual, de donde se obtuvo patologías del concreto, así mismo se tomó nota de las grietas y cangrejeras presentes en cada elemento estructural.

### **3.9.4.2 Registro de Daños Fallas**

La identificación y los planos de daños se realizó en toda la estructura del puente, obteniendo los grietas que están mostrados en el anexo 2 y el anexo 3, la descripción de los daños encontrados en cada elemento estructural (Bóveda parabólica, placas, Vigas longitudinales y transversales y losa), fueron observados y verificados in situ, donde se describe la ubicación de las grietas, dimensiones de los mismos donde se tiene la evidencia de la presencia de agrietamiento, a continuación se muestran los ejes a utilizar como ubicación de las grietas y/o fisuras presentes en el sistema estructural.

**Figura 48**

*Planta y Vista en Elevación del Puente San Juan, con Ubicación de Ejes*



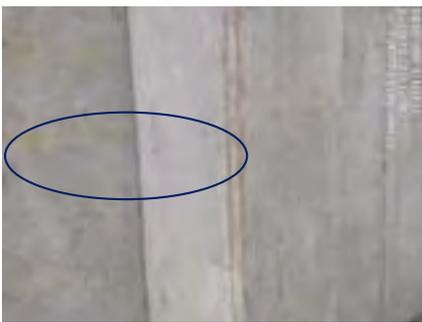
Es así que se identificó las características y la abertura de las grietas que se encuentran en la estructura, como describe en la tabla 8.

**Tabla 22**

*Inspección y Diagnostico de la Presencia de Grietas en los Elementos Estructurales del Puente San Juan*

<b>Imagen del Daño Presente</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Descripcion</b>
 <p data-bbox="203 1829 651 1892">Arranque de la Bóveda Parabólica M.D.</p>	<p data-bbox="690 1396 950 1627">Entre los ejes A y B, en el arranque de la margen derecha del rio</p>	<p data-bbox="974 1260 1412 1764">Grieta observada en la parte del arranque de la bóveda parabólica a 1.77m del estribo de la margen derecha, que se extiende dentro de toda la sección transversal de la bóveda, ancho de la fisura de 0.25mm, fisura ocasionado por efecto de la Flexo-compresion.</p>

Imagen del Daño Presente	Ubicación	Descripción
 <p data-bbox="203 898 568 930">Viga longitudinal exterior – 24</p>	<p data-bbox="690 451 950 682">Eje 3, entre los tramos I y J a una distancia de 1.20m del eje J</p>	<p data-bbox="974 420 1421 714">Grieta vertical presente a lo largo de toda la sección transversal de la viga longitudinal con un largo de 145cm y 0.40mm de abertura, grieta ocasionado por efecto de la flexión.</p>
 <p data-bbox="203 1283 560 1314">Viga longitudinal central – 28</p>	<p data-bbox="690 997 950 1228">Eje 2, entre los tramos J y K a una distancia de 1.60m del eje J</p>	<p data-bbox="974 966 1421 1260">Grieta vertical presente dentro de todo el borde inferior y lateral de las caras de la viga longitudinal con un largo de 151cm y 0.50mm de abertura, grieta ocasionado por efecto de la flexión.</p>
 <p data-bbox="203 1667 470 1698">Viga longitudinal – 36</p>	<p data-bbox="690 1375 950 1606">Eje 2, entre los tramos K y L a una distancia de 1.40m del eje L</p>	<p data-bbox="974 1344 1421 1638">Grieta vertical y horizontal presente a lo largo de todo el borde inferior y lateral de las caras con un largo de 155cm y 0.60mm de abertura, grieta ocasionado por efecto de la flexión.</p>

Imagen del Daño Presente	Ubicación	Descripción
 <p data-bbox="203 583 456 615">Viga transversal – 13</p>	<p data-bbox="690 296 951 527">Eje H, entre los tramos 2 y 3 a una distancia de 1.20m del eje 2</p>	<p data-bbox="974 226 1412 527">Grieta vertical presente en el lado lateral de la viga transversal con una longitud de 51cm y 0.60 mm de abertura, grieta ocasionado por efecto de la flexión.</p>
 <p data-bbox="430 976 537 1008">Losa – 6</p>	<p data-bbox="690 667 951 961">Entre los ejes 2 y 3, tramo J y K continua a la grieta presente en la viga transversal – 27</p>	<p data-bbox="974 632 1412 932">Grieta horizontal presente en la losa del puente continua a la grieta de la viga transversal 27 con una longitud de 60cm y 0.25 mm de abertura, grieta ocasionado por efecto de la flexión.</p>

### 3.9.4.3 Clasificación y Cuantificación de Daños

Luego de haber realizado la detección cualitativa de los daños encontrados dentro de la estructura del puente San Juan, se procede a realizar una clasificación y cuantificación de las grietas, para poder representar estos daños dentro del modelo matemático por elementos finitos y verificar sus resistencias frente a las diversas solicitaciones que tiene la estructura.

Para la cuantificación de los daños se tomaron en consideración los criterios para reducir la rigidez de los elementos estructurales los que fueron perjudicados por grietas según los factores de reducción de Priestley y Paulay, puesto que se tienen grietas por efectos de la flexión y en la columna (Boveda Parabolica) por tracción.

Y para la clasificación del daño se tomó como referencia la tabla 12, encontrándose grietas entre 0.25 a 0.35 mm en la bóveda parabólica, hasta 0.70 mm en vigas longitudinales, hasta 0.60 mm en vigas transversales y el tablero hasta 0.30 mm de abertura, por tanto, se resume la clasificación y cuantificación de daños de las grietas.

**Tabla 23**

*Clasificación y Cuantificación del Daño de las Grietas Considerando el Factor de Agrietamiento en el Elemento Estructural Según las Recomendaciones de Paulay y Priestley*

Elemento	Abertura de Grieta (mm)	Tipo de Falla	Clasificación de Daño	Factor de Agrietamiento
<b>Arco Parabólico</b>				
Arco-1	0.25	Flexo-compresion	Estructural ligero	0.90 I <sub>g</sub>
Arco-4	0.35	Flexo-compresion	Estructural ligero	0.90 I <sub>g</sub>
<b>Vigas Longitudinales</b>				
Viga-L-1	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-2	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-3	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-4	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-5	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-6	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-7	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-8	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-9	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-10	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-11	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-12	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-13	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-14	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-15	0.30	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-16	0.30	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-17	0.30	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-18	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-19	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-20	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-21	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-22	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-23	0.70	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-24	0.70	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-25	0.70	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-26	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>

<b>Elemento</b>	<b>Abertura de Grieta (mm)</b>	<b>Tipo de Falla</b>	<b>Clasificación de Daño</b>	<b>Factor de Agrietamiento</b>
Viga-L-27	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-28	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-29	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-30	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-31	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-32	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-33	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-34	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-35	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-36	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-37	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-38	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-39	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-40	0.40	Traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-41	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-42	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-43	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-44	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-45	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-46	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-47	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-48	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-49	0.60	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-50	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-51	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-52	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-53	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-54	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-55	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-56	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-57	0.30	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-58	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-59	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-60	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-61	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>

<b>Elemento</b>	<b>Abertura de Grieta (mm)</b>	<b>Tipo de Falla</b>	<b>Clasificación de Daño</b>	<b>Factor de Agrietamiento</b>
Viga-L-62	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-63	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-64	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-65	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-66	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-67	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-68	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-69	0.60	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-70	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-71	0.70	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-72	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-73	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-74	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-75	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-76	0.60	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-77	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-78	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-79	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-80	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-81	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-82	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-83	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-L-84	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-85	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-86	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-87	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-88	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-89	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-L-90	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
<b>Viga Transversal</b>				
Viga-T-1	0.15	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-2	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-3	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-4	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-5	0.15	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>

<b>Elemento</b>	<b>Abertura de Grieta (mm)</b>	<b>Tipo de Falla</b>	<b>Clasificación de Daño</b>	<b>Factor de Agrietamiento</b>
Viga-T-6	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-7	0.30	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-8	0.30	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-9	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-10	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-11	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-12	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-13	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-14	0.60	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-15	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-16	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-17	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-18	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-19	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-20	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-21	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-22	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-23	0.50	Cortante	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-24	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-25	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-26	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-27	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-28	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-29	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-30	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-31	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-32	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-33	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-34	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-35	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-36	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-37	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-38	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-39	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-40	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>

Elemento	Abertura de Grieta (mm)	Tipo de Falla	Clasificación de Daño	Factor de Agrietamiento
Viga-T-41	0.60	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-42	0.60	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-43	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-44	0.50	Flexion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-45	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-46	0.50	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-47	0.60	Flexion y traccion	Estructural fuerte	0.40 I <sub>g</sub>
Viga-T-48	0.40	Flexion y traccion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-49	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-50	0.40	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-51	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-52	0.30	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-53	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-54	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-55	0.15	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>
Viga-T-56	0.25	Flexion	Estructural ligero	0.50 I <sub>g</sub>

Nota: las grietas de la losa del puente se consideran despreciables debido a que tienen aberturas menores a 0.10 mm que se clasifican como poco peligrosas, salvo ambientes agresivos según (la losa cuenta con recubrimiento asfáltico de 5cm de espesor a lo largo de su calzada).

### 3.9.5 Índice de Confiabilidad Estructural

#### 3.9.5.1 Modelo de Cargas o Solicitaciones

##### a) Valores estadísticos de cargas estáticas:

En el presente estudio se consideran cargas estáticas a las cargas permanentes presentes en la estructura como el peso propio, peso de las barandas, superficies de desgaste, entre otros, donde según (Nowak & Collins, 2013) consideran los valores:

**Tabla 24**

*Parametros Estadísticos para Cargas Estáticas*

Componente	Valor	Und	Distribución	Factor Bias	Coefficiente de Variación
Concreto in Situ	2500	kg/m <sup>3</sup>	Normal	1.05	0.10
Superficie de Rodadura	2240	kg/m <sup>2</sup>	Normal	1.00	0.25
Barreras de Proteccion	500	kg/m	Normal	1.05	0.10

Fuente: (Nowak & Collins, 2013)

### b) **Parametros estadísticos de cargas móvil:**

En la investigación se considera la evaluación del índice de seguridad estructural según diseño inicial (expediente tecnico) y ejecutado en obra (construcción generada), por lo que la evaluación se realizara para los vehículos considerados en la norma del Manual de Diseño de Puentes del MTC (2018), en este caso considera el vehículo de diseño HL-93, por lo que los parámetros estadísticos son los siguientes:

**Tabla 25**

*Parametros Estadísticos para Carga Movil*

<b>Componente</b>	<b>Distribución</b>	<b>Factor Bias</b>	<b>Coefficiente de Variación</b>
Carga movil HL-93	Log Normal	1.20	0.18

Fuente: (Nowak & Collins, 2013)

### c) **Funciones de Probabilidad de Solicitaciones**

Siguiendo la metodología de (Nowak & Collins, 2013) los parámetros de función de probabilidad se determinarán con la siguiente ecuación:

$$\mu = \lambda * S \quad ( 32 )$$

$$\sigma = C.V * \mu \quad ( 33 )$$

Donde:

- S: valor ultimo de las solicitaciones (carga estática o carga movil) obtenido del análisis estructural de cada elemento de la estructura.
- $\lambda$ : Factor bias considerado de acuerdo al tipo de carga
- C.V: coeficiente de variación de acuerdo al tipo de carga
- $\mu$ : Valor de la media de la función de probabilidad
- $\sigma$ : Desviación estándar de la función de probabilidad

### d) **Modelo Matemático de Solicitaciones**

Respecto a la función de probabilidad de la sollicitación realizamos cargas mayoradas de acuerdo a la combinación de cargas sugeridas por el Manual de Puentes del MTC 2018, la investigación determinará el desempeño estructural ante las cargas de servicio en tanto el modelo matemático de las sollicitaciones estará dado por:

$$MS = 1.25DC + 1.5DW + 1.75MC \quad ( 34 )$$

Donde:

MS: Probabilidad de las sollicitaciones.

DC: Probabilidad de carga muerta o peso propio de los elementos estructurales.

DW: Probabilidad debido al peso de la superficie de desgaste o rodadura.

MC: Probabilidad debido a la carga viva movil.

### 3.9.5.2 Modelo de Resistencia

#### a) Valores estadísticos de propiedades mecánicas:

Los parámetros estadísticos, se mostrados en la tabla 2 y 3, sin embargo, para el presente estudio el puente San Juan es una estructura de Concreto Armado por lo que se muestra las propiedades mecánicas

**Tabla 26**

*Parametros Estadísticos de Resistencia*

Material	Distribución	Factor Bias	Coefficiente de Variación
Concreto $21 \leq f'c \leq 35$ (MPa)	Normal	1.24	0.198
Refuerzo de Acero	Normal	1.11	0.112

Fuente: (Silva Campos, 2018)

Una vez conseguido los valores de la calidad de los elementos se reemplaza con las fórmulas de cálculo de la resistencia (momentos y cortantes) de los componentes estructurales y estos serán reemplazados a los siguientes parámetros estadísticos:

**Tabla 27**

*Parametros Estadísticos de Resistencia*

Tipo de Estructura	Resistencia		
	Valor Ultimo	$\lambda$	C.V
	Concreto Reforzado		
Momento	Ru	1.14	0.13
Cortante	Ru	1.20	0.155

Fuente: (Nowak & Collins, 2013)

#### b) Funciones de Probabilidad de Resistencia:

Siguiendo la metodología de (Nowak & Collins, 2013) los parámetros de la función de probabilidad se determinarán del siguiente modo:

$$\mu = \lambda * Ru \quad ( 35 )$$

$$\sigma = C.V * \mu \quad ( 36 )$$

Donde:

- Ru: valor último de la resistencia del elemento estructural.
- $\lambda$ : Factor bias considerado de acuerdo al tipo de carga.
- C.V: coeficiente de variación considerado para el análisis.
- $\mu$ : media de la función de probabilidad.
- $\sigma$ : Desviación estándar de la función de probabilidad.

**c) Modelo Matemático de Resistencias**

Está representado de acuerdo a los diferentes tipos y/o secciones del elemento estructural por las fórmulas en el ítem 2.4.4.2.1 para elementos que se someten a flexión, corte, compresión y flexocompresión.

## CAPITULO IV RESULTADOS DE LA INVESTIGACION

### 4.1 Compatibilidad entre los Planos de Diseño Inicial y Ejecutado en Obra

En relación a las descripciones mostradas anteriormente en el CAPITULO 3 y en los planos presentados en ANEXOS 6, relativo a las dimensiones de los elementos estructurales del puente San Juan seguidamente presentamos el resumen de las dimensiones entre los planos de ejecución de obra y las medidas en la zona de la construcción.

**Tabla 28**

*Comparación de las Dimensiones en Planos y Medidos en Campo de los Elementos Estructurales del Puente San Juan*

SECCION	Dimensiones en planos (cm)	Dimensiones en campo (cm)
<b>ARCO PARABOLICO</b>		
Arranque	75X650	75X650.2
Clave	60X650	60X650.3
<b>PLACAS VERTICALES</b>		
Placa 1 Y 1'	25x640	25.1x640.2
Placa 2 Y 2'	25x640	25x640
Placa 3 Y 3'	25x640	25x640.2
Placa 4 Y 4'	25x640	25x640
Placa 5 Y 5'	25x640	25x640
Placa 6 Y 6'	25x640	25.2x640.3
Placa 7 Y 7'	25x640	25.2x640.2
Placa 8	25x640	25.2x640
<b>VIGAS LONGITUDINALES</b>		
Vigas Extremas	40X76	40X76
Viga Central	40X85	40X85
<b>VIGAS TRANSVERSALES</b>		
Lado Extremo	30X74	30X74
Lado Central	30X785	30X785
<b>TABLERO PRINCIPAL</b>		
Losa	25x710	25x710
Veredas	22.5X120	22.5x120
Parapetos	20x77.5	20x63

Como se verifica el dimensionamiento de los elementos estructurales tienen una variación entre 2 a 3 mm en las placas verticales por lo que se considera mínima la variación de los geométrica

### 4.2 Calidad de los Materiales

#### 4.2.1 Concreto

Se realizaron 46 lecturas en los elementos estructurales del puente San Juan, donde cada punto contiene una cantidad de 12 golpes según establece la norma ASTM-C805 que guía el ensayo.

Seguidamente, se muestran los resultados del control de calidad del concreto mediante la resistencia a la compresión de probetas cilíndricas y la estimación de la resistencia del concreto por el ensayo de martillo de rebote como muestran las siguientes figuras.

**Figura 49**

*Estimacion de la Resistencia del Concreto de la Boveda Parabolica*

Punto	Elemento	Apogeo	Tipo de Encofrado	Superficie	Tipo de Martillo y Tipo	Orientacion	RESULTADOS																Promedio	Resistencia del Concreto (MPa)	Coeficiente de Variación (%)	Resistencia Característica (MPa)	F'c (MPa) (Medida Directa a la Compresión)	Clase
							1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16						
30	Boveda Parabolica	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 175x4	Horizontal	42	45	48	45	50	41	41	39	38	37	38	45	46	46.00	91.00	20.00	302.34	302.22	C25			
31	Boveda Parabolica	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 175x4	Horizontal	48	47	42	43	37	37	37	37	40	38	39	46	45	45.00								
32	Boveda Parabolica	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 175x4	Horizontal	38	40	35	34	31	30	30	30	32	30	37	37	37.00									
33	Boveda Parabolica	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 175x4	Horizontal	48	45	48	48	46	47	41	42	45	42	41	44	45.00									
34	Boveda Parabolica	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 175x4	Horizontal	38	37	42	41	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
35	Boveda Parabolica	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 175x4	Horizontal	48	48	48	43	42	41	38	37	48	48	48	48	48	48.00								
36	Boveda Parabolica	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 175x4	Horizontal	41	38	38	37	37	38	38	40	38	38	38	42	39	39.00								
37	Boveda Parabolica	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 175x4	Horizontal	42	48	48	38	38	38	37	38	38	37	38	38	42	42	42.00							

NOTA: - EN CASO DE SER DE TIPO LAS LECTURAS DEPENDEN DE LA MEDIDA DE BOMBIDO, SE DEBE AJUSTAR LA TOTALIDAD DE LAS LECTURAS  
 - LOS DATOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LOS TIPOS DE ELEMENTOS DE CONCRETO SE TOMAN DE LA TABLA

Leyenda:  
 Bata de Desmoldado  
 Troque de Desmoldado

**Figura 50**

*Estimacion de la Resistencia del Concreto de las Placas Verticales*

Punto	Elemento	Apogeo	Tipo de Encofrado	Superficie	Tipo de Martillo y Tipo	Orientacion	RESULTADOS																Promedio	Resistencia del Concreto (MPa)	Coeficiente de Variación (%)	Resistencia Característica (MPa)	F'c (MPa) (Medida Directa a la Compresión)	Clase
							1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16						
1	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	42	41	39	38	38	39	41	37	38	38	38	41	41	41.00	91.00	20.00	302.34	302.22	C25			
2	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	37	38	40	40	42	41	40	37	40	38	41	40.00									
3	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	41	38	40	41	39	38	40	38	39	40	38	38	38.00									
4	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	42	38	40	41	40	40	41	40	41	41	42	41	40.00									
5	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	47	38	40	38	41	38	38	38	40	41	41	41	41.00									
6	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	42	38	41	38	41	37	40	38	37	41	37	41	39.00									
7	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	38	38	38	38	38	37	38	38	38	38	38	38	38.00									
8	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	39	38	40	41	38	37	37	38	38	38	40	38	38.00									
9	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	38	40	41	38	37	37	38	38	38	40	38	38.00									
10	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	48	48	48	48	47	47	48	48	48	48	48	48	48.00									
11	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	40	38	38	38	38	40	38	40	38	38	38	38.00									
12	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	42	38	38	38	38	38	38	37	37	41	37	38	38.00									
13	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	37	38	38	40	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
14	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	38	38	41	40	37	37	40	41	38	41	38	41	39.00									
15	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	41	38	38	38	40	40	40	41	41	41	41	41	41.00									
16	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
17	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
18	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	42	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
19	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	37	38	38	40	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
20	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	38	38	41	40	37	37	40	41	38	41	38	41	39.00									
21	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	41	38	38	38	40	40	40	41	41	41	41	41	41.00									
22	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
23	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
24	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00									
25	Placa Vertical	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	42	38	42	41	38	38	41	40	38	41	38	41	40.00									

NOTA: - EN CASO DE SER DE TIPO LAS LECTURAS DEPENDEN DE LA MEDIDA DE BOMBIDO, SE DEBE AJUSTAR LA TOTALIDAD DE LAS LECTURAS  
 - LOS DATOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LOS TIPOS DE ELEMENTOS DE CONCRETO SE TOMAN DE LA TABLA

Leyenda:  
 Bata de Desmoldado  
 Troque de Desmoldado

**Figura 51**

*Estimacion de la Resistencia del Concreto de las Vigas Longitudinales*

Punto	Elemento	Apogeo	Tipo de Encofrado	Superficie	Tipo de Martillo y Tipo	Orientacion	RESULTADOS																Promedio	Resistencia del Concreto (MPa)	Coeficiente de Variación (%)	Resistencia Característica (MPa)	F'c (MPa) (Medida Directa a la Compresión)	Clase
							1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16						
21	Viga Longitudinal	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	42	40	42	41	41	41	39	40	40	40	40	40	40	40.00	91.00	20.00	302.34	302.22	C25			
22	Viga Longitudinal	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	35	35	37	37	37	37	38	38	40	40	40	40	40.00								
23	Viga Longitudinal	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	38	42	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40.00									
24	Viga Longitudinal	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00								
25	Viga Longitudinal	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38.00								
26	Viga Longitudinal	TM+02.00m	Formal con	Externa	Paralelepipedo 200x4	Horizontal	40	38	38	40	41	41	41	40	40	40	40	40	40	40.00								

NOTA: - EN CASO DE SER DE TIPO LAS LECTURAS DEPENDEN DE LA MEDIDA DE BOMBIDO, SE DEBE AJUSTAR LA TOTALIDAD DE LAS LECTURAS  
 - LOS DATOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LOS TIPOS DE ELEMENTOS DE CONCRETO SE TOMAN DE LA TABLA

Leyenda:  
 Bata de Desmoldado  
 Troque de Desmoldado



Luego de seleccionar los valores en el rango indicado se estableció la resistencia promedio de las lecturas alcanzando un 361 kg/cm<sup>2</sup> para el modelamiento y la determinación de los valores de resistencia y sollicitación de los componentes estructurales como muestra la figura.

### Figura 55

*Valores de Resistencia del Concreto a Base de Pruebas*

Resistencia de Diseño (kg/cm <sup>2</sup> )	Ensayo a la Compresion Mediante Especimenes Cilindricos (Valor Promedio en kg/cm <sup>2</sup> )	Prueba con Martillo de Rebote (Valor Promedio en kg/cm <sup>2</sup> )
300	361.00	388.00

#### 4.2.2 Acero

A fin de conseguir el detallado general del acero de refuerzo en el arco, placas verticales, vigas y tablero del puente, se solicitó la documentación a la Gerencia Regional de Transportes y Comunicaciones (GRTC), a fin de la verificación de los planos estructurales y las precisiones técnicas de la calidad del acero de refuerzo, como se muestran en los planos detallados en los ANEXOS 6.

Para realizar el análisis propuesto en el estudio y determinar la resistencia a la fluencia del acero, tomamos a modo de referencia las especificaciones técnicas de la calidad del acero del expediente tecnico y del fabricante, establecidos dentro de los planos estructurales. Por tal motivo se tomó como referencia los planos estructurales, se estableció usar la resistencia de fluencia de acero para su respectivo análisis y modelamiento de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>

#### 4.3 Cuantificación de Daños Considerando el Factor de Agrietamiento

Seguidamente, se pone a la vista los resultados del resumen de la cuantificación de daños con el factor de agrietamiento a considerar en el análisis y modelamiento del puente San Juan.

**Tabla 29**

*Cuantificación de Daños considerando el Factor de Agrietamiento por Elemento Estructural*

Elemento	Abertura de Grieta (mm)	Factor de Agrietamiento
Arco Parabolico	0.25 - 0.35	0.90 I <sub>g</sub>
Placas Verticales	-	1.00 I <sub>g</sub>
Viga Longitudinal	0.25 - 0.70	0.50 I <sub>g</sub> - 0.40 I <sub>g</sub>
Vigas Transversales	0.15 - 0.60	0.50 I <sub>g</sub> - 0.40 I <sub>g</sub>

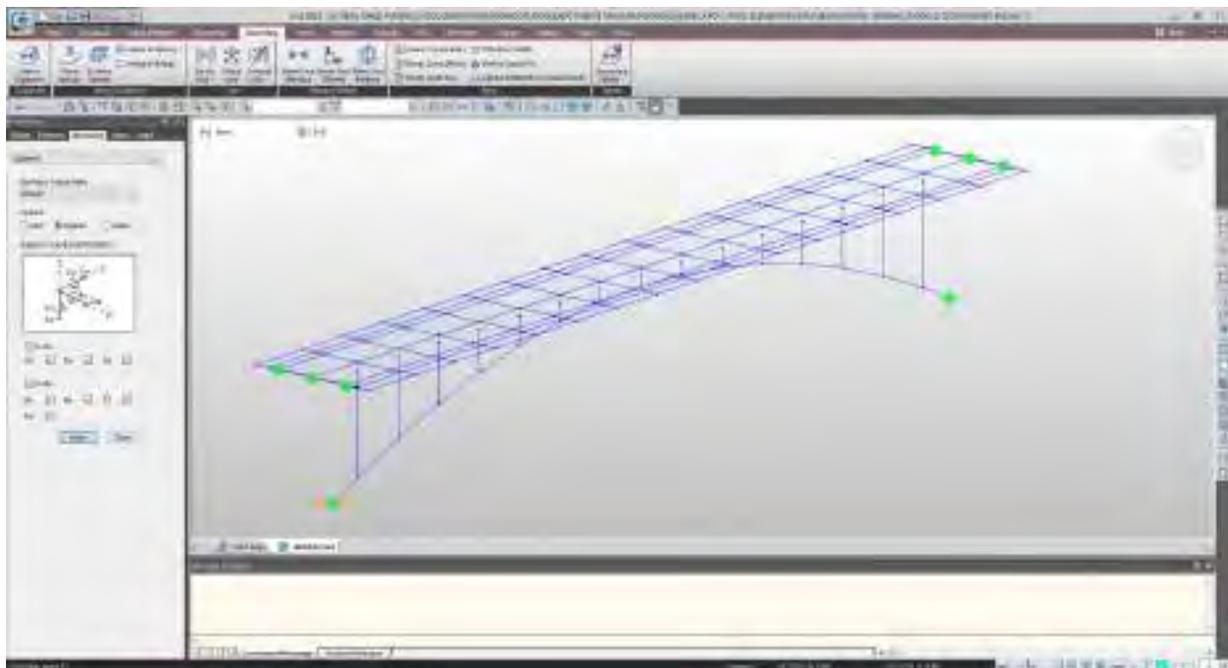
#### 4.4 Modelo y Análisis Estructural del Puente San Juan

Para obtener los momentos y cortantes debido a las solicitaciones presentes en la estructura del puente se realizó el modelado y simulación por elementos finitos en el software Midas, realizando 02 escenarios según expediente tecnico y según estructura existente con referencia de los planos como se muestra en los ANEXOS 6 PLANOS, también para conseguir los momentos y cortantes nominales resistentes considerando el refuerzo según el ítem 3.9.3.2 acero.

Finalmente, para efectuar el análisis estructural y obtener los resultados de momentos y cortantes máximos según la carga muerta y viva para las RESISTENCIAS y SOLICITACIONES con las dimensiones y la excelencia de los materiales (acero y concreto) para la resistencia de los elementos estructurales (Arco, Placas verticales, Vigas Longitudinales y Vigas Transversales), considerando dos escenarios: Escenario 01 (según expediente tecnico) y Escenario 2 (según ejecutado en obra).

#### Figura 56

*Modelo Matemático por Elementos Finitos (Superestructura del Puente San Juan)*



#### 4.4.1 Momentos y Cortantes Resistentes Según Diseño Inicial

Después de haber realizado el modelado y el análisis estructural de los elementos de la estructura se procede a determinar el momento flector y fuerza cortante resistentes de los mismos

**Tabla 30***Momentos y Fuerzas Cortantes Resistentes Últimos de Elementos Estructurales Segun Diseño Inicial*

<b>Elemento Estructural</b>	<b>Codigo</b>	<b>Momento Flector (Tonf.m)</b>	<b>Fuerza Cortante (Tnf)</b>
Boveda Parabolica	BP	1211.300	800.548
	PV - 1	60.048	129.179
Placa Vertical	PV - 2	60.048	129.179
	PV - 3	60.048	129.179
	PV - 4	49.823	95.266
	PV - 5	49.823	95.266
	PV - 6	49.823	95.266
	PV - 7	49.823	95.266
	PV - 8	49.823	95.266
	<b>PROMEDIO</b>		<b>53.657</b>
Viga Longitudinal	VL	27.330	39.09
Viga Transversal	VT	9.970	41.79

**4.4.2 Momentos y Cortantes Resistentes Según Ejecutado en Obra****Tabla 31***Momentos y Fuerzas Cortantes Últimos de Elementos Estructurales Segun Ejecutado en Obra*

<b>Elemento Estructural</b>	<b>Codigo</b>	<b>Momento Flector (Tonf.m)</b>	<b>Fuerza Cortante (Tnf)</b>
Boveda Parabolica	BP	1382.510	894.033
	PV - 1	122.648	268.258
Placa Vertical	PV - 2	180.777	207.453
	PV - 3	180.777	207.453
	PV - 4	180.777	207.453
	PV - 5	180.777	207.453
	PV - 6	160.766	207.123
	PV - 7	124.162	212.709
	PV - 8	82.119	206.598
	<b>PROMEDIO</b>		<b>180.777</b>
Viga Longitudinal	VL	40.630	57.04
Viga Transversal	VT	10.020	71.88

#### 4.4.3 Momentos y Cortantes Solicitados Según Diseño Inicial

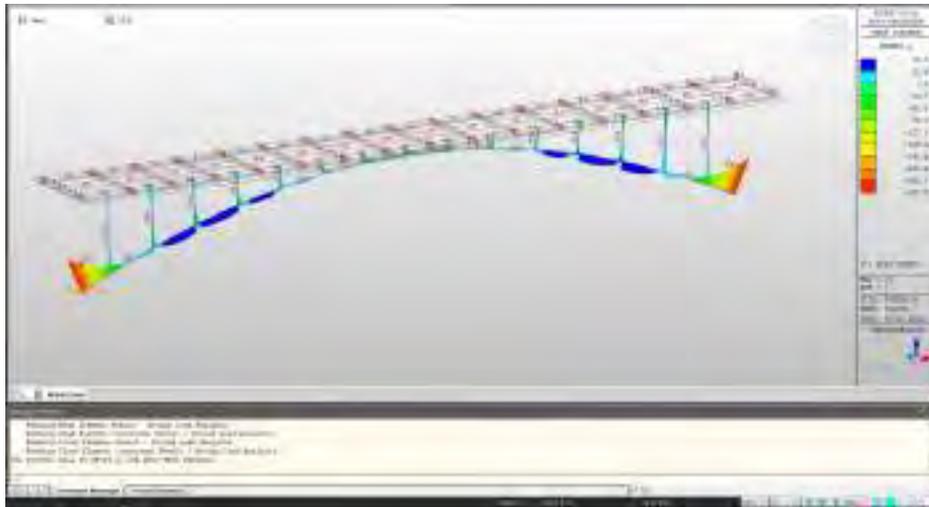
**Tabla 32**

*Momentos y Fuerzas Cortantes Solicitados de Elementos Estructurales Segun Diseño Inicial*

Tipo de Carga	Momento Flector (Tonf.m)				Fuerza Cortante(Tnf)			
	BP	PV	VL	VT	BP	PV	VL	VT
Peso Muerto	287.870	39.790	8.520	0.880	90.840	88.150	4.640	1.500
Barr. De Protec.	7.600	2.220	0.320	0.510	2.030	5.100	0.140	0.450
Superf. Desgaste	3.160	0.930	0.140	0.050	0.830	2.100	0.060	0.080
Carga Viva	233.650	64.600	11.670	1.970	72.570	60.310	4.910	2.970

**Figura 57**

*Momentos Flectores de Solicitación por Peso Muerto Segun Diseño Inicial*



#### 4.4.4 Momentos y Cortantes Solicitados Según Ejecutado en Obra

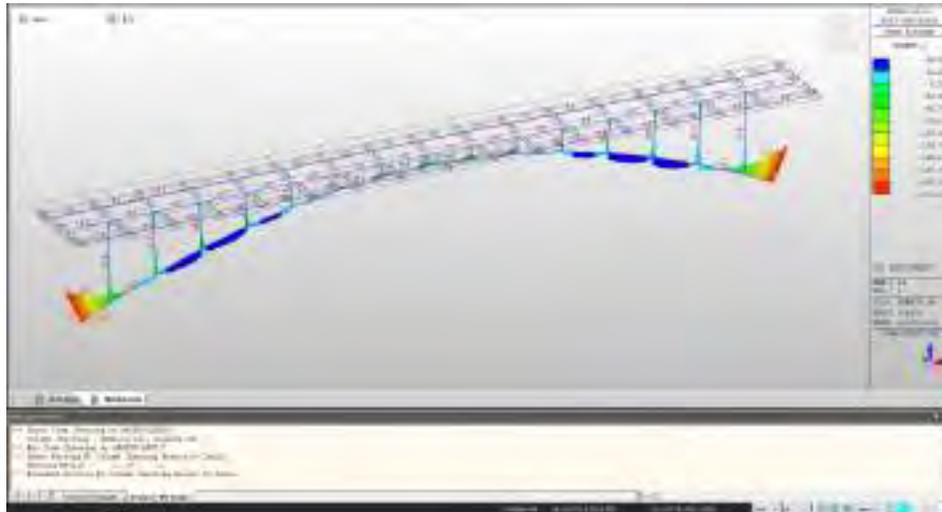
**Tabla 33**

*Momentos y Fuerzas Cortantes Solicitados de Elementos Estructurales Segun Ejecutado en Obra*

Tipo de Carga	Momento Flector (Tonf.m)				Fuerza Cortante (Tnf)			
	BP	PV	VL	VT	BP	PV	VL	VT
Peso Muerto	271.160	34.820	6.170	0.310	86.120	84.990	3.610	0.600
Barr. de Protec.	6.750	1.850	0.210	0.000	1.830	4.970	0.090	0.000
Superf. Desgaste	5.190	1.450	0.160	0.000	1.390	3.840	0.070	0.000
Carga Viva	248.370	67.010	8.150	0.000	74.690	59.460	3.590	0.000

**Figura 58**

*Momentos Flectores de Solicitación por Peso Muerto Segun Ejecutado en Obra*



#### 4.5 Parametros Estadísticos de los Elementos Estructurales

##### 4.5.1 Modelo de Resistencia

a) Según Diseño Inicial

**Tabla 34**

*Parametros Estadísticos para la Resistencia Segun Diseño Inicial*

Variable	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Elemento Estructural	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )
<b>Momento Flector (Tnf.m)</b>	1.14	0.13	BP	1211.300	NORMAL	1380.88	179.51
	1.14	0.13	PV	53.657		61.17	7.95
	1.14	0.13	VL	27.330		31.16	4.05
	1.14	0.13	VT	9.970		11.37	1.48
<b>Fuerza Cortante (Tnf)</b>	1.2	0.155	BP	800.548		960.66	148.90
	1.2	0.155	PV	107.983		129.58	20.08
	1.2	0.155	VL	39.09		46.91	7.27
	1.2	0.155	VT	41.79		50.15	7.77

b) Según Ejecutado en Obra

**Tabla 35**

*Parametros Estadísticos para la Resistencia Segun Ejecutado en Obra*

Variable	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Elemento Estructural	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )
<b>Momento Flector (Tnf.m)</b>	1.14	0.13	BP	1382.510	NORMAL	1576.06	204.89
	1.14	0.13	PV	180.777		206.09	26.79
	1.14	0.13	VL	40.630		46.32	6.02

	1.14	0.13	VT	10.020	11.42	1.48
<b>Fuerza Cortante (Tnf)</b>	1.2	0.155	BP	894.033	1072.84	166.29
	1.2	0.155	PV	215.563	258.68	40.09
	1.2	0.155	VL	57.04	68.45	10.61
	1.2	0.155	VT	71.88	86.26	13.37

#### 4.5.2 Modelo de Solicitación

##### a) Según Diseño Inicial

**Tabla 36**

*Parametros Estadísticos para la Solicitación Segun Diseño Inicial de la Boveda Parabolica*

BOVEDA PARABOLICA							
Solicitud	Variables	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )
Peso Muerto (DC)	MOMENTO	1.05	0.10	287.87		302.26	30.23
	CORTANTE	1.05	0.10	90.84		95.38	9.54
Barrera de Proteccion (DC)	MOMENTO	1.05	0.10	7.60	NORMAL	7.98	0.80
	CORTANTE	1.05	0.10	2.03		2.13	0.21
Superficie de Desgaste (DW)	MOMENTO	1.00	0.25	3.16		3.16	0.79
	CORTANTE	1.00	0.25	0.83		0.83	0.21
Carga Viva (MV)	MOMENTO	1.20	0.18	233.65	LOG NORMAL	280.38	50.47
	CORTANTE	1.20	0.18	72.57		87.08	15.68

**Tabla 37**

*Parametros Estadísticos para la Solicitación Segun Diseño Inicial de la Placa Vertical*

PLACA VERTICAL							
Solicitud	Variables	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )
Peso Muerto (DC)	MOMENTO	1.05	0.10	39.79		41.78	4.18
	CORTANTE	1.05	0.10	88.15		92.56	9.26
Barrera de Proteccion (DC)	MOMENTO	1.05	0.10	2.22	NORMAL	2.33	0.23
	CORTANTE	1.05	0.10	5.10		5.36	0.54
Superficie de Desgaste (DW)	MOMENTO	1.00	0.25	0.93		0.93	0.23
	CORTANTE	1.00	0.25	2.10		2.10	0.53
Carga Viva (MV)	MOMENTO	1.20	0.18	64.60	LOG	77.52	13.95
	CORTANTE	1.20	0.18	60.31	NORMAL	72.37	13.03

**Tabla 38**

*Parametros Estadísticos para la Solicitación Segun Diseño Inicial de la Viga Longitudinal*

VIGA LONGITUDINAL							
-------------------	--	--	--	--	--	--	--

Solicitud	Variables	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )
Peso Muerto (DC)	MOMENTO	1.05	0.10	8.52	NORMAL	8.95	0.89
	CORTANTE	1.05	0.10	4.64		4.87	0.49
Barrera de Proteccion (DC)	MOMENTO	1.05	0.10	0.32		0.34	0.03
	CORTANTE	1.05	0.10	0.14		0.15	0.01
Superficie de Desgaste (DW)	MOMENTO	1.00	0.25	0.16		0.16	0.04
	CORTANTE	1.00	0.25	0.06		0.06	0.02
Carga Viva (MV)	MOMENTO	1.20	0.18	11.67	LOG NORMAL	14.00	2.52
	CORTANTE	1.20	0.18	4.91		5.89	1.06

**Tabla 39**

*Parametros Estadísticos para la Solicitud Segun Diseño Inicial de la Viga Transversal*

VIGA TRANSVERSAL							
Solicitud	Variables	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )
Peso Muerto (DC)	MOMENTO	1.05	0.10	0.88	NORMAL	0.92	0.09
	CORTANTE	1.05	0.10	1.50		1.58	0.16
Barrera de Proteccion (DC)	MOMENTO	1.05	0.10	0.51		0.54	0.05
	CORTANTE	1.05	0.10	0.45		0.47	0.05
Superficie de Desgaste (DW)	MOMENTO	1.00	0.25	0.05		0.05	0.01
	CORTANTE	1.00	0.25	0.08		0.08	0.02
Carga Viva (MV)	MOMENTO	1.20	0.18	1.97	LOG NORMAL	2.36	0.43
	CORTANTE	1.20	0.18	2.97		3.56	0.64

**b) Según Ejecutado en Obra**

**Tabla 40**

*Parametros Estadísticos para la Solicitud Segun Ejecutado en Obra de la Boveda Parabolica*

BOVEDA PARABOLICA							
Solicitud	Variables	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )
Peso Muerto (DC)	Momento	1.05	0.10	271.16	NORMAL	284.72	28.47
	Cortante	1.05	0.10	86.12		90.43	9.04
Barrera de Proteccion (DC)	Momento	1.05	0.10	6.75		7.09	0.71
	Cortante	1.05	0.10	1.83		1.92	0.19
Superficie de Desgaste (DW)	Momento	1.00	0.25	5.19		5.19	1.30
	Cortante	1.00	0.25	1.39		1.39	0.35
Carga Viva (MV)	Momento	1.20	0.18	248.37	LOG NORMAL	298.04	53.65
	Cortante	1.20	0.18	72.57		87.08	15.68

**Tabla 41**

*Parametros Estadísticos para la Solicitud Segun Ejecutado en Obra de la Placa Vertical*

PLACA VERTICAL							
----------------	--	--	--	--	--	--	--

Solicitud	Variables	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )	
Peso Muerto (DC)	Momento	1.05	0.10	34.82	NORMAL	36.56	3.66	
	Cortante	1.05	0.10	84.99		89.24	8.92	
Barrera de Proteccion (DC)	Momento	1.05	0.10	1.85		1.94	0.19	
	Cortante	1.05	0.10	4.97		5.22	0.52	
Superficie de Desgaste (DW)	Momento	1.00	0.25	1.45		1.45	0.36	
	Cortante	1.00	0.25	3.84		3.84	0.96	
Carga Viva (MV)	Momento	1.20	0.18	67.01		LOG NORMAL	80.41	14.47
	Cortante	1.20	0.18	59.46			71.35	12.84

**Tabla 42**

*Parametros Estadísticos para la Solicitud Segun Ejecutado en Obra de la Viga Longitudinal*

VIGA LONGITUDINAL								
Solicitud	Variables	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )	
Peso Muerto (DC)	Momento	1.05	0.10	6.17	NORMAL	6.48	0.65	
	Cortante	1.05	0.10	3.61		3.79	0.38	
Barrera de Proteccion (DC)	Momento	1.05	0.10	0.21		0.22	0.02	
	Cortante	1.05	0.10	0.09		0.09	0.01	
Superficie de Desgaste (DW)	Momento	1.00	0.25	0.16		0.16	0.04	
	Cortante	1.00	0.25	0.07		0.07	0.02	
Carga Viva (MV)	Momento	1.20	0.18	8.15		LOG NORMAL	9.78	1.76
	Cortante	1.20	0.18	3.59			4.31	0.78

**Tabla 43**

*Parametros Estadísticos para la Solicitud Segun Ejecutado en Obra de la Viga Transversal*

VIGA TRANSVERSAL								
Solicitud	Variables	Factor Bias ( $\lambda$ )	Coef. Varia. (C.V.)	Valor Ultimo	Distribución	Media ( $\mu$ )	Desv. Est. ( $\sigma$ )	
Peso Muerto (DC)	Momento	1.05	0.10	0.31	NORMAL	0.33	0.03	
	Cortante	1.05	0.10	0.60		0.63	0.06	
Barrera de Proteccion (DC)	Momento	1.05	0.10	0.00		0.00	0.00	
	Cortante	1.05	0.10	0.00		0.00	0.00	
Superficie de Desgaste (DW)	Momento	1.00	0.25	0.00		0.00	0.00	
	Cortante	1.00	0.25	0.00		0.00	0.00	
Carga Viva (MV)	Momento	1.20	0.18	0.00		LOG NORMAL	0.00	0.00
	Cortante	1.20	0.18	0.00			0.00	0.00

## 4.6 Índice de Confiabilidad del Elementos Estructurales

### 4.6.1 Modelo de Resistencia

#### a) Según Diseño Inicial

**Tabla 44***Resumen de Parametros Estadísticos de Resistencia Según Diseño Inicial*

Elemento	F.D.P.	Momento Tnf.m		Cortante Tnf	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
BP	NORMAL	1380.88	179.51	960.66	148.90
PV	NORMAL	61.17	7.95	129.58	20.08
VL	NORMAL	31.16	4.05	46.91	7.27
VT	NORMAL	11.37	1.48	50.15	7.77

**b) Según Ejecutado en Obra****Tabla 45***Resumen de Parametros Estadísticos de Resistencia Según Ejecutado en Obra*

Elemento	F.D.P.	Momento Tnf.m		Cortante Tnf	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
BP	NORMAL	1576.06	204.89	1072.84	166.29
PV	NORMAL	206.09	26.79	258.68	40.09
VL	NORMAL	46.32	6.02	68.45	10.61
VT	NORMAL	11.42	1.48	86.26	13.37

**4.6.2 Modelo de Solicitación****a) Según Diseño Inicial****Tabla 46***Resumen de Parametros Estadísticos de Solicitación de la Boveda Parabolica Según Diseño Inicial*

<b>Boveda Parabolica</b>					
Carga	F.D.P.	Momento Tnf.m		Cortante Tnf	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Peso Muerto (DC)	Normal	302.26	30.23	95.38	9.54
Barr. de Protecc. (DC)	Normal	7.98	0.80	2.13	0.21
Super. de Desga. (DW)	Normal	3.16	0.79	0.83	0.21
Carga Viva (MV)	Log. Normal	280.38	50.47	87.08	15.68

**Tabla 47***Resumen de Parametros Estadísticos de Solicitación de la Placa Vertical Según Diseño Inicial*

<b>Placa Vertical</b>					
Carga	F.D.P.	Momento Tnf.m		Cortante Tnf	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Peso Muerto (DC)	Normal	41.78	4.18	92.56	9.26
Barr. de Protecc. (DC)	Normal	2.33	0.23	5.36	0.54

Super. de Desga. (DW)	Normal	0.93	0.23	2.10	0.53
Carga Viva (MV)	Log Normal	77.52	13.95	72.37	13.03

**Tabla 48**

*Resumen de Parametros Estadísticos de Solicitud de la Viga Longitudinal Según Diseño Inicial*

<b>Viga Longitudinal</b>					
Carga	F.D.P.	Momento Tnf.m		Cortante Tnf	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Peso Muerto (DC)	Normal	8.95	0.89	4.87	0.49
Barr. de Protecc. (DC)	Normal	0.34	0.03	0.15	0.01
Super. de Desga. (DW)	Normal	0.16	0.04	0.06	0.02
Carga Viva (MV)	Log Normal	14.00	2.52	5.89	1.06

**Tabla 49**

*Resumen de Parametros Estadísticos de Solicitud de la Viga Transversal Según Diseño Inicial*

<b>Viga Transversal</b>					
Carga	F.D.P.	Momento Tnf.m		Cortante Tnf	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Peso Muerto (DC)	Normal	0.92	0.09	1.58	0.16
Barr. de Protecc. (DC)	Normal	0.54	0.05	0.47	0.05
Super. de Desga. (DW)	Normal	0.05	0.01	0.08	0.02
Carga Viva (MV)	Log Normal	2.36	0.43	3.56	0.64

**b) Según Ejecutado en Obra**

**Tabla 50**

*Resumen de Parametros Estadísticos de Solicitud de la Boveda Parabolica Según Ejecutado en Obra*

<b>Boveda Parabolica</b>					
Carga	F.D.P.	Momento Tnf.m		Cortante Tnf	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Peso Muerto (DC)	Normal	284.72	28.47	90.43	9.04
Barr. de Protecc. (DC)	Normal	7.09	0.71	1.92	0.19
Super. de Desga. (DW)	Normal	5.19	1.30	1.39	0.35
Carga Viva (MV)	Log Normal	298.04	53.65	87.08	15.68

**Tabla 51**

*Resumen de Parametros Estadísticos de Solicitud de la Placa Vertical Según Ejecutado en Obra*

<b>Placa Vertical</b>					
Carga	F.D.P.	Momento Tnf.m		Cortante Tnf	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Peso Muerto (DC)	Normal	36.56	3.66	89.24	8.92
Barr. de Protecc. (DC)	Normal	1.94	0.19	5.22	0.52
Super. de Desga. (DW)	Normal	1.45	0.36	3.84	0.96
Carga Viva (MV)	Log Normal	80.41	14.47	71.35	12.84

