

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL ENTRE UN PUENTE EXTRADOSADO Y UN
PUENTE ATIRANTADO DE 220 METROS DE LUZ.**

TESIS

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

PRESENTADA POR

Bach. GAGO QUISPE, GINO

Bach. LIMACHE FLORES, JOSÉ NAZARIO

ASESOR: ING. MAMANI LEÓN, MARIO DANIEL

LIMA – PERÚ

2019

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de tesis a mis padres Edilberto y Victoria por el esfuerzo que han hecho por mi crecimiento profesional, a mis hermanos Yessica, Evelin, Carlos y Eduardo, a todos ellos por el apoyo constante para superar cualquier dificultad.

Gino Gago Quispe

Dedico este trabajo a Dios por ser el soporte de mis pasos. A mis padres, José y Guicela, hermanos y abuelos que me ayudaron a forjar con valores mi camino de vida. A mi esposa Alyssa y a mi bebe por ser mis más grandes motivos.

Limache Flores, José Nazario

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por habernos guiado a lo largo de nuestras carreras y por ser nuestra fortaleza.

A nuestros padres por darnos una excelente educación en el transcurso de nuestras vidas y por ser nuestros ejemplos que seguir.

A la Universidad Ricardo Palma por ser quien nos formó profesional y humanamente.

Al Ingeniero Daniel Rojas, por el apoyo incondicional en esta tesis.

A nuestro asesor, por confiar en nuestra idea y compartirnos sus conocimientos para poder lograr este objetivo.

Gino Gago y José Limache

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xix
ABSTRACT.....	xx
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.1. Descripción y formulación del problema general y específico.....	4
1.1.1. Problema general	5
1.1.2. Problemas específicos.....	5
1.2. Objetivos generales y específicos	6
1.2.1. Objetivo general.....	6
1.2.2. Objetivos específicos	6
1.3. Delimitación de la investigación.....	6
1.3.1. Espacial.....	6
1.3.2. Temporal.....	7
1.3.3. Conceptual o temática.....	7
1.4. Justificación e importancia de la investigación	7
1.4.1. Conveniencia	7
1.4.2. Importancia	7
1.4.3. Relevancia social	8
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	9
2.1. Antecedentes del estudio de investigación	9
2.1.1. En el ámbito internacional	9
2.1.2. En el ámbito nacional	10
2.2. Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio	11
2.2.1. Definición y clasificación de puentes	11
2.2.1.1. Puentes de madera	12
2.2.1.2. Puentes de mampostería.....	14

2.2.1.3. Puentes metálicos.....	15
2.2.1.4. Puentes de concreto armado	16
2.2.2. Tipología de puentes	17
2.2.2.1. Puentes de vigas.....	17
2.2.2.2. Puente de arco	18
2.2.2.3. Puente colgante	18
2.2.2.4. Puente atirantado.....	19
2.2.3. Puentes representativos en el Perú y en el mundo	20
2.2.3.1. Puente punta arenas	20
2.2.3.2. Puente Bellavista.....	21
2.2.3.3. Puente de la Integración de Acre	22
2.2.3.4. Puente Odawara Blueway	22
2.2.3.5. Puente Tsukahara	23
2.2.3.6. Puente Andalucía	24
2.3. Clasificación de puentes con tirantes	24
2.3.1. Por su sistema de suspensión	25
2.3.2. Por la distribución de los tirantes.....	27
2.4. Elementos de los puentes con tirantes	29
2.4.1. Cables de acero	29
2.4.2. Componentes de los cables	29
2.4.2.1. Alambre	30
2.4.2.2. Torones	30
2.4.2.3. Alma.....	33
2.4.2.4. Cable	33
2.4.2.5. Cable estructural	34
2.4.2.6. Selección del cable.....	36
2.4.2.7. Asfalto.....	39

2.4.3. Torres o pilas	40
2.4.4. Tablero	41
2.4.4.1. Tablero de concreto presforzado.....	43
2.4.4.2. Tablero de acero.....	43
2.4.4.3. Tablero de sección compuesta	43
2.5. Factores de carga y combinaciones de carga	44
2.5.1. Cargas	44
2.5.1.1. Carga permanente	44
2.5.1.2. Cargas transitorias.....	44
2.5.1.3. Presencia múltiple de sobrecargas	46
2.5.1.4. Carga dinámica permitida: IM	46
2.5.2. Anclaje	47
2.5.3. Apoyos	47
2.5.3.1. Apoyo de Neopreno	47
2.6. Estudio sísmico	48
2.6.1. Filosofía de diseño sismo resistente en puentes.....	48
2.6.2. Criterios de diseño	48
2.6.3. Aislamiento sísmico.....	49
2.6.4. Espectro de diseño	49
2.7. Métodos constructivos	57
2.7.1. Método de falsos apoyos.....	57
2.7.2. Método de volados sucesivos	58
2.7.3. Método de lanzamientos progresivos	59
2.8. Definición de términos básicos.....	60
CAPITULO III: SISTEMA DE HIPOTESIS	63
3.1. Hipótesis	63
3.1.1. Hipótesis general.....	63

3.1.2. Hipótesis específicas	63
3.2. Variables	63
3.2.1. Definición conceptual de las variables	63
3.2.2. Operacionalización de las variables.....	64
CAPITULO IV: METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION	66
4.1. Tipo y nivel.....	66
4.2. Diseño de investigación	66
4.3. Población y muestra.....	66
4.3.1. Población	66
4.3.2. Muestra	67
4.4. Técnicas de recolección de datos	67
4.4.1. Tipos y técnicas e instrumentos	67
4.4.2. Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos	68
4.4.3. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información	68
CAPITULO V: PUENTE ATIRANTADO	69
5.1. Descripción del puente atirantado.....	69
5.1.1. Geometría longitudinal del puente.....	69
5.1.2. Geometría transversal	73
5.1.3. Viga cajón	74
5.1.4. Torres o pilares	76
5.1.4.1. Dispositivos de apoyo	78
5.1.5. Configuración de los tirantes	78
5.1.6. Propiedades para el modelo matemático	79
5.1.6.1. De la geometría.....	79
5.1.6.2. De los materiales.....	79
5.1.6.3. Del metrado de carga	80
5.2. Creación del modelo matemático	80

5.2.1. Tablero	80
5.2.2. Tirantes o cables	81
5.2.2.1. Pre-dimensionamiento de tirantes.....	81
5.2.3. Modelo matemático final	83
5.2.4. Asignación de cargas estáticas y móviles	86
5.2.5. Asignación de combinaciones de carga	88
5.3. Análisis sísmico	88
CAPITULO VI: PUENTE EXTRADOSADO	91
6.1. Descripción del puente extradadosado	91
6.1.1. Geometría longitudinal del puente.....	91
6.1.2. Geometría transversal del puente.....	96
6.1.3. Viga cajón	97
6.1.4. Torres o pilares	100
6.1.4.1. Dispositivos de apoyo	101
6.1.5. Configuración de los tirantes	102
6.1.6. Propiedades para el modelo matemático	103
6.1.6.1. De la geometría.....	103
6.1.6.2. De los materiales.....	103
6.1.6.3. Del metrado de carga	103
6.2. Creación del modelo matemático	104
6.2.1. Tablero	104
6.2.2. Tirantes o cables	106
6.2.3. Modelo matemático final	110
6.2.4. Asignación de cargas estáticas y móviles	112
6.2.5. Asignación de combinación de carga	113
CAPITULO VII: DISCUSION DE RESULTADOS	114
7.1. Resultados de la investigación.....	114

7.1.1. Del puente atirantado	114
7.1.1.1. Análisis de las deflexiones.....	114
7.1.1.2. Análisis de las fuerzas axiales	116
7.1.1.3. Análisis de los diagramas de momentos	119
7.1.1.4. Análisis sísmico	121
7.1.1.5. Análisis modal	123
7.1.2. Del puente extradosado.....	124
7.1.2.1. Análisis de las deflexiones.....	124
7.1.2.2. Análisis de las fuerzas axiales	127
7.1.2.3. Análisis de los diagramas de momentos	130
7.1.2.4. Análisis sísmico	132
7.1.2.5. Análisis modal	135
7.2. Resumen de resultados.....	136
7.2.1. De los desplazamientos.....	136
7.2.2. De las fuerzas axiales.....	137
7.2.3. De los momentos flectores.....	137
7.2.4. Del sismo en el eje X – X	138
7.2.5. Del sismo en el eje Y – Y	139
7.3. Contrastación de hipótesis	139
7.3.1. Hipótesis general.....	139
7.3.2. Hipótesis específicas.....	139
7.3.2.1. Hipótesis específica 1	139
7.3.2.2. Hipótesis específica 2	140
7.3.2.3. Hipótesis específica 3	141
7.3.2.4. Hipótesis específica 4	142
CONCLUSIONES	143
RECOMENDACIONES.....	146