**Tabla 52***Resumen de Parametros Estadísticos de Solicitación de la Viga Longitudinal Según Ejecutado en Obra*

<b>Viga Longitudinal</b>					
<b>Carga</b>	<b>F.D.P.</b>	<b>Momento Tnf.m</b>		<b>Cortante Tnf</b>	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Peso Muerto (DC)	Normal	6.48	0.65	3.79	0.38
Barr. de Protecc. (DC)	Normal	0.22	0.02	0.09	0.01
Super. de Desga. (DW)	Normal	0.16	0.04	0.07	0.02
Carga Viva (MV)	Log Normal	9.78	1.76	4.31	0.78

**Tabla 53***Resumen de Parametros Estadísticos de Solicitación de la Viga Transversal Según Ejecutado en Obra*

<b>Viga Transversal</b>					
<b>Carga</b>	<b>F.D.P.</b>	<b>Momento Tnf.m</b>		<b>Cortante Tnf</b>	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Peso Muerto (DC)	Normal	0.33	0.03	0.63	0.06
Barr. de Protecc. (DC)	Normal	0.00	0.00	0.00	0.00
Super. de Desga. (DW)	Normal	0.00	0.00	0.00	0.00
Carga Viva (MV)	Log Normal	0.00	0.00	0.00	0.00

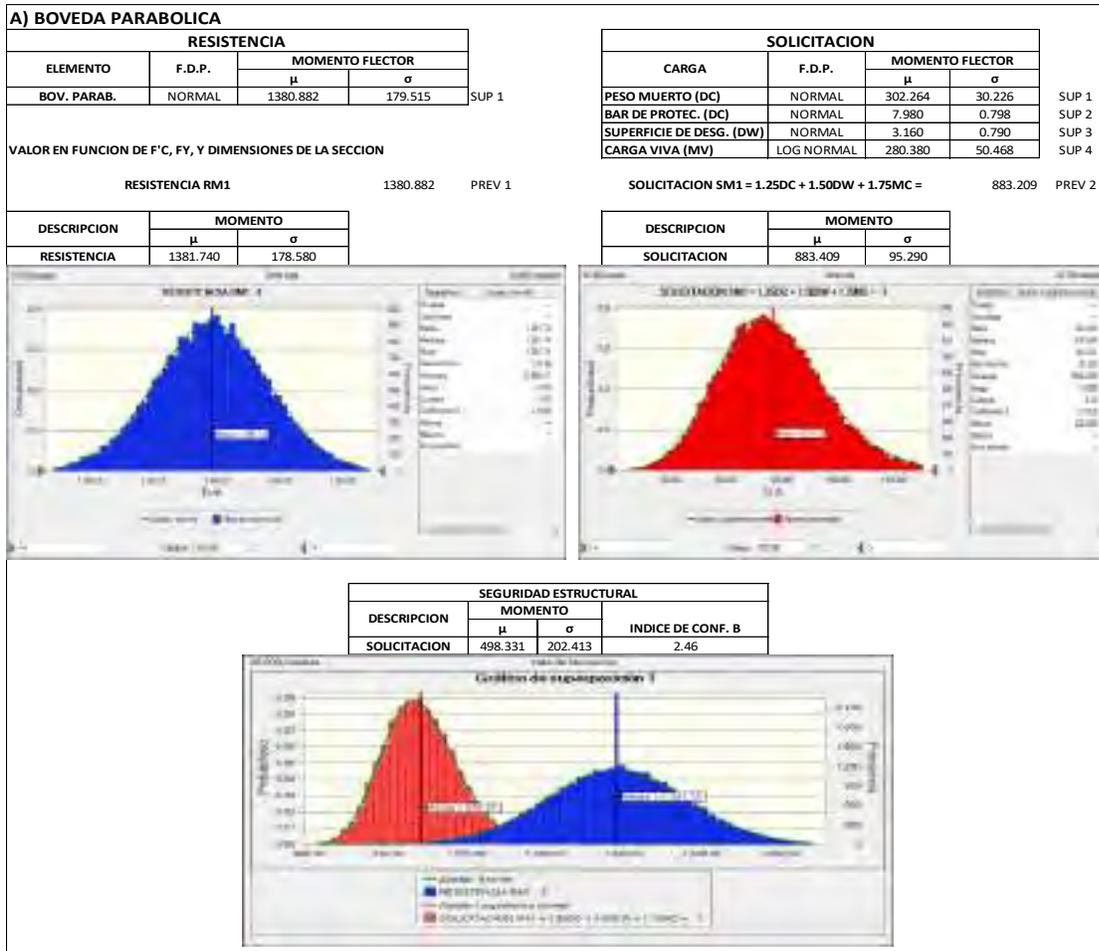
**4.6.3 Análisis de Confiabilidad**

Para calcular el índice de confiabilidad del elemento estructural se utiliza la simulación Montecarlo según Diseño inicial y ejecutado en obra con apoyo del software Oracle Crystal Ball, considerando la resistencia de los elementos estructurales y las solicitaciones presentes en la estructura

**a) Según Diseño Inicial**

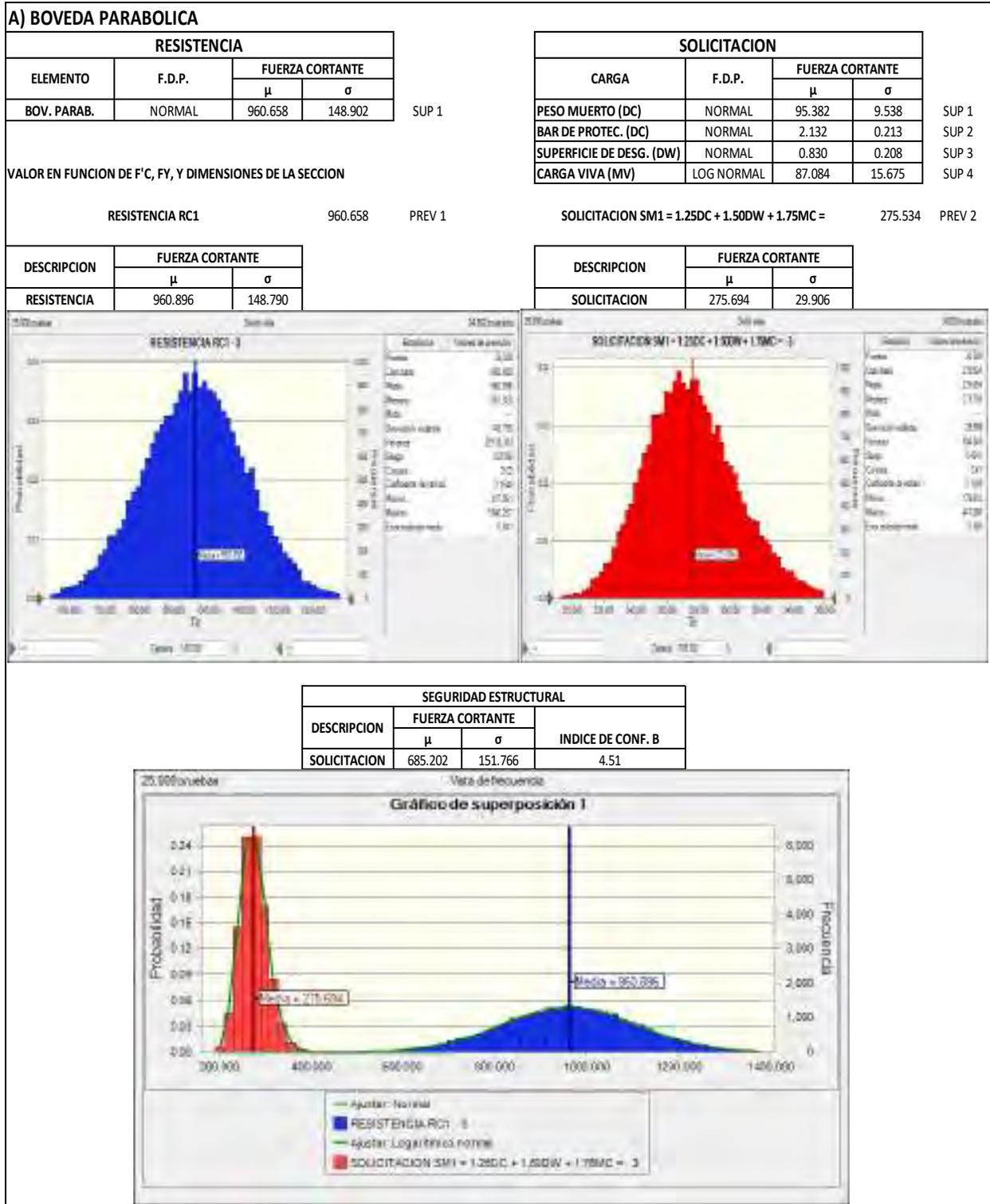
**Figura 59**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Boveda Parabolica Según Diseño Inicial por Momento Flector*



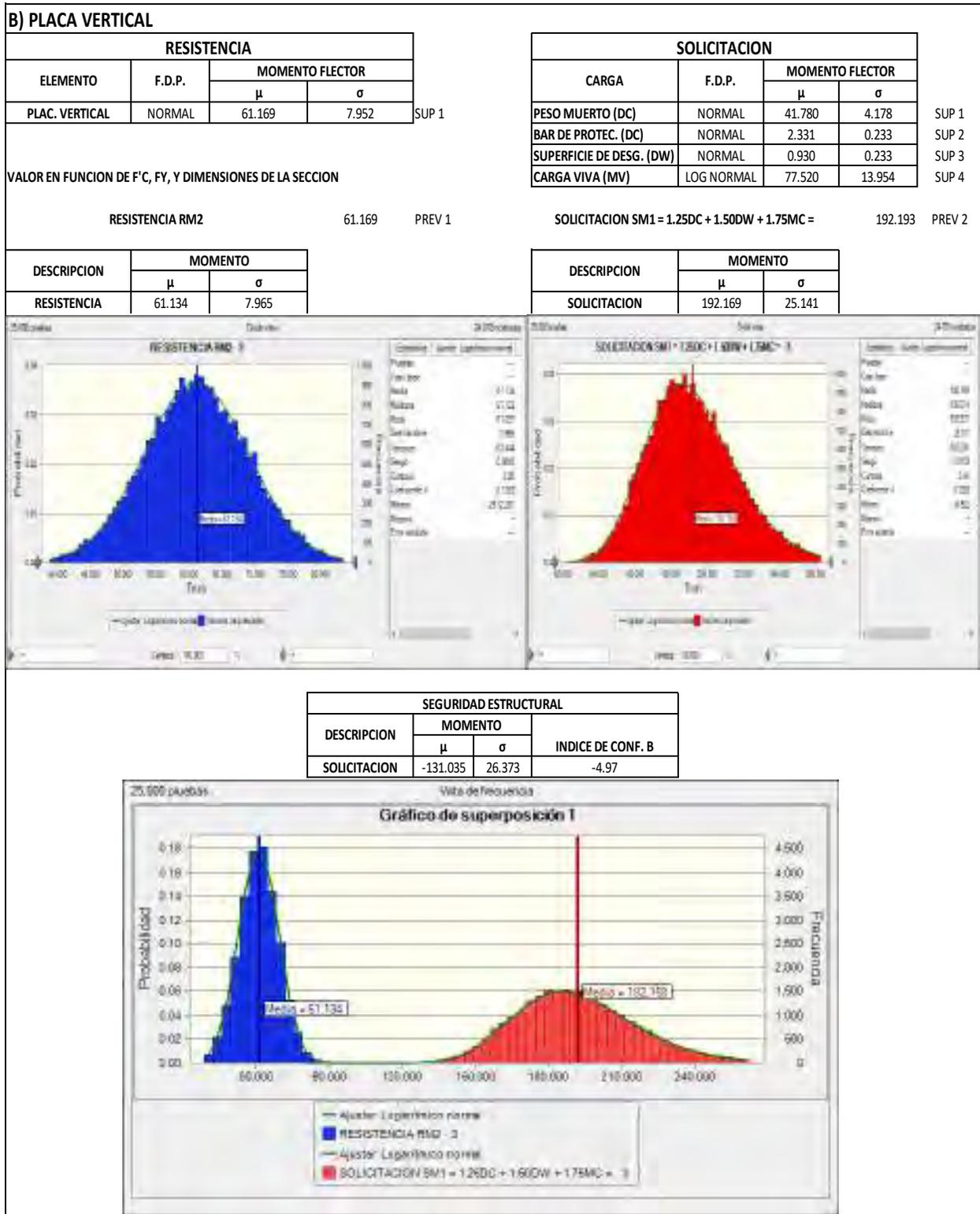
**Figura 60**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Boveda Parabólica Según Diseño Inicial por Fuerza Cortante*



**Figura 61**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Placa Vertical Según Diseño Inicial por Momento Flector*



**Figura 62**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Placa Vertical Según Diseño Inicial por Fuerza Cortante*

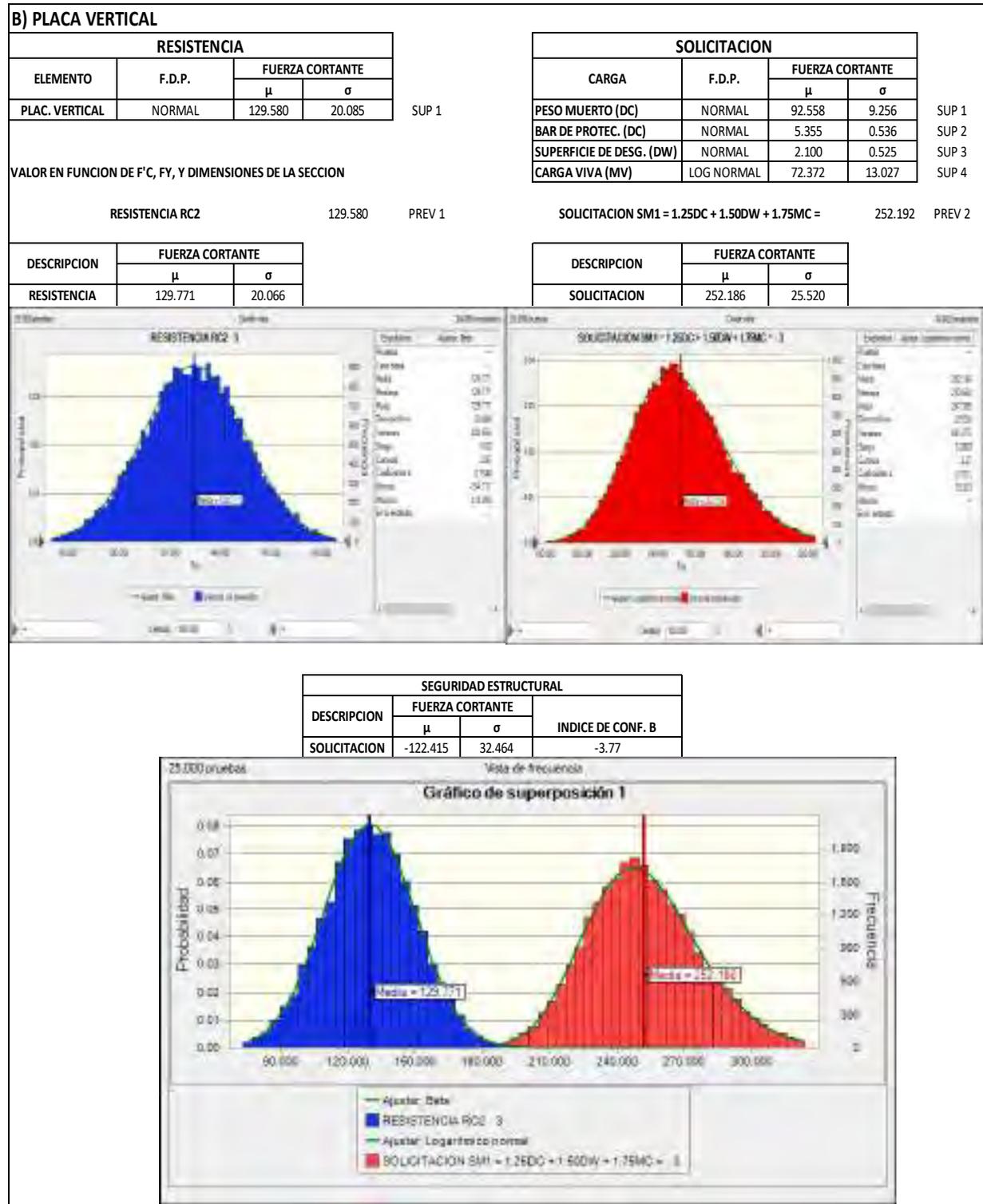
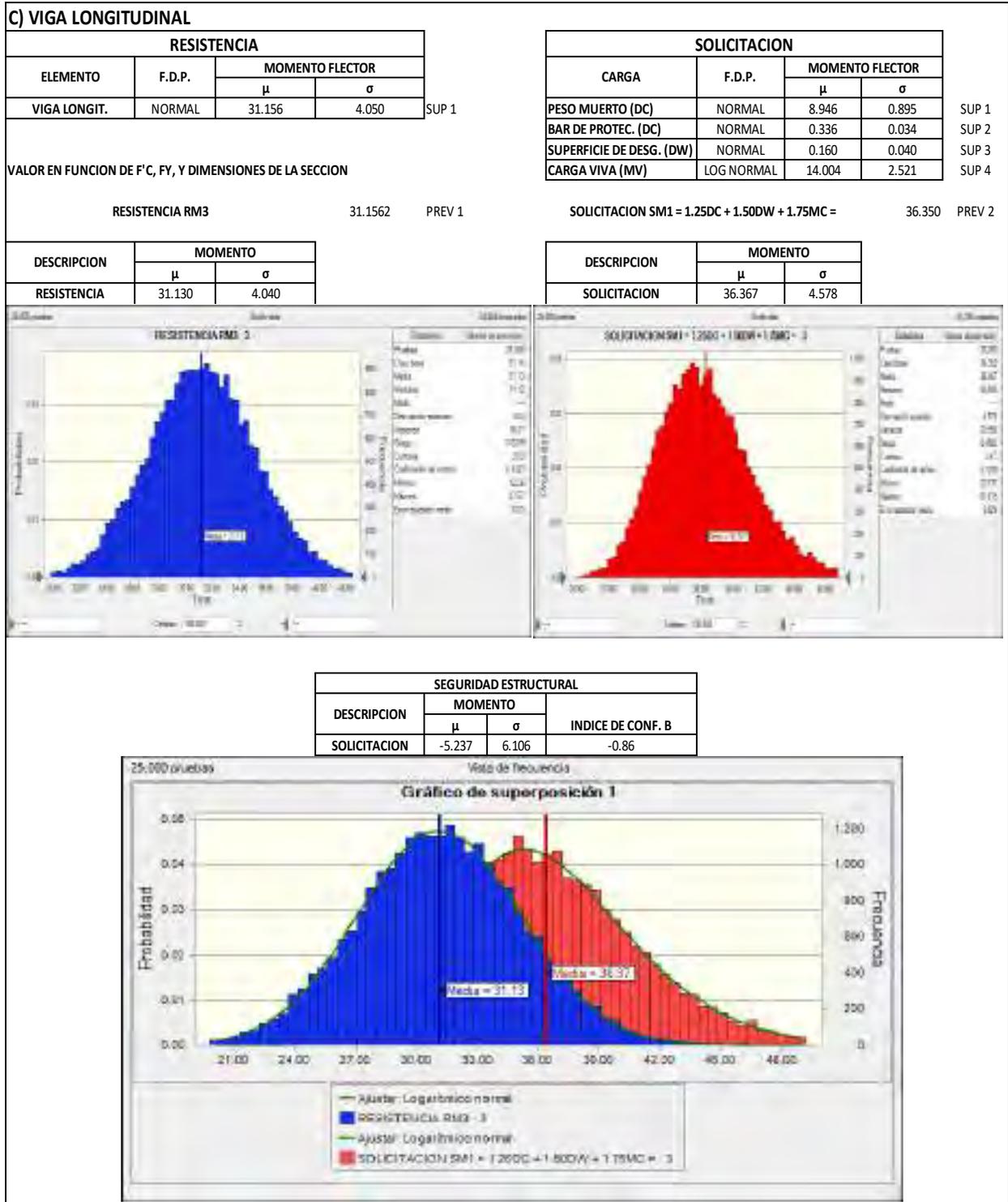


Figura 63

Índice de Confiabilidad Estructural de la Viga Longitudinal Según Diseño Inicial por Momento Flector



**Figura 64**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Viga Longitudinal Según Diseño Inicial por Fuerza Cortante*

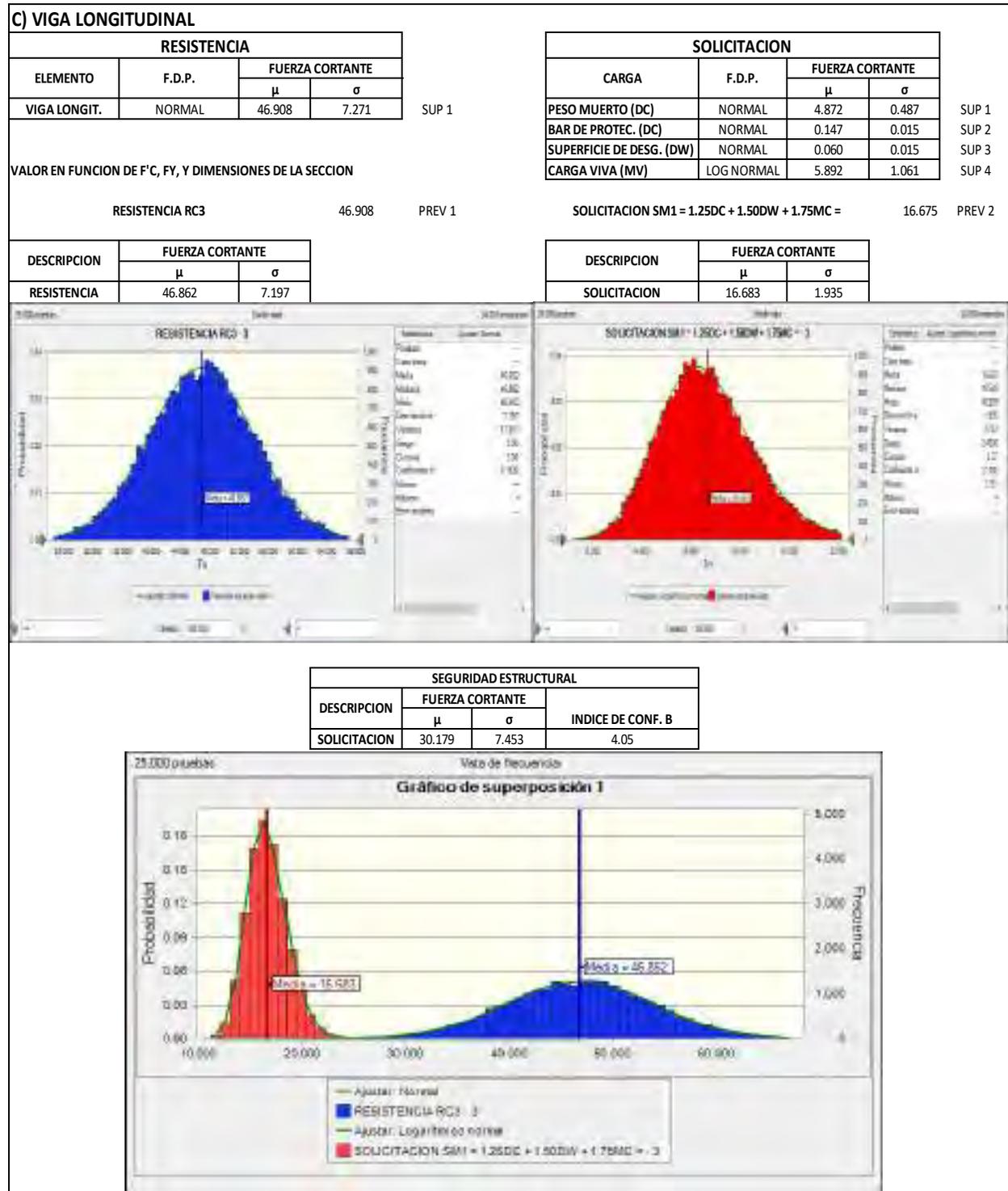
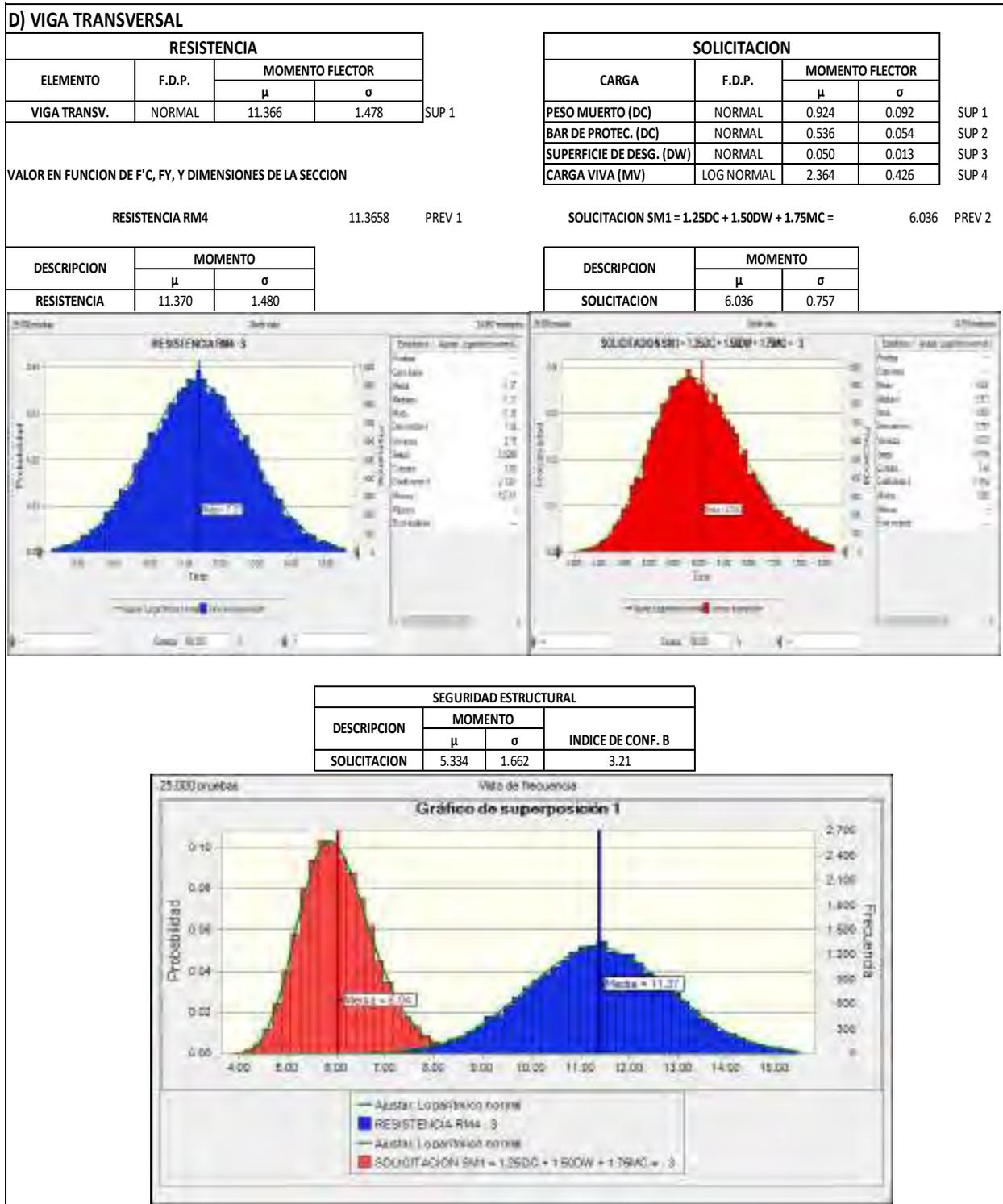


Figura 65

Índice de Confiabilidad Estructural de la Viga Transversal Según Diseño Inicial por Momento Flector



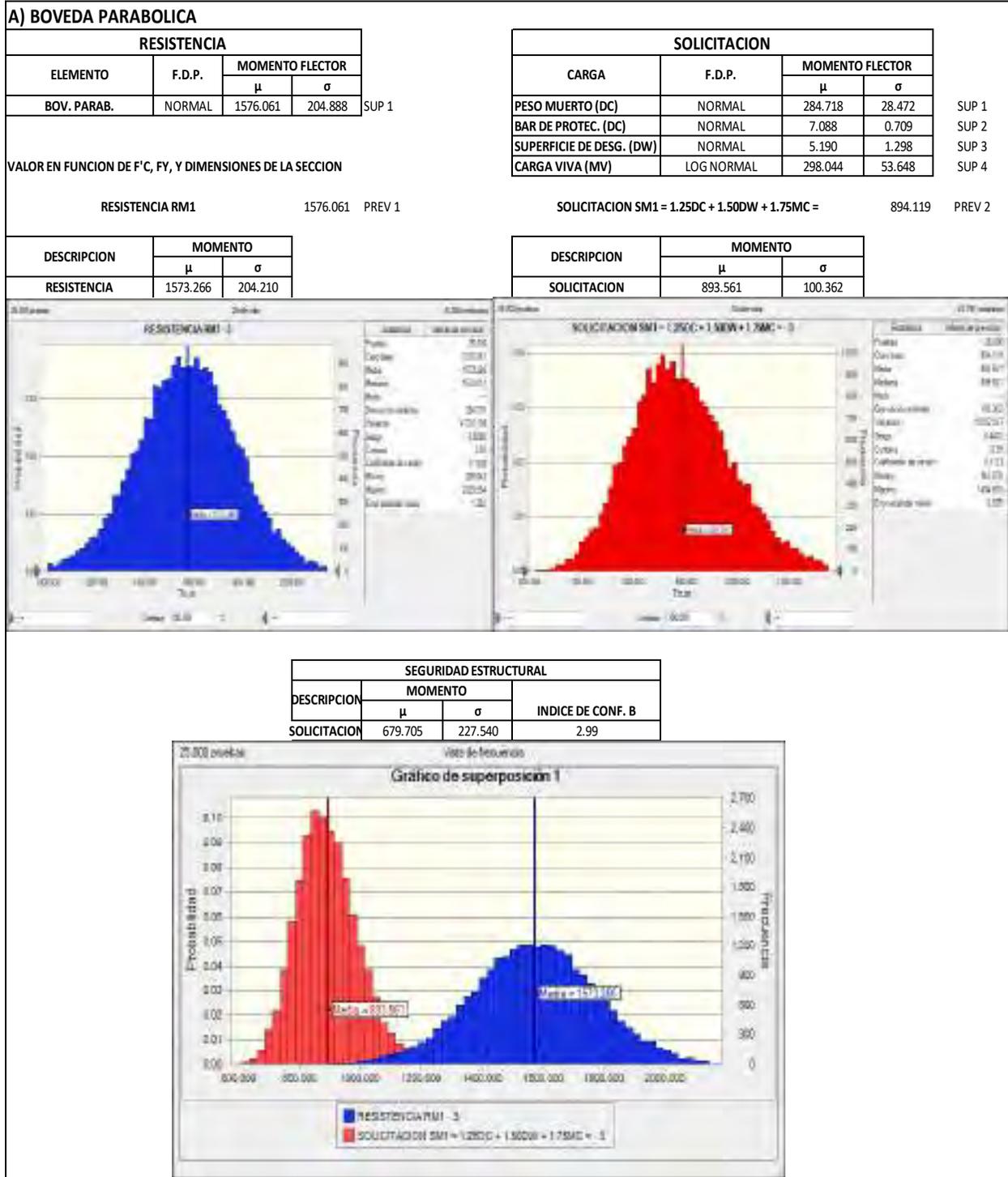


b) Según Ejecutado en Obra

Figura 67

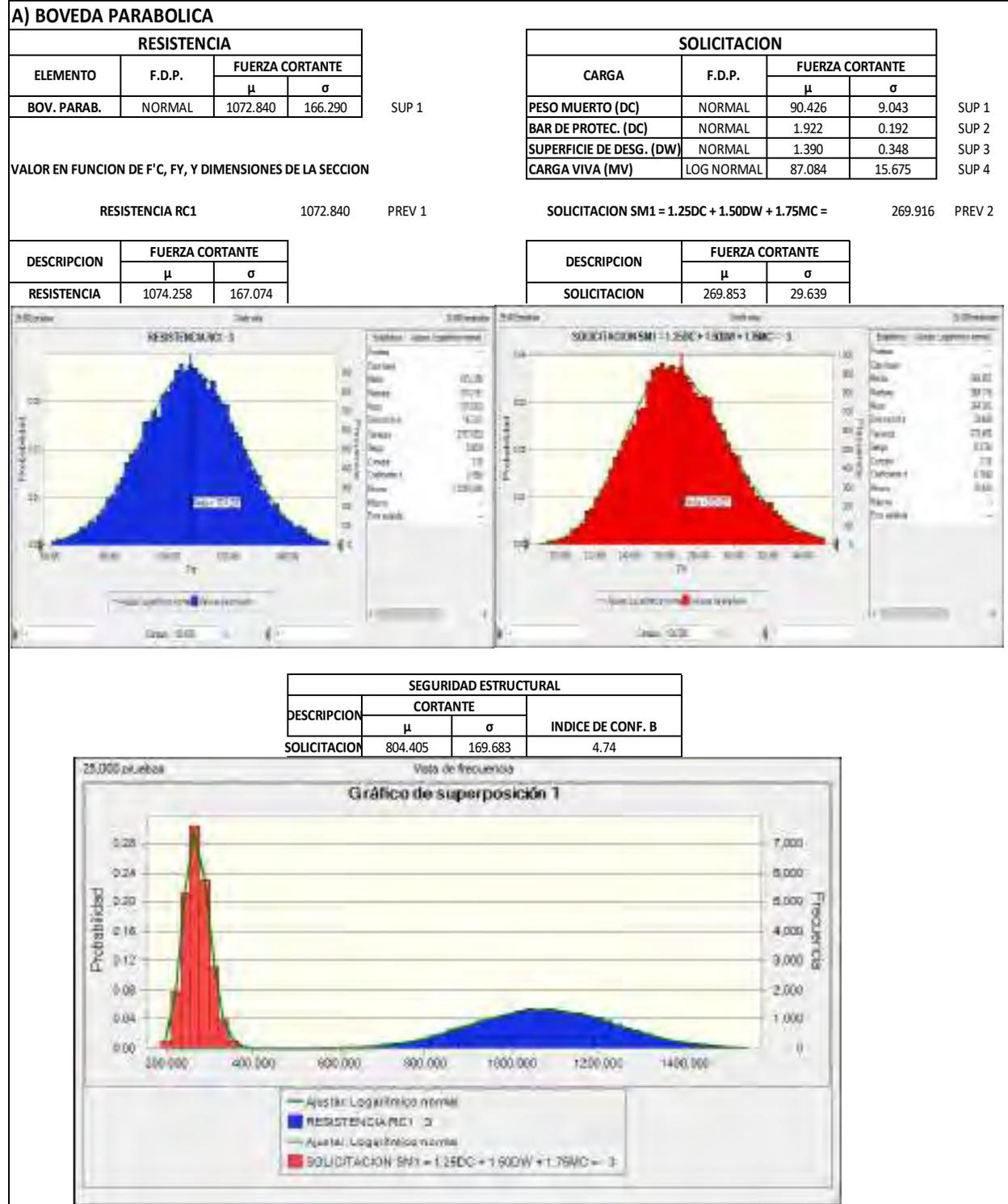
Índice de Confiabilidad Estructural de la Boveda Parabolica Según Ejecutado en Obra por Momento

Flector



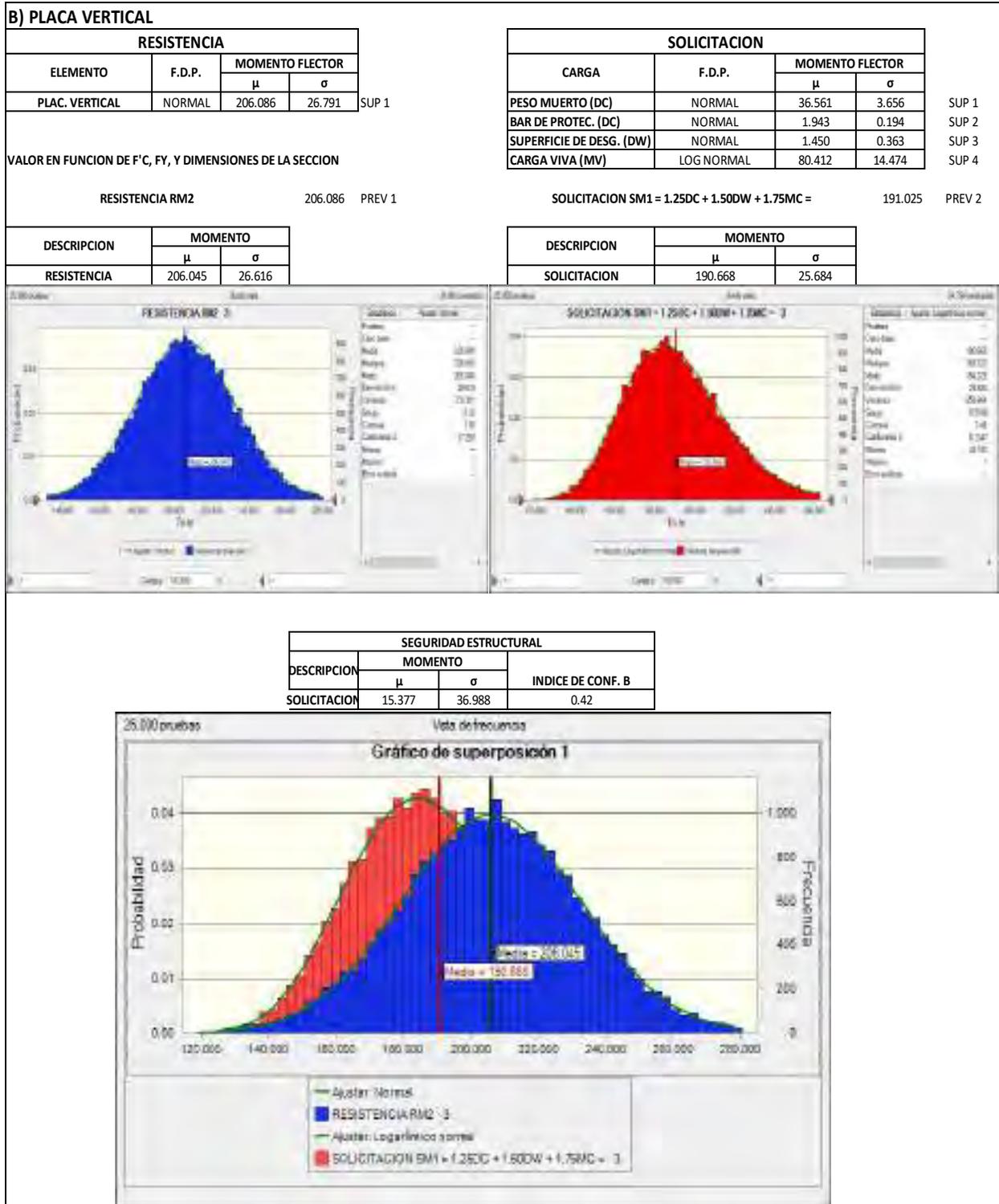
**Figura 68**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Boveda Parabolica Según Ejecutado en Obra por Fuerza Cortante*



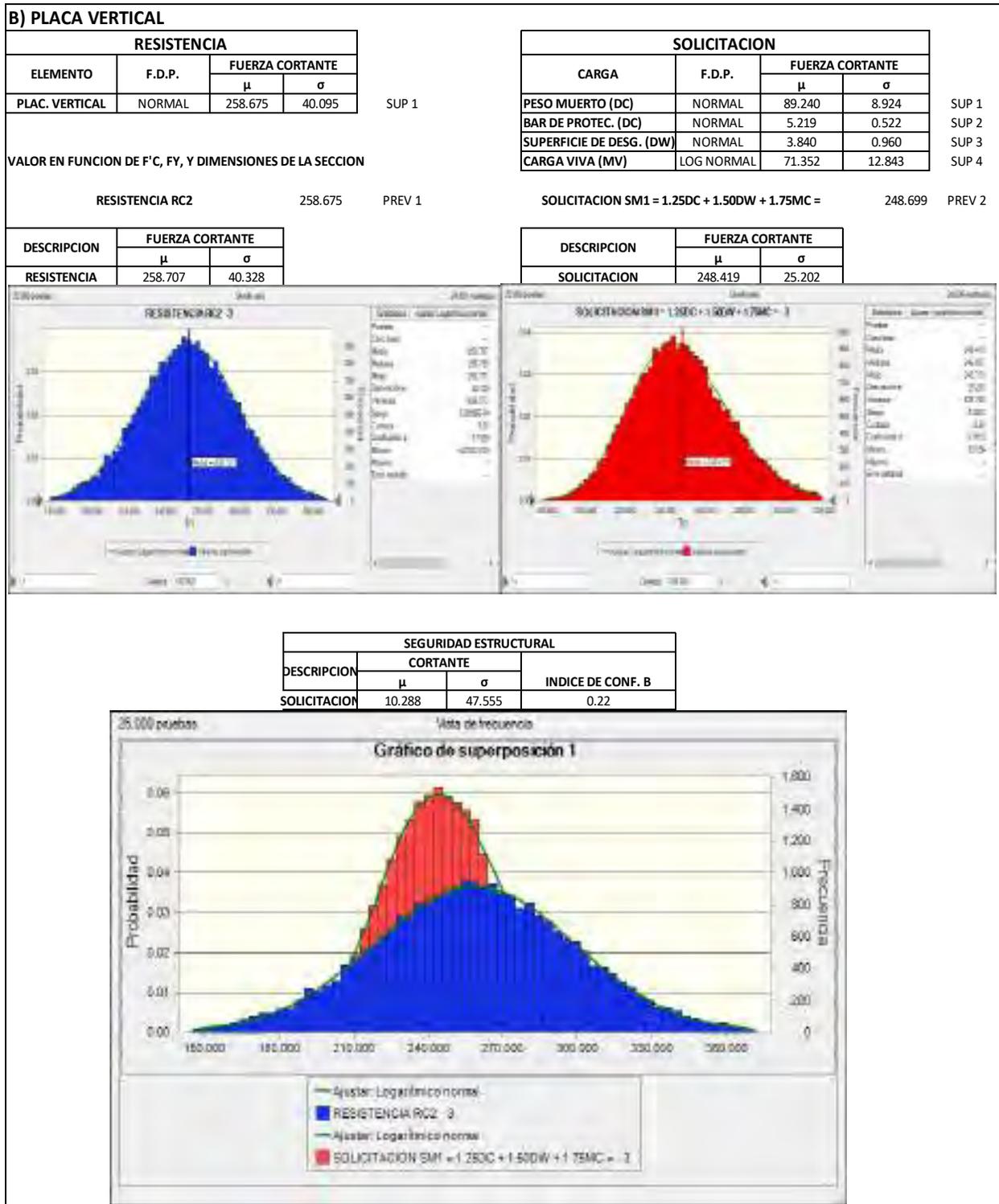
**Figura 69**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Placa Vertical Según Ejecutado en Obra por Momento Flector*



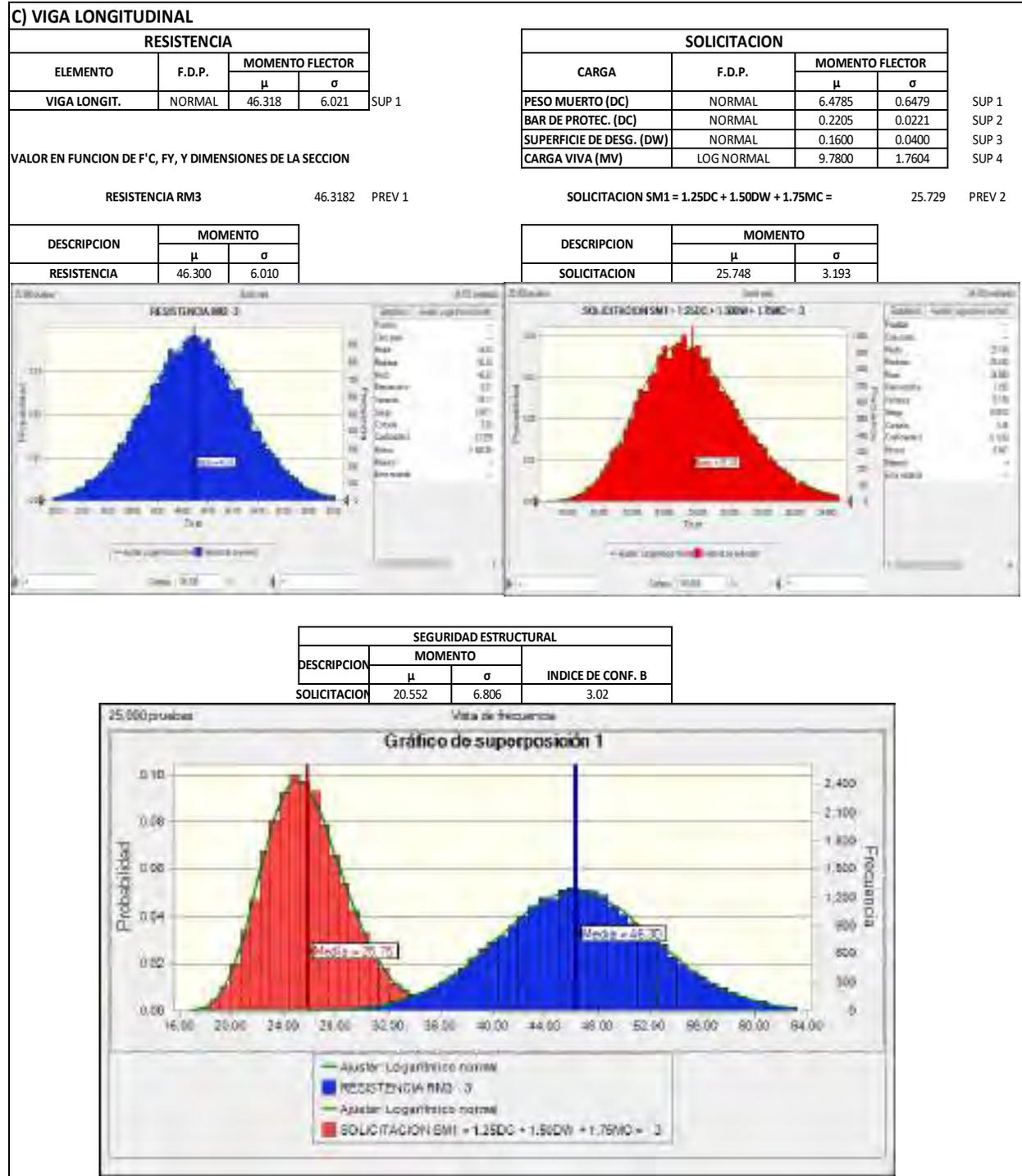
**Figura 70**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Placa Vertical Según Ejecutado en Obra por Fuerza Cortante*