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	147
ANEXOS	149
Anexo 1 – Matriz de consistencia.....	149
Anexo 2 – Puente Bellavista vista general propuesta extradadosado.....	150
Anexo 3 – Catalogo torón de presfuerzo	151

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de puentes	12
Tabla 2 Resistencia nominales y admisibles de cables de acero	34
Tabla 3 Coeficientes de aceleraciones	51
Tabla 4 Coeficientes para valores S_s y S_1	51
Tabla 5 Variable independientes.....	64
Tabla 6 Variables dependientes	65
Tabla 7 Pre-dimensionamiento puente atirantado	70
Tabla 8 Pre-dimensionamiento viga sección cajón de 1.20 de peralte	75
Tabla 9 Pre-dimensionamiento Puente Extradosado	93
Tabla 10 Pre-dimensionamiento viga sección cajón - peralte 4.00 m	98
Tabla 11 Pre-dimensionamiento viga sección cajón - peralte 7.00 m	99
Tabla 12 Tabla comparativa de los desplazamientos.....	137
Tabla 13 Tabla comparativa de fuerza axial.....	137
Tabla 14 Tabla comparativa de momentos flectores	138
Tabla 15 Tabla comparativo de desplazamiento por sismo en el eje X-X	138
Tabla 16 Tabla comparativo de desplazamiento por sismo en el eje Y-Y	139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Vista de puente de madera.....	14
Figura 2 Vista de puente de mampostería o piedra.....	15
Figura 3 Vista de puente de acero.....	15
Figura 4 Vista de puente de concreto.....	17
Figura 5 Vista de puente de vigas.....	17
Figura 6 Vista de puente en arco.....	18
Figura 7 Vista de puente colgante Clifton de Bristol.....	19
Figura 8 Vista del puente del Iroise.....	20
Figura 9 Vista puente Punta Arenas.....	21
Figura 10 Vista de puente Bellavista.....	21
Figura 11 Puente de la Integración de Acre.....	22
Figura 12 Vista puente Odawara Blueway.....	23
Figura 13 Vista puente Tsukahara.....	23
Figura 14 Vista Puente Andalucía.....	24
Figura 15 Puente con suspensión central.....	25
Figura 16 Puente con suspensión lateral.....	25
Figura 17 Puente con tres planos de cables.....	26
Figura 18 Distribución tipo arpa o tirantes paralelos.....	27
Figura 19 Distribución tipo abanico.....	27
Figura 20 Distribución semi-arpa.....	28
Figura 21 Distribución tipo asimétrica.....	28

Figura 22 Cable estructural.....	29
Figura 23 Componentes Estructural de los cables.....	30
Figura 24 Sección transversal torón común o simple.....	31
Figura 25 Sección transversal torón Seale.....	31
Figura 26 Sección transversal torón Filler.....	32
Figura 27 Sección transversal torón Warrington.....	32
Figura 28 Sección transversal torón Warrington Seale.....	33
Figura 29 Paso regular derecho de un cable.....	35
Figura 30 Paso regular izquierdo de un cable.....	35
Figura 31 Paso Lang derecho de un cable.....	36
Figura 32 Paso Lang izquierdo de un cable.....	36
Figura 33 Tipos de Torres para puentes con tirantes.....	41
Figura 34 Tablero en puentes.....	43
Figura 35 Camión de diseño.....	45
Figura 36 Apoyo de neopreno.....	48
Figura 37 Coeficiente de Sitio F_{pga} y F_a	50
Figura 38 Coeficiente de aceleración espectral.....	51
Figura 39 Mapa de isoaceleraciones, para un periodo de 0.0 s.....	52
Figura 40 Mapa de isoaceleraciones, para un periodo de 1.0 s.....	53
Figura 41 Mapa de isoaceleraciones, para un periodo de 0.2 s.....	54
Figura 42 Espectro de aceleraciones, según AASTHO.....	56