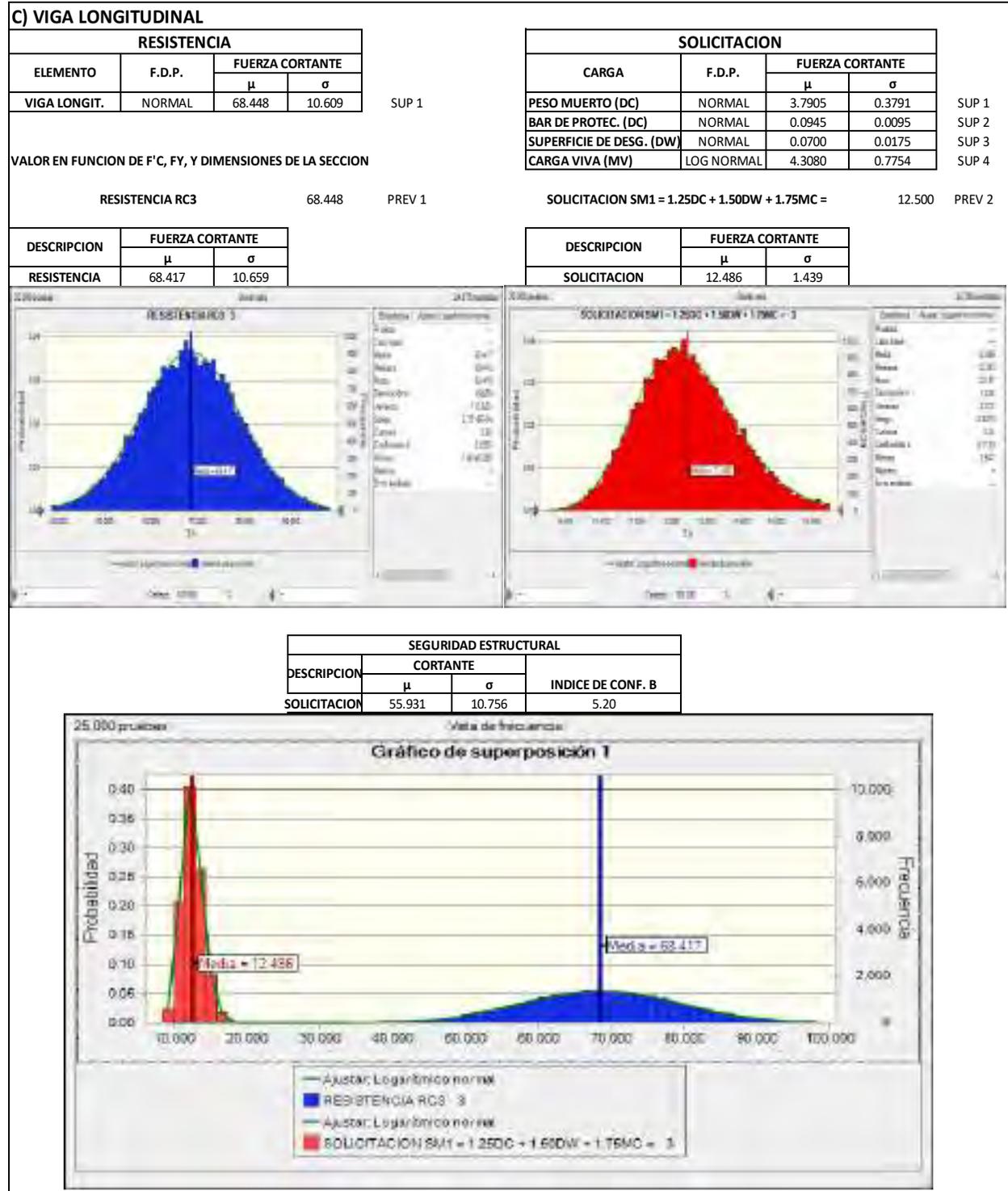
**Figura 71**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Viga Longitudinal Según Ejecutado en Obra por Momento Flector*



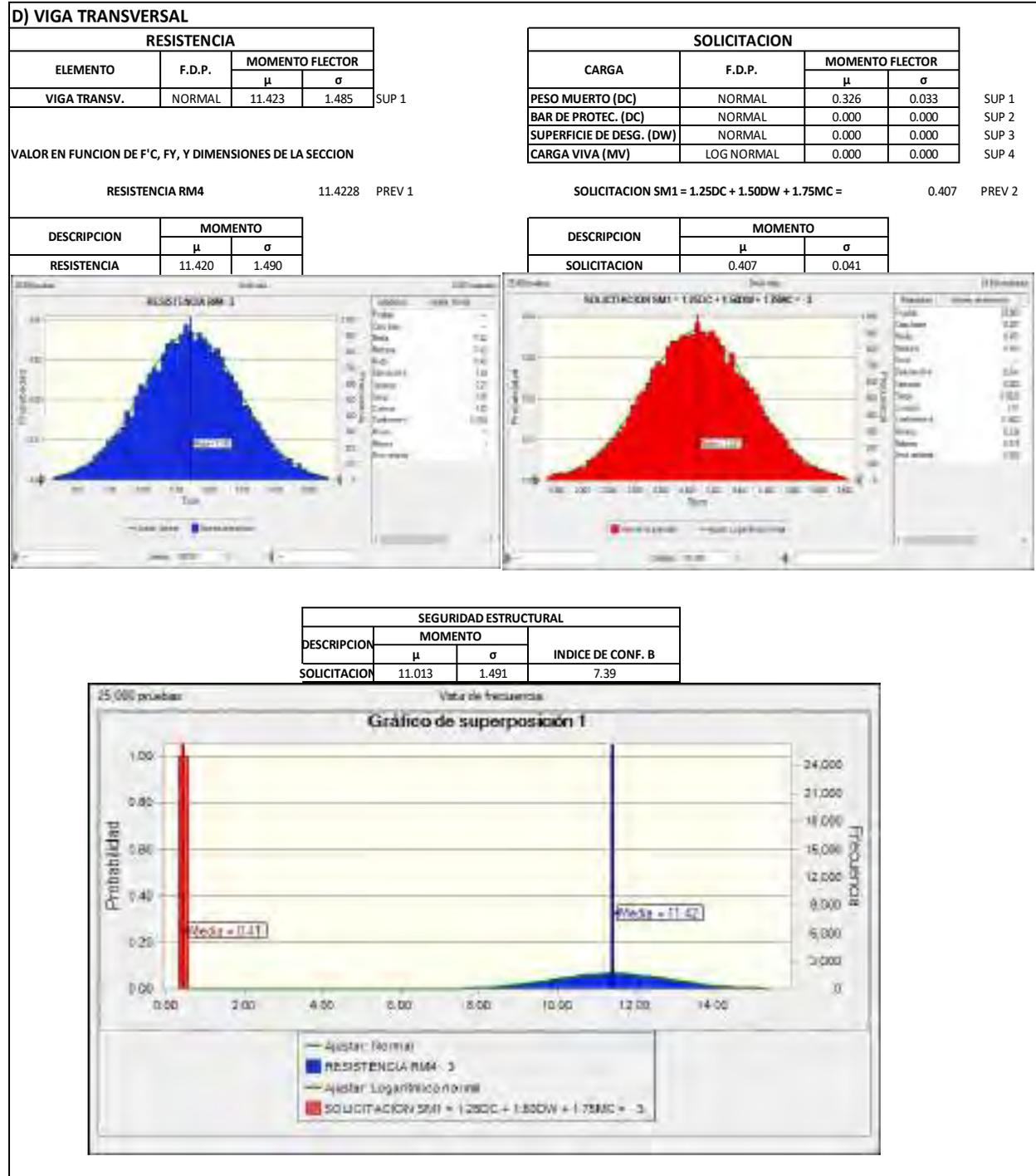
**Figura 72**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Viga Longitudinal Según Ejecutado en Obra por Fuerza Cortante*



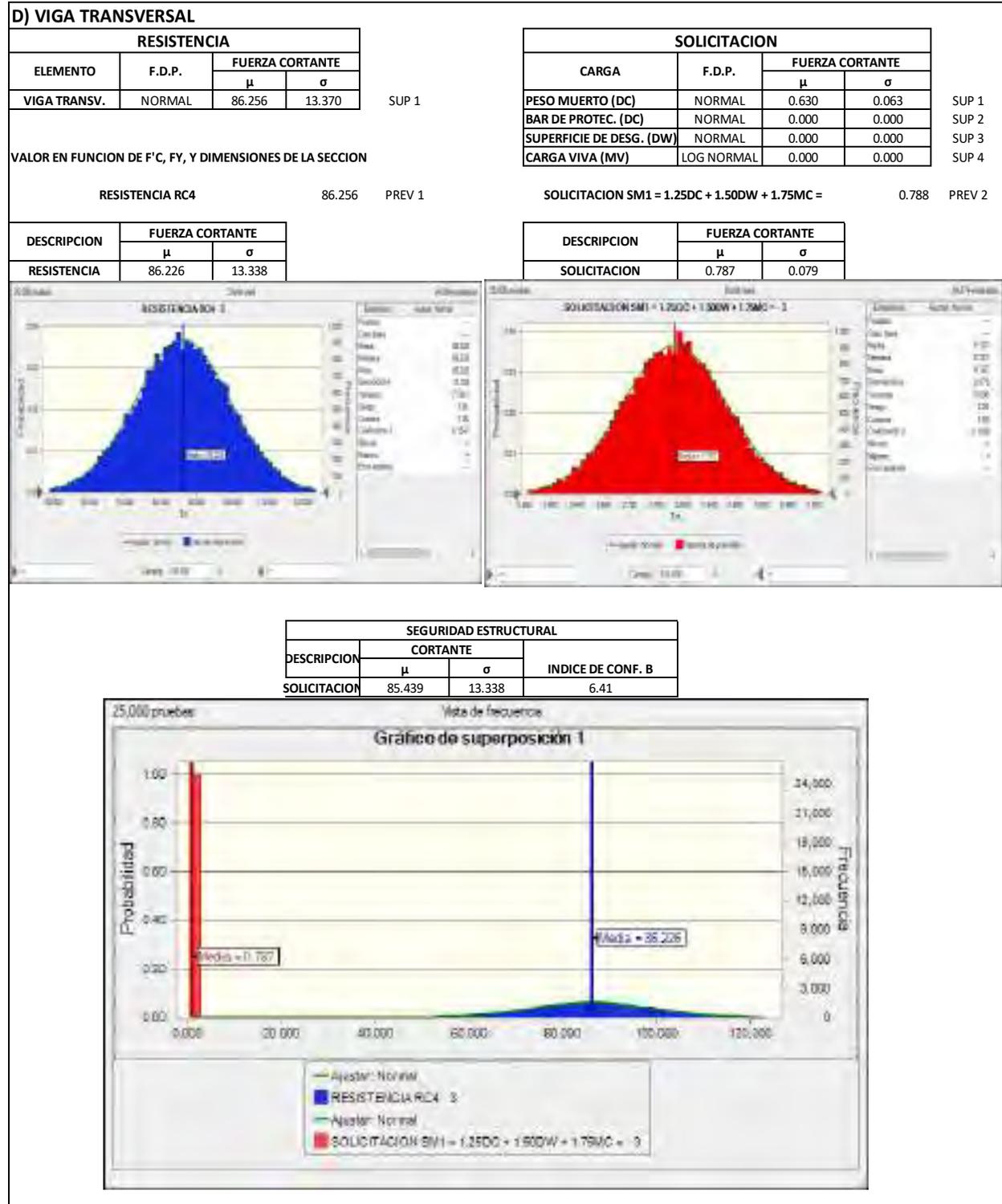
**Figura 73**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Viga Transversal Según Ejecutado en Obra por Momento Flector*



**Figura 74**

*Índice de Confiabilidad Estructural de la Viga Transversal Según Ejecutado en Obra por Fuerza Cortante*



## 4.7 Índice de Seguridad Estructural

Ahora, se pone a la vista un resumen del resultado del índice de confiabilidad de los elementos que compone el Puesto San Juan

### a) Según Expediente Técnico

Tabla 54

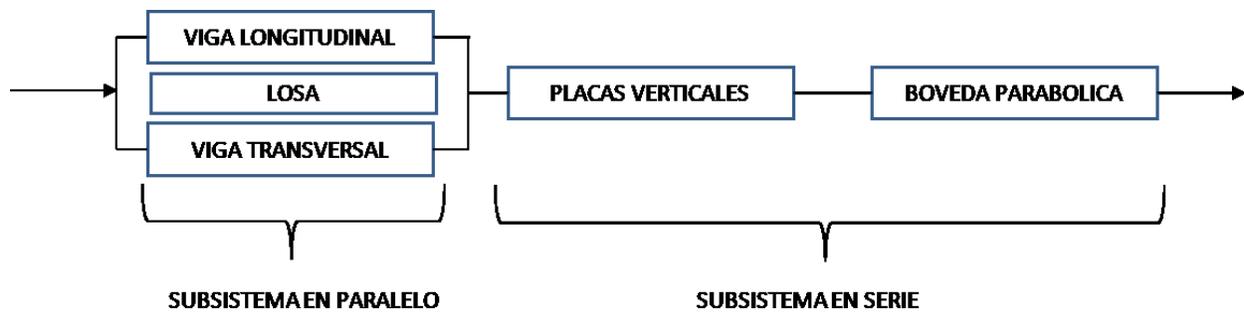
Resumen de Resultados del Índice de Confiabilidad Estructural y Probabilidad de Falla Según Diseño Inicial

Elem.	Tipo De Evaluacion	Resistencias (R)		Solicitaciones (S)		Índice De Seguridad (G)			
		$\mu R$	$\sigma R$	$\mu S$	$\sigma S$	$\mu G$	$\sigma G$	Índice $\beta$	probabilidad de falla
<b>EVALUACION PARA MOMENTO FLECTOR (Tnf.m)</b>									
BP		1381.740	178.580	883.409	95.290	498.331	202.413	2.46	6.91E-03
PV	Diseño	61.134	7.965	192.169	25.141	-131.035	26.373	-4.97	1.00E+00
VL	Inicial	31.130	4.040	36.367	4.578	-5.237	6.106	-0.86	8.04E-01
VT		11.370	1.480	6.036	0.757	5.334	1.662	3.21	6.67E-04
<b>EVALUACION PARA FUERZA CORTANTE (Tnf)</b>									
BP		960.896	148.790	275.694	29.906	685.202	151.766	4.51	3.17E-06
PV	Diseño	129.771	20.066	252.186	25.520	-122.415	32.464	-3.77	1.00E+00
VL	Inicial	46.862	7.197	16.683	1.935	30.179	7.453	4.05	2.57E-05
VT		50.132	7.780	8.920	1.142	41.212	7.863	5.24	7.98E-08

El puente San Juan está compuesto por una losa rígida con vigas longitudinales y transversales, placas verticales y una boveda parabolica conectados de forma maciza, integrando un sistema mixto

Figura 75

Diagrama Mixto para Determinar la Probabilidad de Fallo del Sistema



$$P_{fs} = 1 - (1 - P_{f1}) * (1 - P_{f2}) * (1 - P_{f3}) * \dots * (1 - P_{fn})$$

$$P_{fs} = P_{f1} * P_{f2} * P_{f3} * \dots * P_{fn}$$

A continuación, se presenta la probabilidad de fallo del sistema y el índice de seguridad estructural del sistema por momento Flector y Fuerza cortante.

**Tabla 55***Probabilidad de Falla e Índice de Seguridad Estructural Segun Diseño Inicial*

EVALUACION DEL SISTEMA SEGÚN	MOMENTO		CORTANTE	
	Pfs	$\beta$	Pfs	$\beta$
Diseño Inicial	5.56E-03	2.54	8.16E-11	6.39

**b) Según Ejecutado en Obra****Tabla 56***Resumen de Resultados del Índice de Confiabilidad Estructural y Probabilidad de Fallo Segun Ejecutado en Obra*

Elem.	Tipo De Evaluacion	Resistencias (R)		Solicitaciones (S)		Índice De Seguridad (G)			
		$\mu R$	$\sigma R$	$\mu S$	$\sigma S$	$\mu G$	$\sigma G$	Índice $\beta$	probabilidad de falla
<b>EVALUACION PARA MOMENTO FLECTOR (Tnf,m)</b>									
<b>BP</b>		1573.266	204.210	893.561	100.362	679.705	227.540	2.99	1.41E-03
<b>PV</b>	Ejecutado en Obra	206.045	26.616	190.668	25.684	15.377	36.988	0.42	3.39E-01
<b>VL</b>		46.300	6.010	25.748	3.193	20.552	6.806	3.02	1.26E-03
<b>VT</b>		11.420	1.490	0.407	0.041	11.013	1.491	7.39	7.43E-14
<b>EVALUACION PARA FUERZA CORTANTE (Tnf)</b>									
<b>BP</b>		1074.258	167.074	269.853	29.639	804.405	169.683	4.74	1.07E-06
<b>PV</b>	Ejecutado en Obra	258.707	40.328	248.419	25.202	10.288	47.555	0.22	4.14E-01
<b>VL</b>		68.417	10.659	12.486	1.439	55.931	10.756	5.20	9.96E-08
<b>VT</b>		86.226	13.338	0.787	0.079	85.439	13.338	6.41	7.49E-11

De la misma manera se tiene el mismo diagrama mixto con respecto al cálculo de la probabilidad de fallo del sistema, a razón de ello, a continuación, se presenta dicha probabilidad y el índice de seguridad estructural del sistema por momento Flector y Fuerza cortante.

**Tabla 57***Probabilidad de Falla e Índice de Seguridad Estructural Segun Ejecutado en Obra*

EVALUACION DEL SISTEMA SEGÚN	MOMENTO		CORTANTE	
	Pfs	$\beta$	Pfs	$\beta$
<b>Ejecutado en Obra</b>	6.03E-06	4.85	4.40E-14	7.46

# CAPITULO V ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

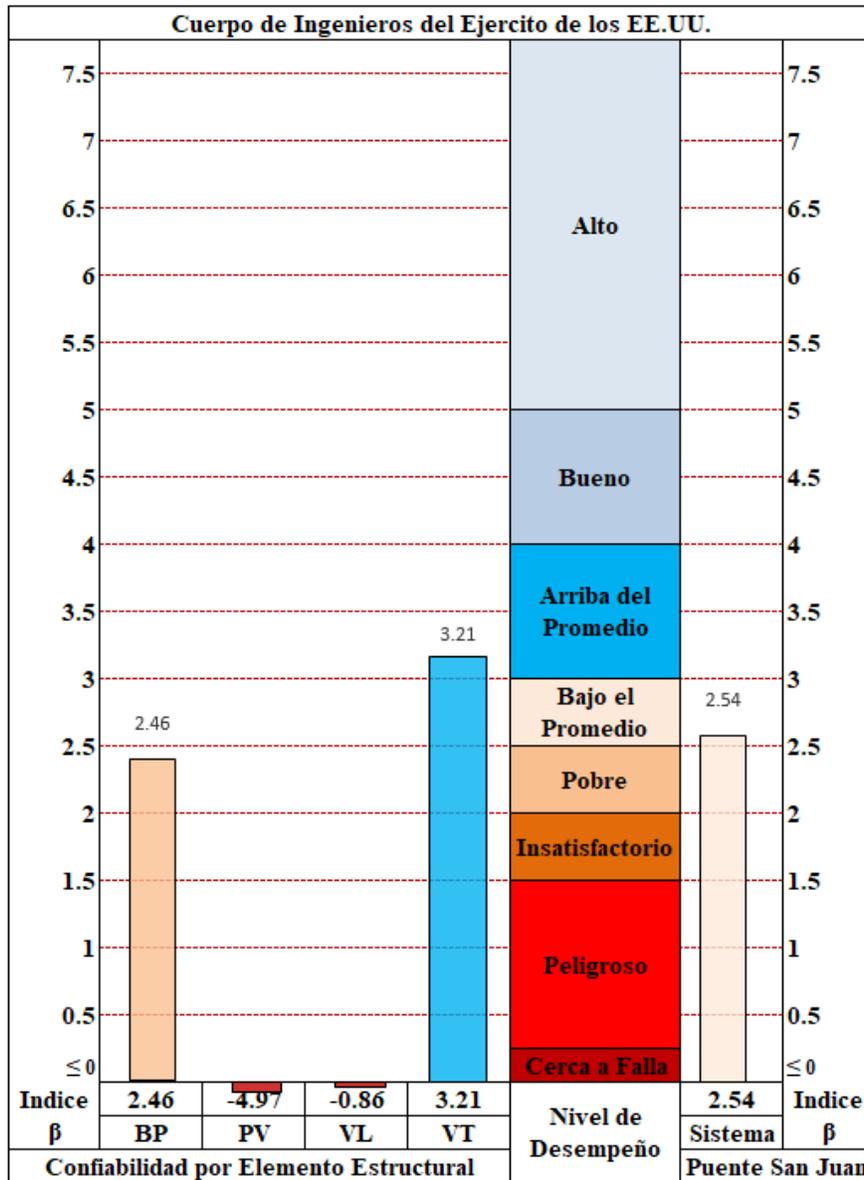
## 5.1 Niveles de Evaluacion del Índice de Seguridad Estructural

### 5.1.1 Evaluacion de Momentos Flectores Según Expediente Técnico

Como se mostró en el ítem 2.4.6.5 Niveles de Evaluación del Índice de Seguridad Estructural por el método probabilista mostrados en la tabla 14 se exhiben los hallazgos sobre el rendimiento estructural y el índice de Seguridad Estructural del puente San Juan según Expediente técnico

**Figura 76**

*Evaluacion del Índice de Seguridad Estructural por Momento Flector Según Diseño Inicial*

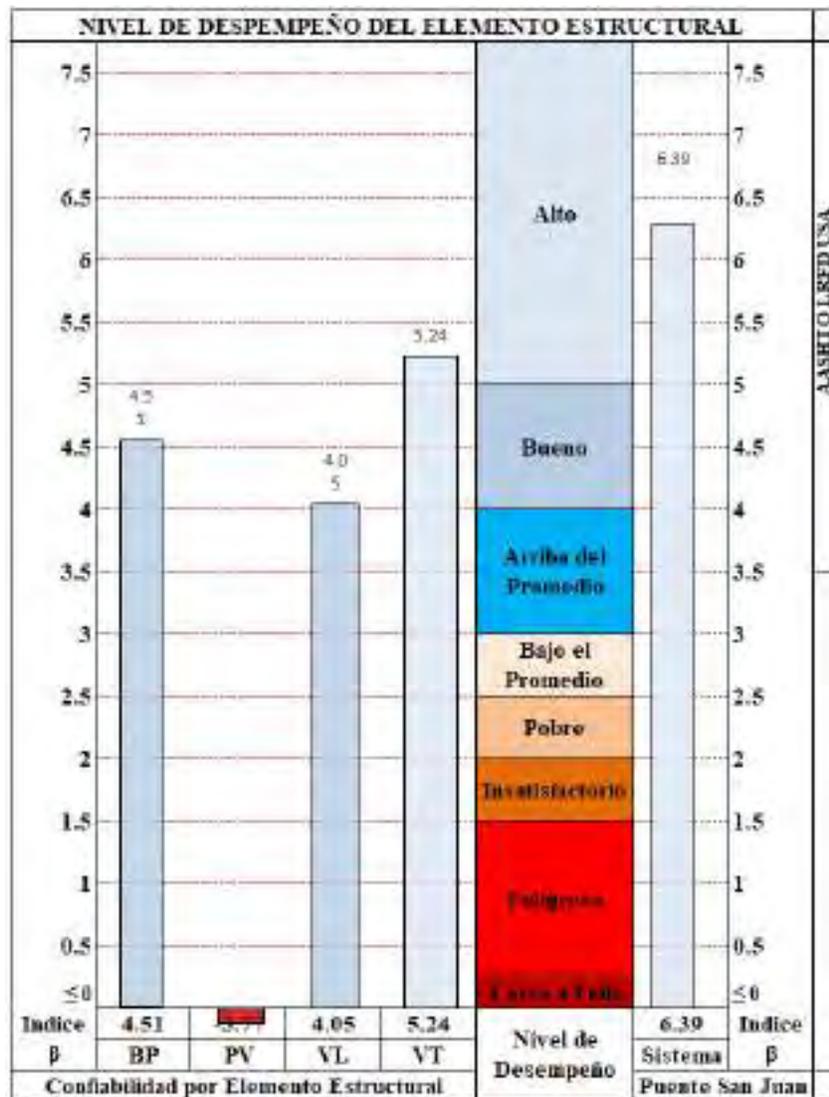


La figura anterior muestra que el índice de confiabilidad ( $\beta$ ) para los elementos como la boveda parabolica presenta un valor de  $\beta = 2.46$ , placas verticales con  $\beta \leq 0$ , vigas longitudinales con  $\beta \leq 0$  y vigas transversales con  $\beta = 3.21$ , la boveda parabolica y las vigas transversales pertenecen a un **desempeño pobre**, la placa vertical y las vigas longitudinales ocurren en falla, mientras que el índice de confiabilidad del sistema (Puente San Juan) tiene un **desempeño bajo**, considerando la evaluación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, por otro lado considerando la evaluación de los códigos de otros países se verifica que el sistema con  $\beta = 2.54$  no se encuentra sobre el límite mínimo del nivel de seguridad admisible. Dicha evaluación es considerada según el diseño inicial del expediente tecnico por momentos flectores.

### 5.1.2 Evaluacion de Fuerza Cortantes Según Expediente Tecnico

**Figura 77**

*Evaluacion del Índice de Seguridad Estructural por Fuerza Cortante Según Diseño Inicial*

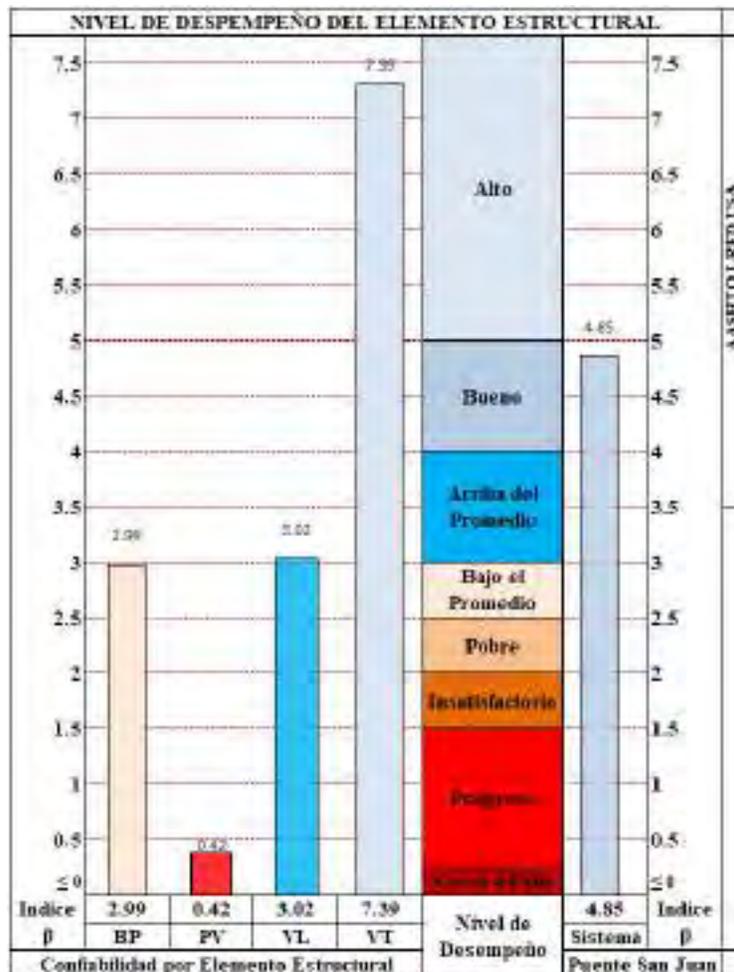


La figura anterior muestra que el índice de confiabilidad ( $\beta$ ) para los elementos como la boveda parabolica presenta un valor de  $\beta = 4.51$ , placas verticales con  $\beta \leq 0$ , vigas longitudinales con  $\beta = 4.05$  y vigas transversales con  $\beta = 5.24$ , la boveda parabolica y las vigas longitudinales pertenecen a un **desempeño bueno** y las vigas transversales pertenecen a un **desempeño alto**, la placa vertical ocurre en falla, mientras que el índice de confiabilidad del sistema (Puente San Juan) tiene un **desempeño alto**, considerando la evaluación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, por otro lado considerando la evaluación de los códigos de otros países se verifica que el sistema con  $\beta = 6.39$  se encuentra sobre el límite mínimo del nivel de seguridad admisible. Dicha evaluación es considerada según el diseño inicial del expediente tecnico por fuerzas cortantes.

### 5.1.3 Evaluacion de Momentos Flectores Según Ejecutado en Obra

**Figura 78**

*Evaluacion del Índice de Seguridad Estructural por Momento Flector Según Ejecutado en Obra*

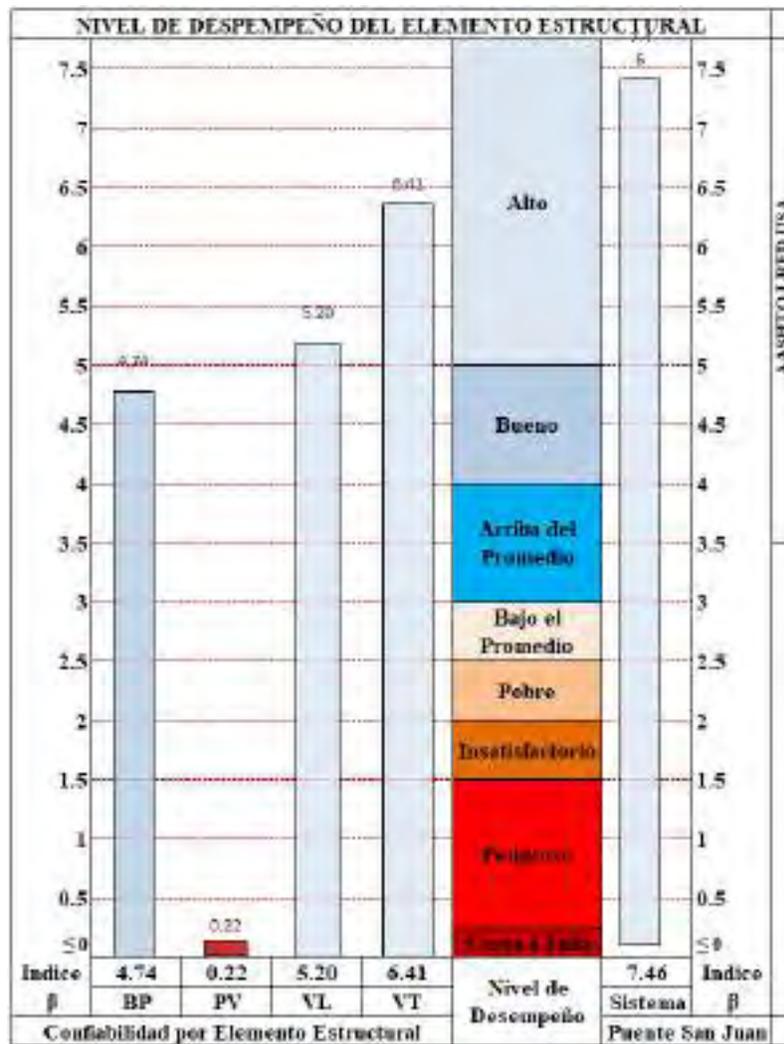


La figura anterior muestra que el índice de confiabilidad ( $\beta$ ) para los elementos como la boveda parabolica presenta un valor de  $\beta = 2.99$ , placas verticales con  $\beta = 0.42$ , vigas longitudinales con  $\beta = 3.02$  y vigas transversales con  $\beta = 7.39$ , la boveda parabolica pertenece a un **desempeño bajo el promedio**, las placas verticales pertenecen a un **desempeño cerca a la falla**, las vigas longitudinales pertenecen a un **desempeño arriba del promedio** y las vigas transversales pertenecen a un **desempeño alto**, mientras que el índice de confiabilidad del sistema (Puente San Juan) tiene un **desempeño bueno**, considerando la evaluación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, por otro lado considerando la evaluación de los códigos de otros países se verifica que el sistema con  $\beta = 4.85$  supera el límite mínimo del nivel de seguridad admisible. Dicha evaluación es considerada según el ejecutado en obra por momentos flectores.

#### 5.1.4 Evaluacion de Fuerzas Cortantes Según Ejecutado en Obra

Figura 79

Evaluacion del Índice de Seguridad Estructural por Fuerza Cortante Según Ejecutado en Obra

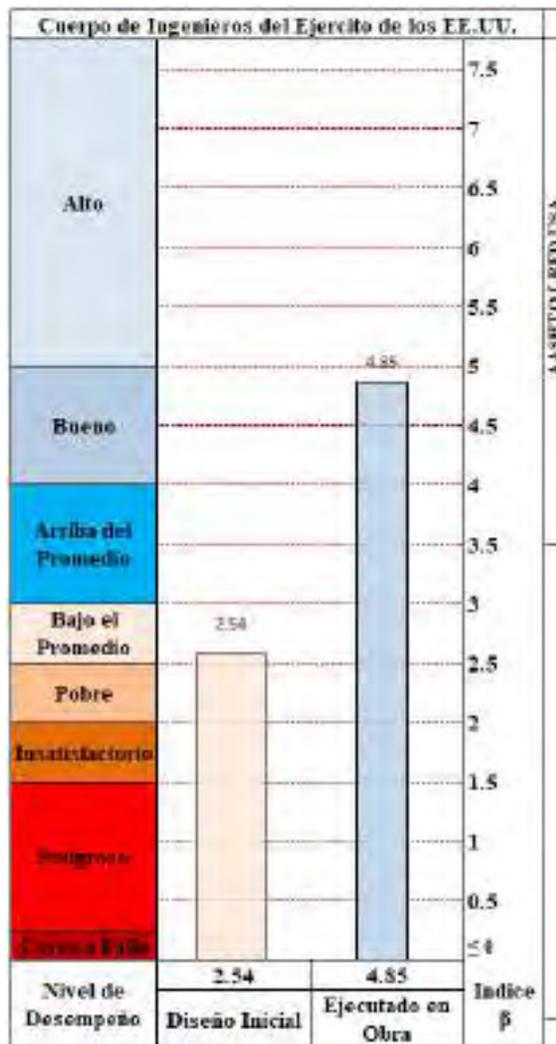


La figura anterior muestra que el índice de confiabilidad ( $\beta$ ) para los elementos como la boveda parabolica presenta un valor de  $\beta = 4.74$ , placas verticales con  $\beta = 0.22$ , vigas longitudinales con  $\beta = 5.20$  y vigas transversales con  $\beta = 6.41$ , la boveda parabolica pertenece a un **desempeño bueno**, las placas verticales pertenecen a un **desempeño cerca a la falla**, las vigas longitudinales pertenecen a un **desempeño alto** y las vigas transversales pertenecen a un **desempeño alto**, mientras que el índice de confiabilidad del sistema (Puente San Juan) tiene un **desempeño alto**, considerando la evaluación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, por otro lado considerando la evaluación de los códigos de otros países se verifica que el sistema con  $\beta = 7.46$  supera el límite mínimo del nivel de seguridad admisible. Dicha evaluación es considerada según el ejecutado en obra por Fuerzas Cortantes.

## 5.2 Discusión de Resultados del índice de Confiabilidad Bajo la Evaluacion de Momentos

**Figura 80**

*Comparación del Índice de Confiabilidad Segun Diseño Inicial y Ejecutado en Obra por Momentos*

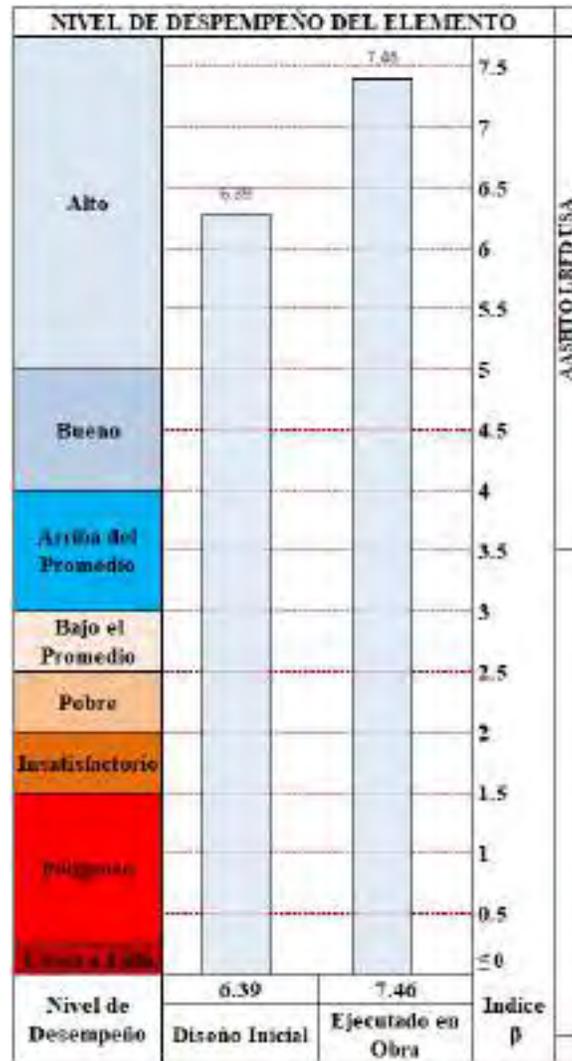


Analizando los resultados de la figura anterior. A nivel de diseño Inicial del Expediente tecnico se obtiene un valor de  $\beta = 2.45$ , teniendo un **desempeño bajo el promedio** y encontrándose bajo el límite admisible establecido por el AASHTO LRFD, por otro lado, según ejecutado en obra se obtiene un valor de  $\beta = 4.95$ , teniendo un **desempeño bueno** y encontrándose por encima del límite admisible establecido por el AASHTO LRFD, esto debido al aumento de cuantías del refuerzo de acero en la seccion de las placas verticales, además de encontrar una mayor resistencia a la compresión del concreto con 361 kg/cm<sup>2</sup> respecto a lo que indica el diseño inicial del expediente tecnico con un valor de 360 kg/cm<sup>2</sup>

### 5.3 Discusión de Resultados del índice de Confiabilidad Bajo la Evaluacion de Cortantes

**Figura 81**

*Comparación del Índice de Confiabilidad Segun Diseño Inicial y Ejecutado en Obra por Fuerzas Cortantes*



#### 5.4 Verificación de la Hipótesis Planteada

Según a la hipótesis General planteada en esta investigación “la evaluación y el análisis del índice de seguridad estructural del puente San Juan en el distrito de Pomacanchi del departamento del Cusco **demuestra la eficiencia de la construcción generada**”, podemos indicar lo siguiente:

- Al ver los resultados alcanzados a partir del método de la confiabilidad. El puente San Juan demuestra la eficiencia de la construcción generada por que el desempeño de la estructura actual respecto a las fuerzas internas por momento es **bueno** y por cortante es **alto**, además de cumplir con los límites admisibles de los índices de seguridad estructural planteada por el código AASHTO LRFD 2017 por lo tanto, se reconoce la hipótesis planteada en la investigación.

# CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 6.1 Conclusiones

Según la evaluación y el análisis del índice de seguridad estructural realizado en el puente San Juan se puede indicar lo siguiente:

- Respecto al grado de compatibilidad de los planos de la estructura existente, estos cumplen con las características geométricas del dimensionamiento de los elementos estructurales respecto al diseño inicial del expediente tecnico, sin embargo, existe variación en el acero de refuerzo de los elementos estructurales como se muestra a continuación:

**Tabla 58**

*Comparación del Acero de Refuerzo de Elementos Estructurales en Términos de Cuantía*

ELEM.	Exp. Tecnico			Ejecutado en Obra		
	Area Seccion (cm2)	Area Acero (cm2)	Cuantia %	Area Seccion (cm2)	Area Acero (cm2)	Cuantia %
BP	48750	387.354	0.79%	48750	387.354	0.79%
PV - 1	17800	122.322	0.69%	17800	248.000	1.39%
PV - 2	17800	122.322	0.69%	17800	462.193	2.60%
PV - 3	17800	122.322	0.69%	17800	462.193	2.60%
PV - 4	17800	98.322	0.55%	17800	462.193	2.60%
PV - 5	17800	98.322	0.55%	17800	462.193	2.60%
PV - 6	17800	98.322	0.55%	17800	394.063	2.21%
PV - 7	17800	98.322	0.55%	17800	263.483	1.48%
PV - 8	17800	98.322	0.55%	17800	164.000	0.92%
VL	3200	32.388	1.01%	3200	43.742	1.37%
VT	2400	11.354	0.47%	2400	11.354	0.47%

- Se concluye que la evaluación según diseño inicial del expediente tecnico presenta un desempeño comprendido entre **bajo el promedio y alto**, con índices de seguridad que varía de 2.54 a 6.39, esto indica las deficiencias en el diseño de algunos elementos estructurales como las placas verticales bajo las fuerzas internas de momentos y cortantes, siendo el más crítico por solicitaciones de momentos.
- Se concluye que la evaluación según ejecutado en obra presenta un desempeño comprendido entre **bueno y alto**, con índices de seguridad que varía de 4.85 a 7.46, esto indica que el puente construido presenta un **adecuado comportamiento estructural y funcional** bajo las solicitaciones de las cargas de servicio, además de cumplir con los mínimos valores seguridad estructural indicados según el AASHTO LRFD 2017 como se detalla en la siguiente tabla:

**Tabla 59***Nivel de Desempeño del Puente San Juan, Según Diseño Inicial y Ejecutado en Obra*

<b>EVALUACION DEL SISTEMA SEGÚN</b>	<b>FUERZA INTERNA</b>	<b>INDICE DE SEGURIDAD <math>\beta</math></b>	<b>NIVEL DE DESEMPEÑO</b>
Diseño Inicial	MOMENTO	2.54	Bajo el Promedio
	CORTANTE	6.39	Alto
Ejecutado en Obra	MOMENTO	4.85	Bueno
	CORTANTE	7.46	Alto

- Se concluye que las placas verticales son elementos críticos del puente San Juan frente a las cargas de servicio, esto debido a que presentan índices de confiabilidad muy bajos entre 0.22 a 0.42 teniendo un desempeño comprendido entre cerca a la falla y peligroso, según la evaluación de la estructura actual.
- Se concluye que el aumento de la cuantía del acero de refuerzo considerado en las placas verticales mejoro de forma significativa el desempeño de la estructura frente a las cargas de servicio.
- Se concluye que los índices de seguridad estructural del puente San Juan según la construcción generada cumple con un adecuado nivel de desempeño estructural, aceptando la hipótesis.

## **6.2 Recomendaciones**

- Se sugiere considerar los análisis probabilísticos en la evaluación de estructuras existentes para estimar un mejor comportamiento del sistema ante posibles variaciones de resistencias y solicitaciones.
- Es de suma importancia corroborar el diseño estructural de un sistema mediante un análisis probabilístico para cerciorarnos de la confiabilidad de cada miembro que compone el sistema.
- Para futuros diseños de puentes u otras estructuras, se recomienda verificar el diseño planteado por el método de la confiabilidad estructural porque permite conocer los rangos de juicio racional del desempeño de la estructura.
- Para posteriores investigaciones se recomienda efectuar un análisis de la confiabilidad para todas las fuerzas internas presentes de cada elemento estructural, tal fin para verificar que fuerzas internas predominan y provocan la falla de la estructura.
- Se recomienda realizar investigaciones para determinar los parámetros estadísticos de las solicitaciones como el comportamiento sísmico para evaluar el desempeño sísmico de diversas estructuras mediante el método de la confiabilidad estructural.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LRFD. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8 ed.). Washington.
- ACI 224. (1993). *Causa, evaluación y Reparación de Fisuras en Estructuras de Hormigón*.
- Angulo Soto, S. S. (2023). *Índices de Confiabilidad de la Superestructura del Puente la Unión - Otuzco La Victoria en el Centro Poblado de Otuzco Distrito Baños del Inca - Cajamarca*. Cajamarca.
- Army Corps of Engineers. (1997). *Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering*. Washington: DC. Estados Unidos.
- Burgos Namuche, M., & Pique del Pozo, J. (2007). *Rigidez Efectiva de los Elementos de Concreto Armado*. Lima.
- Cabrera Cardenas, M. C., & Beltran Veloza, N. A. (2019). *Estudio de Patologías Estructurales de los Puentes Vehiculares en la Calle 13 Avenida Americas con Carrera 50 - Localidad de Puente Aranda en la Ciudad de Bogotá*. Bogotá.
- Cain Guambo, H. P., & Arcos Armijos, L. M. (2016). *Evaluación Estructural y Funcional del Puente Cebadas, Ubicado en el Kilómetro 32 del Tramo Guamate Macas (Ruta E46), Aplicando la Metodología del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (S.A.E.P.), para su Rehabilitación y Conservación*. Riobamba Ecuador.
- Campos, L., Gutierrez, M., & Martinez, M. (1996). *Evaluación de Daños y Rediseño Estructural del Edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica*. El Salvador.
- Código Técnico de la Edificación. (2019). Seguridad Estructural. En T. y. Secretaría de Estado de Infraestructura, *Código Técnico de la Edificación* (págs. 2-45).
- Duarte Bonilla, C. E., Martínez Chavarria, M. E., & Santamaria Dias, J. J. (2017). *Análisis Estático no Lineal (Pushover) del Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador*. El Salvador.
- García Rossell, C. A. (2006). *Análisis y Diseño de Puentes de concreto Armado Método AASHTO - LRFD*. Lima: Capítulo de Estudiantes ACI de la UNI.
- Garzón Guzmán, J., & Landín Romero, M. (2017). *Manual de Técnicas para Rehabilitación y Reforzamiento en Columnas y Vigas de Hormigón Armado Deterioradas por Agentes Mecánicos*. Cuenca, Azuay, Ecuador.
- Gómez Lera, S., & Alarcón Álvarez, E. (1992). *Introducción a la Fiabilidad Estructural y Algunas Aplicaciones*. Madrid.
- Gómez Lera, S. M., & Alarcón Álvarez, E. (1992). *Introducción a la Fiabilidad Estructural y Algunas Aplicaciones*. Madrid.

- Gonzales costa, Z. (2016). *Verificacion de la Fiabilidad Estructural en Estructuras Ejecutadas Mediante Metodologia Probabilista*. Coruña.
- Hernandez Murillo, W. J. (s.f.). *Monografias*. Obtenido de La Investigacion Cientifica: <https://www.monografias.com/trabajos15/invest-cientifica/invest-cientifica>
- Hernandez Sampieri, R. (2014). *Metodologia de la Investigacion*. Mexico: Mc Graw Hill.
- Joaquin, G. D. (2007). *PUENTES*.
- Lopez Manzano , C., Perez alfaró , C., & Solorzano Navarro , L. A. (Mayo de 2017). Aplicacion de la Metodologia de Evaluacion Estructural por Desempeño Sismico para la Evaluacion del Ala Norte del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de el Salvador. El Salvador.
- Manual de Puentes MTC, M. d. (2018). *Manual de Puentes*. Lima.
- Melchers, R. E., & Beck, A. T. (2017). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. 2018 John Wiley & Sons Ltd.
- Mendenhall, W., Beaver, R., & Beaver, B. (2020). *Introduccion a la Probabilidad y Estadistica*. California.
- MTC. (2019). *Guia para Inspeccion de Puentes*. Lima.
- National Cooperative Highway Research Program. (2003). *Guidance for Implementation of the AASHTO Strategic Highway Safety Plan*. Washington, D.C.
- Nilson Arthur H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogota, Colombia: Quebecor World Bogota.
- Nowak, A. S., & Collins, K. R. (2013). *Reliability of Structures*. Florida: 2nd Edition, CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Parella Stracuzzi, S. (2006). *Metodologia de la Investigacion Cuantitativa*. Caracas: FEDUPEL.
- Rodriguez, S. A. (2020). *Puentes con AASHTO LRFD 2017*.
- Sanchez Campos, E. I. (2017). *Analisis de Confiabilidad para una Estructura Transportadora*. Puebla.
- Silva Campos, J. M. (2018). *Indices de Seguridad Estructural en Puentes de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota*. Cajamarca.
- Umpire J. (2015). *Evaluacion Estructural del Puente Nochoz en el Tramo II-Villa Rica-Puerto Bermudez Oxapapa*. Lima.
- Valentina Machín Sobrino, F. S. (abril de 2014). *Evaluacion de Estructuras de Puentes Existentes con Metodologia Basados en la Confiabilidad*. Obtenido de <https://revistavial.com/evaluacion-de-estructuras-de-puentes-existentes-con-metodologias-basadas-en-confiabilidad/>
- Vargas Cordero, Z. R. (2009). LA INVESTIGACION APLICADA: UNA FORMA DE CONOCER LAS REALIZADADES CON EVIDENCIA CIENTIFICA. *REVISTA EDUCACION*, 5-12.
- Wisniewski Dawid F. (2007). *Wiśniewski, D. 2007. Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges*. Portugal.

# ANEXOS

## ANEXOS 1. PANEL FOTOGRAFICO

### Fotografía 1

*Vista Panorámica del Puente San Juan*



### Fotografía 2

*Verificación de la Configuración Estructural del Puente San Juan*



### Fotografía 3

*Equipos Básicos para la Estimacion de la Resistencia del Concreto del Puente San Juan*



#### **Fotografía 4**

*Inspección Visual e Identificación de Patologías de los Elementos Estructurales*



#### **Fotografía 5**

*Selección de las Superficies de Ensayo para la Estimación de la Resistencia del Concreto*



#### **Fotografía 6**

*Dimensionamiento de los Elementos Estructurales*



**Fotografía 7**

*Ensayos de Esclerometria de las Placas Verticales*



**Fotografía 8**

*Ensayos de Esclerometria de las Vigas Transversales*



**Fotografía 9**

*Ensayos de Esclerometria de las Vigas Longitudinales*



**Fotografía 10**

*Identificación y Medición Grietas en la Boveda Parabolica*



**Fotografía 11**

*Identificación y Medición de las Grietas de las Vigas Longitudinales*



**Fotografía 12**

*Identificación y Medición de las Grietas en las Vigas Transversales*



## ANEXOS 2

### DESCRIPCION DE DAÑOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE SAN JUAN

<b>DAÑOS ESTRUCTURALES PUENTE SAN JUAN</b>		
<b>Elemento Estructural por Codigo en Plano</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Descripcion</b>
<b>Arco Parabolico</b>		
Arco-1	Entre los ejes A y B	Grieta transversal a lo largo la seccion de la boveda parabolica de 0.25mm de abertura
Arco-2	Entre los ejes E y F	Junta de construcción a lo largo de la seccion de la boveda parabolica
Arco-3	Entre los ejes L y M	Junta de construcción a lo largo de la seccion de la boveda parabolica
Arco-4	Entre los ejes P y Q	Grieta transversal a lo largo la seccion de la boveda parabolica de 0.35mm de abertura
<b>Viga Longitudinal</b>		
Viga-L-1	Eje 2, tramo A y B	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 42cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-2	Eje 1, tramo B y C	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 48cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-3		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 51cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-4	Eje 2, tramo B y C	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 36cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-5		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 52cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-6	Eje 3, tramo B y C	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 38cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-7		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 45cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-8	Eje 1, tramo C y D	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 49cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-9		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 45cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-10	Eje 2, tramo C y D	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 46cm de largo y 0.30mm de abertura
Viga-L-11	Eje 3, tramo C y D	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 49cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-12		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 41cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-13	Eje 1, tramo D y E	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 49cm de largo y 0.30mm de abertura
Viga-L-14		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 48cm de largo y 0.30mm de abertura
Viga-L-15	Eje 2, tramo D y E	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal de 0.30mm de abertura
Viga-L-16		
Viga-L-17		
Viga-L-18	Eje 3, tramo D y E	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 43cm de largo y 0.25mm de abertura

<b>DAÑOS ESTRUCTURALES PUENTE SAN JUAN</b>		
<b>Elemento Estructural porCodigo en Plano</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Descripcion</b>
Viga-L-19		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 45cm de largo y 0.30mm de abertura
Viga-L-20	Eje 1, tramo E y F	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 55cm de largo y 0.40mm de abertura
Viga-L-21		Grieta presente a lo largo de su seccion transversal de 0.50 y 0.60mm de abertura respectivamente
Viga-L-22		
Viga-L-23	Eje 2, tramo E y F	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal de 0.70mm de abertura única
Viga-L-24		
Viga-L-25		
Viga-L-26		
Viga-L-27	Eje 3, tramo E y F	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal de 0.50, 0.60 y 0.60mm de abertura respectivamente
Viga-L-28		
Viga-L-29		
Viga-L-30	Eje 1, tramo F y G	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal de 0.60mm de abertura
Viga-L-31		
Viga-L-32		
Viga-L-33	Eje 2, tramo F y G	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal de 0.50mm de abertura
Viga-L-34	Eje 3, tramo F y G	
Viga-L-35	Eje 1, tramo G y H	Grieta localizada a lo largo de su seccion transversal de 0.40mm de abertura
Viga-L-36	Eje 2, tramo G y H	Grieta localizada a lo largo de su seccion transversal de 0.50mm de abertura
Viga-L-37		
Viga-L-38		
Viga-L-39	Eje 3, tramo G y H	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 50cm de largo y 0.60mm de abertura
Viga-L-40		Grieta horizontal en la parte de la base de la viga de 32cm de largo y 0.40mm de abertura
Viga-L-41	Eje 1, tramo H e I	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 46cm de largo y 0.50mm de abertura
Viga-L-42		Grieta localizada a lo largo de su seccion transversal de 0.40mm de abertura
Viga-L-43	Eje 2, tramo H e I	Grieta localizada a lo largo de su seccion transversal de 0.50mm de abertura
Viga-L-44		
Viga-L-45	Eje 3, tramo H e I	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 68cm de largo y 0.50mm de abertura
Viga-L-46	Eje 1, tramo I y J	Grieta Vertical en la parte de la base de la viga de 32cm de largo y 0.40mm de abertura
Viga-L-47		Grieta horizontal y vertical a lo largo de la seccion transversal de la viga con una longitud de 78cm y 0.40mm de abertura
Viga-L-48		
Viga-L-49	Eje 2, tramo I y J	Grieta localizada en toda la seccion transversal de la viga con una longitud de 142cm y una abertura de 0.60mm

<b>DAÑOS ESTRUCTURALES PUENTE SAN JUAN</b>		
<b>Elemento Estructural por Codigo en Plano</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Descripcion</b>
Viga-L-50		Grieta localizada en toda la seccion transversal de la viga con una longitud de 135cm y una abertura de 0.60mm
Viga-L-51	Eje 3, tramo I y J	Grieta horizontal y vertical a lo largo de la seccion transversal de la viga con una longitud de 145cm y 0.40mm de abertura
Viga-L-52		
Viga-L-53	Eje 1, tramo J y K	Grieta horizontal y vertical presente a lo largo de la seccion transversal de 0.50 y 0.60mm respectivamente
Viga-L-54		
Viga-L-55	Eje 2, tramo J y K	Grieta a lo largo de toda la seccion transversal de 0.60, 0.50 y 0.30mm de abertura, respectivamente.
Viga-L-56		
Viga-L-57		
Viga-L-58	Eje 3, tramo J y K	Grieta vertical presente en la viga con una longitud de 45cm y 0.50mm de abertura
Viga-L-59		Grieta horizontal y vertical presente en la viga con una longitud de 68cm y 0.50mm de abertura
Viga-L-60	Eje 1, tramo K y L	Grieta a lo largo de toda sus seccion transversal de 0.50mm de abertura
Viga-L-61		Grieta horizontal y vertical en la seccion de la viga con una longitud de 125cm y 0.60mm de abertura
Viga-L-62		Grieta horizontal y vertical en la seccion de la viga con una longitud de 78cm y 0.60mm de abertura
Viga-L-63	Eje 2, tramo K y L	Grieta a lo largo de toda la seccion transversal de 0.50, 0.60 y 0.60mm de abertura
Viga-L-64		
Viga-L-65		
Viga-L-66	Eje 3, tramo K y L	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 142cm y 0.6mm de abertura
Viga-L-67		Grieta vertical presente en la viga con una longitud de 52cm y 0.5mm de abertura
Viga-L-68	Eje 1, tramo L y M	Grieta horizontal y vertical presente en la viga con una longitud de 68 y 56cm y con 0.50, 0.60mm de abertura respectivamente
Viga-L-69		
Viga-L-70	Eje 2, tramo L y M	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal de 0.60, 0.70 y 0.60mm de abertura respectivamente
Viga-L-71		
Viga-L-72		
Viga-L-73	Eje 3, tramo L y M	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal con 0.60mm de abertura
Viga-L-74		
Viga-L-75	Eje 1, tramo M y N	Grieta vertical presente en la viga con una longitud de 52cm y 0.5mm de abertura
Viga-L-76		Grieta vertical presente en la viga con una longitud de 49cm y 0.60mm de abertura
Viga-L-77	Eje 2, tramo M y N	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal con 0.60mm de abertura
Viga-L-78		
Viga-L-79	Eje 3, tramo M y N	Grieta vertical y horizontal presente en la viga con una longitud de 42 y 62cm y con 0.60 y 0.50mm de abertura respectivamente
Viga-L-80		

<b>DAÑOS ESTRUCTURALES PUENTE SAN JUAN</b>		
<b>Elemento Estructural porCodigo en Plano</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Descripcion</b>
Viga-L-81	Eje 1, tramo N y O	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 37cm de largo y 0.30mm de abertura
Viga-L-82		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 45cm de largo y 0.30mm de abertura
Viga-L-83	Eje 2, tramo N y O	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal con 0.50 y 0.40mm de abertura respectivamente
Viga-L-84		
Viga-L-85	Eje 3, tramo N y O	Grieta presente a lo largo de su seccion transversal con 0.40mm de abertura
Viga-L-86		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 50cm de largo y 0.30mm de abertura
Viga-L-87	Eje 1, tramo O y P	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 42cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-88	Eje 2, tramo O y P	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 45cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-89		Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 40cm de largo y 0.25mm de abertura
Viga-L-90	Eje 3, tramo O y P	Grieta vertical en la parte lateral de la viga de 35cm de largo y 0.25mm de abertura
<b>Viga Transversal</b>		
Viga-T-1	Eje B, tramo 1 y 2	Grieta Vertical en la parte lateral de la viga con longitud de 35cm y 0.15mm de abertura
Viga-T-2		Grieta Vertical en la parte lateral de la viga con una longitud de 38cm y 0.25mm de abertura
Viga-T-3	Eje C, tramo 1 y 2	Grieta Vertical en la parte lateral de la viga con una longitud de 40cm y 0.25mm de abertura respectivamente
Viga-T-4		
Viga-T-5	Eje B, tramo 2 y 3	Grieta Vertical en la parte lateral de la viga con una longitud de 30cm y 0.15mm de abertura
Viga-T-6	Eje C, tramo 2 y 3	Grieta Vertical en la parte lateral de la viga con longitud de 42cm y 0.25mm de abertura
Viga-T-7	Eje D, tramo 2 y 3	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 52cm con 0.3mm de abertura
Viga-T-8	Eje D, tramo 1 y 2	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 65cm con 0.3mm de abertura
Viga-T-9	Eje E, tramo 1 y 2	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 64cm con 0.5mm de abertura
Viga-T-10	Eje E, tramo 2 y 3	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 75cm con 0.5mm de abertura
Viga-T-11	Eje F, tramo 1 y 2	Grieta Vertical de una longitud 56cm y 0.4mm de abertura
Viga-T-12	Eje G, tramo 1 y 2	Grieta Vertical de una longitud 56cm y 0.4mm de abertura
Viga-T-13	Eje G, tramo 1 y 2	Grieta Vertical de una longitud 56cm y 0.4mm de abertura
Viga-T-14	Eje F, tramo 2 y 3	Grieta Vertical cercana al apoyo de la viga de una longitud de 32cm y 0.6mm de abertura

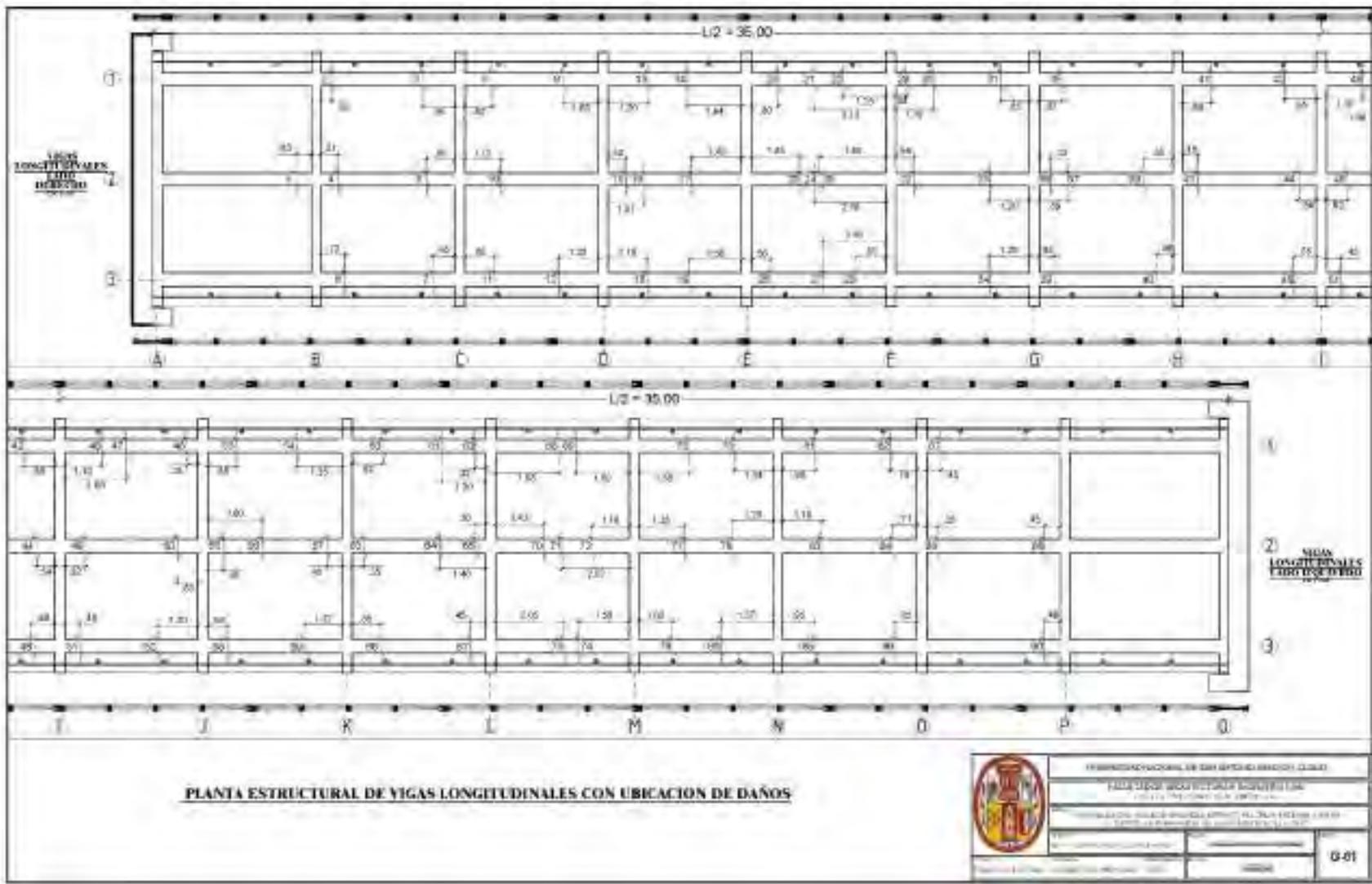
<b>DAÑOS ESTRUCTURALES PUENTE SAN JUAN</b>		
<b>Elemento Estructural porCodigo en Plano</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Descripcion</b>
Viga-T-15	Eje G, tramo 2 y 3	Grieta Vertical de un longitud de 51cm y 0.40mm de abertura
Viga-T-16	Eje F, tramo 2 y 3	Grieta Vertical y Horizontal de un longitud de 63cm y 0.6mm de abertura
Viga-T-17	Eje G, tramo 2 y 3	Grieta Vertical de un longitud de 52cm y 0.4mm de abertura
Viga-T-18	Eje G, tramo 2 y 3	Grieta Vertical y horizontal de un longitud de 58cm y 0.5mm de abertura
Viga-T-19	Eje H, tramo 2 y 3	Grieta Vertical cercana al apoyo de la viga de una longitud de 45cm y 0.4mm de abertura
Viga-T-20	Eje H, tramo 2 y 3	Grieta vertical de una longitud de 36cm de longitud de 0.4mm de abertura
Viga-T-21	Eje H, tramo 1 y 2	Grieta vertical de un longitud de 54cm y 52cm de longitud con 0.3mm y 0.4mm de abertura respectivamente
Viga-T-22	Eje H, tramo 1 y 2	
Viga-T-23	Eje H, tramo 2 y 3	Grieta inclinada de una longitud de 56cm y 0.50mm de abertura
Viga-T-24	Eje I, tramo 2 y 3	Grieta vertical y horizontal de 55cm y 152cm de longitud y 0.4mm y 0.5mm de abertura respectivamente
Viga-T-25	Eje I, tramo 2 y 3	
Viga-T-26	Eje I, tramo 1 y 2	Grieta Vertical de 62cm de longitud y 0.5mm de abertura
Viga-T-27		Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 156cm con 0.4mm de abertura
Viga-T-28		Grieta vertical de 38cm de longitud y 0.4mm de abertura
Viga-T-29	Eje I, tramo 2 y 3	Grieta vertical de una longitud de 59cm y 0.5mm de abertura
Viga-T-30	Eje J, tramo 2 y 3	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 135cm con 0.5mm de abertura
Viga-T-31		Grieta vertical con una longitud de 42cm y 0.5mm de abertura
Viga-T-32	Eje J, tramo 1 y 2	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 125cm con 0.5mm de abertura
Viga-T-33		Grieta vertical de una longitud de 54cm y 52cm de longitud y 0.3mm y 0.5mm de abertura respectivamente
Viga-T-34		
Viga-T-35	Eje K, tramo 1 y 2	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 98cm con 0.5mm de abertura
Viga-T-36		Grieta vertical con una longitud de 45cm y 0.5mm de abertura
Viga-T-37	Eje K, tramo 2 y 3	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 85cm de longitud y 0.4mm de abertura
Viga-T-38		Grieta vertical con una longitud de 35 y 42cm y 0.5mm de abertura
Viga-T-39		
Viga-T-40	Eje K, tramo 1 y 2	Grieta vertical con una longitud de 25cm y 0.5mm de abertura

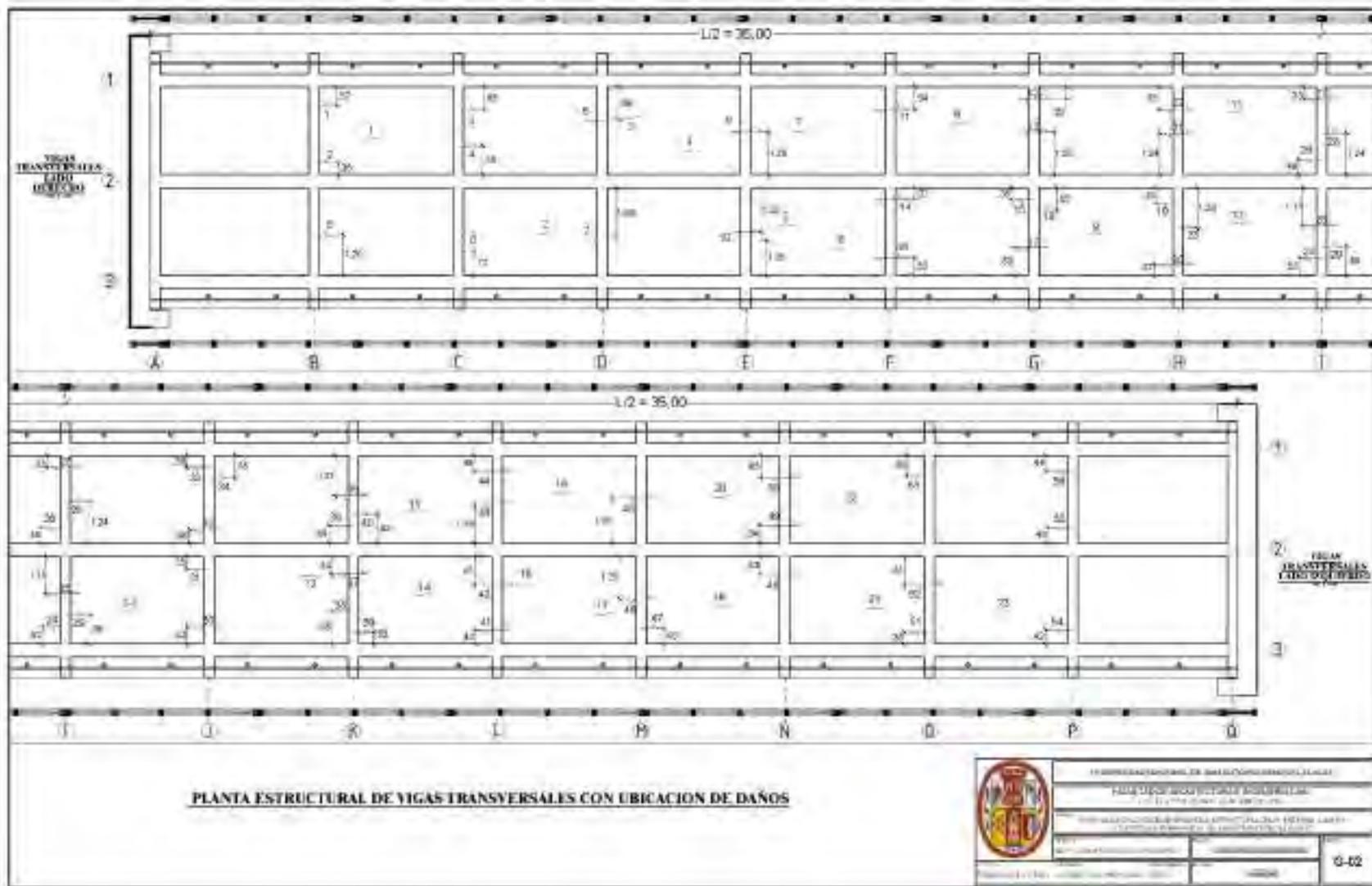
<b>DAÑOS ESTRUCTURALES PUENTE SAN JUAN</b>		
<b>Elemento Estructural porCodigo en Plano</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Descripcion</b>
Viga-T-41	Eje L, tramo 2 y 3	Grieta vertical con una longitud de 33 y 25 cm respectivamente, 0.6mm de abertura
Viga-T-42		
Viga-T-43	Eje L, tramo 1 y 2	Grieta vertical con una longitud de 45 y 38 cm respectivamente, 0.5mm de abertura
Viga-T-44		
Viga-T-45	Eje M, tramo 1 y 2	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 154cm con 0.6mm de abertura
Viga-T-46	Eje M, tramo 2 y 3	Grieta a lo largo de su seccion transversal con 0.5 y 0.60mm de abertura respectivamente.
Viga-T-47		
Viga-T-48	Eje N, tramo 2 y 3	Grieta a lo largo de su seccion transversal con una longitud de 102cm y 0.4mm de abertura
Viga-T-49	Eje N, tramo 1 y 2	Grieta vertical con una longitud de 65cm y 0.4mm de abertura
Viga-T-50		Grieta vertical con una longitud de 72cm y 0.4mm de abertura
Viga-T-51	Eje O, tramo 2 y 3	Grieta vertical con una longitud de 49cm y 0.3mm de abertura
Viga-T-52		Grieta vertical con una longitud de 46cm y 0.3mm de abertura
Viga-T-53	Eje O, tramo 1 y 2	Grieta vertical con una longitud de 38cm y 0.25mm de abertura
Viga-T-54	Eje P, tramo 2 y 3	Grieta vertical con una longitud de 42cm y 0.25mm de abertura
Viga-T-55	Eje P, tramo 1 y 2	Grieta vertical con una longitud de 37cm y 0.15mm de abertura
Viga-T-56		Grieta vertical con una longitud de 42cm y 0.25mm de abertura
<b>Losa de Puente</b>		
Losa - 1	Entre los ejes 1 y 2, tramo B y C	Grieta horizontal con una longitud de 52cm y 0.10mm de abertura
Losa - 2	Entre los ejes 1 y 2, tramo C y D	Grieta horizontal con una longitud de 60cm y 0.10mm de abertura
Losa - 3	Entre los ejes 1 y 2, tramo D y E	Grieta horizontal con una longitud de 72 y 69cm y 0.10mm de abertura
Losa - 4		
Losa - 5	Entre los ejes 2 y 3, tramo E y F	Grieta horizontal con una longitud de 75cm y 0.10mm de abertura
Losa - 6		Grieta horizontal con una longitud de 80cm y 0.10mm de abertura
Losa - 7	Entre los ejes 1 y 2, tramo E y F	Grieta horizontal con una longitud de 110cm y 0.10mm de abertura
Losa - 8	Entre los ejes 1 y 2, tramo F y G	Grieta horizontal con una longitud de 68cm y 0.10mm de abertura
Losa - 9	Entre los ejes 2 y 3, tramo G y H	Grieta horizontal con una longitud de 75cm y 0.10mm de abertura
Losa - 10	Entre los ejes 2 y 3, tramo H e I	Grieta horizontal con una longitud de 35cm y 0.10mm de abertura
Losa - 11	Entre los ejes 1 y 2, tramo H e I	Grieta horizontal con una longitud de 48cm y 0.10mm de abertura

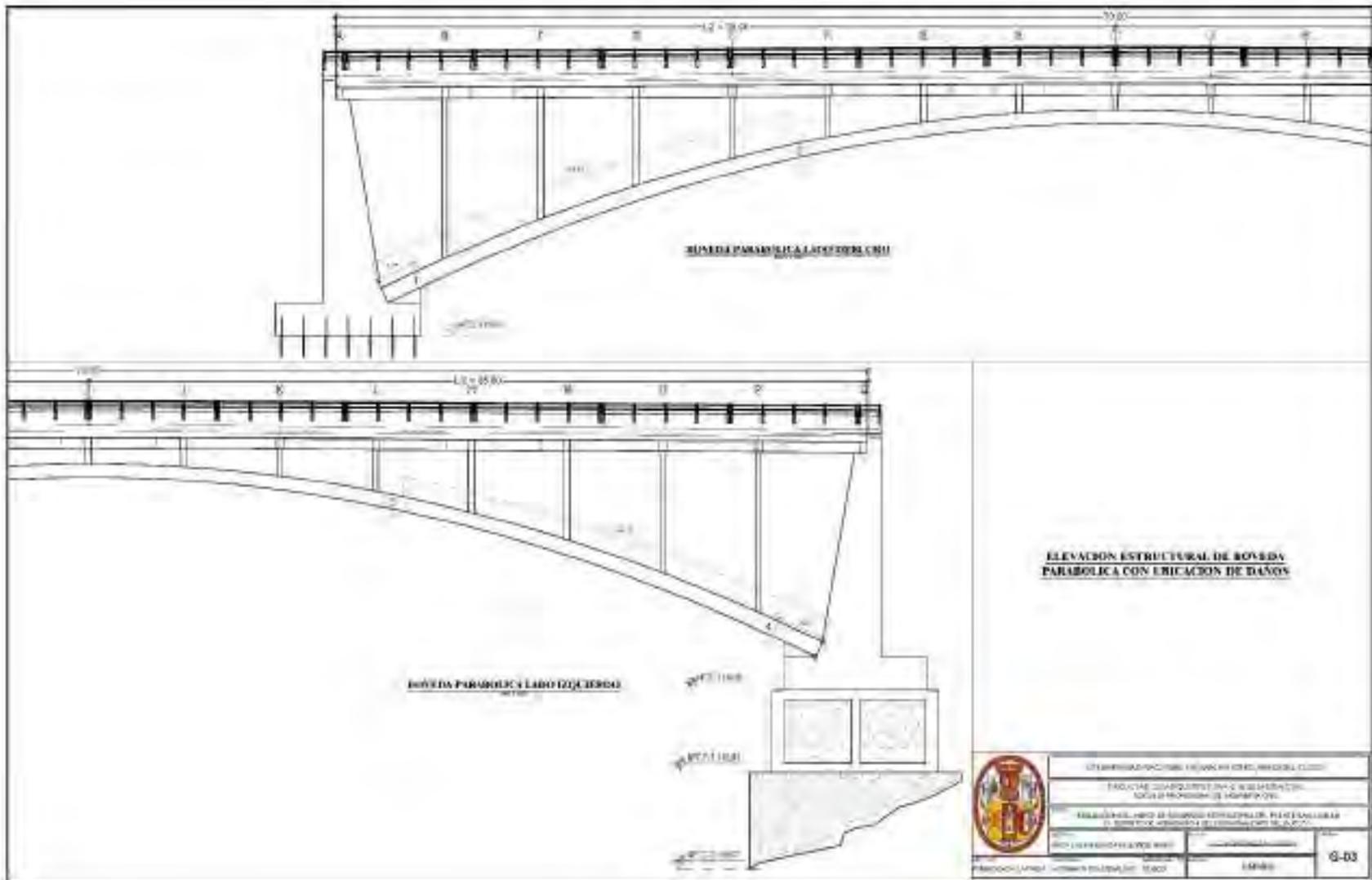
<b>DAÑOS ESTRUCTURALES PUENTE SAN JUAN</b>		
<b>Elemento Estructural porCodigo en Plano</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Descripcion</b>
Losa - 12	Entre los ejes 2 y 3, tramo I e J	Grieta horizontal con una longitud de 62cm y 0.10mm de abertura
Losa - 13	Entre los ejes 2 y 3, tramo J y K	Fisura horizontal con una longitud de 60cm y 0.10mm de abertura
Losa - 14	Entre los ejes 2 y 3, tramo K y L	Grieta horizontal con una longitud de 72cm y 0.10mm de abertura
Losa - 15	Entre los ejes 1 y 2, tramo K y L	Grieta horizontal con una longitud de 35cm y 0.10mm de abertura
Losa - 16	Entre los ejes 2 y 3, tramo L y M	Grieta horizontal con una longitud de 75 y 85cm y con 0.10mm de abertura
Losa - 17		
Losa - 18	Entre los ejes 1 y 2, tramo L y M	Grieta horizontal con una longitud de 95cm y 0.10mm de abertura
Losa - 19	Entre los ejes 2 y 3, tramo M y N	Fisura horizontal con una longitud de 65cm y 0.10mm de abertura
Losa - 20	Entre los ejes 1 y 2, tramo M y N	Fisura horizontal con una longitud de 72cm y 0.10mm de abertura
Losa - 21	Entre los ejes 2 y 3, tramo N y O	Fisura horizontal con una longitud de 60cm y 0.10mm de abertura
Losa - 22	Entre los ejes 1 y 2, tramo N y P	Fisura horizontal con una longitud de 63cm y 0.10mm de abertura
Losa - 23	Entre los ejes 2 y 3, tramo O y P	Fisura horizontal con una longitud de 60cm y 0.10mm de abertura

### **ANEXOS 3.**

#### **PLANOS DE DAÑOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE SAN JUAN**







# ANEXOS 4

## CERTIFICADO DE CALIBRACION DEL ESCLEROMETRO

**PyS**  
**EQUIPOS**  
LABORATORIO DE METROLOGIA

**CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN** LD- 227 – 2022  
Pág. 1 de 1

**Solicitante:** JORGE MARIO LAURA CANSAYA  
**Dirección:** Ciudad del Cusco Distrito de San Sebastián Santa Rosa Z-6D  
**Equipo:** ESCLERÓMETRO  
**Marca:** PYS EQUIPOS  
**Modelo:** ZC3-A  
**Número de serie:** 241  
**Procedencia:** CHINA  
**Lugar de calibración:** Laboratorio de dureza – PYS EQUIPOS  
**Fecha de calibración:** 2022-11-30

**Método de calibración**  
La calibración se realizó por comparación entre las indicaciones de lectura del indicador del esclerómetro y el yunque patrón

**Trazabilidad**  
Los patrones utilizados en la calibración mantienen la trazabilidad durante las mediciones realizadas a la máquina de ensayo ya que se encuentra trazada con la PUCP Informe N° MAT-NOV-1109-2022.

**Condiciones ambientales**  
Temperatura promedio: 19.4°C, Humedad relativa prom: 73 HR%

**Resultados de Medición**

N° de Mediciones	Dureza Promedio (HRC)	Desviación Estándar	Incertidumbre de medición
10	79.80	0.42	0.01

**Observaciones:**

- Se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación de "CALIBRADO"
- La incertidumbre de medición se ha obtenido multiplicando la incertidumbre estándar de la medición por el factor de cobertura K=2 para una distribución normal de aproximadamente 95%.

*EIP*  
Revisado por:  
Eler Pezo S.  
Dpto. de Metrología

*Javier Negrón C.*  
Calibrado por:  
Javier Negrón C.  
Dpto. de Metrología

Calle 4, Jte F1 Lt. 05 Urb. Virgen del Rosario - Lima 31.  
Tel: 485 3873 Cel: 945 180 033 / 945 181 217 / 978 055 989.  
E-mail: ventas@pys.pe / metrologia@pys.pe  
Web Page: www.pys.pe

**LABORATORIO DE METROLOGIA**  
**PyS**  
**EQUIPOS**  
**V°B°**

\*PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL Y/O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO SIN LA AUTORIZACIÓN DE PYS EQUIPOS E.I.L.L.

# ANEXOS 5

## DETERMINACION DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

DETERMINACION DEL ESPECTRO DE RESPUESTA						
1) Determinación de la clase de sitio						
Según el estudio de suelos del expediente técnico realizado con el ENSAYO DE PENETRACION ESTÁNDAR "SPT" reglamentado por la NORMA ASTM D - 1586 y perforación diamantina encontró los siguientes resultados:						
Ubicación	cota terreno (m.s.n.m.)	altura de estrato (m)	estrato	cota de fundación según elstrato (m.s.n.m.)	metodo	obs.
Margen derecha	3126.35	0.00 - 0.50	El primer estrato conformado por Suelo de rosettera conformado por arcillas y limos orgánicos mezclados con fragmentos de roca que en promedio se encuentra hasta los 0.50 m de profundidad conformado por el estrato gravoso mal graduado mezclado con gravas limosas con presencia de bricones o bloques de tamaño de hasta de 0.30 m	3114.50	perforación diamantina y plave	A partir de los 1.30m de profundidad, se cuenta con la presencia del estrato rocoso conglomerado detrítico, el mismo rocoso donde está implantado el estrato derecho está apoyado en roca detrítica de gran potencia
		0.50 - 25.00	El segundo estrato esta conformado por matriz rocosa del tipo conglomerado detrítico, el estrato presenta coloración de partículas diversas como gris beige, negro, azul, marrón, crema, verde, gris, verde claro, gris claro, lino, rosado, rojo, malva, plata, blanco, amarillo.			
Margen izquierda	3128.43	0.00 - 5.50	Estrato conformado por un estrato arenoso arcilloso mezclado con arena limosa y presencia de botonera mediana.	3096.47	perforación diamantina y plave	A partir de los 16.50m de profundidad, se cuenta con la presencia del estrato rocoso conglomerado detrítico, el mismo rocoso donde está implantado el estrato derecho está apoyado en roca detrítica de gran potencia
		8.50 - 10.00	Estrato conformado por un Suelo arenoso (maso de mediana cohesividad) con presencia de gravas, que en promedio se encuentra hasta los 11.00 m de profundidad.			
		10.00 - 25.00	Estrato conformado por matriz rocosa del tipo conglomerado detrítico, presenta coloración de partículas diversas como gris beige, negro, azul, marrón, crema, verde, gris, verde claro, gris claro, lino, rosado, rojo, malva, plata, blanco, amarillo.			

### ENTONCES SEGÚN LA CLASE DE SITIO

Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 Definición Clase de Sitio

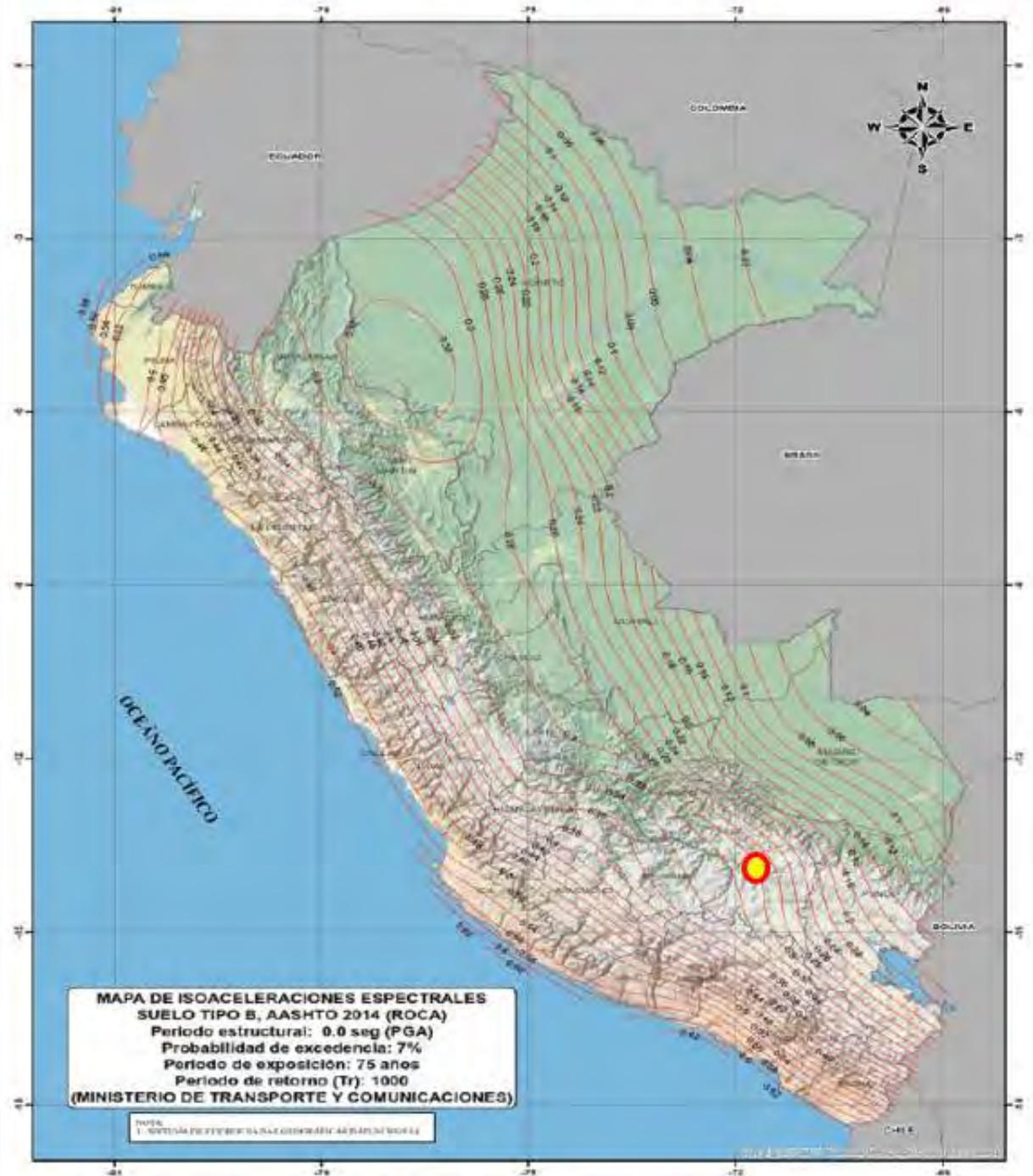
(Tabla 2.10.2.1.1 ASHTO)

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte $v_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< v_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< v_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes/ft. o $S_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con $600$ ft/s $< v_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ft. o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $v_s < 600$ ft/s o con cualquiera $N = 15$ golpes/ft. o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w_i > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H =</math> espesor del suelo)</li> <li>Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul>

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

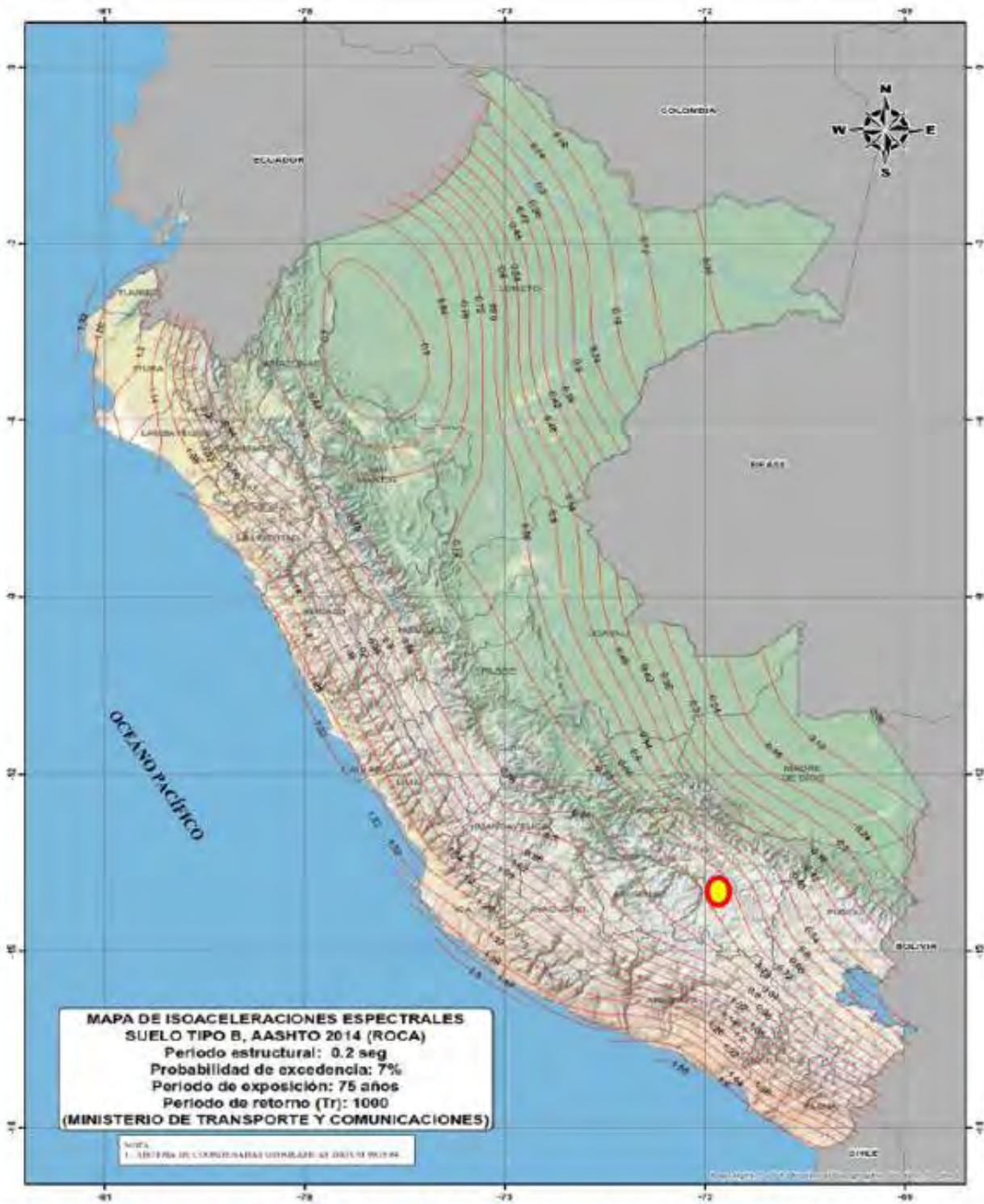
**ESTE PERTENECE A UN SUELO DENSO Y ROCA CON CLASE DE SITIO "C"**

## 2) Determinación de los factores de sitio



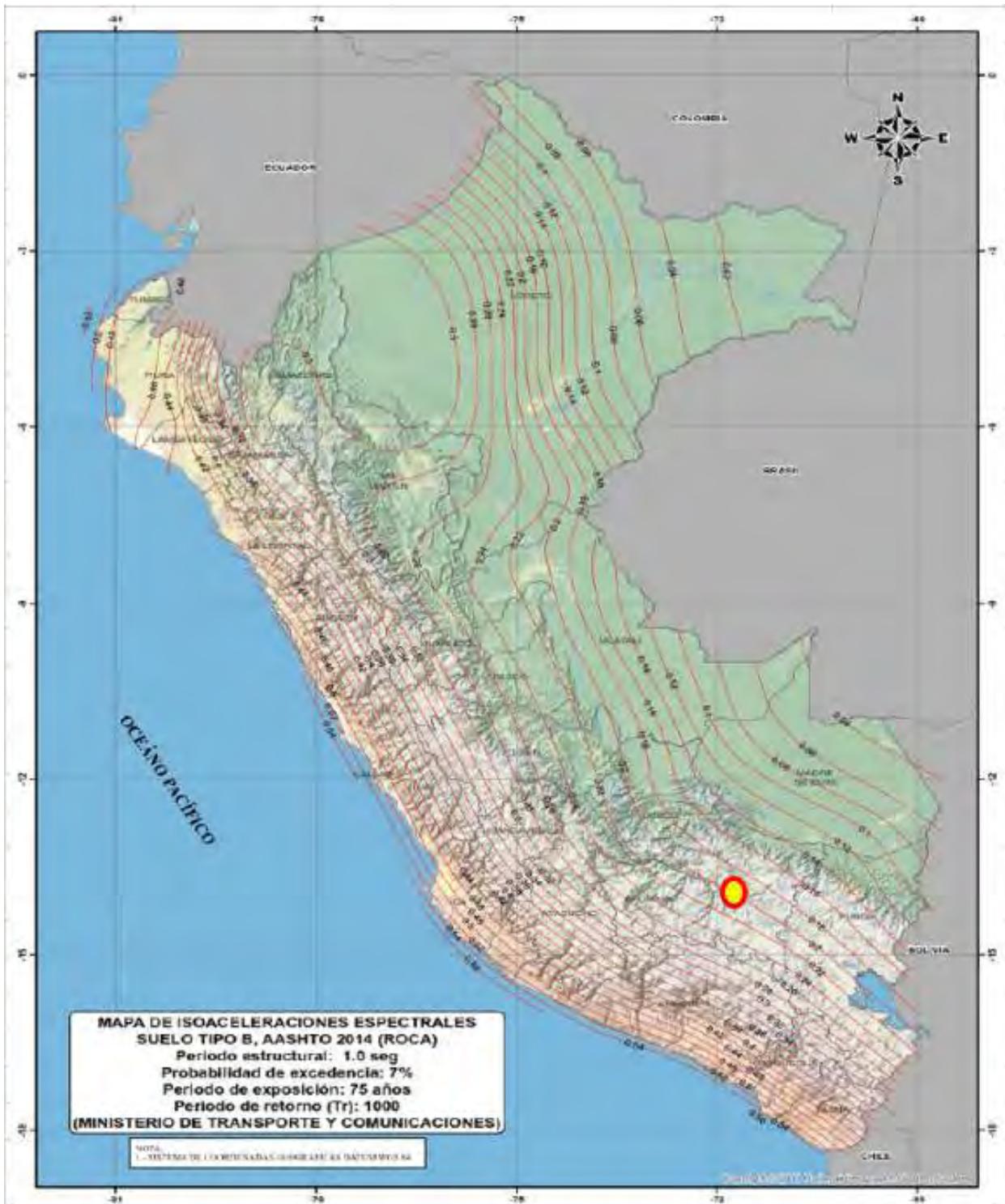
REALIZANDO LA UBICACIÓN DEL PUENTE SAN JUAN PARA UN PERIODO DE 0.00 SEG SE TIENE UN COEFICIENTE DE ACCELERACION MAXIMA DEL TERRENO (PGA)

PGA (0.00 seg) = 0.30



REALIZANDO LA UBICACIÓN DEL PUENTE SAN JUAN PARA UN PERIODO DE 0.2 SEG OBTENEMOS EL PARAMETRO DE ACCELERACIÓN Ss

$S_s (0.2 \text{ seg}) =$	<b>0.75</b>
---------------------------	-------------



REALIZANDO LA UBICACIÓN DEL PUENTE SAN JUAN PARA UN PERIODO DE 0.2 SEG OBTENEMOS EL PARAMETRO DE ACCELERACION S1

$S_1 (1.0 \text{ seg}) =$	$0.20$
---------------------------	--------

**SEGÚN LA TABLA 1 SIGUIENTE DETERMINAMOS LOS COEFICIENTES DE SITIO  $F_{pga}$  Y  $F_a$**

**Tabla 1:** Coeficientes de Sitio  $F_{pga}$  y  $F_a$

Clase del Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA ≤ 0.10 $S_s \leq 0.25$	PGA = 0.20 $S_s = 0.50$	PGA = 0.30 $S_s = 0.75$	PGA = 0.40 $S_s = 1.00$	PGA ≥ 0.50 $S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de PGA y  $S_s$ .

OBTENEMOS	$F_{pga} =$	1.1
	$F_a =$	1.1

**SEGÚN LA TABLA 2 SIGUIENTE DETERMINAMOS EL COEFICIENTE DE SITIO  $F_v$**

**Tabla 2:** Coeficientes de Sitio  $F_v$

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de  $S_1$ .