Figura 43 Espectro de respuesta de aceleraciones	56
Figura 44 Método falsos apoyos	57
Figura 45 Método de volados sucesivos	58
Figura 46 Método de lanzamientos progresivos	59
Figura 47 Predimensionamiento de geometría longitudinal para puente atirantado	70
Figura 48 Geometría longitudinal para puente atirantado	70
Figura 49 Pre-dimensionamiento optimo puente atirantado.....	71
Figura 50 Sección longitudinal de puente atirantado.....	72
Figura 51 Sección transversal del tablero	73
Figura 52 Nomenclatura para viga de sección cajón	75
Figura 53 Propiedades geométricas de viga sección cajón de 1.20m de peralte	76
Figura 54 Geometría de la torre	77
Figura 55 Dispositivos de apoyo en puente atirantado	78
Figura 56 configuración de los tirantes.....	79
Figura 57 Vista de sección de tablero	81
Figura 58 Modelo 0 - apoyo fijo en tirantes	81
Figura 59 Modelo 0 - Reacciones por carga permanente	82
Figura 60 Reacciones por carga permanente	82
Figura 61 Vista de torre con tirantes semi-arpa.....	83
Figura 62 Modelo matemático Pte. atirantado - elevación N°01.....	83
Figura 63 Modelo matemático Pte. Atirantado - elevación N°02.....	84

Figura 64 Modelo matemático Pte. atirantado - vista planta	84
Figura 65 Modelo matemático - Vista 3D	85
Figura 66 Modelo matemático – vista de la torre	85
Figura 67 Definición de patrones de carga - Pte. Atirantado.....	86
Figura 68 Asignación de cargas lineales - Pte. Atirantado	86
Figura 69 Asignación de cargas de área - Pte. Atirantado.....	87
Figura 70 Asignación de carga móvil - vehículo de diseño HL-93	87
Figura 71 Asignaciones de combinaciones de carga	88
Figura 72 Definición de espectro de aceleraciones	89
Figura 73 Definición de caso de carga sísmica en el eje X-X	89
Figura 74 Definición de caso de carga sísmica en el eje Y – Y	90
Figura 75 Predimensionamiento de la geometría longitudinal de Puente extradadosado ..	92
Figura 76 Pre-dimensionamiento para el puente extradadosado	93
Figura 77 Pre-dimensionamiento óptimo para puente extradadosado.....	94
Figura 78 Elevación Puente extradadosado (L = 500.0m)	95
Figura 79 Sección Transversal - puente extradadosado	96
Figura 80 Espesores para viga de sección cajón.....	97
Figura 81 Nomenclatura para viga de sección cajón	98
Figura 82 Propiedades geométricas - viga sección cajón de 4.00m de peralte.....	99
Figura 83 Propiedades geométricas - viga sección cajón de 7.0 m de peralte.....	100
Figura 84 Geometría de la torre central	101

Figura 85 Dispositivos de apoyo en el puente extradadosado.....	102
Figura 86 Configuración de los tirantes en puente extradadosado.....	102
Figura 87 sección longitudinal del tablero.....	104
Figura 88 Vista de sección transversal de viga cajón	105
Figura 89 Definición de sección variable para viga cajón.....	105
Figura 90 Sección variable viga cajón.....	106
Figura 91 método de reacciones para modelo matemático.....	108
Figura 92 predimensionamiento de los cables	109
Figura 93 predimensionamiento de los cables con carga viva.....	110
Figura 94 Modelo matemático - vista elevación N° 01	110
Figura 95 Modelo matemático - vista elevación N° 02	111
Figura 96 Modelo matemático - vista planta	111
Figura 97 Modelo matemático de la Torre tipo H	111
Figura 98 Asignación de patrones de carga	112
Figura 99 Asignación de cargas lineales – Pte. Extradadosado	112
Figura 100 Asignación de carga móvil - vehículo de diseño HL-93	113
Figura 101 Asignaciones de combinaciones de carga	113
Figura 102 Desplazamiento – carga móvil HL-93.....	114
Figura 103 Desplazamiento - por carga viva	115
Figura 104 Desplazamiento - por carga puntual HL-93	115
Figura 105 Desplazamiento – por carga distribuida	116