OBTENEMOS:	$F_v =$	1.60
------------	---------	------



Figura 2.4.3.11.3.1-1 Diseño de Espectro de Respuesta

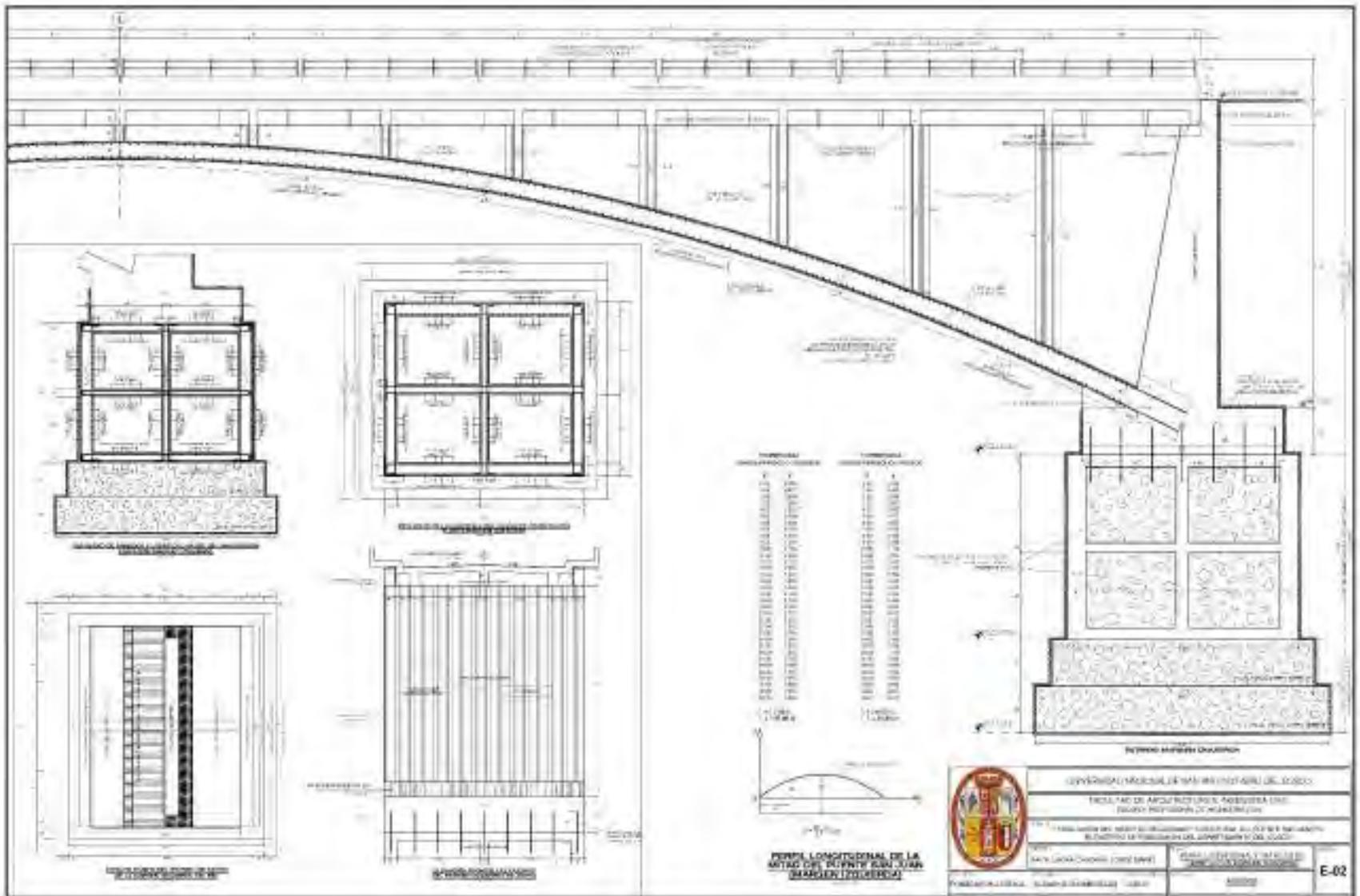
PARA UN FACTOR DE R = 1.00				PARA UN FACTOR DE R = 0.80			
$A_s = F_{PGA} * PGA =$	<b>0.330</b>	$S_{D1} = F_v * S_1 =$	<b>0.320</b>	$A_s = F_{PGA} * PGA =$	<b>0.330</b>	$S_{D1} = F_v * S_1 =$	<b>0.400</b>
$S_{D5} = F_s * S_5 =$	<b>0.825</b>	$T_s = S_{D1} / S_{D5} =$	<b>0.388</b>	$S_{D5} = F_s * S_5 =$	<b>1.031</b>	$T_s = S_{D1} / S_{D5} =$	<b>0.388</b>
		$T_0 = 0.2 * T_s =$	<b>0.078</b>			$T_0 = 0.2 * T_s =$	<b>0.078</b>



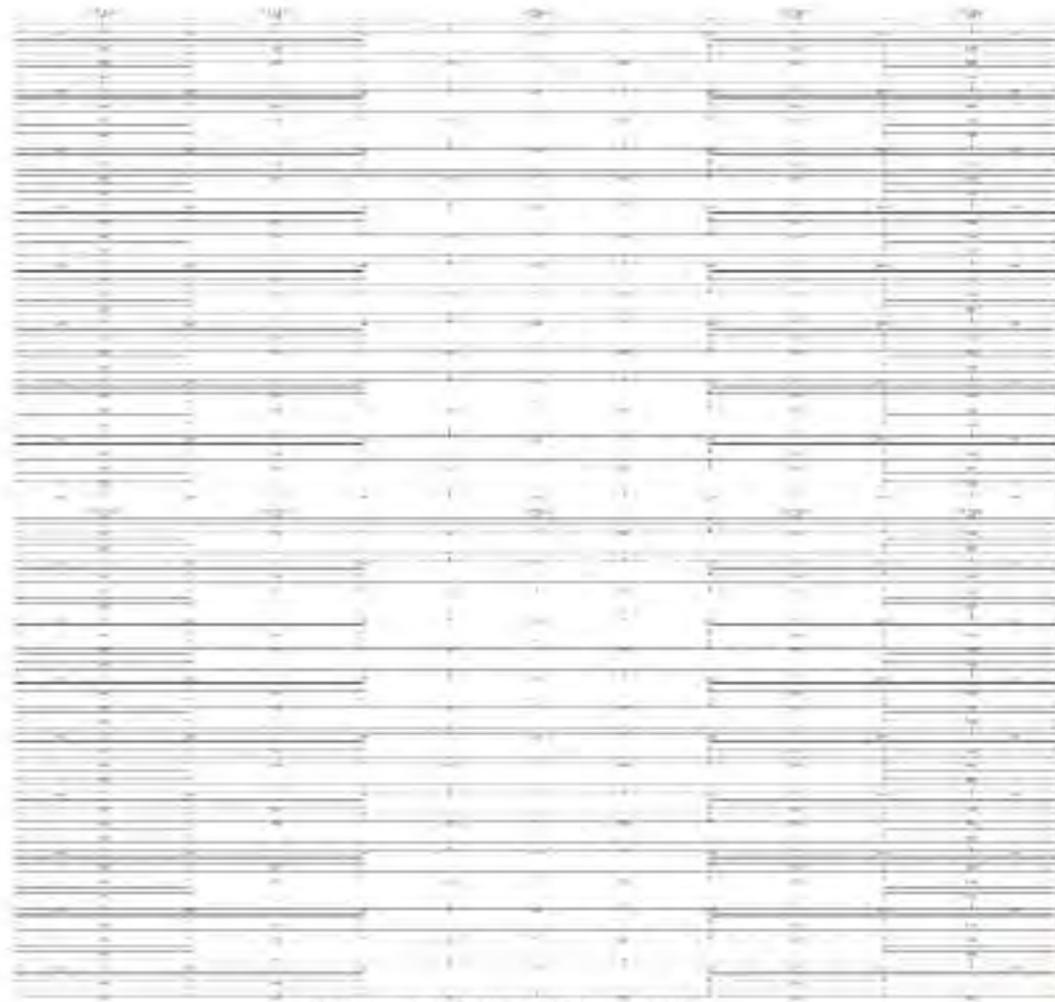
## **ANEXO 6**

**PLANOS DEL PUENTE SAN JUAN SEGÚN EXPEDIENTE TECNICO Y SEGÚN  
EJECUTADO EN OBRA**









DISTRIBUCIÓN DE ACUÍFERO PARA LA ZONA DE BARRIO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIEROS DEL PERÚ

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIEROS DEL PERÚ  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

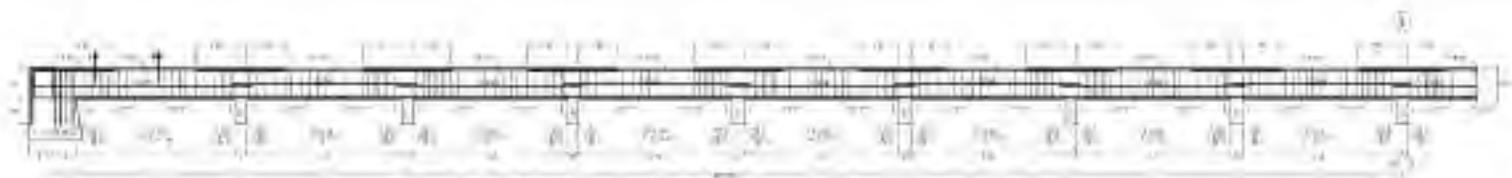


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIEROS DEL PERÚ

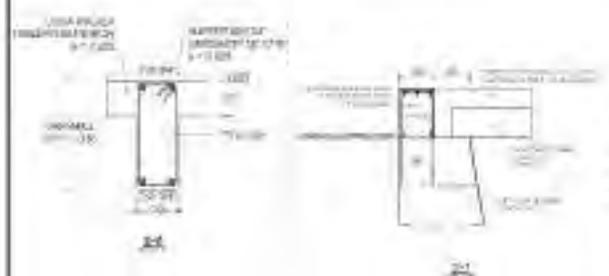


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIEROS DEL PERÚ  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL  
CARRERAS DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
CARRERA DE INGENIERÍA AMBIENTAL

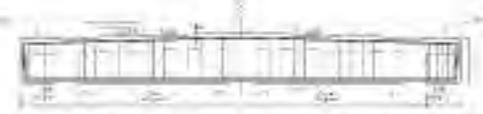
E-04



REFUERZO DE VIGAS LONGITUDINALES DEL TABLERO SUPERIOR DE 0' A 2' DEL PUENTE



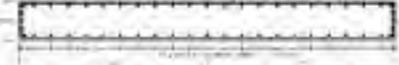
DETALLE DE REFUERZO EN LA ZONA INFERIOR DEL TABLERO



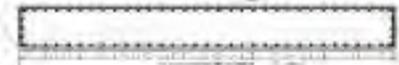
DETALLE DE REINFORZO VIGAS TRANSVERSALES DE 0' A 2' DEL TABLERO SUPERIOR DEL PUENTE



SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO SUPERIOR DEL PUENTE REFUERZO DE VIGAS LONGITUDINALES EN LA ZONA DE 0' A 2' DEL PUENTE



SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO SUPERIOR DEL PUENTE REFUERZO DE VIGAS TRANSVERSALES EN LA ZONA DE 0' A 2' DEL PUENTE



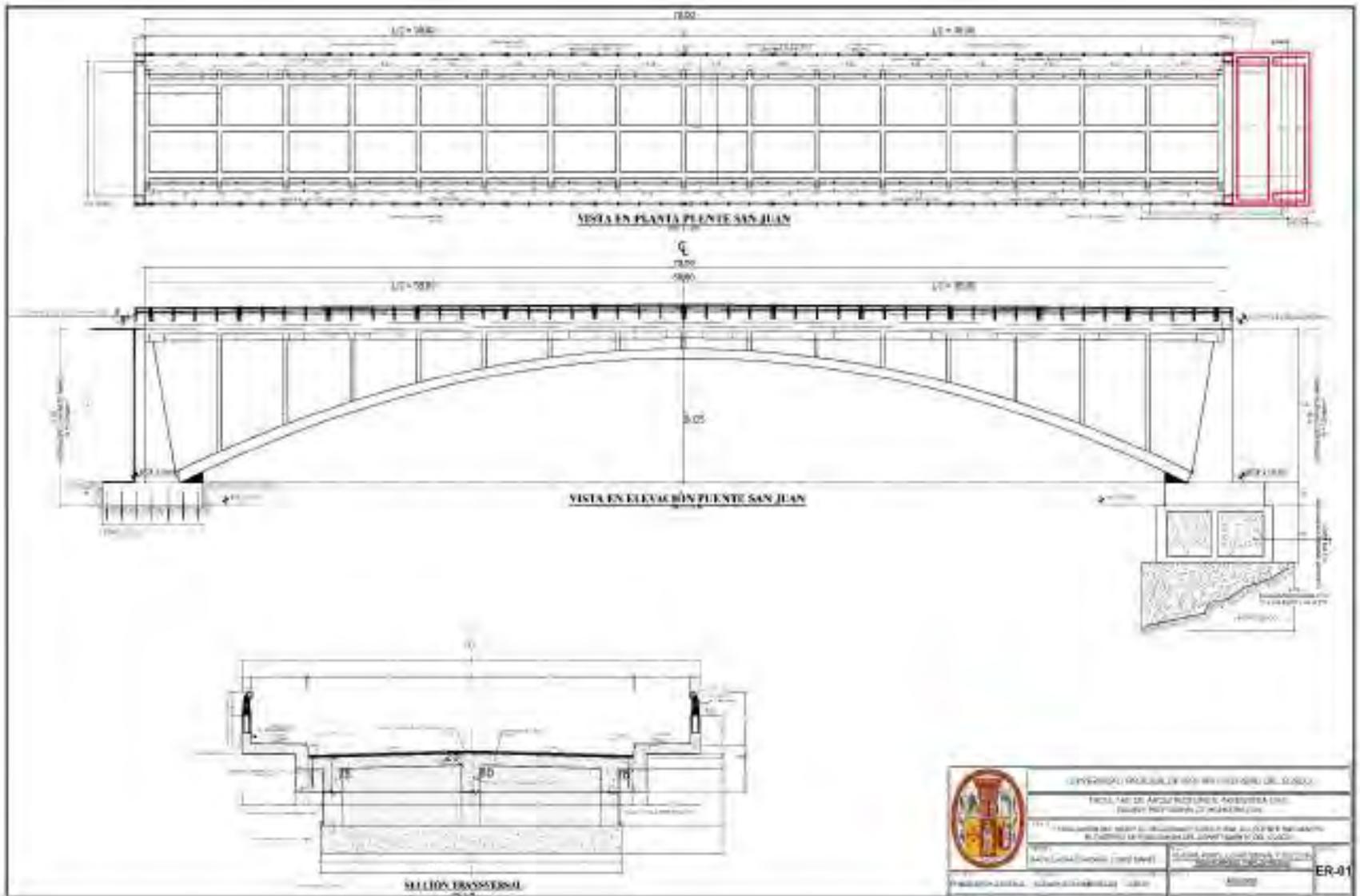
SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO SUPERIOR DEL PUENTE REFUERZO DE VIGAS TRANSVERSALES EN LA ZONA DE 0' A 2' DEL PUENTE

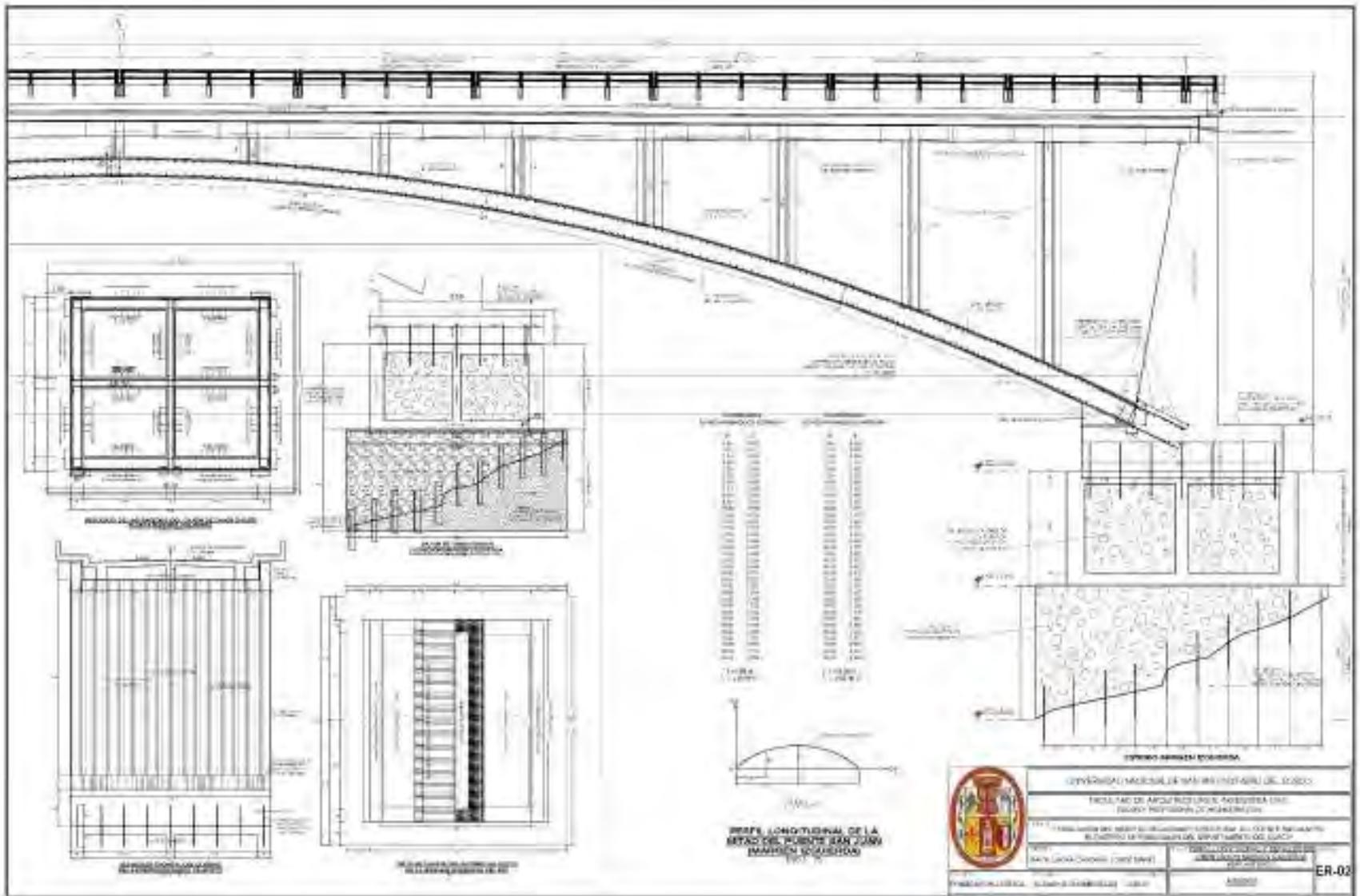


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA DEL PERU	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL	
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL	
Especialidad en Ingeniería de Estructuras	
PROFESOR: DR. GONZALO GONZALEZ	ESTUDIANTE: [Nombre]
FECHA: [Fecha]	ESCUELA: [Escuela]

E-06









ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	...	...	...	...	...
2	...	...	...	...	...
3	...	...	...	...	...
4	...	...	...	...	...
5	...	...	...	...	...
6	...	...	...	...	...
7	...	...	...	...	...
8	...	...	...	...	...
9	...	...	...	...	...
10	...	...	...	...	...
11	...	...	...	...	...
12	...	...	...	...	...
13	...	...	...	...	...
14	...	...	...	...	...
15	...	...	...	...	...
16	...	...	...	...	...
17	...	...	...	...	...
18	...	...	...	...	...
19	...	...	...	...	...
20	...	...	...	...	...
21	...	...	...	...	...
22	...	...	...	...	...
23	...	...	...	...	...
24	...	...	...	...	...
25	...	...	...	...	...
26	...	...	...	...	...
27	...	...	...	...	...
28	...	...	...	...	...
29	...	...	...	...	...
30	...	...	...	...	...
31	...	...	...	...	...
32	...	...	...	...	...
33	...	...	...	...	...
34	...	...	...	...	...
35	...	...	...	...	...
36	...	...	...	...	...
37	...	...	...	...	...
38	...	...	...	...	...
39	...	...	...	...	...
40	...	...	...	...	...
41	...	...	...	...	...
42	...	...	...	...	...
43	...	...	...	...	...
44	...	...	...	...	...
45	...	...	...	...	...
46	...	...	...	...	...
47	...	...	...	...	...
48	...	...	...	...	...
49	...	...	...	...	...
50	...	...	...	...	...
51	...	...	...	...	...
52	...	...	...	...	...
53	...	...	...	...	...
54	...	...	...	...	...
55	...	...	...	...	...
56	...	...	...	...	...
57	...	...	...	...	...
58	...	...	...	...	...
59	...	...	...	...	...
60	...	...	...	...	...
61	...	...	...	...	...
62	...	...	...	...	...
63	...	...	...	...	...
64	...	...	...	...	...
65	...	...	...	...	...
66	...	...	...	...	...
67	...	...	...	...	...
68	...	...	...	...	...
69	...	...	...	...	...
70	...	...	...	...	...
71	...	...	...	...	...
72	...	...	...	...	...
73	...	...	...	...	...
74	...	...	...	...	...
75	...	...	...	...	...
76	...	...	...	...	...
77	...	...	...	...	...
78	...	...	...	...	...
79	...	...	...	...	...
80	...	...	...	...	...
81	...	...	...	...	...
82	...	...	...	...	...
83	...	...	...	...	...
84	...	...	...	...	...
85	...	...	...	...	...
86	...	...	...	...	...
87	...	...	...	...	...
88	...	...	...	...	...
89	...	...	...	...	...
90	...	...	...	...	...
91	...	...	...	...	...
92	...	...	...	...	...
93	...	...	...	...	...
94	...	...	...	...	...
95	...	...	...	...	...
96	...	...	...	...	...
97	...	...	...	...	...
98	...	...	...	...	...
99	...	...	...	...	...
100	...	...	...	...	...

DISTRIBUCION DEL VALOR DE INTERES PLAZADO PARA LA BUENA PARRANDA

MEMORANDO DE ENTENDIMIENTO

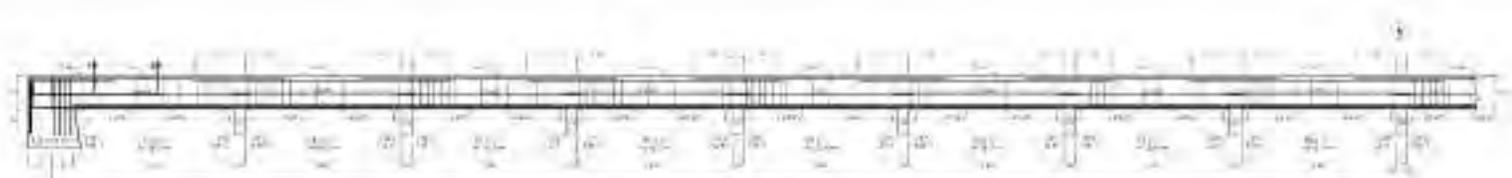
TRABAJOS DE OBRAS DE...

MEMORANDO DE ENTENDIMIENTO

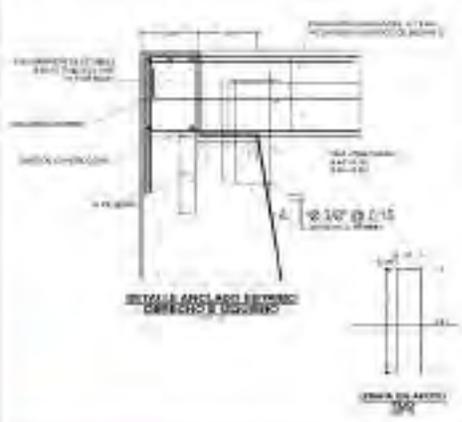
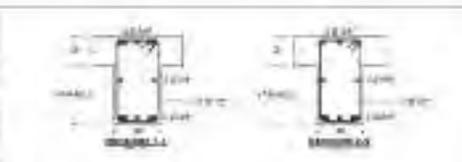
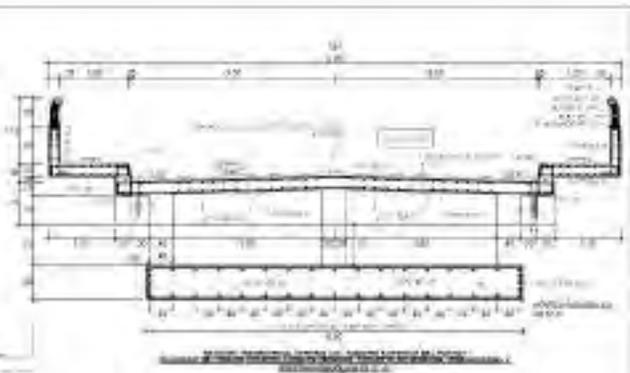
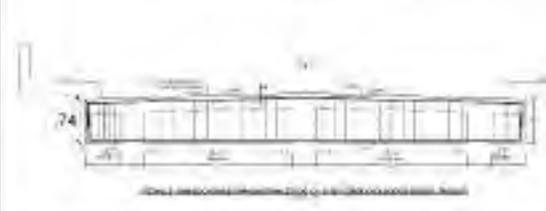
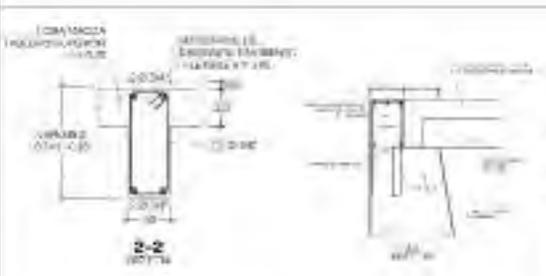


MINISTERIO DEL PODER EJECUTIVO DEL ESTADO INSTITUTO DE APOYO TECNICO Y ASISTENCIA EDUCATIVA CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNICO	
DIRECCION GENERAL DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNICO	DIVISION DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNICO
PROYECTO: ...	ACTIVIDAD: ...
FECHA: ...	LUGAR: ...

ER-04



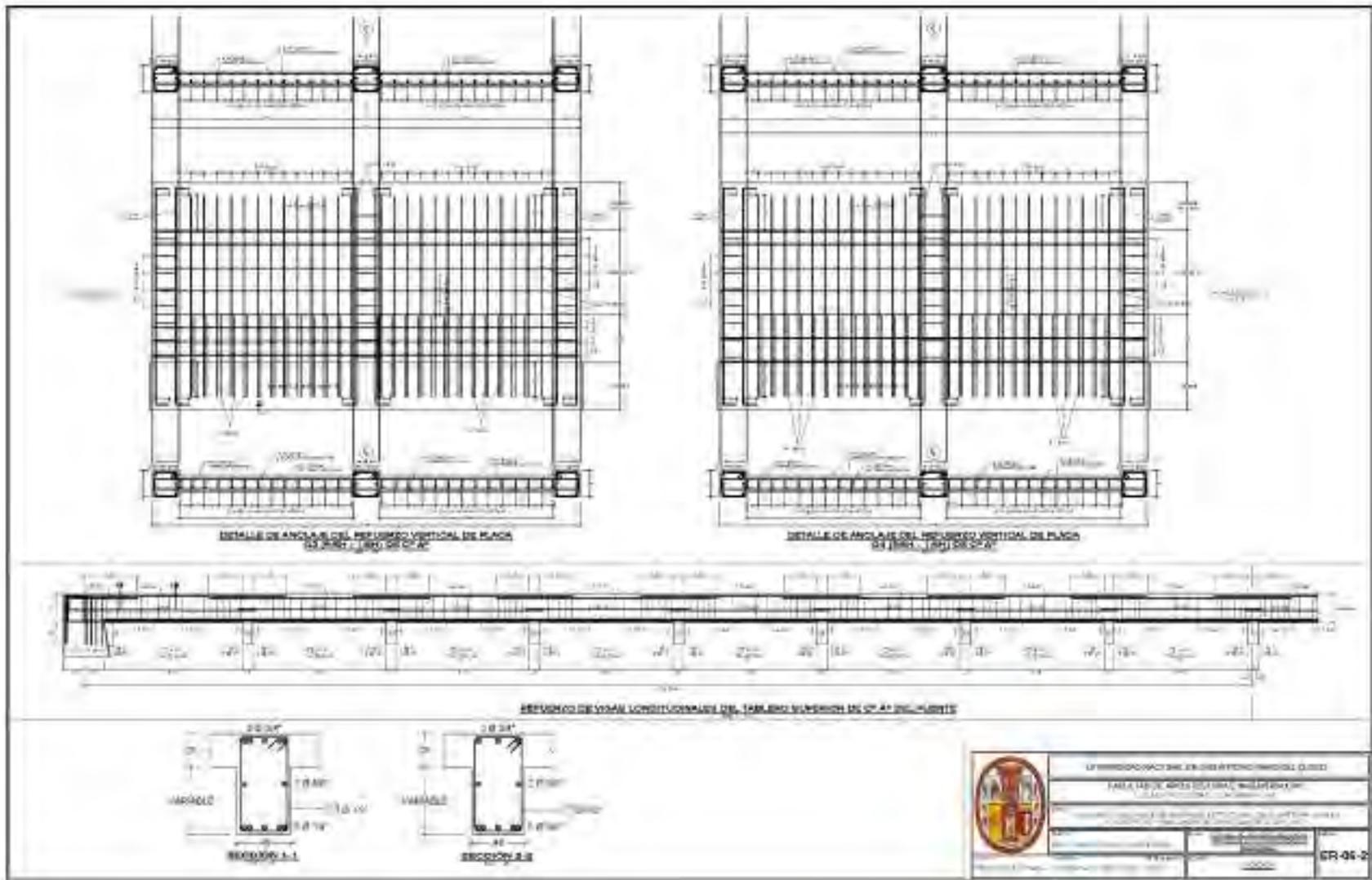
REFUERZO DE VIGAS LONGITUDINALES DEL TABICADO ALUMBRADO DE UN PISO



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCOS DEL PERU	
	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL	
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE INGENIERO CIVIL EN OBRAS DE CONSTRUCCION		
NOMBRE: <b>DAVID GARCIA CHOCOMA</b> N°: <b>10000000000000000000</b>	NOMBRE DEL TITULO: <b>PROYECTO DE OBRAS DE CONSTRUCCION</b> N°: <b>10000000000000000000</b>	NOMBRE DEL TITULO: <b>PROYECTO DE OBRAS DE CONSTRUCCION</b> N°: <b>10000000000000000000</b>
FUNDACION: <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCOS</b> N°: <b>10000000000000000000</b>	FUNDACION: <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCOS</b> N°: <b>10000000000000000000</b>	FUNDACION: <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCOS</b> N°: <b>10000000000000000000</b>

ER-05

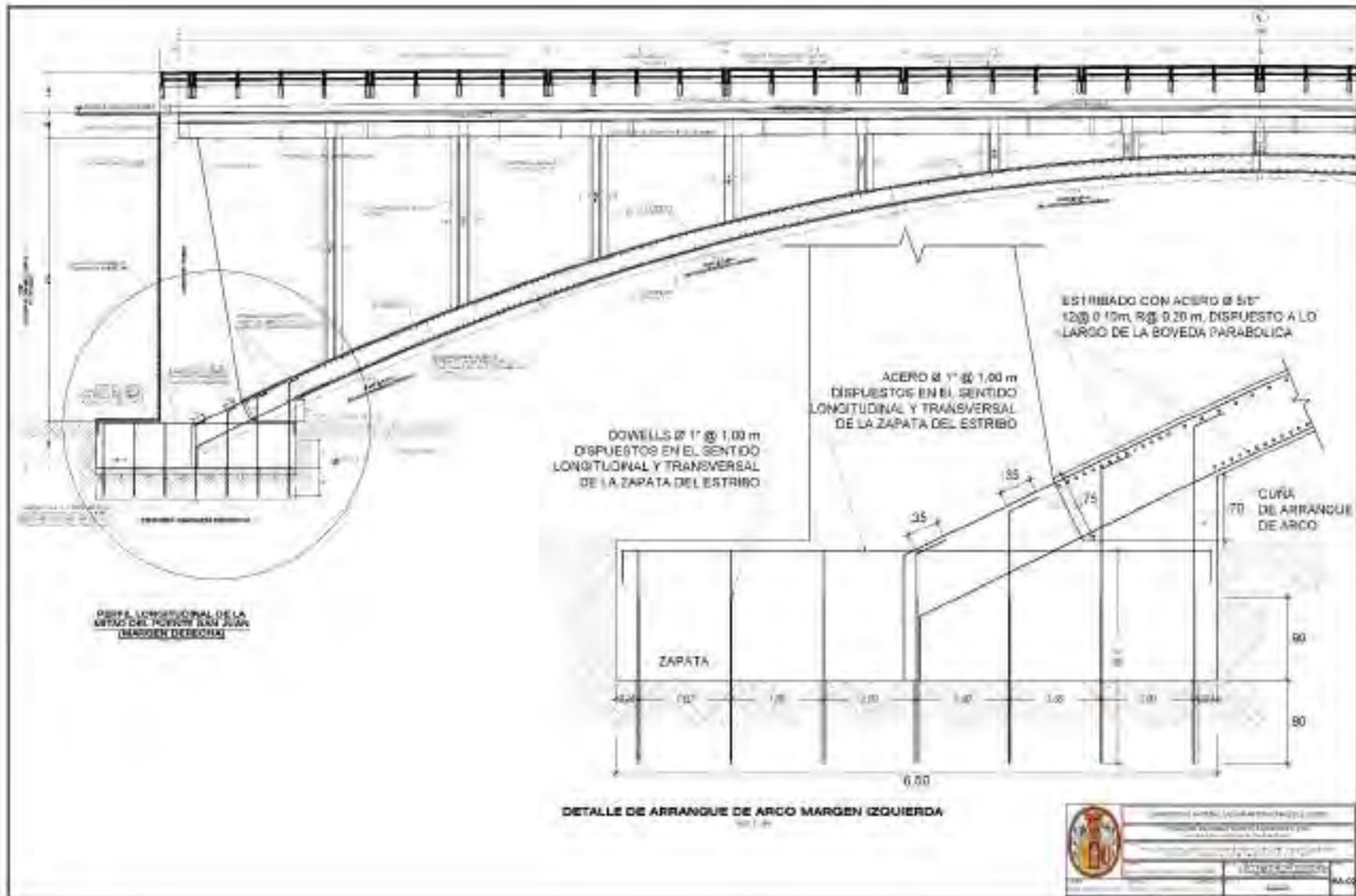




	INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS (IIC)	
	FERIA LIBRE AREA CENTRAL, VALDIVIA (CH)	
	PROYECTO DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUERTO ANCHIL	
	FECHA: 2014	ESCALA: 1:20
		ER-05-2











VALORES DE REBOTE "R" DEL ELEMENTO PLACA VERTICAL

Tecnico: Bach. Jorge Mario Lauro Castaya

Título: "Evaluación del Índice de Seguridad Estructural del Puente San Juan en el Distrito de Piscoanchi del Departamento del Cuzco"

Evento: In-Situ No Destructivo

Fecha: 16/05/2022

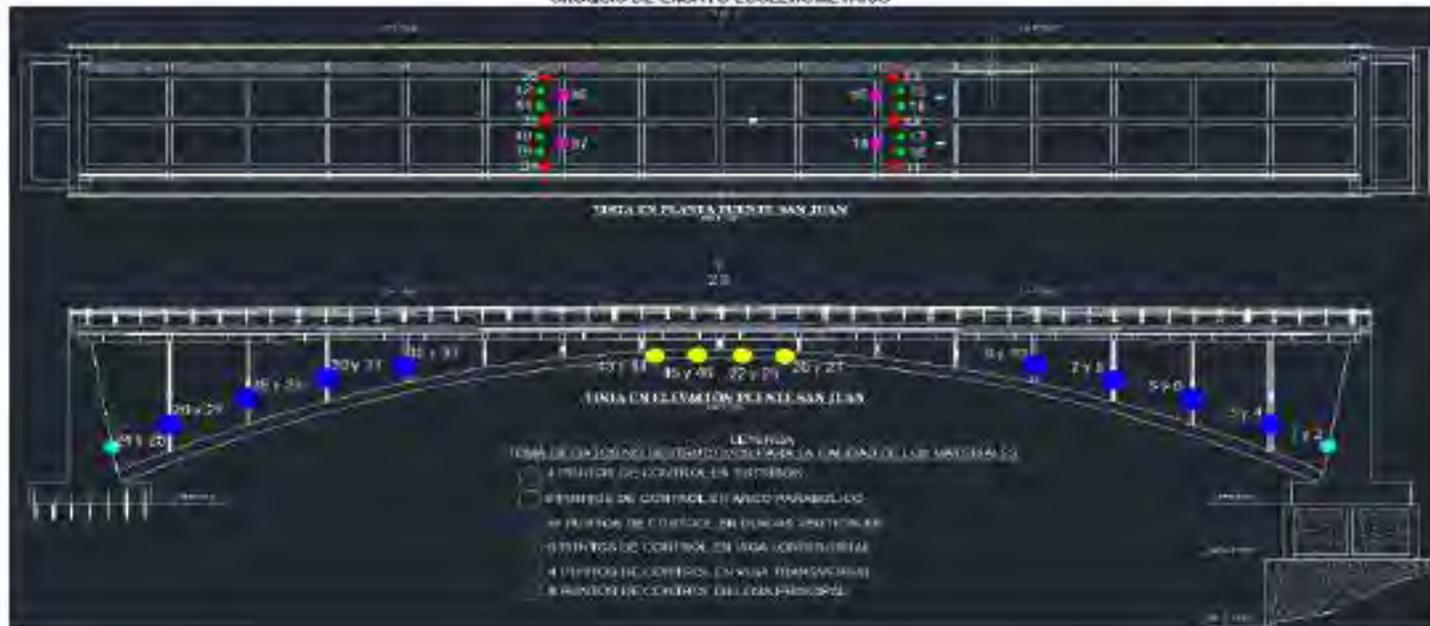
F. calificación: 30/11/2022

Punto	Elemento	Agregado	Tipo de Escobrado	Superficie	Tipo de Martillo y Saca	Orientación	Lecturas del Rebote R													Rebote Promedio	Rebote promedio del elemento	Estimación Resistencia elástica (kg/cm <sup>2</sup> )	Estimación Resistencia Promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) Promedio Ensayo a la Compresión (Nota)	Clas.																																																																										
							1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13							14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87
3	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	42	41	38	35	31	29	28	27	48	38	40	41	35,00		340			OK																																																																											
4	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	40	37	35	40	40	40	41	41	37	48	38	45	46,00		350			OK																																																																											
5	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	41	38	40	41	41	38	40	38	38	46	38	38	39,00		340			OK																																																																											
6	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	40	38	48	47	40	41	38	40	41	52	42	47	46,00		350			OK																																																																											
7	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	40	34	40	38	41	38	39	38	40	41	40	42	39,00		340			OK																																																																											
8	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	42	35	41	39	41	37	40	38	37	42	37	42	39,00		340			OK																																																																											
9	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	42	38	35	41	40	37	40	45	38	37	41	37	39,00		340			OK																																																																											
10	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	39	35	42	42	39	37	37	38	39	38	41	38	39,00	29,00	340	340,71	346,40	OK																																																																											
26	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	58	38	48	39	37	37	39	39	38	38	41	38	39,00		320			OK																																																																											
27	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	40	44	39	38	40	38	47	39	40	39	41	38	39,00		340			OK																																																																											
28	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	42	38	40	38	43	38	39	37	37	41	41	38	39,00		340			OK																																																																											
29	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	40	37	48	36	44	38	40	38	38	36	40	36	41,00		320			No																																																																											
30	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	38	36	41	40	37	37	40	41	38	41	38	42	39,00		340			OK																																																																											
51	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	41	35	40	35	33	40	40	38	48	41	41	41	39,00		340			OK																																																																											
52	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	39	45	38	38	38	36	36	38	48	38	37	34	40,00		360			No																																																																											
53	Placa Vertical	TM=20mm	Fonolico	Pulido	Escalómetro ZC3-A	Horizontal 0°	42	38	42	41	38	38	40	39	42	42	38	40,00		360			OK																																																																												

NOTA: - 9 MAJES DEL 0% AL 30% DE LAS LECTURAS OBTENIDAS DE LA MUESTRA EN EL ENFERMEDO DE DECORACIONES TOTALMENTE DE LAS LECTURAS  
 - LOS DATOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LOS PUNOS DE CALIBRADO SE CONSIDERAN SIN LOS TOMADOS DE LA DITC

Legendas:  
 [Color Verde] Rebote Descartado  
 [Color Naranja] Ensayo Descartado

CROQUIS DE ENSAYO ESCLEROMETRICO



### VALORES DE REBOTE "R" DEL ELEMENTO TABLERO PRINCIPAL

Técnico: Bach. Jorge Mario Laura Cansino

Título: "Evaluación del Índice de Seguridad Estructural del Puente San Juan en el Distrito de Potosí (en el Departamento del Guayas)"

Ensayo: In Situ No Destructivo

Fecha: 16/03/2022

P. calificación: 30/11/2022

Puntos	Elemento	Agregado	Tipo de Encofrado	Superficie	Tipo de Muestra y Serie	Orientación	Lecturas de Rebote R															Promedio	Rebote promedio del elemento	Saturación Resistencia característica (kg/cm <sup>2</sup> )	Estimación Resistencia Promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>ck</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) Promedio Ensayo a la Compresión (Data)	Obr.
36	Tablero Principal	T.M=20mm	Ferroliso	Pública	Esclerometro ZCS-A	Vertical +90°	42	50	47	51	46	48	47	52	43	48	44	45	45.00	44.00	377	358.10	410.00	C3			
37	Tablero Principal	T.M=20mm	Ferroliso	Pública	Esclerometro ZCS-A	Vertical +90°	48	45	42	51	42	42	44	52	45	48	45	40	44.00								
38	Tablero Principal	T.M=20mm	Ferroliso	Pública	Esclerometro ZCS-A	Vertical +90°	45	42	43	41	41	41	44	44	44	42	42	43	43.00								
39	Tablero Principal	T.M=20mm	Ferroliso	Pública	Esclerometro ZCS-A	Vertical +90°	42	45	39	46	49	42	48	43	50	49	42	42	44.00								
40	Tablero Principal	T.M=20mm	Ferroliso	Pública	Esclerometro ZCS-A	Vertical +90°	42	43	45	45	47	42	44	44	44	41	42	42	43.00								
41	Tablero Principal	T.M=20mm	Ferroliso	Pública	Esclerometro ZCS-A	Vertical +90°	45	45	45	46	41	42	43	43	45	44	40	40	44.00								
42	Tablero Principal	T.M=20mm	Ferroliso	Pública	Esclerometro ZCS-A	Vertical +90°	44	42	42	42	43	43	43	43	42	42	42	43.00									
43	Tablero Principal	T.M=20mm	Ferroliso	Pública	Esclerometro ZCS-A	Vertical +90°	49	45	46	46	46	45	43	46	46	44	44	45.00									

NOTA: - MUESTRAS 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000.

LOS DATOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SON EL RESULTADO DE LA PROMEDIO DE LOS DATOS DE LOS ENSAJOS DE LA GATE.

LEYENDA:  
 Rebote Desvirtuado  
 Ensayo Desechado

### CROQUIS DE ENSAYO ESCLEROMETRICO







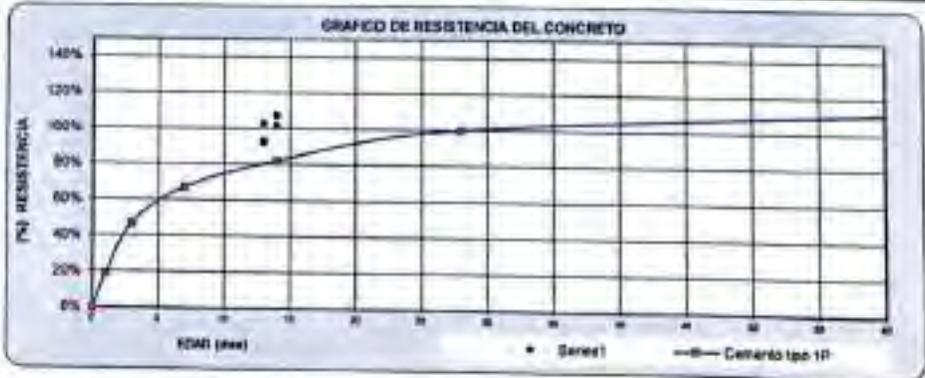




**Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E 704-2009**

**Proyecto:** Creación del puente colgante San Juan sobre el río Apurimac, Distrito de Pomacanchi y Livilaca de las Provincias de Aconayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación:** Distritos de Pomacanchi y Livilaca Provincias Aconayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante:** Ing. Juan Galca Olivera Residente de Obra  
**Fecha:** Cusco 09 de Diciembre del 2021  
**Muestra:** Cilindros de concreto de 6" - Probetas

N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Ojal (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Notico	Rotura					$f_{c, \text{teórico}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{c, \text{teórico}}$ (%)
1	Arco Paralelo Margen Izquierdo 01	23/11/2021	07/12/2021	14	300	55,000	15.14	305.5	102%
2	Arco Paralelo Margen Izquierdo 02	23/11/2021	07/12/2021	14	300	56,000	15.12	323.0	108%
3	Arco Paralelo Margen Izquierdo 03	23/11/2021	07/12/2021	14	300	58,000	15.14	322.2	107%
4	Arco Paralelo Margen Derecho 01	24/11/2021	07/12/2021	13	300	49,000	15.00	277.3	92%
5	Arco Paralelo Margen Derecho 02	24/11/2021	07/12/2021	13	300	56,000	15.16	309.4	103%
6	Arco Paralelo Margen Derecho 03	24/11/2021	07/12/2021	13	300	49,000	14.92	290.3	93%



Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	65%	85%	100%	120%	135%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.

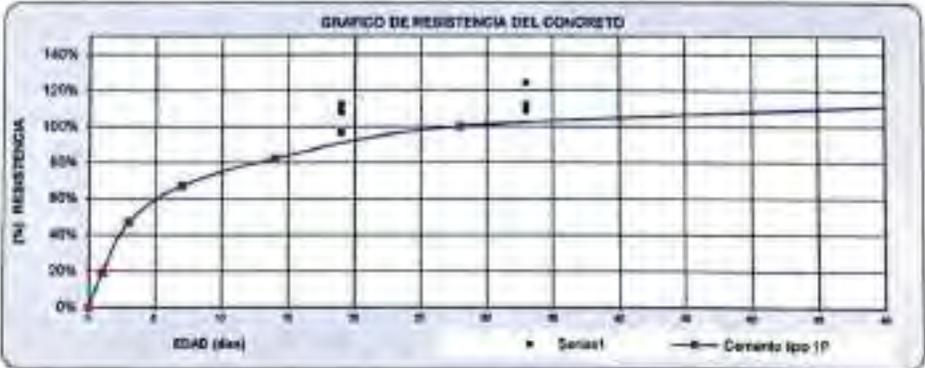
  
 Ing. Juan Galca Olivera  
 Residente de Obra


 GOBIERNO REGIONAL CUSCO  
 GERENCIA REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
 Ing. César Tijo Becerra  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 CUI. 127725

*Referencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E-704-2000*

**Proyecto:** Creación del puente colgante San Juan sobre el río Apurimac, Distritos de Pomacanchi y Livilaca de las Provincias de Acomayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación:** Distritos de Pomacanchi y Livilaca Provincias Acomayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante:** Ing. Juan Galicia Olivera Residente de Obra  
**Fecha:** Cusco 28 de Diciembre del 2021  
**Muestra:** Cilindros de concreto de 5" - Probetas.

N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $\Gamma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Dial (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Rotura					$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_c$ (%)
1	Arco Parabólico	24/11/2021	27/12/2021	33	300	80.000	15.30	326.3	109%
2	Arco Parabólico	24/11/2021	27/12/2021	33	300	63.000	15.45	336.0	112%
3	Arco Parabólico	24/11/2021	27/12/2021	33	300	65.000	14.90	372.8	124%
4	Placa 07 - M. I	08/12/2021	27/12/2021	19	300	80.000	15.05	337.3	112%
5	Placa 07 - M. I	08/12/2021	27/12/2021	19	300	57.000	14.95	324.7	108%
6	Placa 04 - M. D.	08/12/2021	27/12/2021	19	300	52.000	15.10	260.4	87%
7	Placa 04 - M. D.	08/12/2021	27/12/2021	19	300	50.000	14.80	290.8	97%



Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	65%	85%	100%	120%	135%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.

  
 GOBIERNO REGIONAL CUSCO  
 GERENCIA REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
 Sub Gerencia de Cobertura en Transportes y Comunicaciones  
 Unidad Funcional de Estudios

  
 GOBIERNO REGIONAL CUSCO  
 GERENCIA REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
 Sub Gerencia de Cobertura en Transportes y Comunicaciones  
 Unidad Funcional de Estudios  
 Ing. César Tito Becerra  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 C.R. 127725

*Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E. 704-2000*

**Proyecto** : Creación del puente colgante San Juan sobre el río Apurímac, Distrito de Pomacanchi y Livilca de las Provincias de Acomayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación** : Distrito de Pomacanchi y Livilca Provincias Acomayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante** : Ing. Axel Gallo Olivera Residente de Obra.  
**Fecha** : Cusco 09 de Diciembre del 2021  
**Muestra** : Cilindros de concreto de 5" - Probetas.

N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Diámetro (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Rótura					$f_{c\text{ Pruebas}}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{c\text{ Pruebas}}/f_c$ (%)
1	Placa 01 Margen Derecho	01/12/2021	07/12/2021	8	300	56.000	14.25	363.7	121%
2	Placa 01 Margen Derecho	01/12/2021	07/12/2021	8	300	56.000	15.30	304.8	102%
3	Placa 01 Margen Izquierdo	01/12/2021	07/12/2021	8	300	46.000	15.16	271.5	90%
4	Placa 01 Margen Izquierdo	01/12/2021	07/12/2021	8	300	55.000	15.30	329.9	107%



Evolución de la Resistencia a compresión del concreto con cemento Portland

Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	65%	85%	100%	120%	130%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.

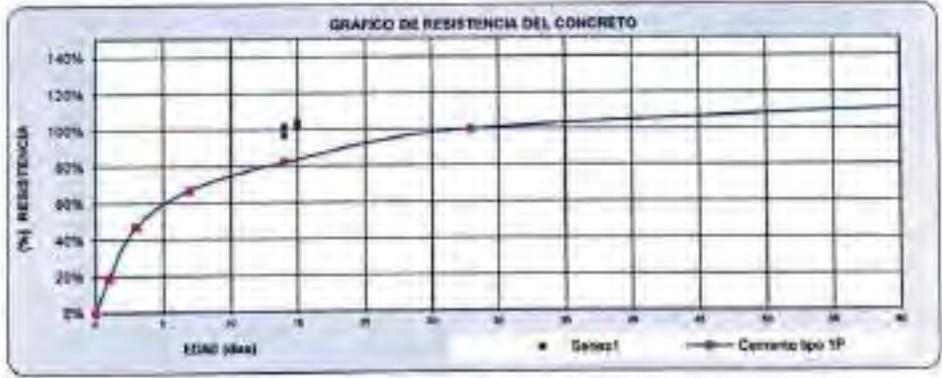



 GOBIERNO REGIONAL CUSCO  
 GERENCIA REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
 Ing. Cesar Tito Becerra  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 DNI. 227724

*Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E 704-2000*

**Proyecto:** Construcción del puente colgante San Juan sobre el río Apurimac, Distritos de Pomacanchi y Livitaca de las Provincias de Acomayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación:** Distritos de Pomacanchi y Livitaca Provincias Acomayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante:** Ing. Juan Galicia Olivera Residente de Obra  
**Fecha:** Cusco 20 de Diciembre del 2021  
**Muestra:** Cilindros de concreto de 6" - Probetas

N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Dia (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Rotura					$f_{c(Ensayo)}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{c(Ensayo)} / F_c$ (%)
1	Placa 02 - M.D.	02/12/2021	17/12/2021	15	300	56,000	15.10	312.7	104%
2	Placa 01 M. I.	02/12/2021	17/12/2021	15	300	54,000	14.95	327.8	103%
3	Placa 03 - M.D.	03/12/2021	17/12/2021	14	300	48,000	14.15	300.2	102%
4	Placa 04 - M. I.	03/12/2021	17/12/2021	14	300	54,000	15.05	303.8	101%
5	Placa 05	03/12/2021	17/12/2021	14	300	51,000	14.95	290.5	97%



**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.



**Ing. César Tito Bederra**  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 C.I.P. 127725

*Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E 704-2009*

**Proyecto** : Creación del puente colgante San Juan sobre el río Apurimac, Distritos de Pomacanchi y Livilaca de las Provincias de Acos Mayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación** : Distritos de Pomacanchi y Livilaca Provincias Acos Mayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante** : Ing. Juan Galicia Olivera Residente de Obra  
**Fecha** : Cusco 28 de Enero del 2022  
**Muestra** : Cilindros de concreto de 6" - Probetas

N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Dial (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Rebura					$f_{c\text{ diseño}}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{c\text{ diseño}}/f_c$ (%)
1	Placa 02 - M.D.	02/12/2021	27/01/2022	50	300	61,000	15.10	340.0	114%
2	Placa 01 M. I.	02/12/2021	27/01/2022	56	300	63,000	14.95	358.0	120%
3	Placa 02 - M. D.	03/12/2021	27/01/2022	55	300	58,000	14.15	368.0	123%
4	Placa 03 - M. I.	03/12/2021	27/01/2022	55	300	60,000	15.05	337.3	112%
5	Placa 04	03/12/2021	27/01/2022	55	300	59,000	14.95	339.1	112%



Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	65%	85%	100%	120%	135%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.



  
**Ing. César Tito Becerra**  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 C.R. 127725

*Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E 704-2000*

**Proyecto:** Creación del puente colgante San Juan sobre el río Apurimac, Distritos de Pomacanchi y Livitaca de las Provincias de Acaymayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación:** Distritos de Pomacanchi y Livitaca Provincias Acaymayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante:** Ing. Juan Galcio Olivera Residente de Obra  
**Fecha:** Cusco 27 de Enero 2022  
**Muestra:** Cilindros de concreto de 6" - Probetas

N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Dial (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Rotura					$f_{c, Prueba}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{c, Prueba}/f_c$ (%)
1	Placa D1 Margen Derecho	01/12/2021	26/01/2022	56	300	58,500	14.25	363.7	121%
2	Placa D1 Margen Derecho	01/12/2021	26/01/2022	56	300	61,000	15.30	331.8	111%
3	Placa D1 Margen Izquierdo	01/12/2021	26/01/2022	56	300	63,000	15.16	346.0	116%
4	Placa D1 Margen Izquierdo	01/12/2021	26/01/2022	56	300	62,000	15.30	337.2	112%

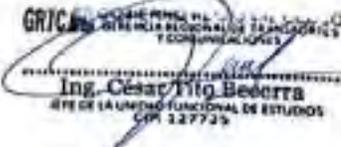


**Evolución de la Resistencia a compresión del concreto con cemento Portland**

Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	65%	85%	100%	120%	135%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.

  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, MATERIALES Y PAVIMENTOS

  
**Ing. César Tito Becerra**  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 C.P. 127725

*Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E 704-2006*

**Proyecto:** Creación del puente colgante San Juan sobre el río Apurimac, Distritos de Pumahuasi y Livitaca de las Provincias de Aconayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación:** Distritos de Pumahuasi y Livitaca Provincias Aconayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante:** Ing. Juan Gelicio Olivera Residente de Obra.  
**Fecha:** - Cusco 25 de Febrero del 2022  
**Muestra:** - Cilindros de concreto de 6" - Probetas.

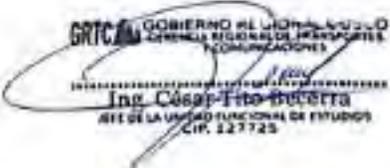
N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Dial (kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Robra					$f_{c(Ensayo)}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{c(Ensayo)}/f_c$ (%)
1	Tablero de losa margen derecho	17/02/2022	24/02/2022	7	300	54,000	15.32	202.9	68%
2	Tablero de losa margen izquierdo	17/02/2022	24/02/2022	7	300	52,000	15.46	277.0	92%
3	Tablero de losa margen derecho	17/02/2022	24/02/2022	7	300	48,000	15.34	259.7	87%
4	Tablero de losa margen izquierdo	17/02/2022	24/02/2022	7	300	51,000	15.17	202.2	64%



Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	65%	85%	100%	120%	135%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.

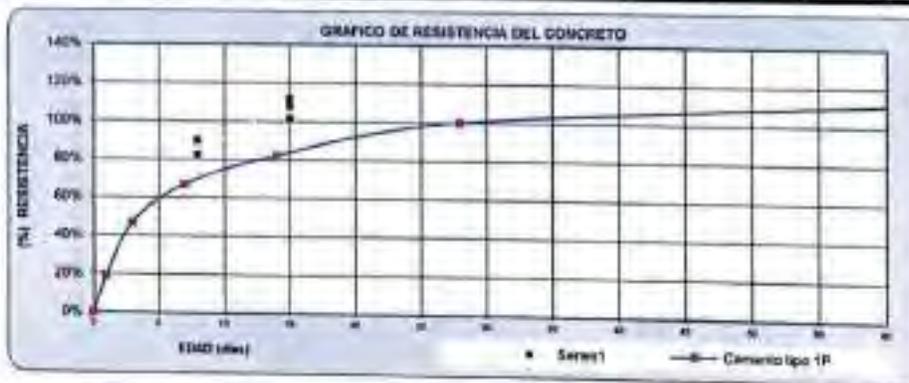
  
 Juan Gelicio Olivera  
 Residente de Obra

  
 Ing. Cesar Tito Huerta  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 CIP. 127725

**Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E 784-2000**

**Proyecto:** Creación del puente colgante San Juan sobre el río Apurimac, Distritos de Pumacanchi y Urubaca de las Provincias de Acosmayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación:** Distrito de Pumacanchi y Urubaca Provincias Acosmayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante:** Ing. Juan Galicia Olvera Residente de Obra  
**Fecha:** Cusco 05 de Marzo del 2022  
**Muestra:** Cilindros de concreto de 6" - Probetas

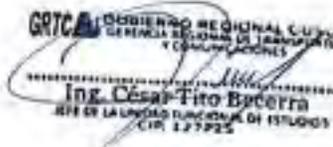
N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Diel (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Rotura					$f_{c\text{ Prueba}}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c \text{ Prueba} / f_c$ (%)
1	Tablero de puente	17/02/2022	04/03/2022	15	300	58,000	15.12	323.0	108%
2	Tablero de puente	17/02/2022	04/03/2022	15	300	54,000	15.01	300.2	102%
3	Tablero de puente	17/02/2022	04/03/2022	15	300	59,000	14.94	336.6	112%
4	Tablero de puente	17/02/2022	04/03/2022	15	300	60,000	15.13	333.7	111%
5	Vereda de puente	24/02/2022	04/03/2022	8	300	44,000	15.03	240.0	80%
6	Vereda de puente	24/02/2022	04/03/2022	8	300	49,000	15.22	280.3	93%
7	Vereda de puente	24/02/2022	04/03/2022	8	300	48,000	15.01	271.3	90%



Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	65%	85%	100%	120%	135%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.

  
 INGENIERO CIVIL EN TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
 RESIDENTE DE OBRA

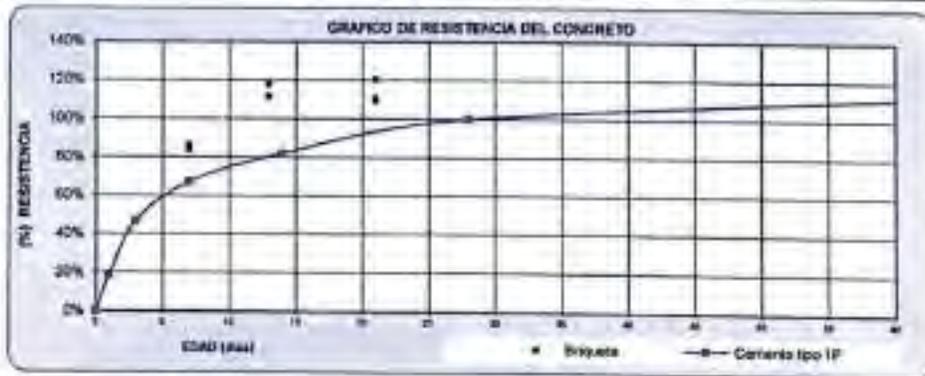
  
 INGENIERO CIVIL EN TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 C.R. 1.2.7.P.25



**Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MITC E 704-2000**

**Proyecto:** Creación del puente carreable San Juan sobre el río Apurímac, Distritos de Pumahuasi y Livitaca de las Provincias de Aconayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación:** Distritos de Pumahuasi y Livitaca Provincias Aconayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante:** Ing. Juan Galicia Olvera Residente de Obra.  
**Fecha:** Cusco 11 de Marzo del 2022  
**Muestra:** Cilindros de concreto de 8" - Probetas.

N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Dado (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Rotura					$F_c$ Rotura (Kg/cm <sup>2</sup> )	$F_c$ Rotura/ $f_c$ (%)
1	Losa de Tablero	17/02/2022	10/03/2022	21	300	65,000	15.12	362.0	121%
2	Losa de Tablero	17/02/2022	10/03/2022	21	300	65,000	15.12	362.0	121%
3	Losa de Tablero	17/02/2022	10/03/2022	21	300	58,000	14.92	331.7	111%
4	Losa de Tablero	17/02/2022	10/03/2022	21	300	59,000	15.12	328.0	110%
5	Vareta de tablero	25/02/2022	10/03/2022	13	300	60,000	15.10	335.0	112%
6	Vareta de tablero	25/02/2022	10/03/2022	13	300	82,000	14.92	354.0	118%
7	Parapeto de tablero	03/03/2022	10/03/2022	7	300	46,000	15.05	258.6	86%
8	Parapeto de tablero	03/03/2022	10/03/2022	7	300	48,000	15.25	251.8	84%
9	Muro de protección en accesos	03/03/2022	10/03/2022	7	300	46,000	15.05	258.6	86%
10	Muro de protección en accesos	03/03/2022	10/03/2022	7	300	46,000	15.25	251.8	84%



Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	85%	85%	100%	120%	135%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.

*[Handwritten signature]*  
 Ing. Juan Galicia Olvera  
 Residente de Obra

**GRTC** GOBIERNO REGIONAL CUSCO  
 GERENCIA REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
 Ing. César Tito Becerra  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 C.M. 127725

*Resistencia a la Compresión de Testigos Cilíndricos de Concreto - Norma MTC E 704-2006*

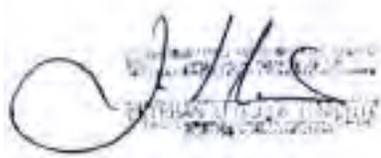
**Proyecto:** Creación del puente colgante San Juan sobre el río Apurimac, Distrito de Pomacanchi y Llíntica de las Provincias de Acomayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Ubicación:** Distrito de Pomacanchi y Llíntica Provincias Acomayo y Chumbivilcas del Departamento de Cusco  
**Solicitante:** Ing. Juan Galois Olvera Residente de Obra  
**Fecha:** Cusco 21 de Marzo del 2022  
**Muestra:** Cilindros de concreto de 8" - Pruebas

N°	Elemento Estructural	Fecha		Edad (días)	Diseño $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Dial (Kg)	Diámetro (cm)	Resistencia	
		Moldeo	Rotura					$F_c$ (Kg/m <sup>2</sup> )	$F_c$ (Espec.) (%)
1	Losa de Tablero	17/02/2022	18/03/2022	29	300	75,000	15.47	299.0	133%
2	Losa de Tablero	17/02/2022	18/03/2022	29	300	73,000	14.83	422.5	141%
3	Losa de Tablero	17/02/2022	18/03/2022	29	300	75,500	15.02	426.1	142%
4	Losa de Tablero	17/02/2022	18/03/2022	29	300	76,500	15.29	418.8	139%
5	Vivanda de Tablero	25/02/2022	18/03/2022	21	300	68,000	14.84	303.1	131%
6	Vivanda de Tablero	25/02/2022	18/03/2022	21	300	67,000	15.03	377.6	126%
7	Parapeto de Tablero	03/03/2022	18/03/2022	15	300	60,500	14.93	346.6	116%
8	Parapeto de Tablero	03/03/2022	18/03/2022	15	300	59,000	14.92	337.5	112%
9	Mura de protección en acceso	09/03/2022	18/03/2022	9	250	62,000	15.18	287.3	115%
10	Mura de protección en acceso	09/03/2022	18/03/2022	9	250	63,000	15.06	297.5	110%



Edad del concreto en días	3	7	14	28	90	360
Resistencia a compresión	40%	65%	65%	100%	120%	135%

**Observación:** Las muestras para el ensayo - probetas cilíndricas de concreto fueron proporcionadas por el solicitante.




 GOBIERNO REGIONAL CUSCO  
 GERENCIA REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
 Ing. César Tito Becerra  
 JEFE DE LA UNIDAD FUNCIONAL DE ESTUDIOS  
 DPT. 1.277.25

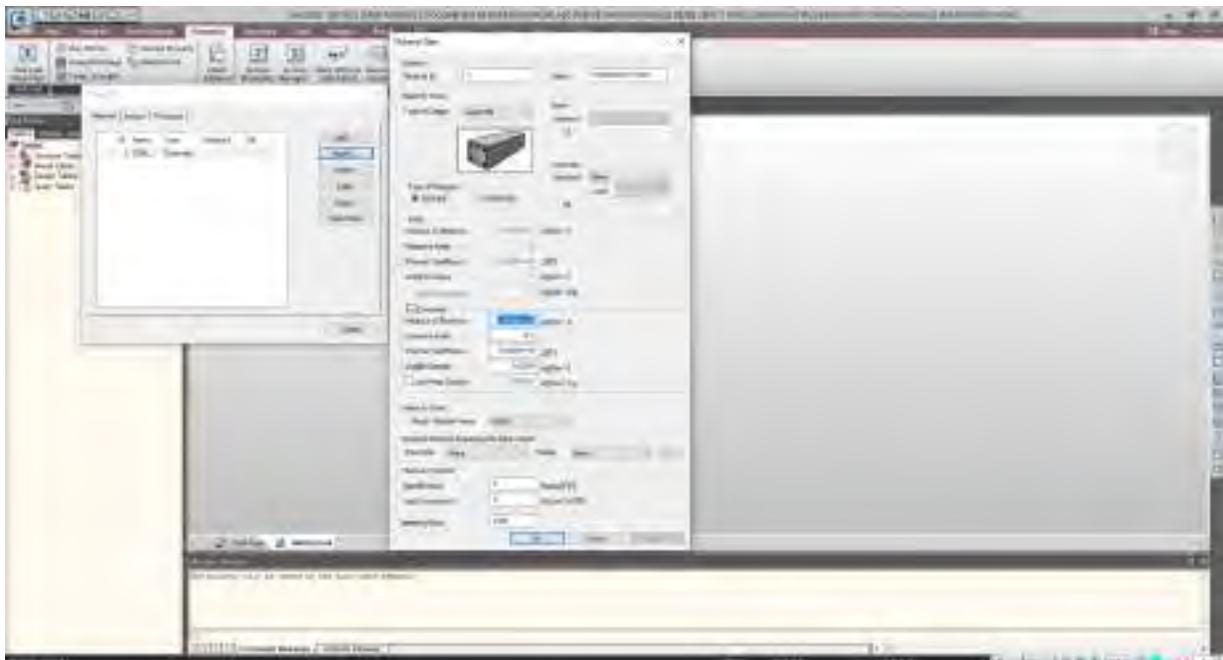
## ANEXO 10

### PROCEDIMIENTO DE LA SIMULACION Y MODELADO EN 3D POR ELEMENTOS FINITOS CON EL SOFTWARE MIDAS CIVIL PARA LA EVALUACION DEL PUENTE SAN JUAN

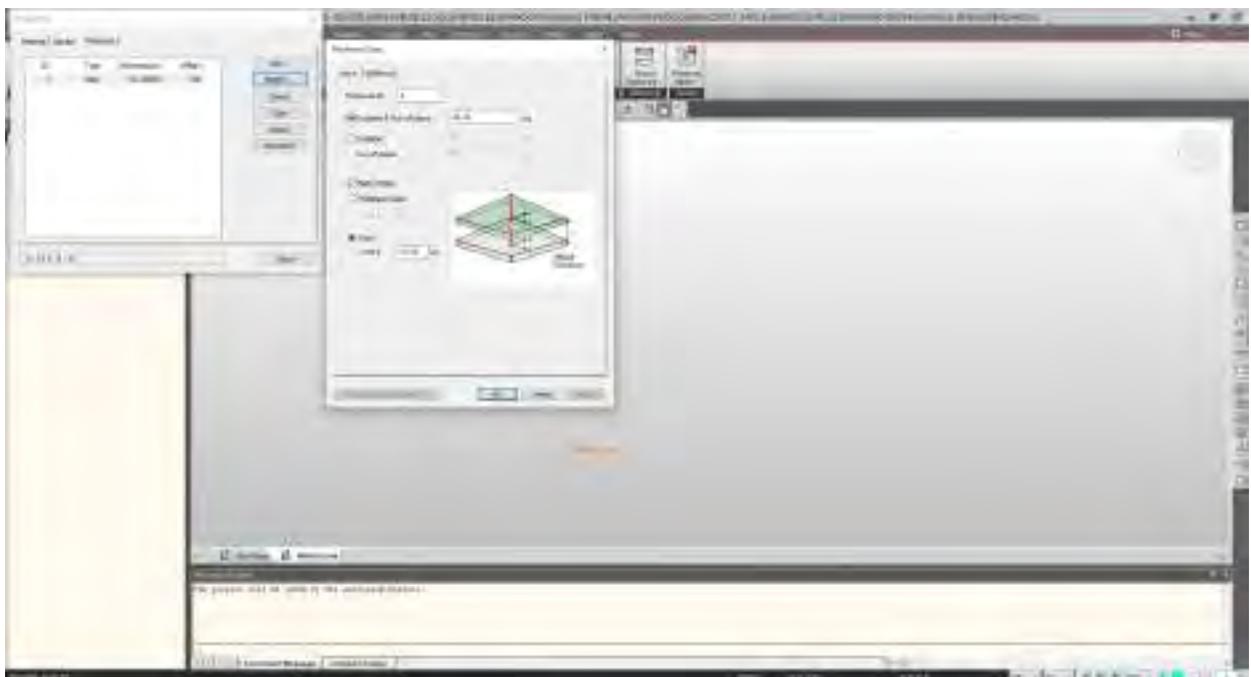
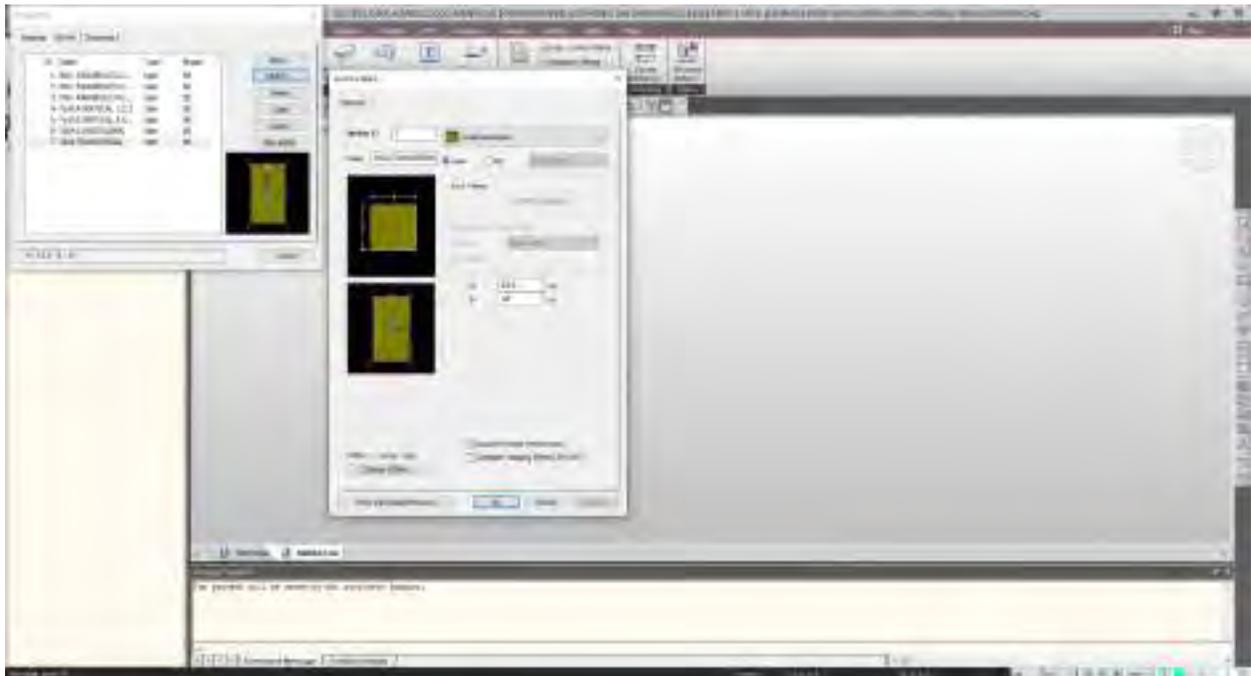
Ejecutados el software midas civil y cambamos las unidades a kgf y cm para mayor comodidad de inserción de datos



Definimos la calidad del material segun especificaciones técnicas del proyecto



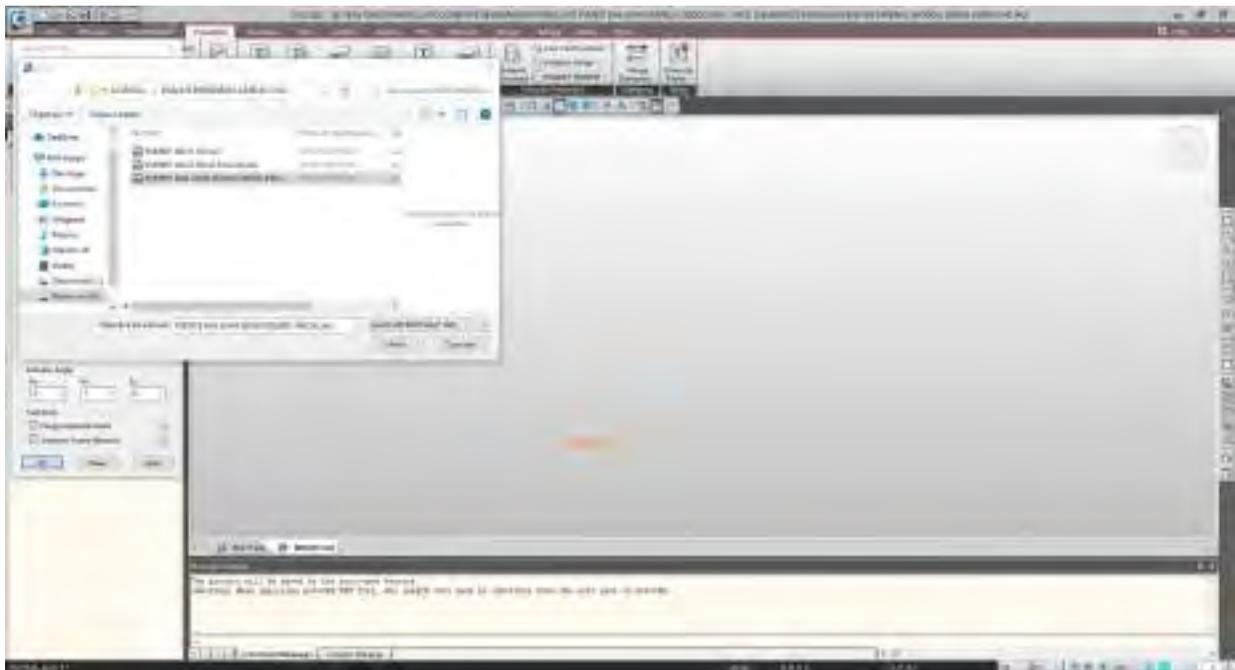
Definimos las secciones de los elementos estructurales de acuerdo a la configuración estructural (boveda parabolica, placas verticales, vigas y tablero)



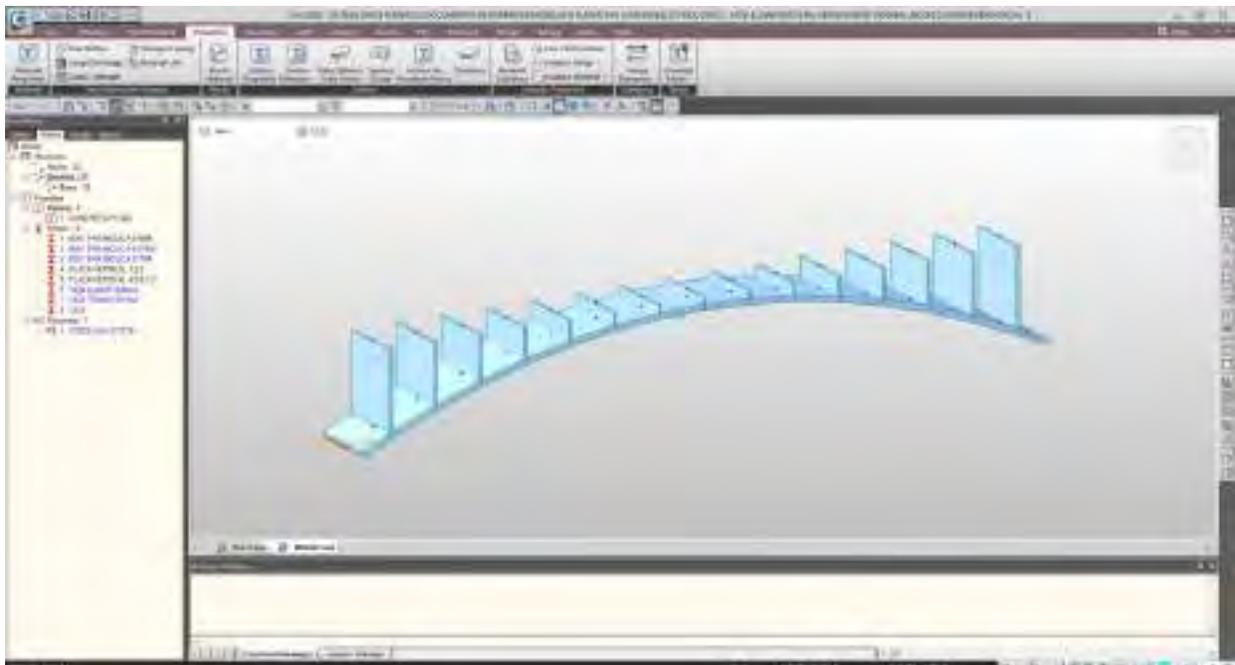
Para generar el modelo del puente en midas civil se procede de dos maneras:

1. dibujando elemento por elemento en el software
2. importando desde el autocad en formato dxf

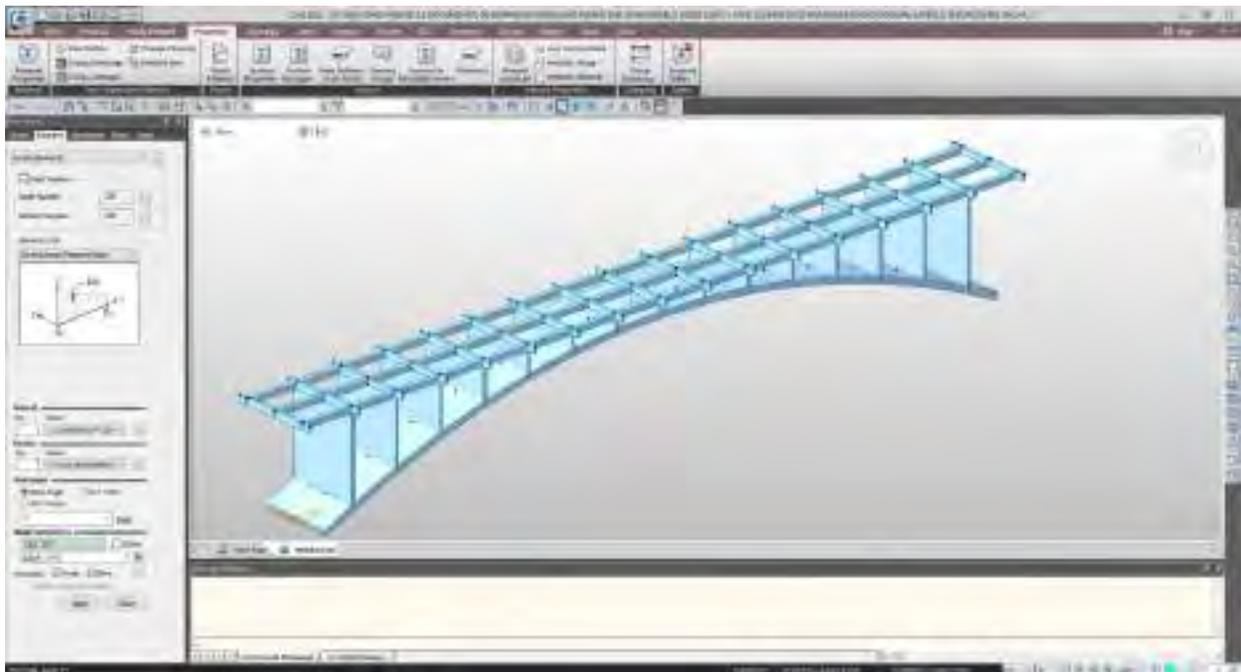
Nosotros procederemos a importar desde autocad



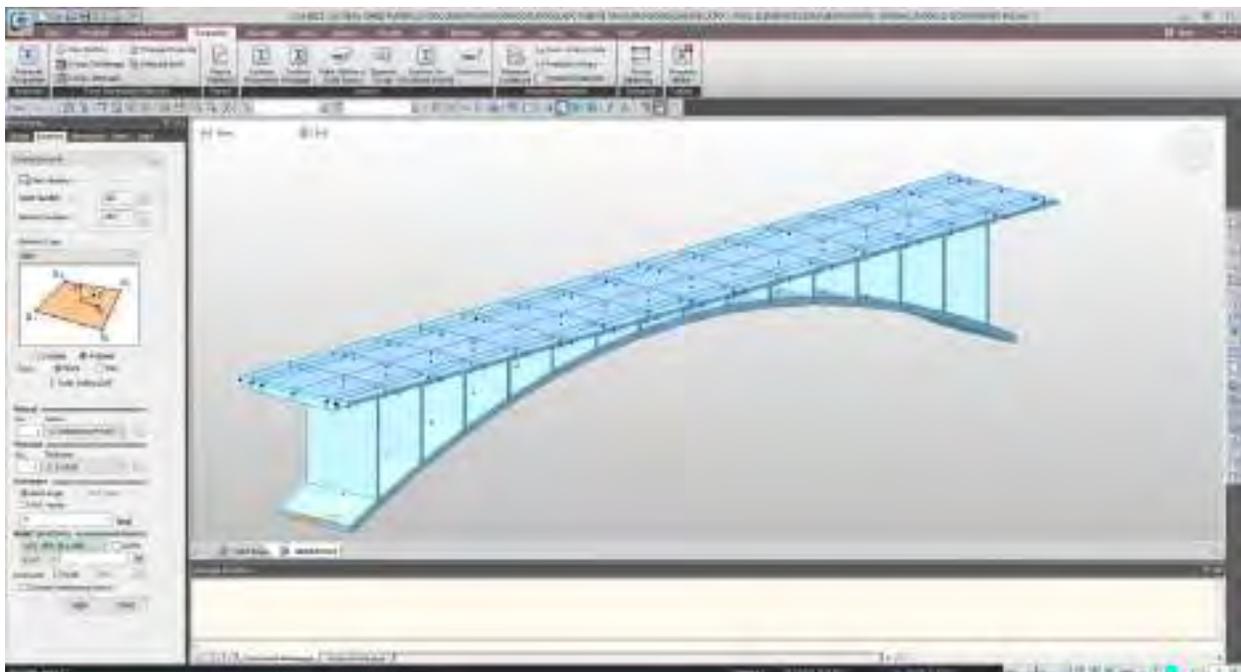
Una vez importado los elementos colocamos sus secciones y calidad de material ya generadas a los elementos estructurales.



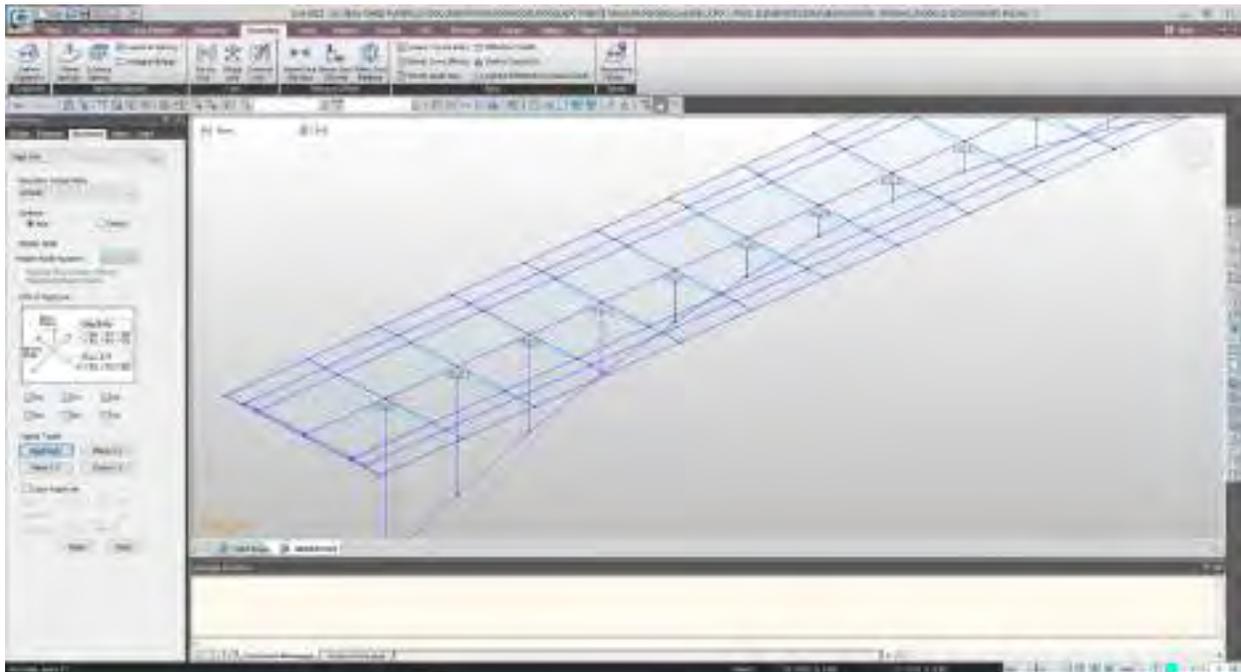
Comenzamos a dibujar los elementos viga



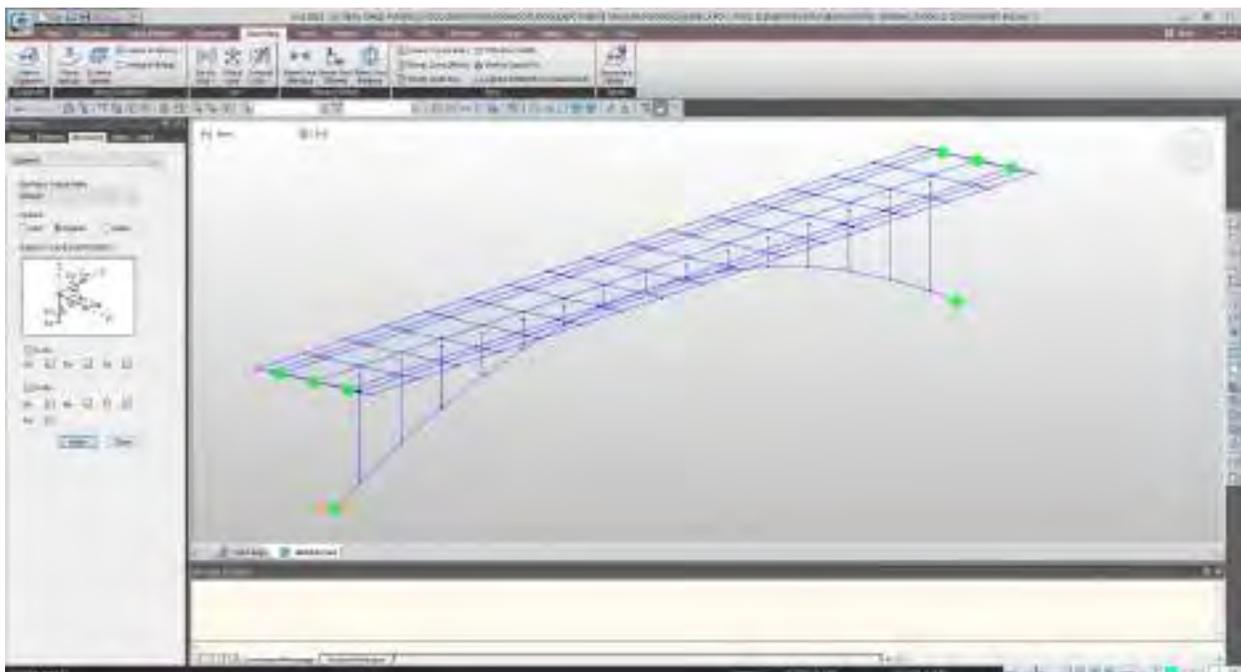
Finalmente, el tablero superior, completando con el modelo de la estructura



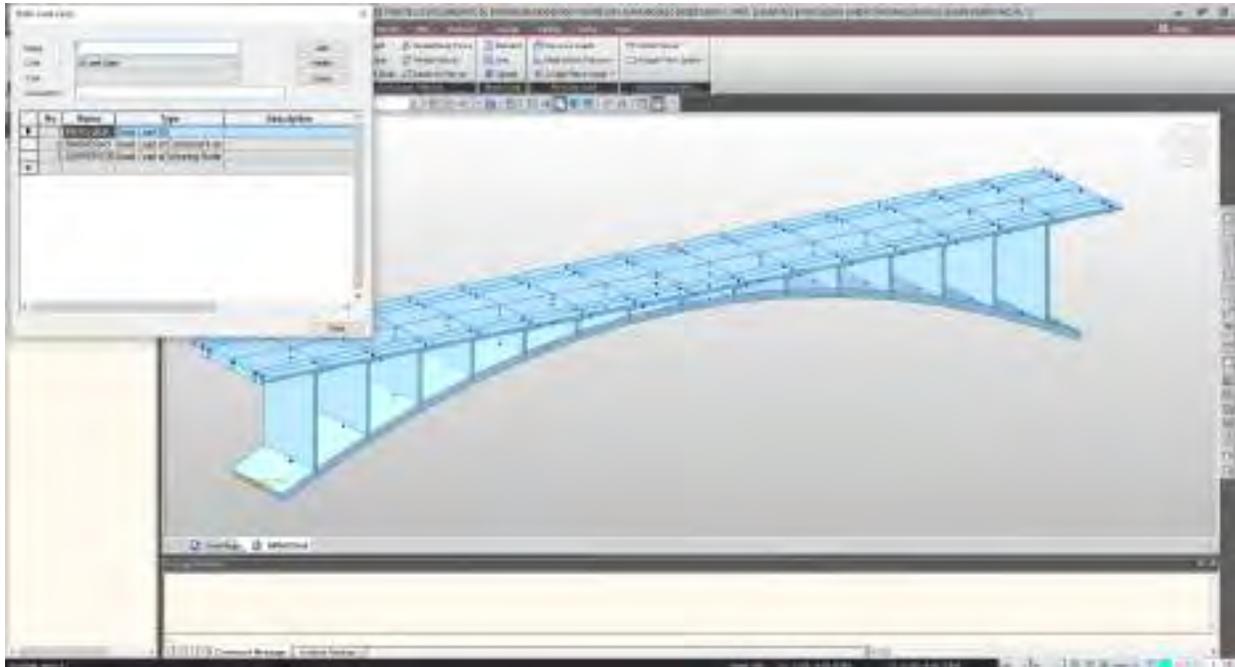
Se continua con la colocación de los links rígidos en cada nudo uniendo rígidamente el tablero a las placas verticales



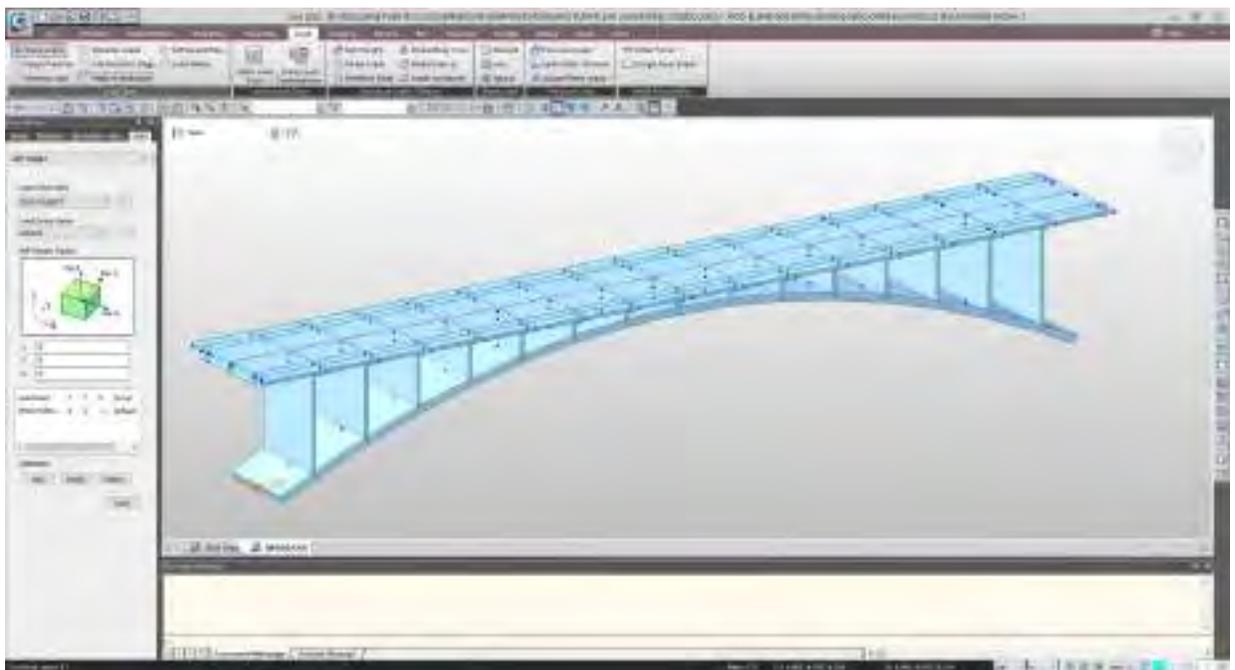
También se realiza el colocado de las condiciones de borde(apoyos) en este caso es empotrado según planos estructurales.



Ahora procederemos a crear los casos de cargas de servicio de la estructura, considerando el peso propio (peso muerto), peso del sardinel y barandas (como carga distribuida – barreras de protección), peso de la superficie de desgaste.