Figura 106 Fuerza axial - carga móvil HL-93	116
Figura 107 Fuerza axial - carga viva	117
Figura 108 Fuerza axial - por carga puntual HL-93	118
Figura 109 Fuerza axial - por carga distribuida.....	118
Figura 110 Momento Flector - por carga móvil HL-93.....	119
Figura 111 Momento Flector – por carga viva	119
Figura 112 Momento Flector - por carga puntual HL-93	120
Figura 113 Momento Flector - por carga distribuida.....	120
Figura 114 Deformada análisis sísmico eje X – X	121
Figura 115 Deformada análisis sísmico en la torre eje X – X	121
Figura 116 Desplazamiento en el vano lateral eje Y-Y	122
Figura 117 Desplazamiento en el vano central eje Y-Y	122
Figura 118 Momento Flector (M3) - Sismo Y-Y	123
Figura 119 forma de modo 1 - pte. atirantado	123
Figura 120 forma de modo 2 – pte. atirantado.....	124
Figura 121 forma de modo 3 - pte. atirantado	124
Figura 122 Desplazamiento – carga móvil HL-93.....	125
Figura 123 Desplazamiento - por carga viva.....	125
Figura 124 desplazamiento - por carga puntual HL-93	126
Figura 125 Desplazamiento – carga distribuida 0.952 ton/m	127
Figura 126 Fuerza Axial - carga móvil HL-93	127

Figura 127 Fuerza axial - carga viva	128
Figura 128 Fuerza axial - por carga puntual HL-93	129
Figura 129 Fuerza axial - por carga distribuida 0.952 ton/m.....	129
Figura 130 Momento Flector - por carga móvil HL-93.....	130
Figura 131 Momento flector – por carga viva	131
Figura 132 Momento flector - por carga puntual HL-93	131
Figura 133 Momento flector - por carga distribuida.....	132
Figura 134 Desplazamiento análisis sísmico eje X – X.....	133
Figura 135 Desplazamiento análisis sísmico en la torre eje X – X	133
Figura 136 Desplazamiento por carga sísmica Y-Y	134
Figura 137 Desplazamiento por carga sísmica en el vano central eje Y – Y	134
Figura 138 Desplazamiento en la parte superior de la torre	135
Figura 139 forma de modo 1 – pte. extradosado	135
Figura 140 forma de modo 2 – pte. extradosado	136
Figura 141 forma de modo 3 – pte. extradosado	136

RESUMEN

Nuestro país, Perú, como parte del crecimiento socioeconómico, mejora de la infraestructura vial, se ha visto en la necesidad, de implementar puentes con diseños estructurales diferentes. El aporte de la investigación demostró que los puentes extradados cuentan, con un diseño muy similar o parecido al atirantado, pero con una configuración estructural diferente y por consiguiente contó con variaciones importantes en su respuesta ante factores externos.

El objetivo principal de la investigación fue comparar un puente atirantado y un extradado, así mismo se determinó las deformaciones que ambas estructuras presentan frente a cargas permanentes, cargas de servicio, a la vez se dio a conocer el comportamiento estructural de ambas superestructuras teniendo en cuenta una luz de 220m. Para el análisis de las superestructuras se basó en el Manual de Puentes del Ministerio de Transporte y Comunicaciones y la norma AASTHO; con el fin de lograr un óptimo resultado se realizó una serie de análisis por etapas constructivas, además se propuso o planteó una optimización de sus elementos estructurales.

El método desarrollado en la investigación fue del tipo descriptivo, ya que obtuvimos las deformaciones que presentan los puentes en sus diferentes etapas (inicio y final) durante su construcción, frente a cargas permanentes y de servicio; de esta manera realizamos varios diseños para cada puente y así obtener el óptimo para su etapa final.

De los resultados que obtuvimos se presentaron cuadros comparativos, entre ambos tipos de puentes, conforme a los criterios aplicables en estas tipologías de puentes de acuerdo con las especificaciones de la norma AASTHO LRFD vigente.