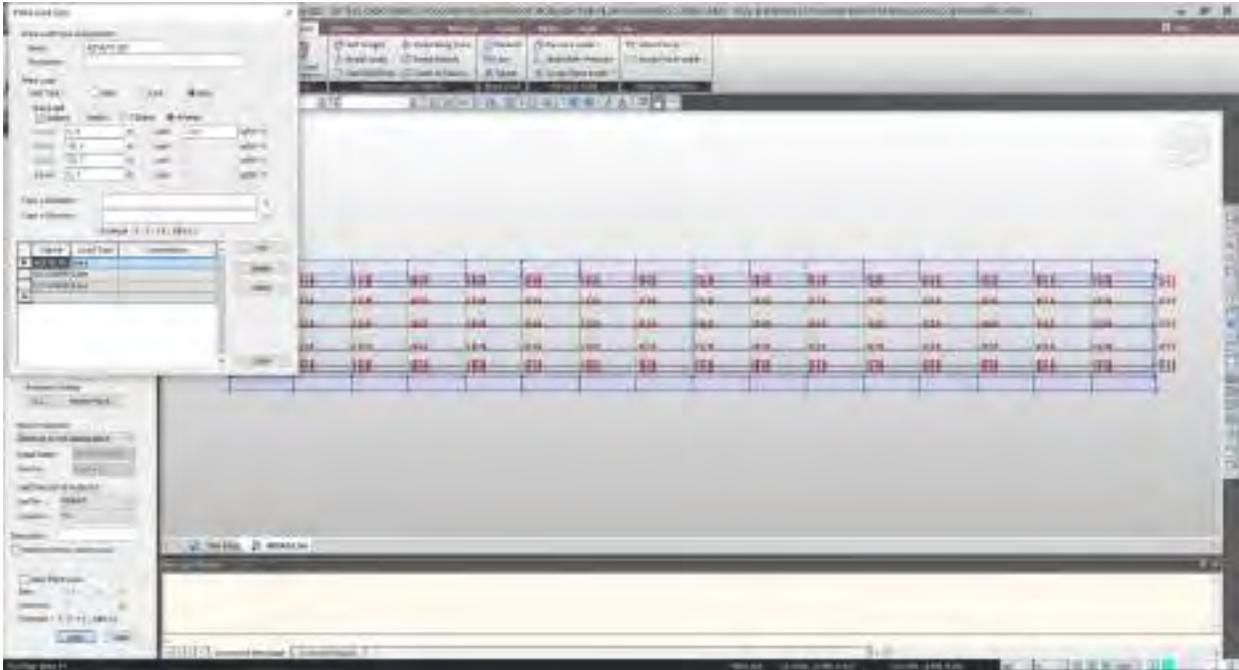


Añadimos el peso propio a la estructura (peso muerto)

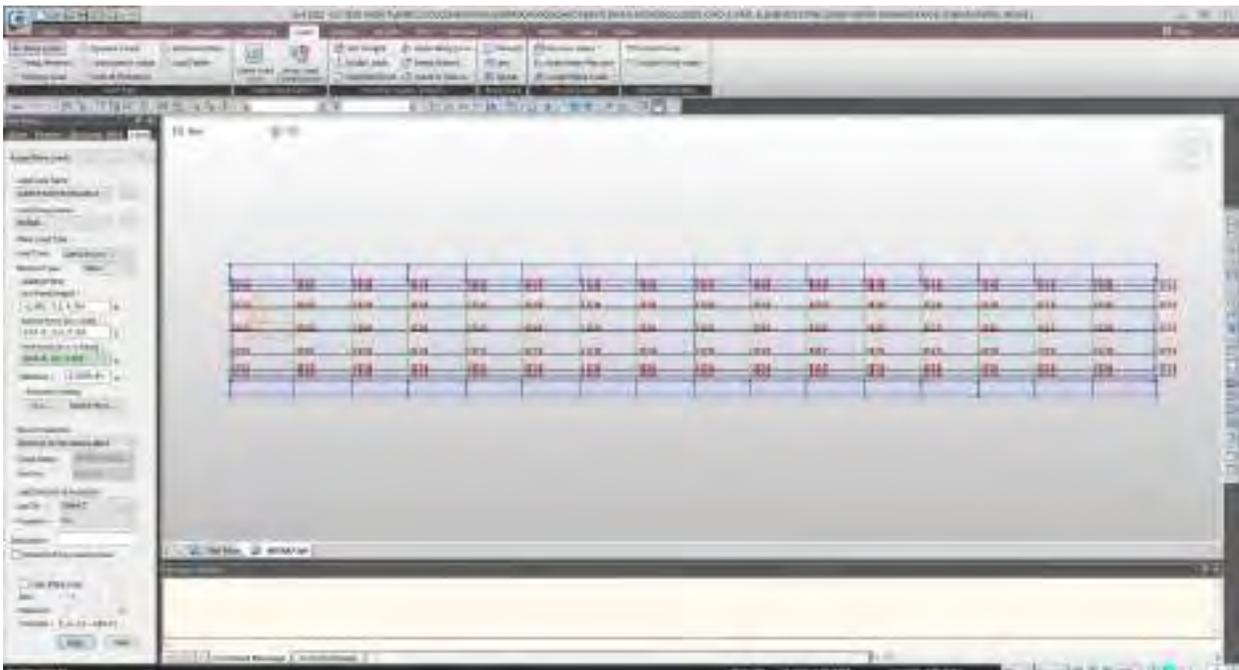


También definimos las cargas distribuidas de los parapetos y barandas (barreras) y la superficie de desgaste sobre la superficie del tablero

- carga de la superficie de desgaste en la superficie de área del tablero principal del puente



Ojo: se coloca un punto de referencia inicial para poder agregar la carga de la superficie de desgaste



Carga de la barrera de protección en la derecha e izquierda en la posición de los dos lados de los parapetos y barandas de protección

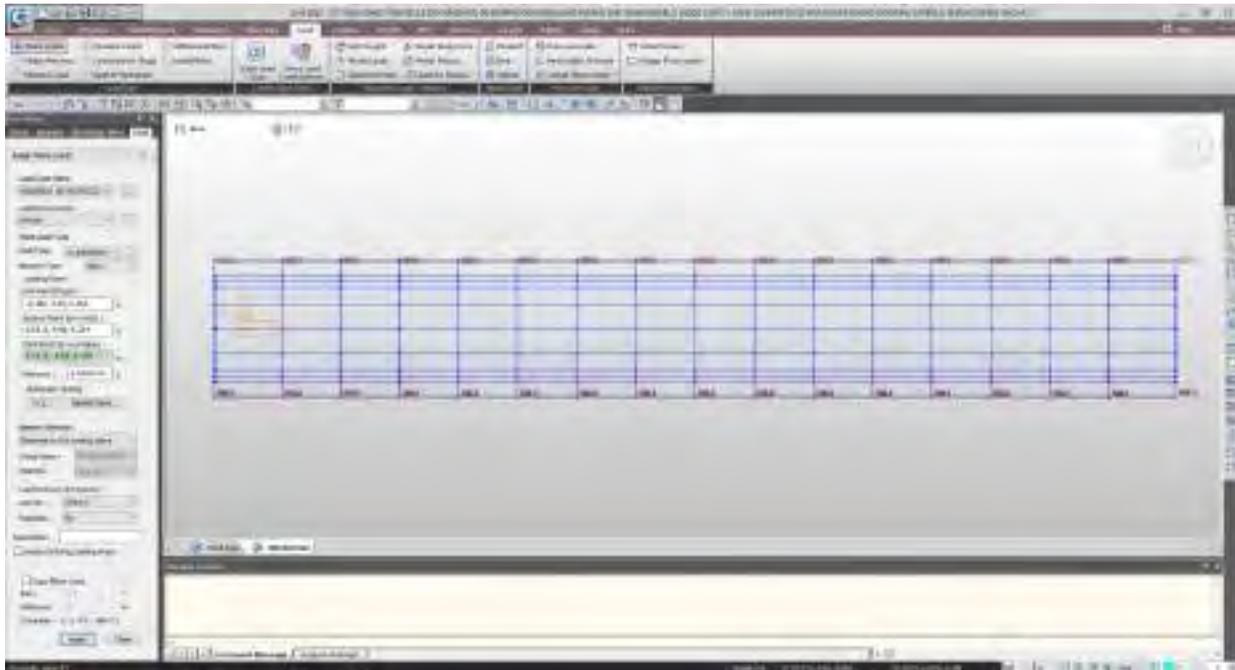
Posición global de la barrera derecha



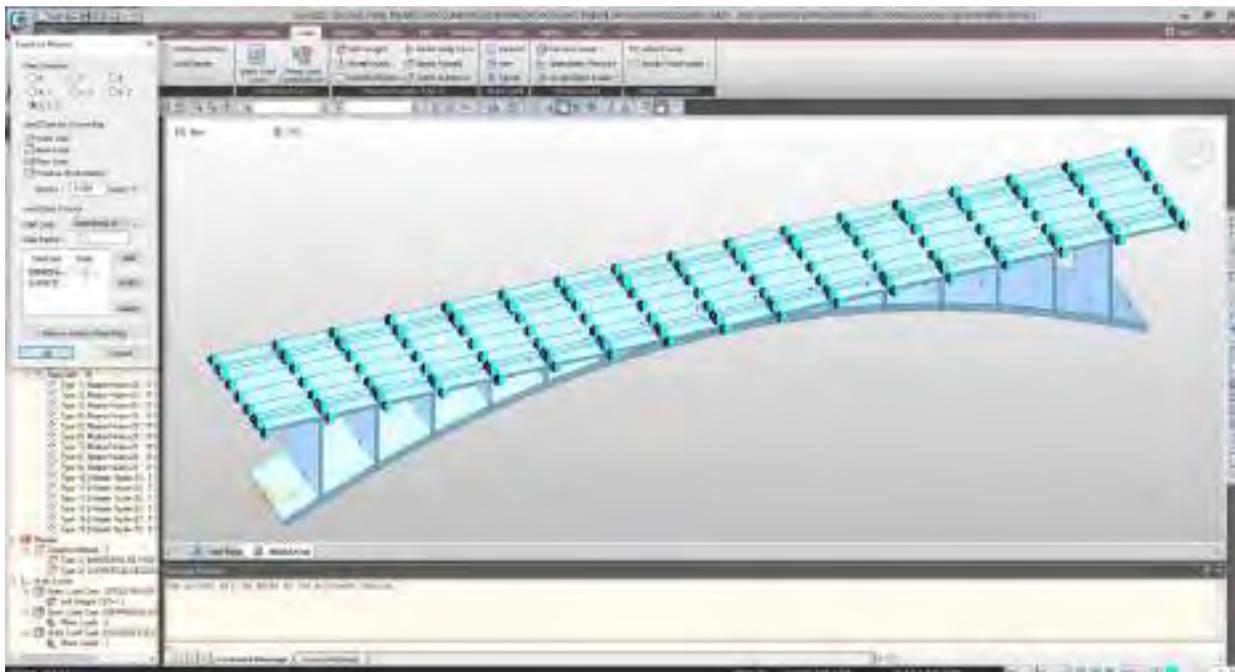
Posición global de la barrera izquierda



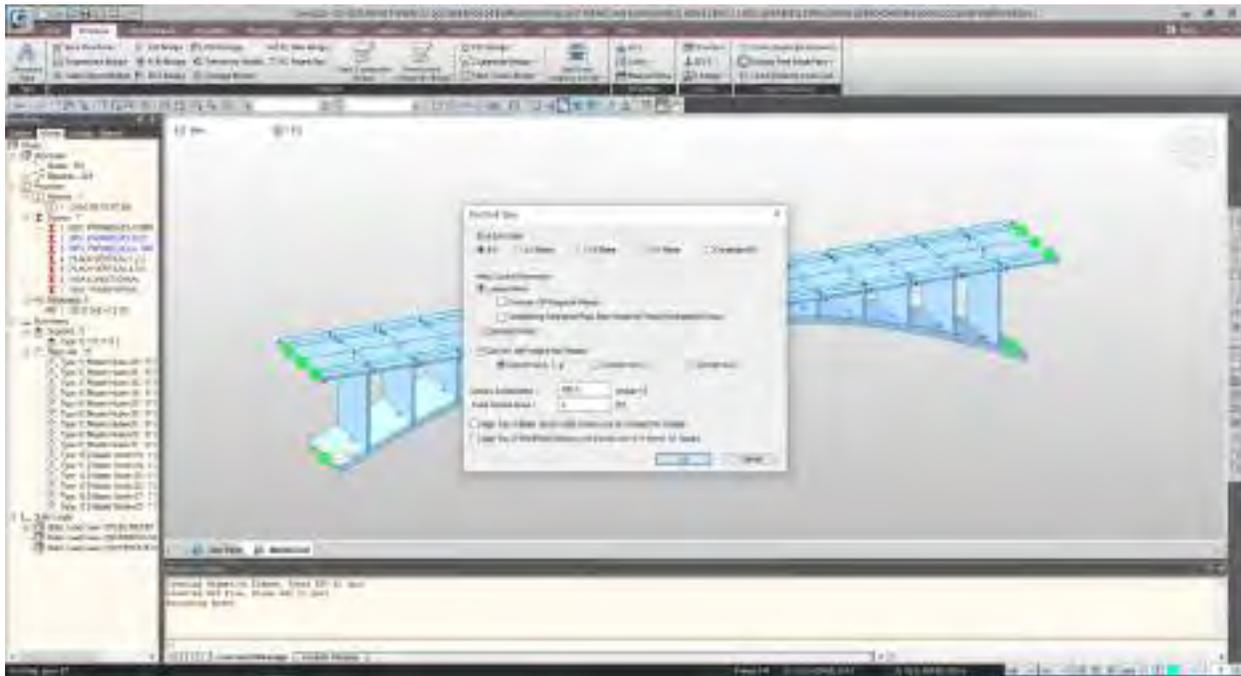
Asignacion de cargas de barrera en margen derecha y margen izquierda



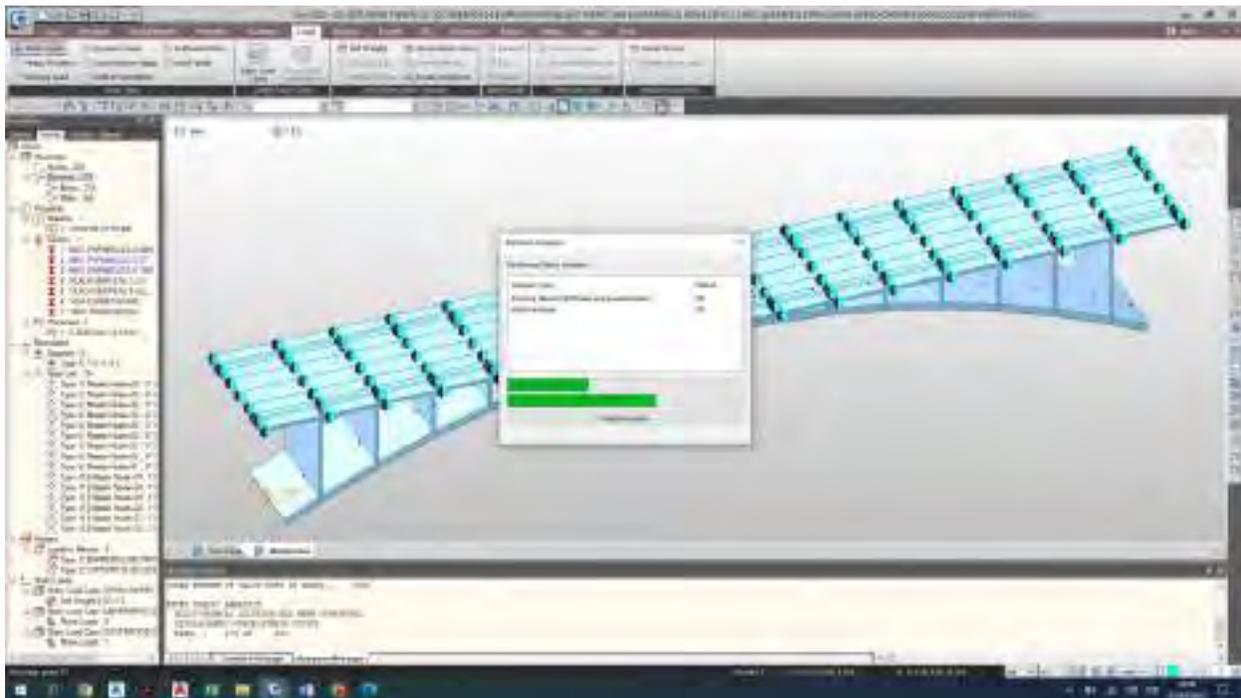
Asignamos y convertimos las cargas muertas en masas en este caso las cargas de las barreras de protección y la carga de superficie de desgaste



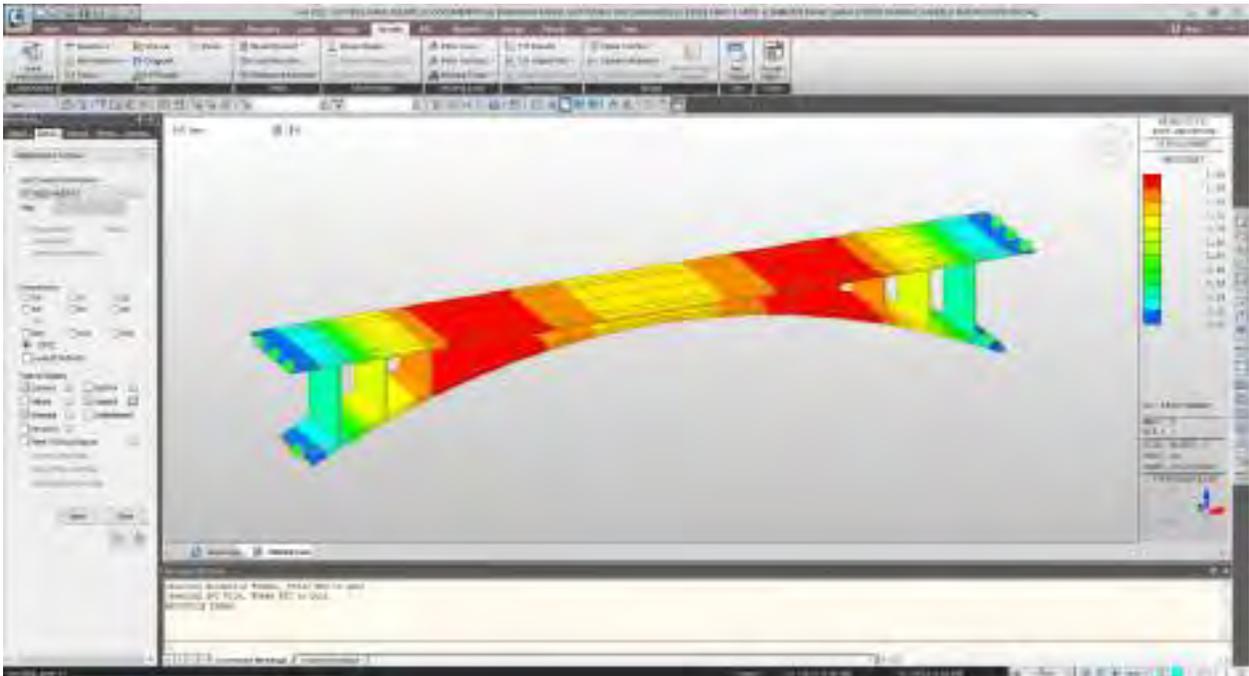
Seguidamente convertiremos el peso propio en masa de la estructura en este caso en un tipo de estructura 3d por ser un modelo tridimensional por elementos finitos



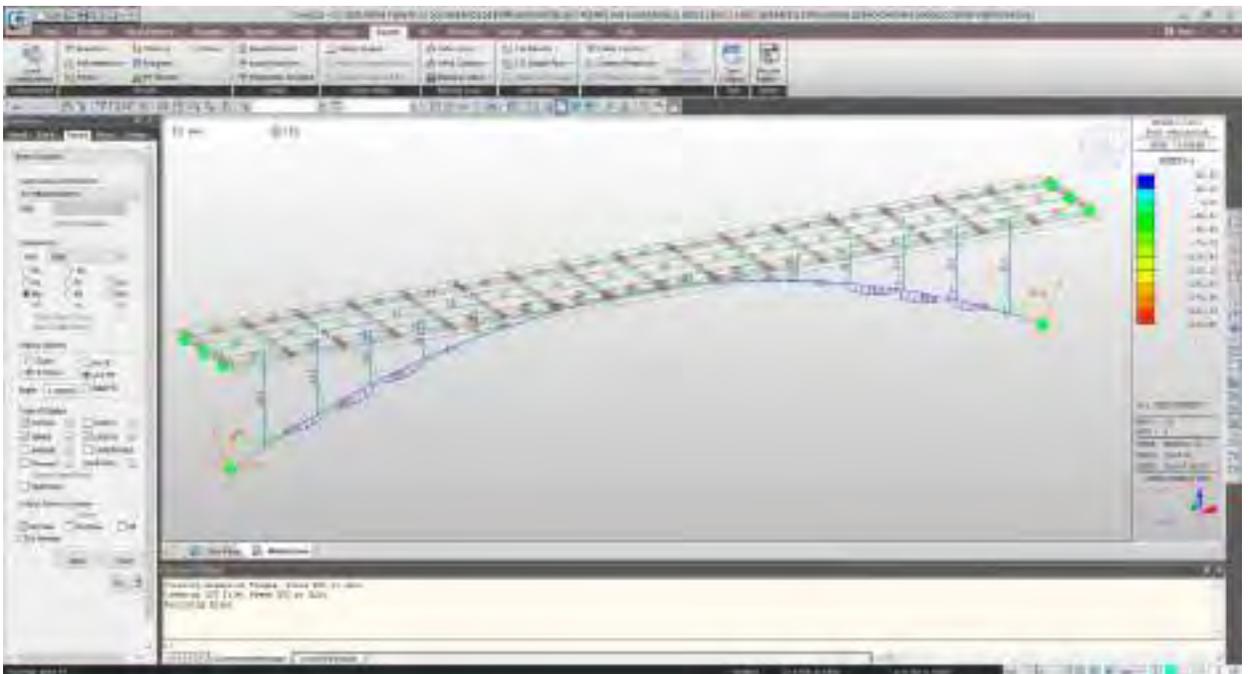
Realizamos el primer análisis de estabilidad de los elementos estructurales y verificamos las deformadas por peso propio.



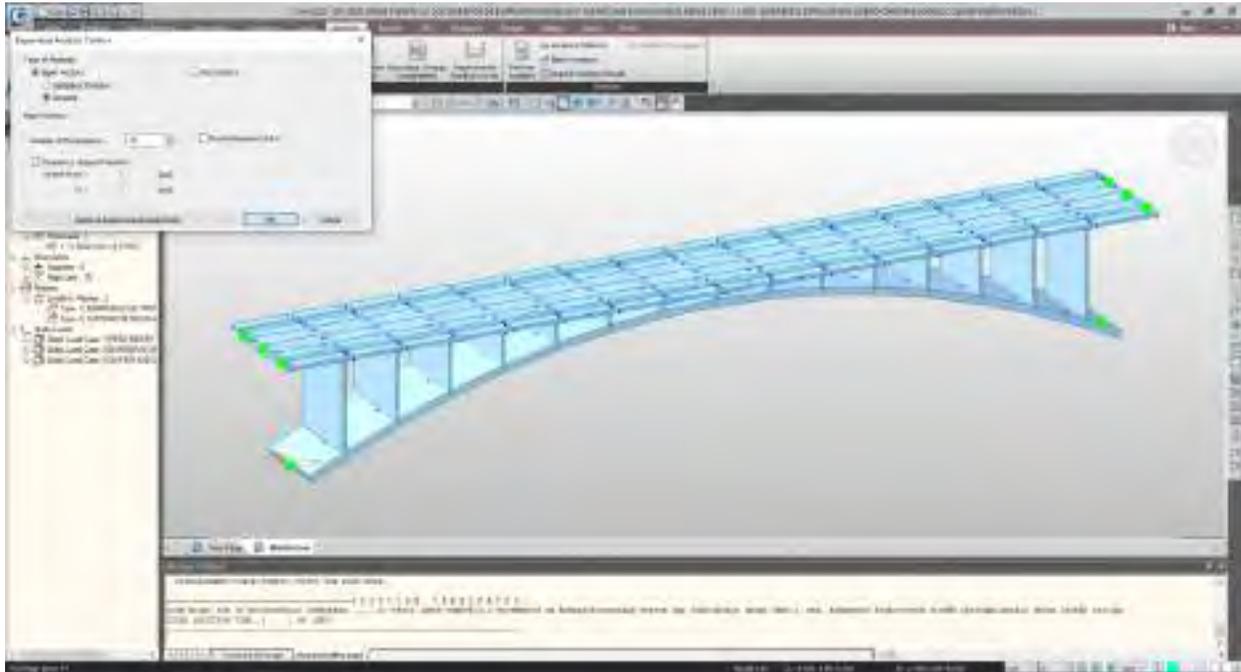
Como se verifica se tiene una deformación máxima de 1.25cm ubicado entre las placas 4 y 5.



Resultados de momentos en los elementos frame donde se verifica un momento máximo en el arranque de la boveda parabolica de 227 Tnf.m producidos por el peso muerto de la estructura.



Ahora realizaremos el análisis modal para eso definimos el control de análisis de los valores propios, determinando los valores propios por lanzos con una frecuencia de 20 repeticiones



Corremos el programa y en resultados verificamos el análisis modal con las formas y modos de vibración de la estructura.

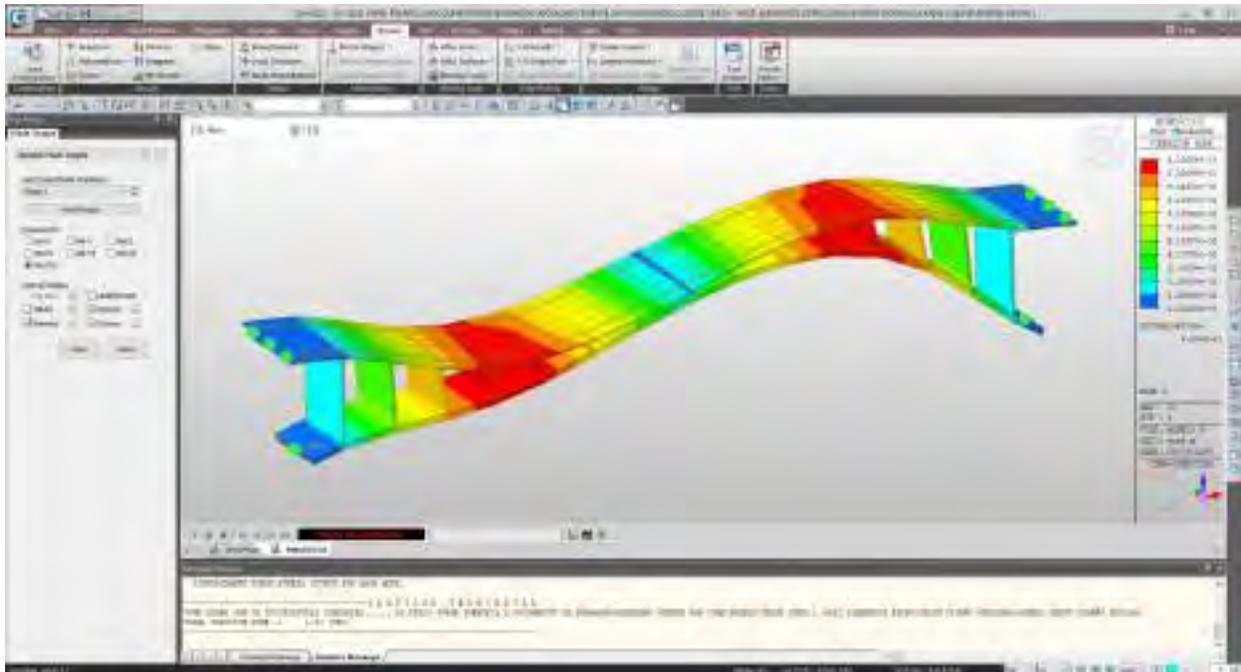
The image shows a software interface with a table of modal analysis results. The table has columns for Mode, Frequency, Participation Mass, and other parameters. The table is sorted by Participation Mass in descending order. The first row is highlighted in blue.

Mode	Frequency	Participation Mass	Other Parameters
1	0.0000	0.0000	...
2	0.0000	44.43%	...
3	0.0000	...	...
4	0.0000	...	...
5	0.0000	...	...
6	0.0000	...	...
7	0.0000	...	...
8	0.0000	...	...
9	0.0000	...	...
10	0.0000	...	...
11	0.0000	...	...
12	0.0000	...	...
13	0.0000	...	...
14	0.0000	...	...
15	0.0000	...	...
16	0.0000	...	...
17	0.0000	...	...
18	0.0000	...	...
19	0.0000	...	...
20	0.0000	...	...

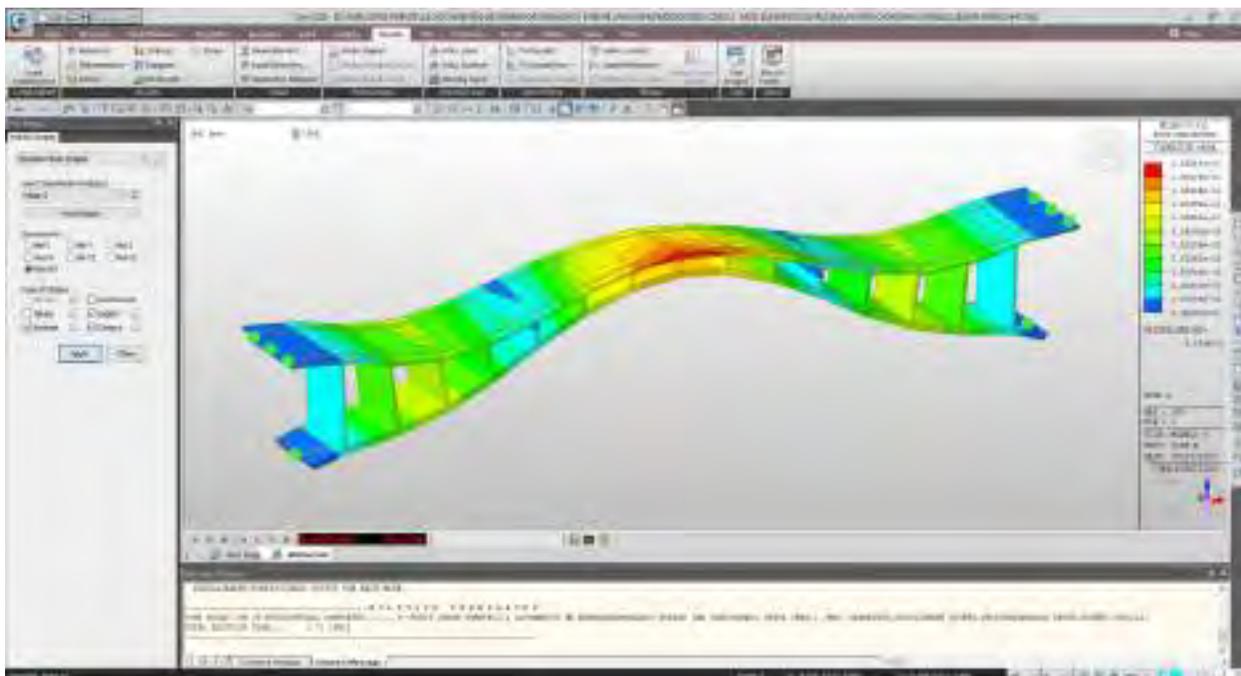
En el cuadro se verifica que la participación masa modal se tiene:

- En el modo 2 con una rotación en el eje y con 44.43% de participación de masa

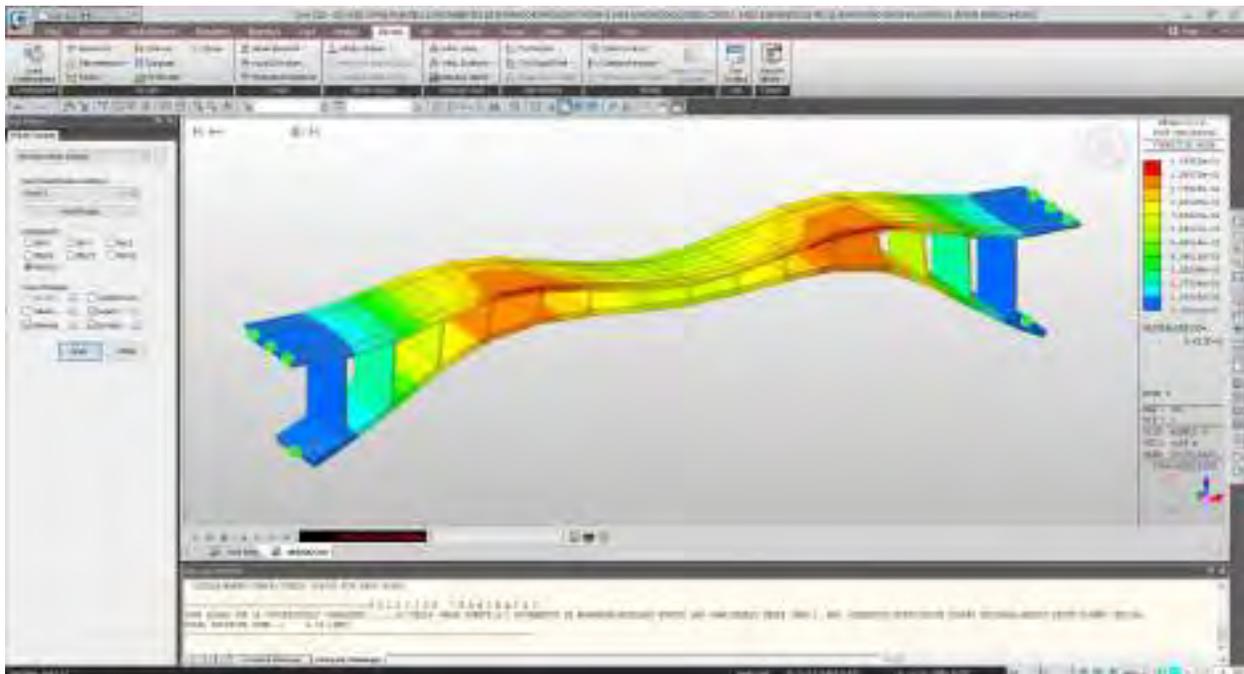
- En el modo 3 con una traslación en eje y y con 37.31% de participación de masa
  - En el modo 5 con una traslación en eje z con 51.27% de participación de masa
- modo 1



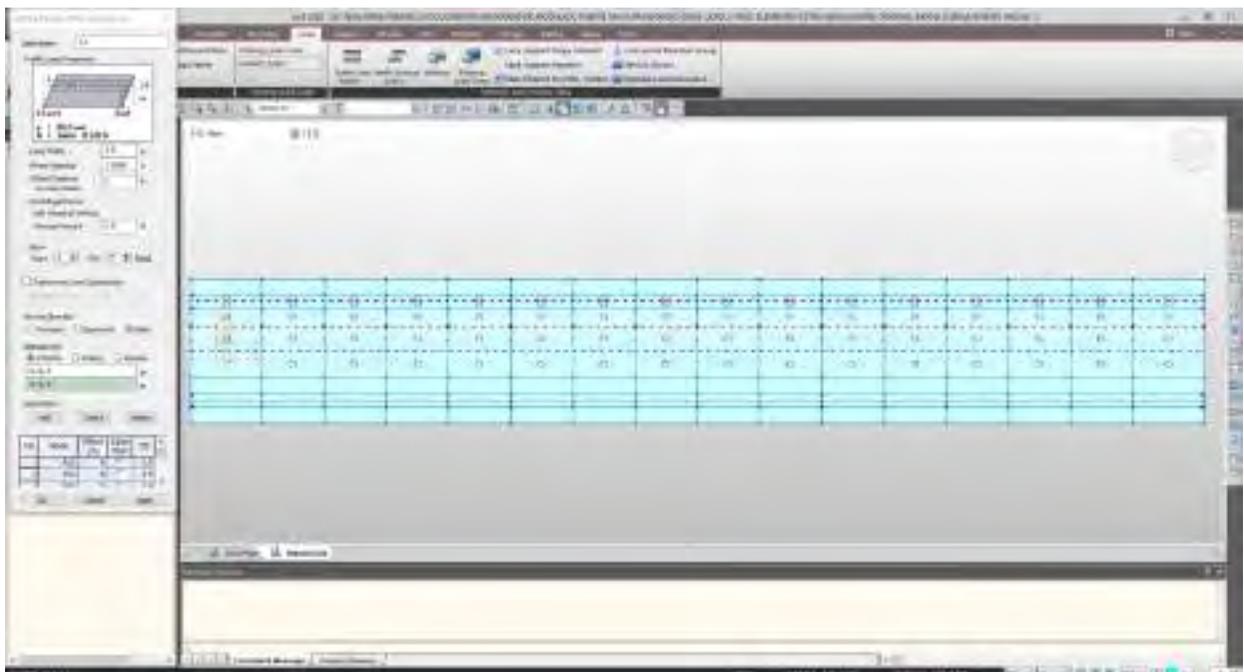
Modo 2



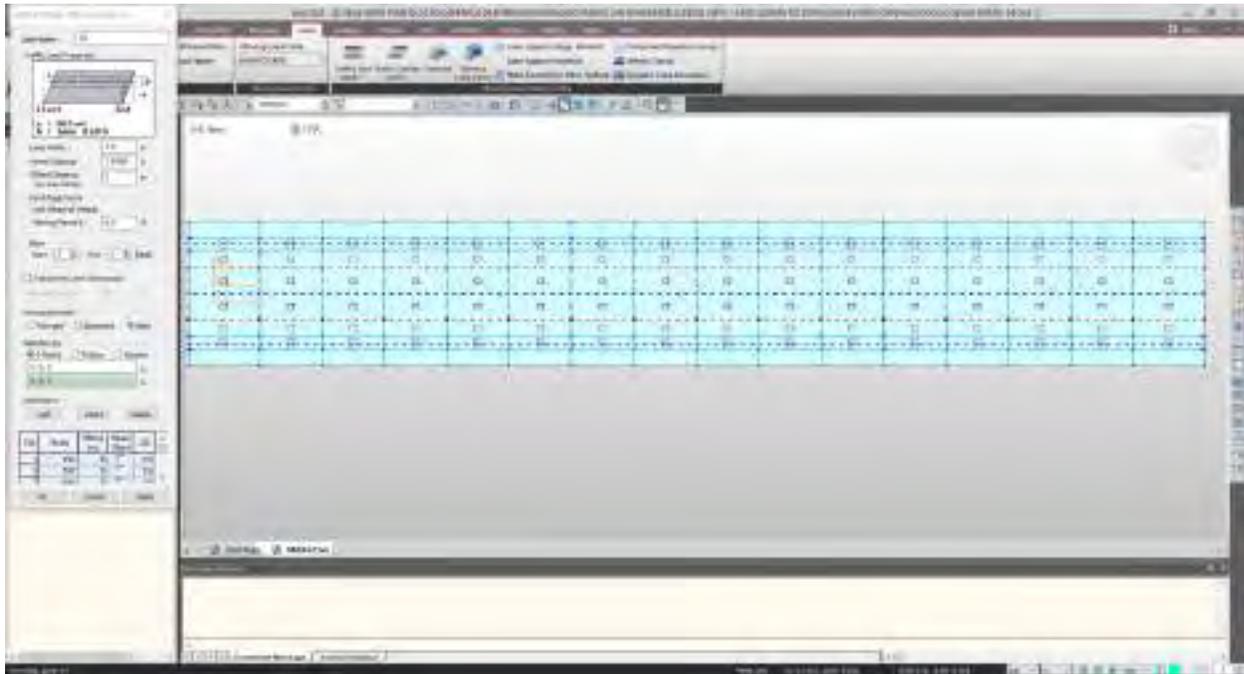
## Modo 5



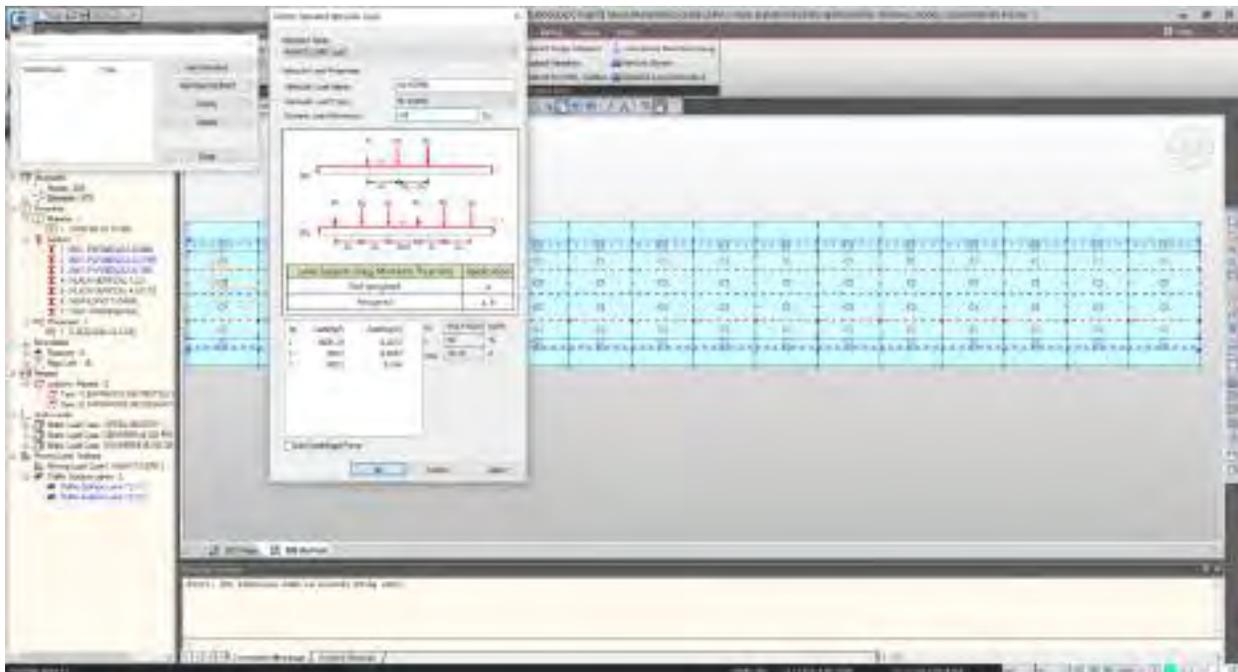
Definimos la superficie de tráfico antes de añadir el vehículo de diseño o prueba en este caso hl-93  
definición del carril 1 "c1"



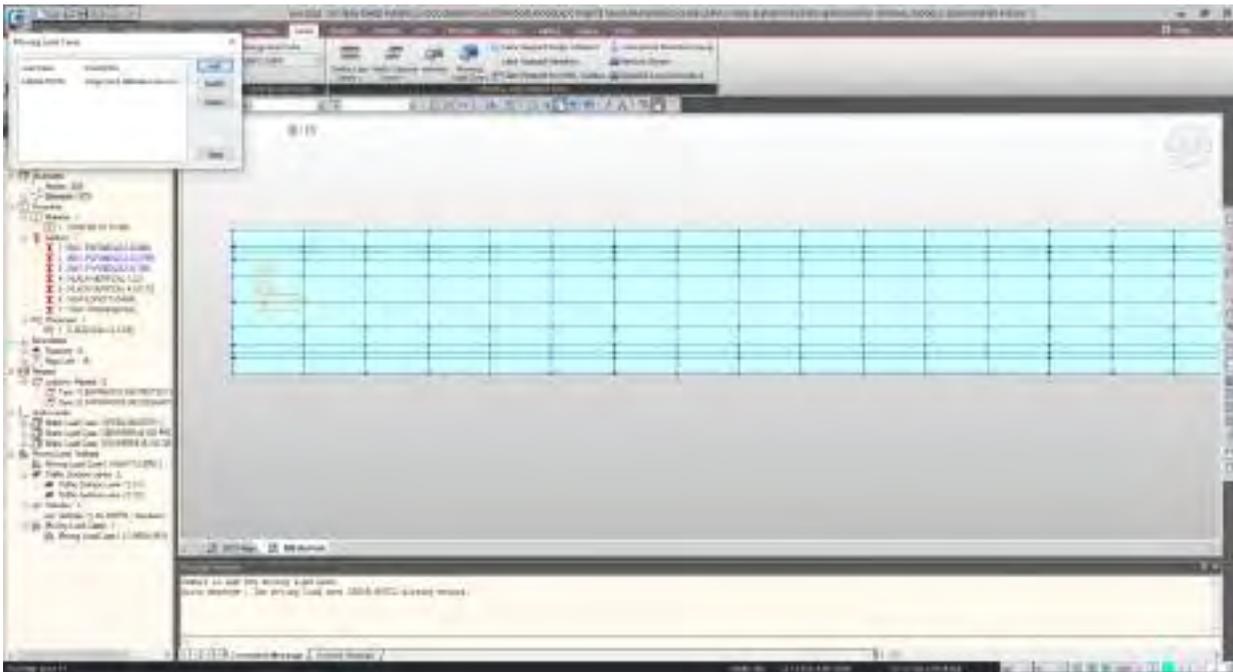
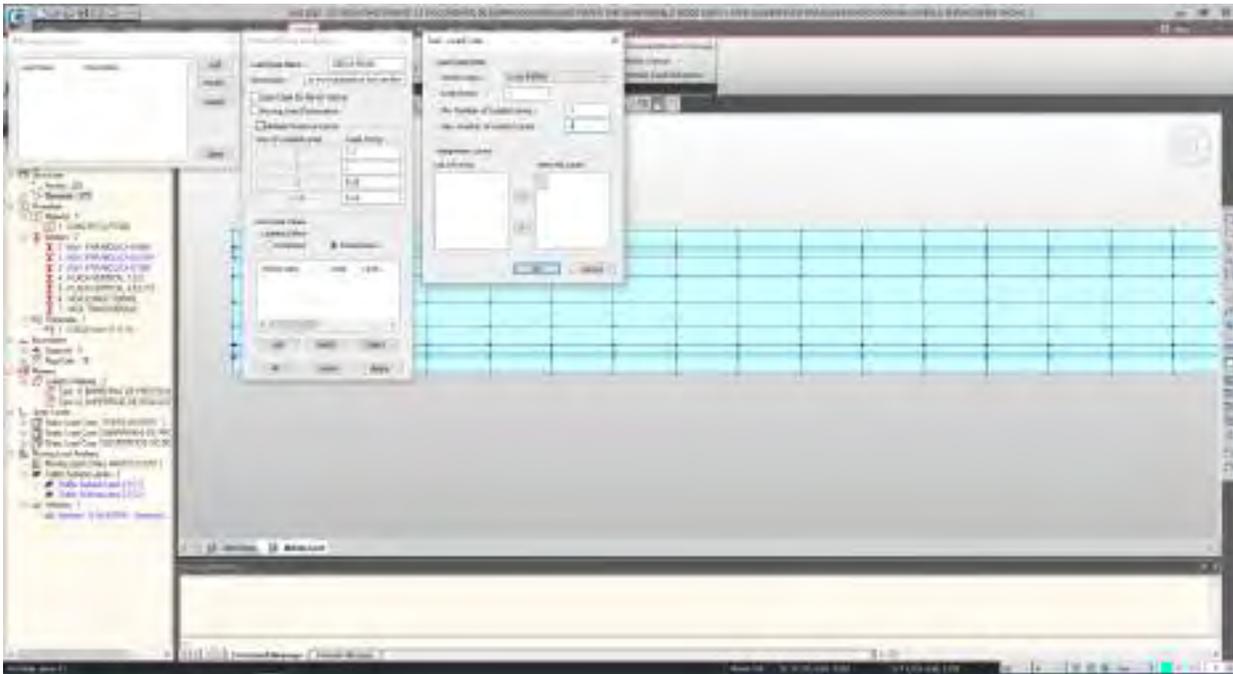
## Definición del carril 2 “c2”



## Definición del vehículo de diseño en este caso es el hl-93

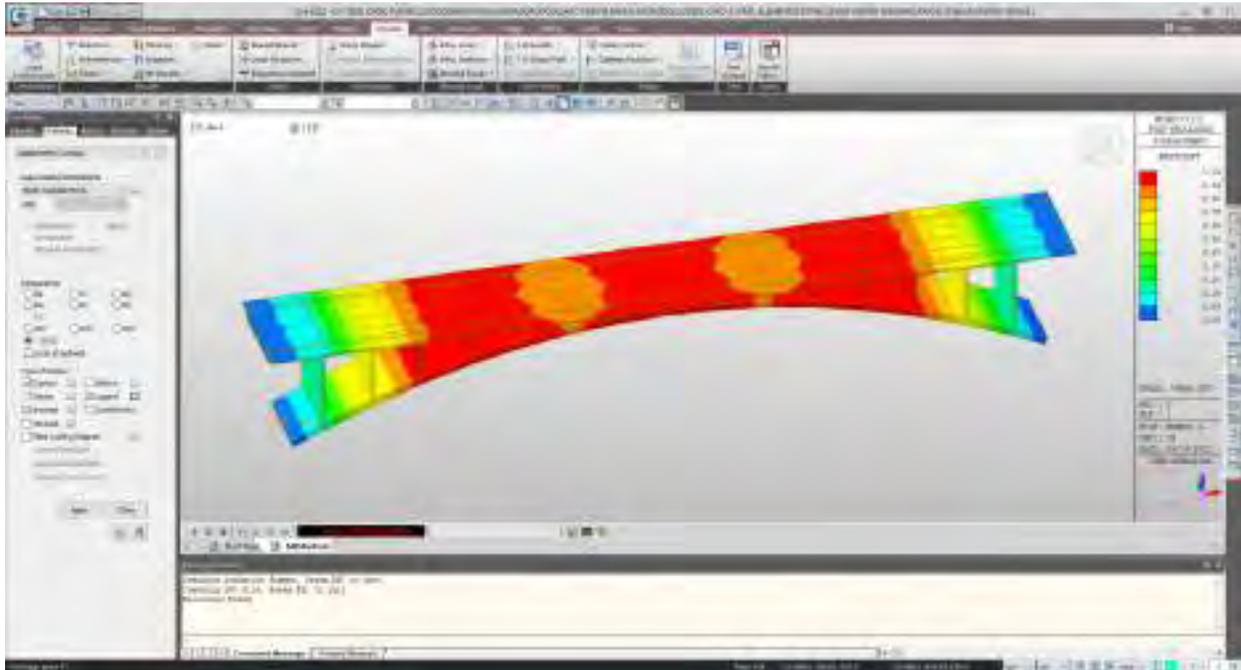


Finalmente definimos los casos de movimiento de carga del vehículo

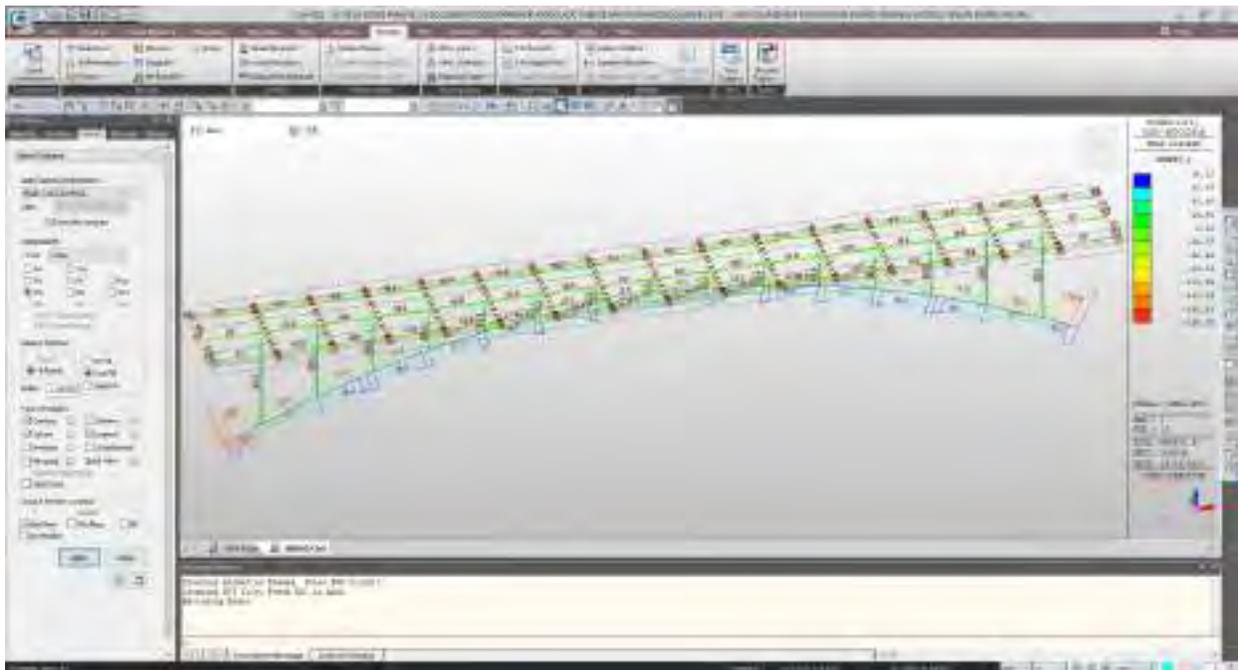


Y realizamos el análisis para verificar los desplazamientos y fuerzas por carga móvil

por carga móvil se tiene un desplazamiento máximo de 1.04cm, valores mucho menores que por carga muerta de la estructura.



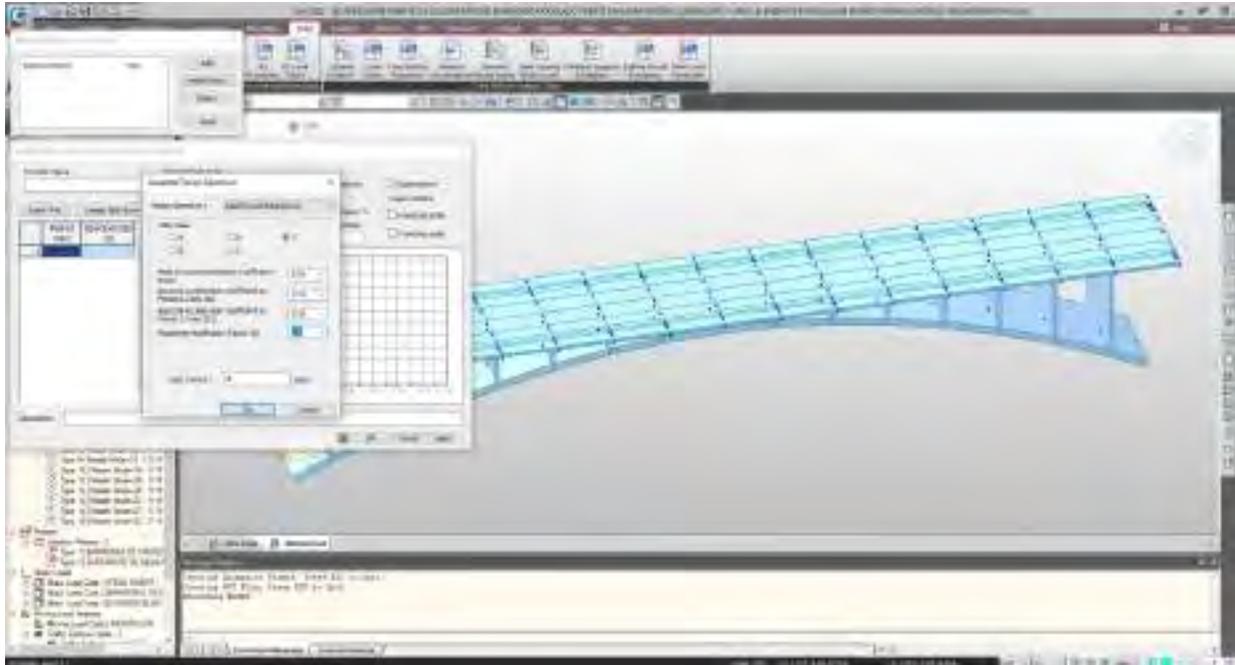
y respecto a momento flectores se tiene momentos máximos de 195 Tonf.m en el arranque de la bóveda parabolica, valores menores que por carga muerta de la estructura.



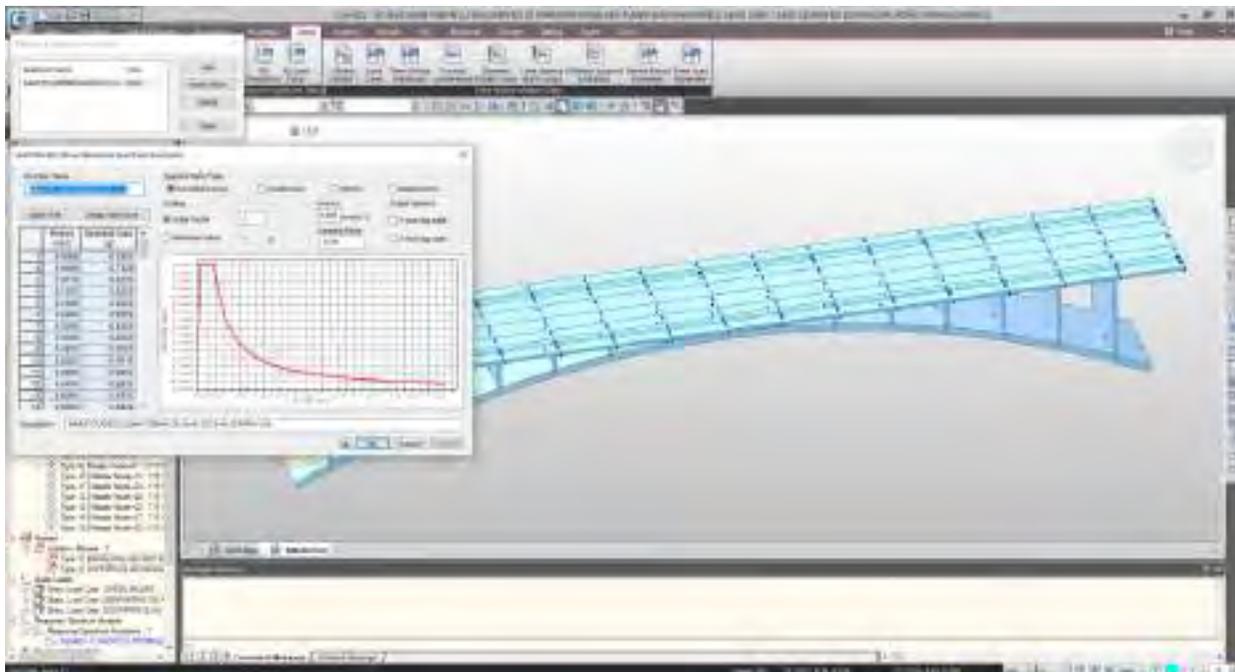
En conclusión, se puede indicar que la estructura tiene una **adecuada estabilidad estática.**

ahora definiremos la carga sísmica de acuerdo la zona donde está ubicada la estructura.

Para ello construimos el espectro de respuesta según el mtc-2018, cuyos parámetros son calculados y mostrados en el capítulo iv resultados

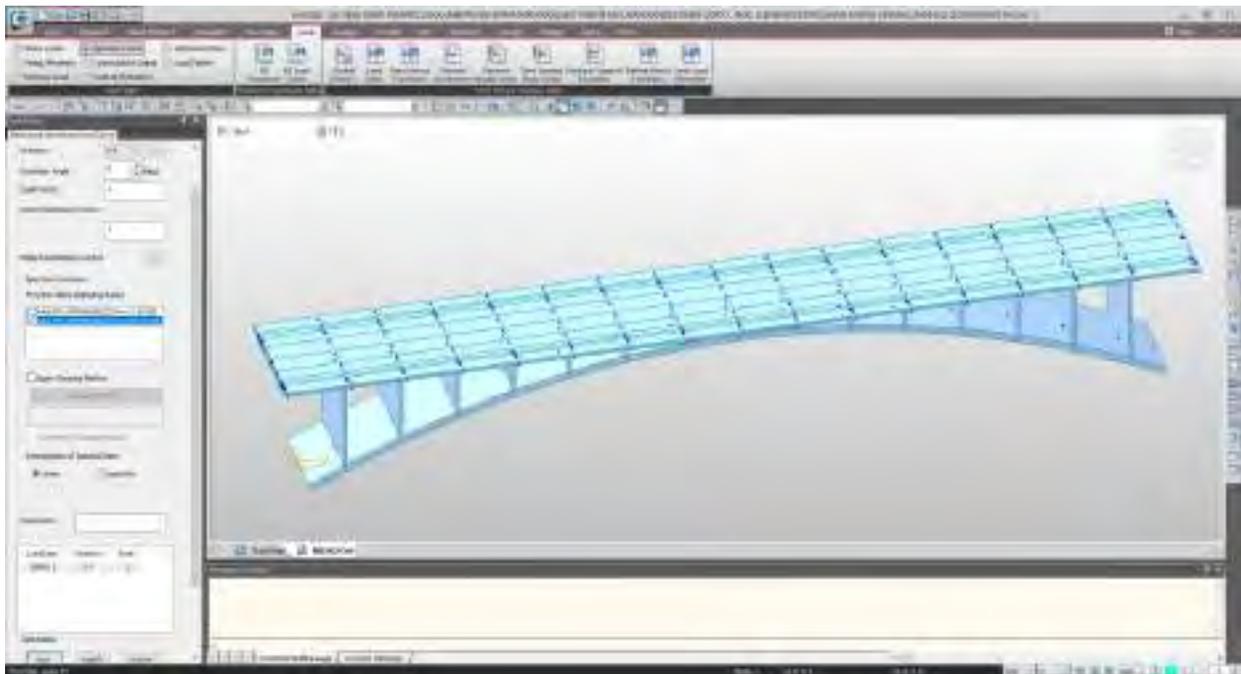


Se verifica el espectro de respuesta de la estructura con un factor de modificación de respuesta  $r = 1$ .

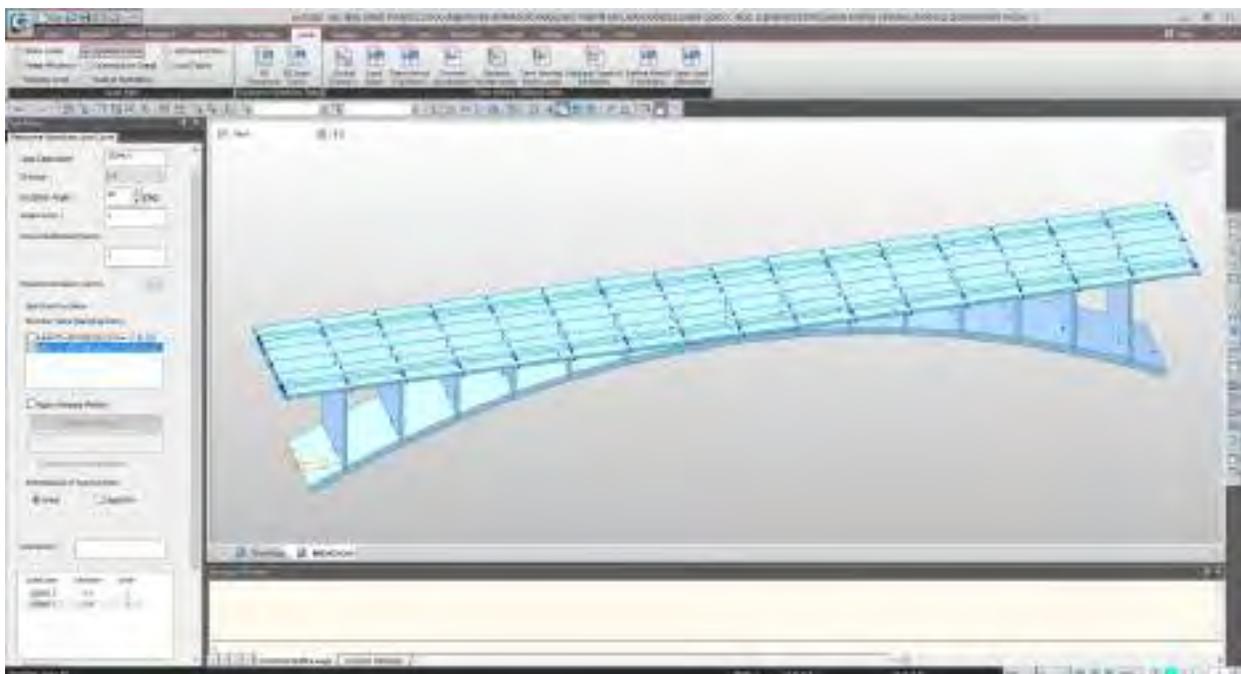


Ahora procedemos a colocar los casos de carga de espectro de respuesta sísmica en las direcciones x e y en la estructura del puente

Sismo en la dirección “x”

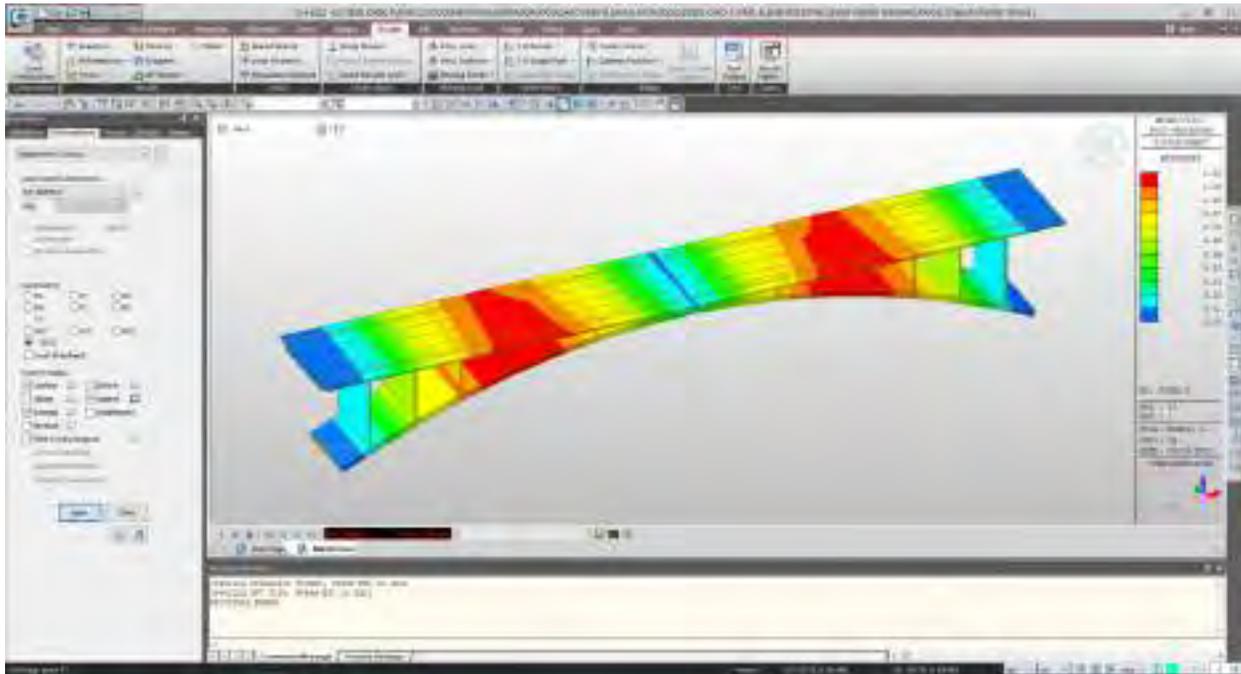


Sismo en la dirección “y”

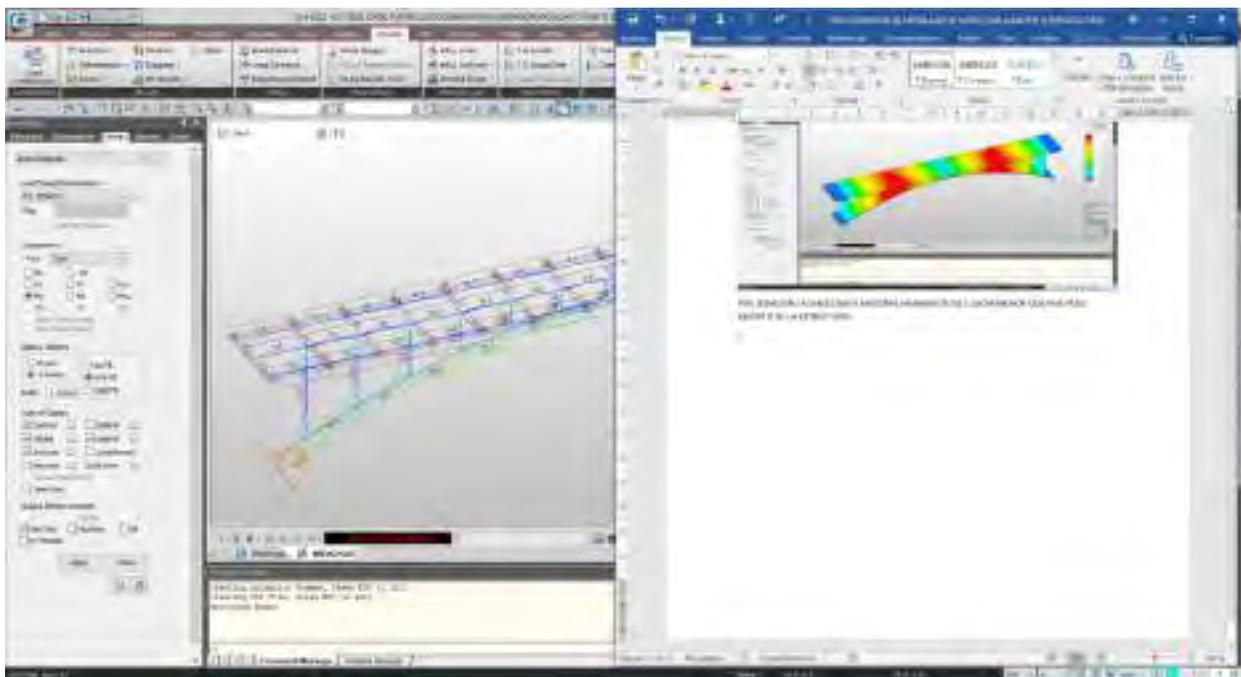


Realizamos el análisis de la estructura con carga sísmica para verificar desplazamientos y fuerzas actuantes por cargas de servicio y sismo

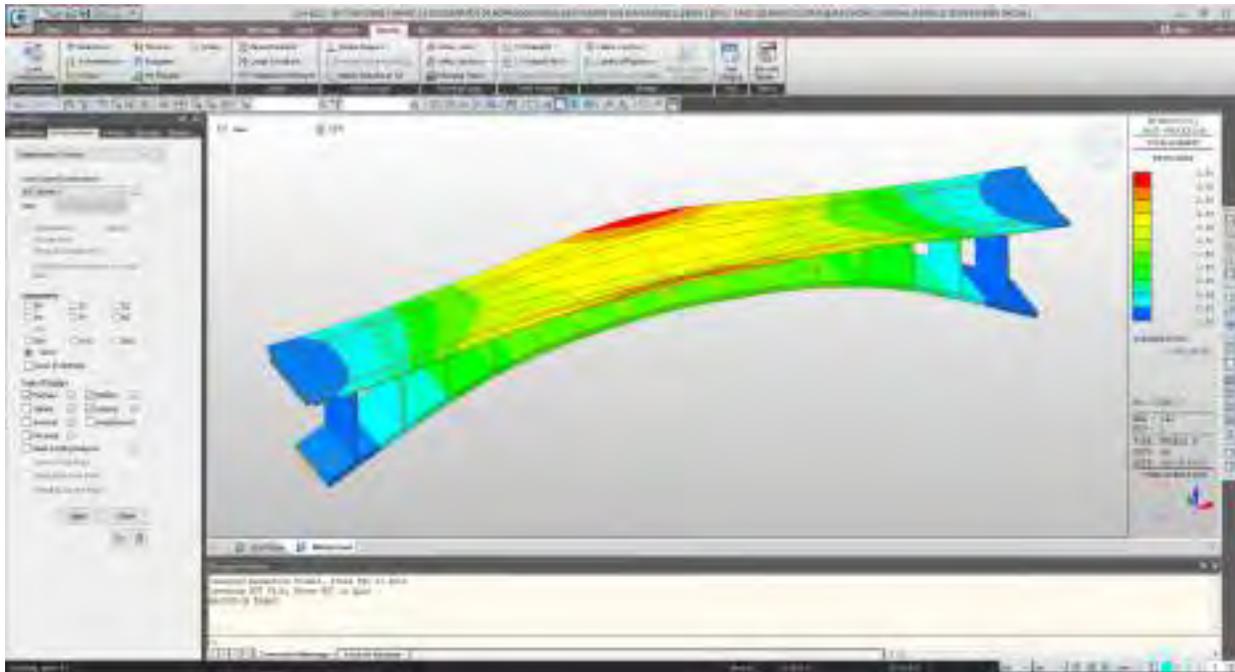
- por sismo en la dirección “x” muestra un desplazamiento de 1.20cm menor que por peso muerto de la estructura.



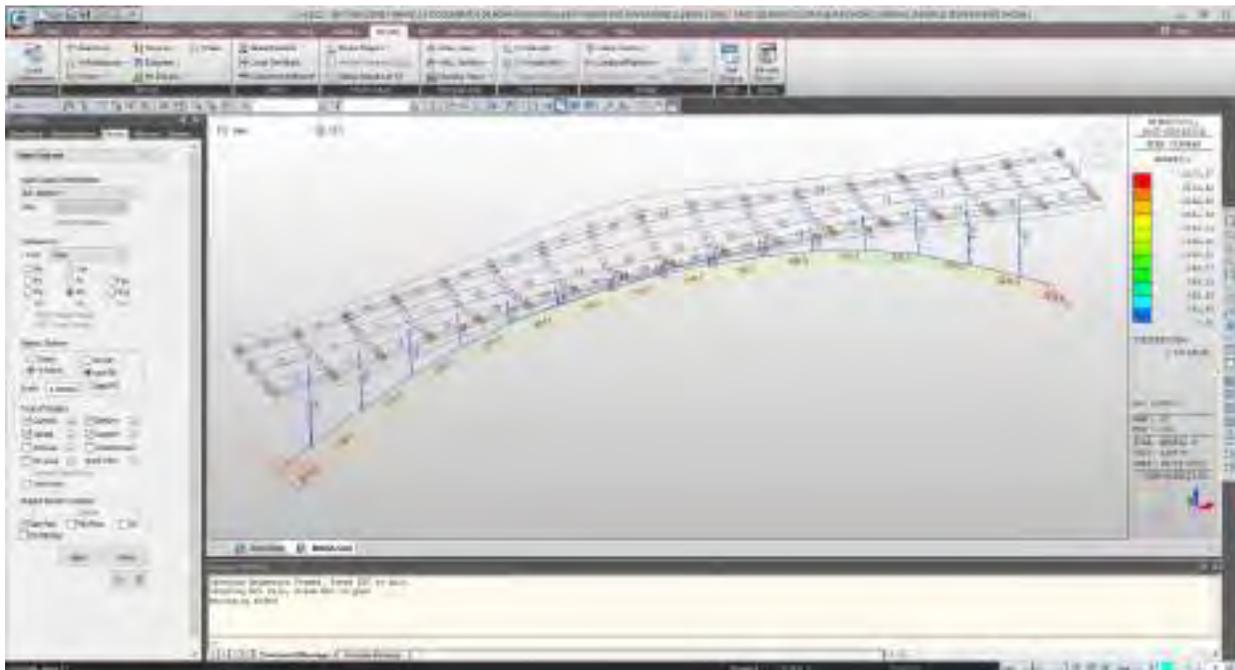
- por sismo en la dirección “x” muestra momentos de 126.3 Tonf.m menor que por peso muerto de la estructura.



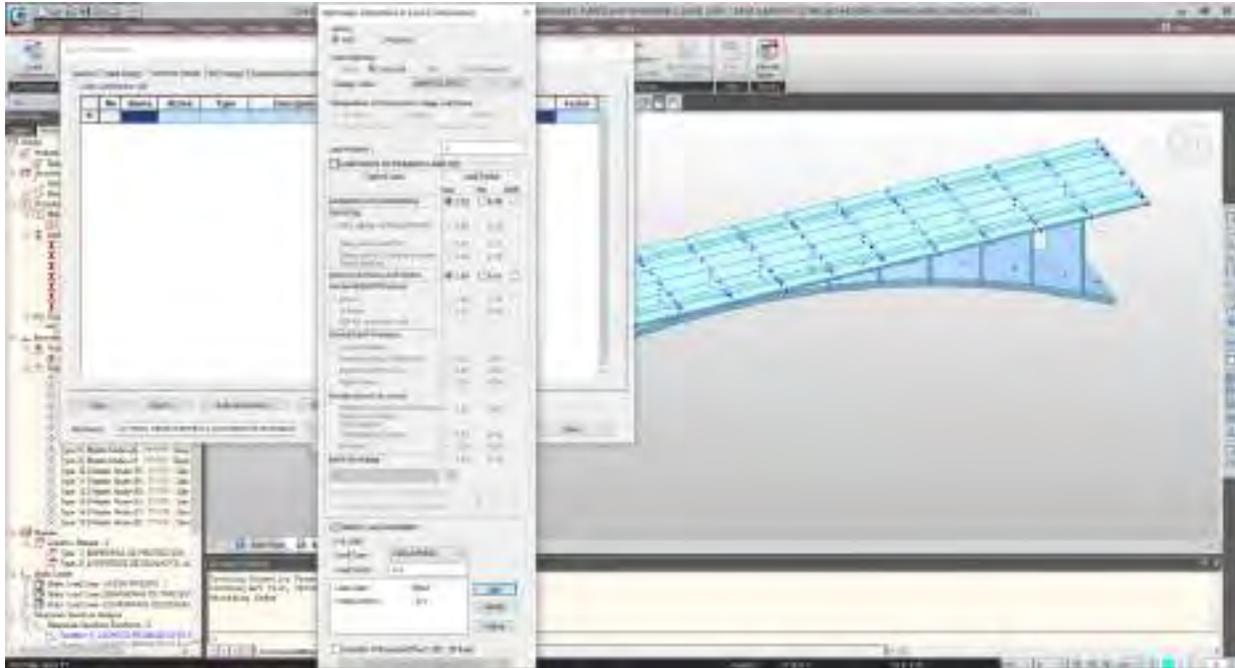
- por sismo en la dirección “y” muestra un desplazamiento de 3.50cm mayor que por peso muerto de la estructura, pero en el tablero de la estructura, por ser perpendicular a la dirección del tablero.



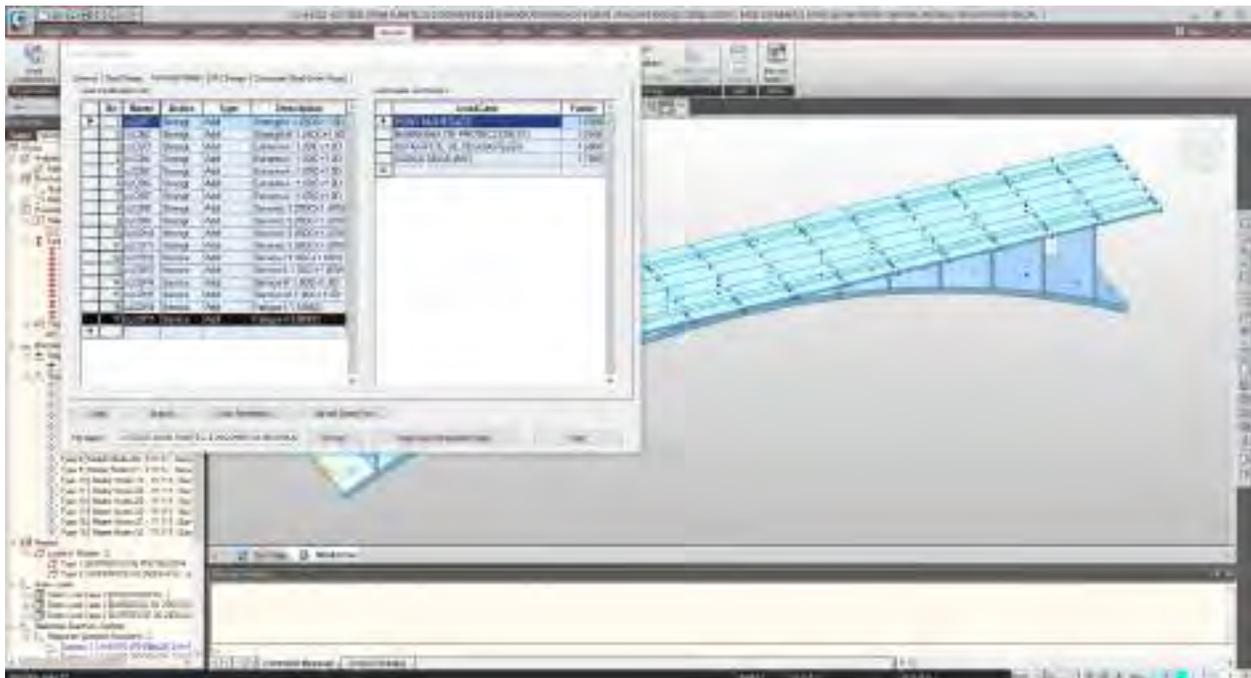
- por sismo en la dirección “y” muestra momentos de 2875 Tonf.m mayor que por peso muerto de la estructura, en momento  $M_z$ .



Definimos la combinación de cargas de diseño según normativa, se realiza el diseño por resistencia última, verificando las combinaciones de carga según manual de puentes del MTC, generando por una autogeneración de combinaciones de carga

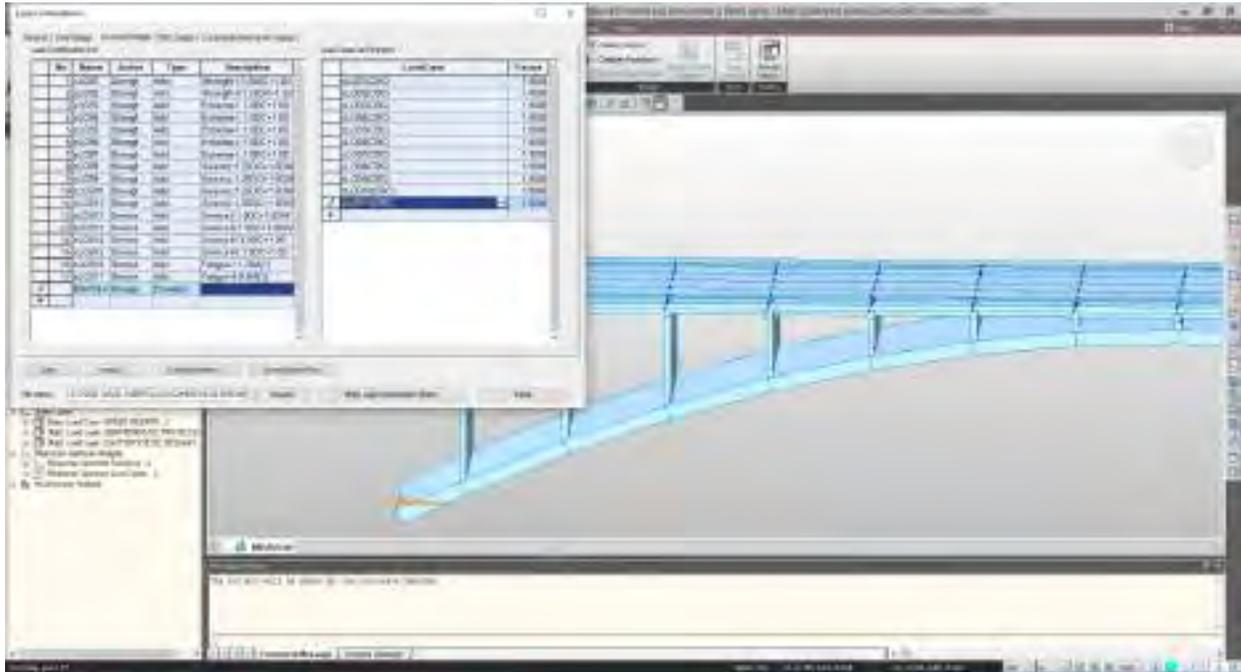


Combinación de cargas según el manual de puentes del MTC (ref. AASHTO LRFD 2017)



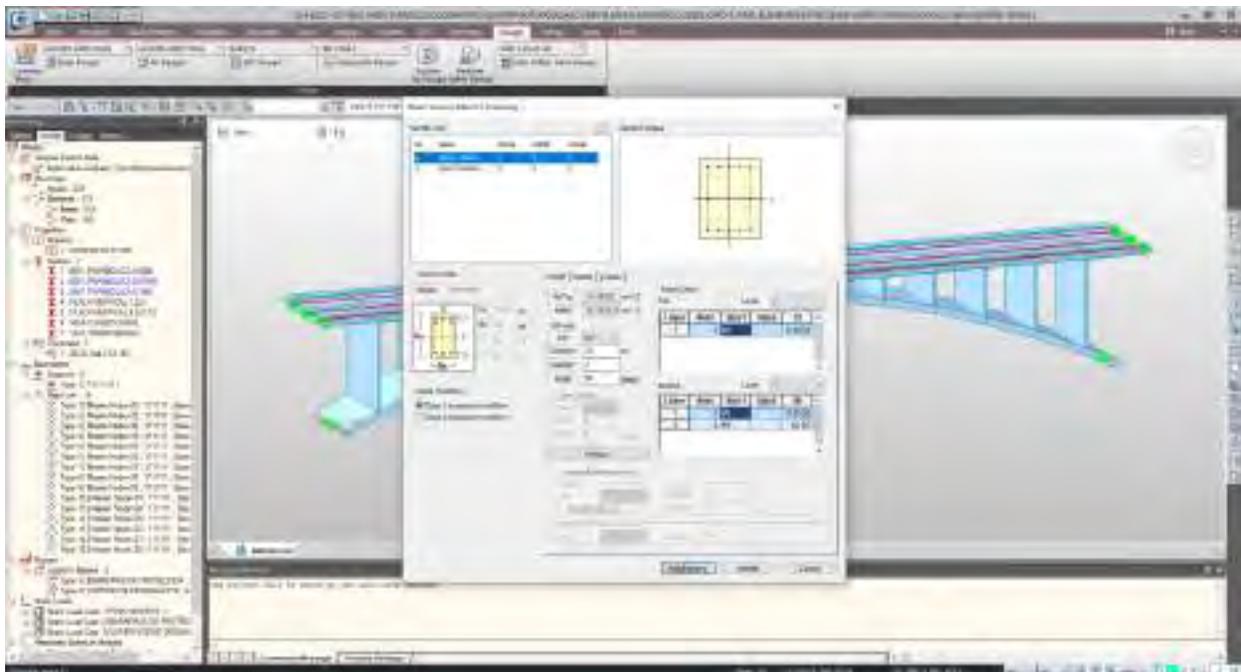
Realizamos el análisis para verificar las deformaciones y fuerzas por las combinaciones de carga de diseño por resistencia última

Generamos la envolvente de las combinaciones de carga mayorada para determinar los máximos momentos, cortantes y fuerzas axiales en los elementos estructurales

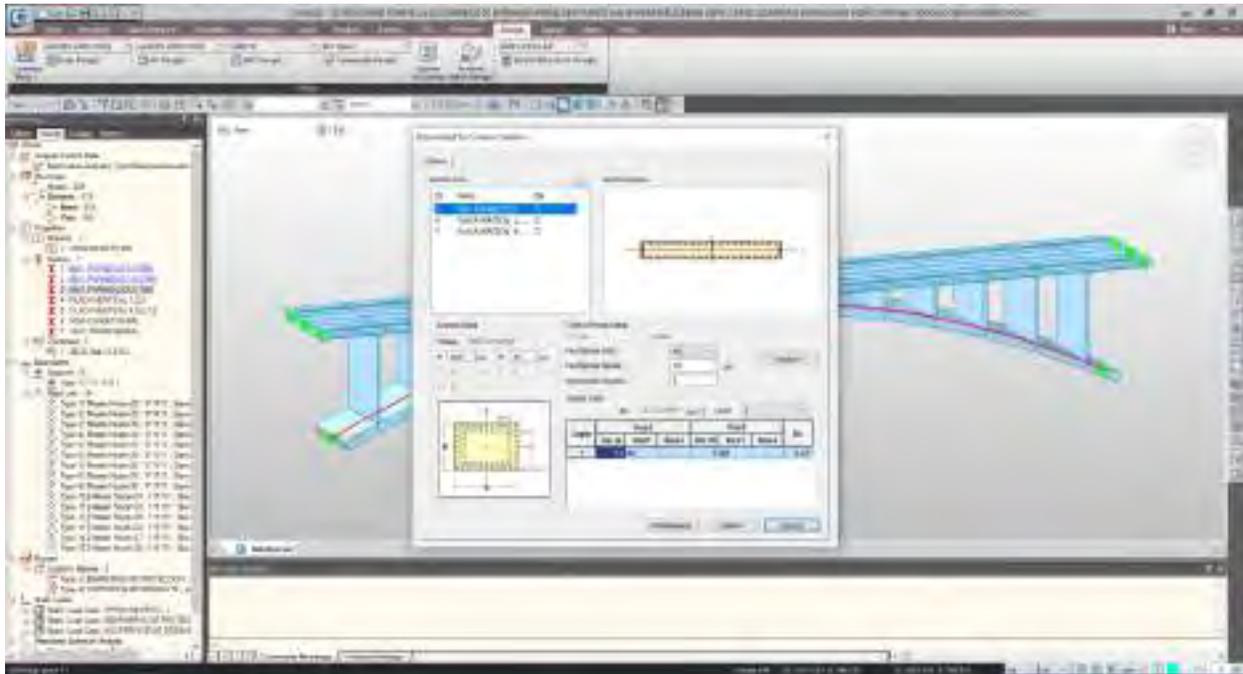


Comenzamos a colocar el acero de refuerzo de los elementos estructurales de acuerdo al expediente técnico y al ejecutado en obra para determinar los momentos resistentes, cortantes resistentes y fuerzas axiales resistentes y verificar su análisis estructural, según el código del AASHTO LRFD 2017

Acero de refuerzo para las vigas longitudinales y transversales

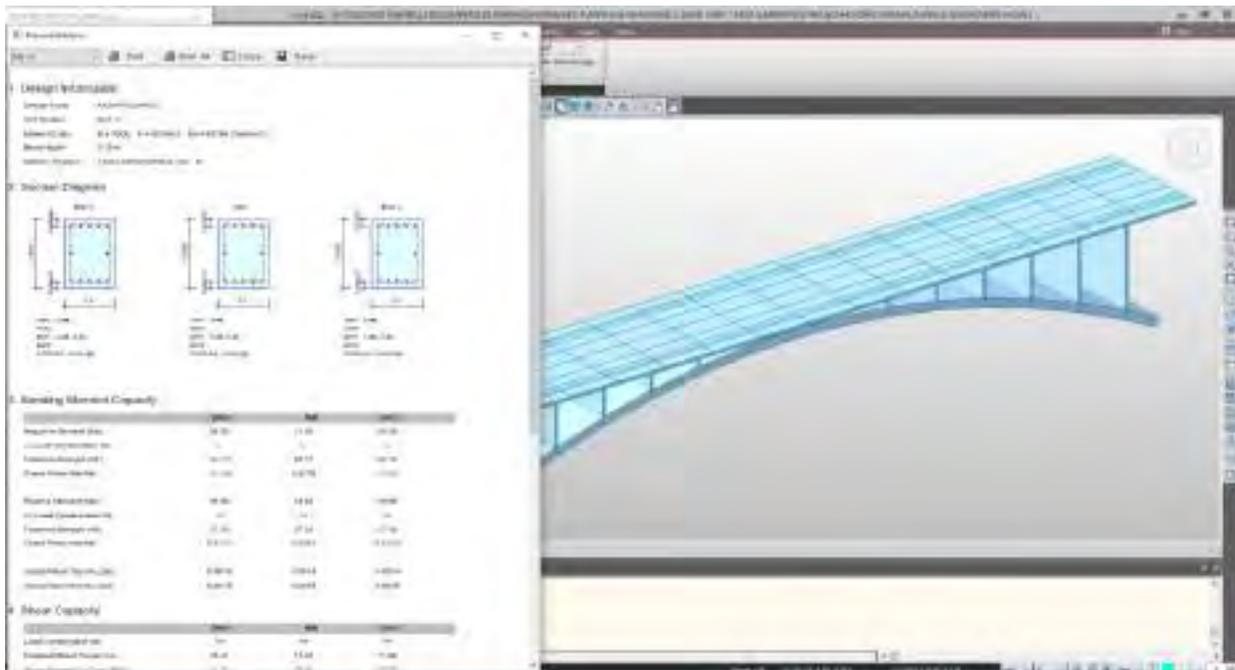


Acero de refuerzo para las boveda parabolica y las placas verticales

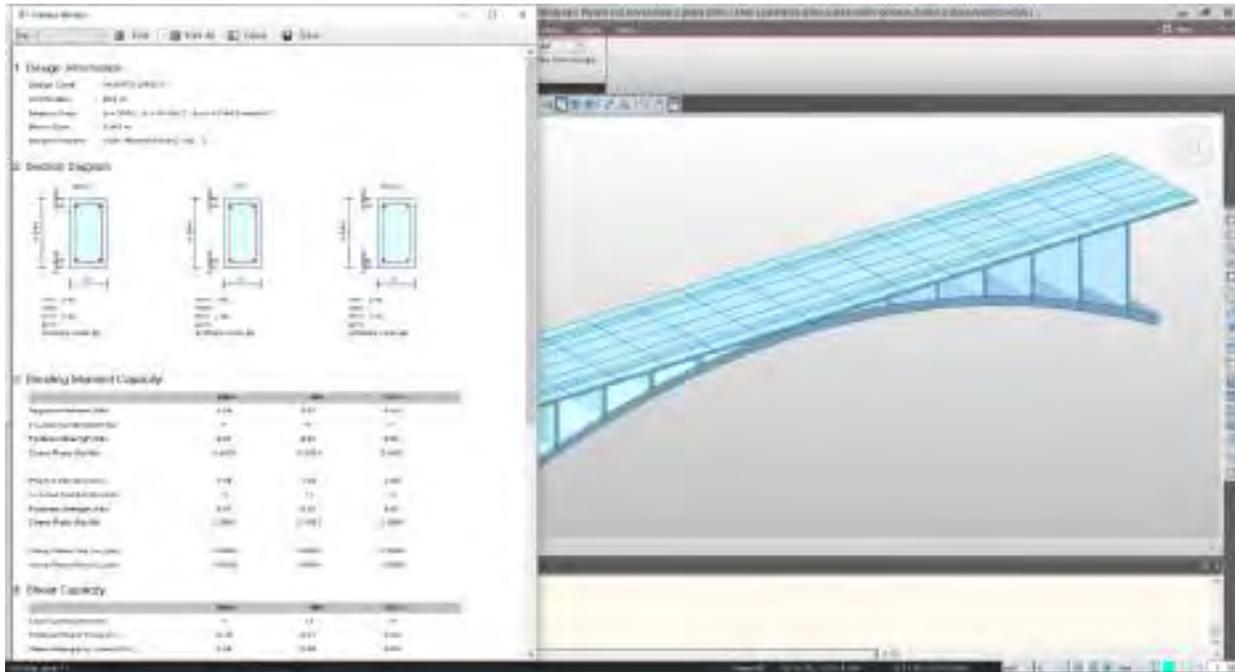


Introduciendo el acero de refuerzo en los elementos estructurales del puente san juan se procede a realizar las verificaciones correspondientes de resistencia ultima frente a las solicitaciones

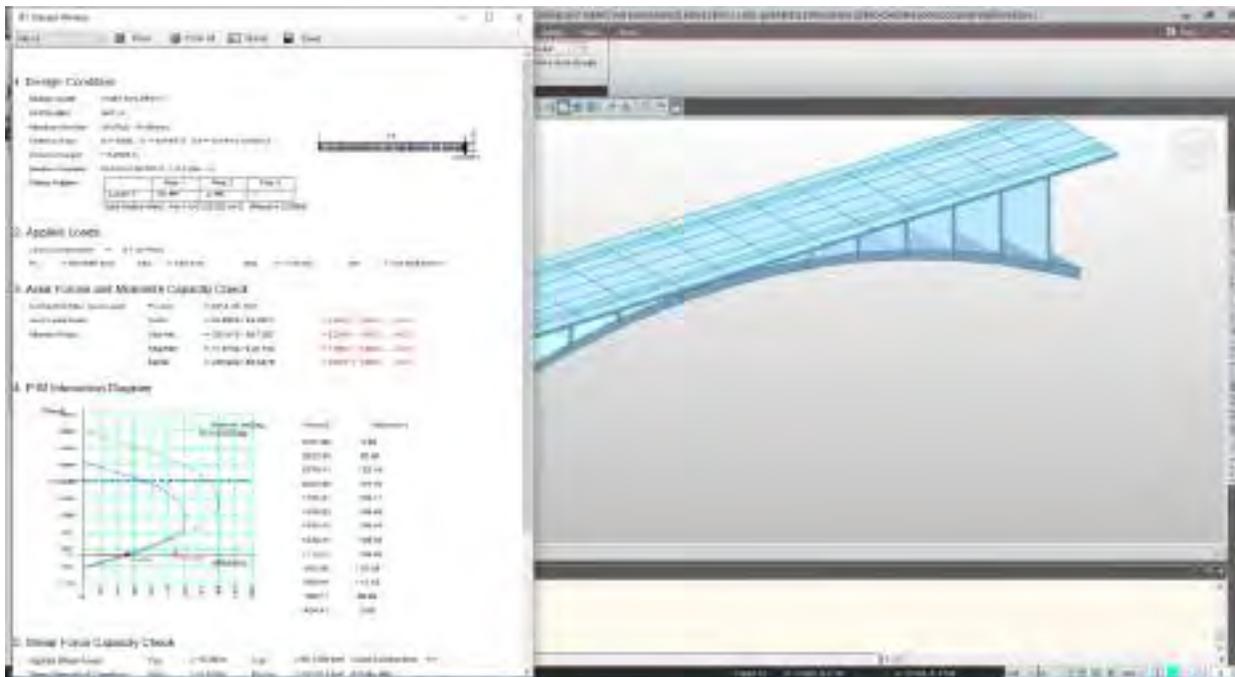
Chequeo de la seccion vigas longitudinales por capacidad de momento, cortante y torsión.



Chequeo de la seccion vigas transversales por capacidad de momento, cortante y torsión.



Chequeo de la seccion placas verticales por capacidad de fuerza axial, momento y corte.



Chequeo de la seccion boveda parabolica por capacidad de fuerza axial, momento y corte.