Palabras claves: Puente atirantado, Puente extradado, comportamiento estructural, superestructura, cables, viga cajón, análisis, comparación.

ABSTRACT

Our country, Peru, as part of socioeconomic growth, improvement of road infrastructure, has been in need of implementing a bridge with different structural designs. The contribution of the investigation showed that the extradosed bridges take in consideration a design very similar or similar to the wired, but with a different structural configuration and therefore had important variations in their response to external factors.

The main objective of the investigation was to compare a cable-stayed bridge and an extradosed, determining the deformations that both structures present in front of permanent loads, service loads, at the same time the structural behaviors of the superstructure were made taking into account a light of 220m For the analysis of the superstructure, it was based on the Manual of Bridges of the Ministry of Transportation and Communications and the AASTHO standard, in order to achieve an optimal result, an analysis of construction stages was carried out, in addition an optimization of its structural elements was proposed.

The method developed in the investigation was of the descriptive type, since it describes the deformation that the bridge presents in its start and end stage during its construction, in front of permanent and service loads, in this way several designs were made for each bridge and thus obtain the optimum for its final stage.

From the results obtained, comparative tables were presented, between both types of bridges, in accordance with the criteria applicable in these types of bridges in accordance with the specifications of the current AASTHO LRFD standard.

Key words: Cable-stayed bridge, extradosed bridge, structural behavior, superstructure, cables, drawer beam.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, alrededor del mundo, se han presentado diversas tipologías de puentes, llamados puentes no convencionales, es necesario la implementación de ellos a nuestro país. La razón por la cual se debería de considerar una nueva tipología es por la evaluación técnico-económica, y esto es representativo en cuanto mayor sea cantidad de opciones que se tenga para un proyecto en particular.

Cada tipología abarca su propio sistema y procedimiento constructivo, así como también los materiales que influyen en la construcción de estos, el tiempo de vida de un puente son factores importantes que hay que tomar en cuenta; por esa razón es de suma relevancia elegir el puente correcto para su óptimo funcionamiento; es ahí que nace la idea de comparar tipologías para evaluar resultados en todos los aspectos antes mencionado, y dando un enfoque a “La Seguridad Ante Todo”.

Así es como el aumento de la luz, combinado con la tendencia a vigas de refuerzo más superficiales o delgadas en los puentes con tirantes ha aumentado la preocupación acerca del comportamiento bajo cargas de servicio y cargas dinámicas ambientales como el tráfico y carga sísmica. Debido a esto, en los puentes con tirantes de grandes luces principalmente mantienen una no linealidad geométrica que es esencial entender y predecir de manera realista el comportamiento bajo estas cargas.

Para analizar el comportamiento estructural de ambos puentes con tirantes, utilizamos el programa CSIBridge versión 20. Obtuvimos una serie de modelos matemáticos que representan de forma simplificada la configuración estructural de los puentes; otro tema del estudio es la respuesta no lineal de los tirantes, ya que estos sufren varios problemas de segundo orden debido a muchos factores como son la deformación por peso propio, los cambios en su geometría y la variación de las tensiones a la que se ven sometidos.

Siguiendo la investigación se realizó la comparación de las dos tipologías de puentes con tirantes, donde se muestran los comportamientos estructurales de ambas tipologías de puentes, finalmente se describieron las conclusiones y recomendaciones basados en los trabajos de esta tesis.

A continuación, se describe el trabajo realizado en cada capítulo:

Primer capítulo: en este capítulo se presentó el planteamiento del problema, objetivos, así como también las delimitaciones de investigación, importancia justificación.

Segundo capítulo: en este capítulo se abarcó el marco teórico dedicado a los puentes atirantados y puentes extradados, donde se estudió la base teórica de los elementos de los puentes, la tipología, los factores de carga, combinaciones de carga, el estudio sísmico y los métodos constructivos para estos tipos de puentes.

Tercer capítulo: en este capítulo se presentó el sistema de hipótesis y las variables independientes y dependientes de esta tesis.

Cuarto capítulo: en este capítulo se presentó la metodología de investigación, definiendo el tipo y nivel, las técnicas de recolección de datos utilizadas en esta tesis, así como la población y muestra, el tipo de instrumentos y su criterio de validez y confiabilidad.

Quinto capítulo: en este capítulo se hizo una descripción del puente atirantado a estudiar, su geometría longitudinal y transversal, además se hizo referencia brevemente de los elementos de la superestructura, así como la creación del modelo matemático realizado en el software CSI Bridge.

Sexto capítulo: así como en el capítulo anterior, en este se describió el puente extradado, su geometría longitudinal y transversal, además se hizo referencia de los elementos de la superestructura, así como la creación del modelo matemático realizado en el software CSI Bridge.

Séptimo capítulo: con las definiciones de los modelos matemáticos de ambas estructuras, en este capítulo se presentaron los resultados obtenidos aplicando los factores y combinaciones de carga de acuerdo con las normas vigentes, asimismo se presentó la contrastación de hipótesis.

Octavo capítulo: finalmente se presentaron las conclusiones y recomendaciones de los resultados obtenidos en la presenta investigación.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción y formulación del problema general y específico

La elección de una propuesta de tipología de puente aún sigue siendo un tema de investigación ya que depende de varios aspectos tales como condiciones geográficas, estética, economía, seguridad y funcionabilidad. Esto quiere decir que se debe llegar a una evaluación técnica económica, con la finalidad de elegir la propuesta con la solución más factible. Por esa razón, la indispensabilidad de considerar una tipología de puente en particular con respecto a otra no es una tarea sencilla. Por lo recién mencionado, muchos especialistas en Ingeniería de puentes se han visto en la obligación de crear o inventar nuevas estructuras de puentes; crear un diseño que pueda contrarrestar los fenómenos de la naturaleza es todo un desafío para los especialistas de hoy en día, y sin duda lo seguirá siendo.

Nuestro país, Perú, como parte del crecimiento socioeconómico, mejora de la infraestructura vial e incluso haciendo frente a los fenómenos naturales, se ha visto en la necesidad, en estas últimas décadas, de implementar puentes del tipo Losa, Viga Losa, Reticulado, Colgante, Arco y Atirantado. Como se mencionó anteriormente cada tipología depende de muchos aspectos, por ese motivo se debería de considerar la idea de implementar un puente con un diseño estructural diferente al que ya se cuenta en nuestro país y este es el llamado puente Extradosado que aún sigue siendo un tema de investigación en muchos países, pero que ya se cuenta con más de 100 de ellos alrededor del mundo. El puente Extradosado cuenta con un diseño muy similar o parecido al Atirantado, pero con una configuración estructural diferente y por consiguiente con variaciones importantes en su respuesta ante factores externos como el sismo, cargas de tráfico, etc.

La comparación entre un puente Extradosado y Atirantado no se conoce a detalle, en particular, si se tiene una determinada luz (longitud libre entre torres del puente en estudio). Tener el conocimiento del real desempeño de un tipo de puente con respecto a otra de similares características es de suma importancia, como primera instancia para evaluar el comportamiento estructural y posteriormente realizar un análisis técnico-económico.

1.1.1. Problema general

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto, nos preguntamos:

¿En qué medida la superestructura entre un puente extradosado y un puente atirantado mostraran una variación de su respuesta con respecto a su comportamiento estructural antes distintas cargas externas?

1.1.2. Problemas específicos

- a) ¿Cómo desarrollar los modelos matemáticos adecuados para la superestructura del puente Extradosado y Atirantado?
- b) ¿Cuáles son los elementos estructurales más vulnerables de la superestructura ante variaciones de demanda sísmica y sobrecarga vehicular?
- c) ¿Cuáles son las condiciones externas que afectaría la inestabilidad de la estructura de ambas tipologías en estudio?
- d) ¿Cuáles son las ventajas del diseño de un puente extradosado respecto a un puente atirantado, será una solución favorable el diseño de un puente extradosado, teniendo en cuenta una luz de 220m?

1.2. Objetivos generales y específicos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo general de esta tesis es analizar y comparar el comportamiento estructural de un puente atirantado y un puente extradadosado, considerando en su vano central una luz de 220m como objetivo a estudiar.

Para poder cumplir con el objetivo principal, se propone los siguientes objetivos específicos:

1.2.2. Objetivos específicos

- a) Desarrollar los modelos matemáticos de la superestructura de cada puente para su posterior definición de los elementos estructurales que determinan la estructura.
- b) Analizar las respuestas estructurales de cada puente con respecto a las etapas constructivas inicial y final.
- c) Identificar los elementos más vulnerables ante variaciones de demanda sísmica y sobrecarga vehicular.
- d) Presentar una tabla comparativa de ambas tipologías que muestre el comportamiento de la superestructura.

1.3. Delimitación de la investigación

1.3.1. Espacial

La presente investigación se realizó en la ciudad de Lima, se obtuvo información de paper, tesis, revistas, normativa, etc., además de haber realizado el análisis comparativo de la superestructura de la tipología de puentes en materia de estudio con el software estructural CSIBridge.

1.3.2. Temporal

El periodo de investigación comprenderá, será durante el periodo Junio – setiembre del año 2019.

1.3.3. Conceptual o temática

En este estudio se realizó la comparación, de los comportamientos estructurales de ambas superestructuras, atirantado y extradadosado; de acuerdo con los análisis computacionales, además de haber analizado los resultados se tomó en consideración las normas nacionales e internacionales para su desarrollo.

1.4. Justificación e importancia de la investigación

1.4.1. Conveniencia

La presente investigación se realiza con el propósito de aportar conocimiento a los profesionales de Ingeniería Civil. Acerca de los diferentes comportamientos estructurales de los puentes con tirantes convencionales y los puentes con tirantes extradadosados.

Teniendo como una alternativa de solución a los puentes extradadosados para ser utilizados en luces medias.

1.4.2. Importancia

La importancia de esta investigación proporciona la información necesaria para conocer el comportamiento estructural de cada puente, así mismo la obtención de respuestas ante cargas externas como son la sobrecarga vehicular y sismo, por un lado, y por el otro el peso propio de la superestructura, todo esto permitirá conocer la seguridad que cada una de estas tipologías de puentes ofrece.

1.4.3. Relevancia social

Los puentes con tirantes construidos por etapas constructivas, depende de las propiedades de los materiales a emplearse, así como las condiciones del lugar a construir, su secuencia de construcción, las cargas sometidas a la superestructura, así como la luz entre vanos o apoyos, entre otros factores. El análisis estructural final sin tener consideraciones en su etapa constructiva reflejase resultados diferentes a la realidad, ya que durante su etapa constructiva esta tipología de puentes sus propiedades pueden variar considerablemente.

Debido a estos la presente investigación a realizar, es una comparación de los comportamientos estructurales entre un puente extradado y un puente atirantado, teniendo en cuenta la luz principal de 220m. Ambas tipologías generalmente construidos por el método de volados sucesivos.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio de investigación

2.1.1. En el ámbito internacional

En el ámbito internacional recolectamos las siguientes investigaciones, relacionadas al objetivo de la presente tesis.

Carrión F., (2005). En esta investigación desarrollaron un modelo dinámico no lineal para el análisis de los comportamientos de los cables en puentes atirantados, este modelo permite analizar en detalle los efectos por carga dinámica del tráfico, sismos, lo que lo hace particularmente útil para el análisis estructural de estos tipos de puentes.

Se realizó un estudio experimental en un puente con 112 tirantes y los resultados se compararon con el modelo de aproximación lineal, los datos de las pruebas y los datos de diseño. Esta investigación concluye que, para los puentes atirantados, el modelo lineal es suficiente para poder determinar la tensión en los tirantes a partir de la primera frecuencia natural, sin embargo, respecto al análisis no lineal, el error es menor al 1%. En comparación de ambos modelos, el modelo no lineal resulta muy adecuado para analizar el comportamiento dinámico del puente (p.5).

Konstantino M., (2008), el autor realizó una investigación sobre el comportamiento y diseño de puentes extradados. El objetivo de esta tesis es proporcionar una idea de cómo diferentes parámetros geométricos como la altura de las torres, el peralte de las vigas y las dimensiones de los estribos influyen en el comportamiento estructural de un puente extradado, en esta investigación se

discute las estrategias y factores que deben considerarse en el diseño de los puentes extradados.

En esta investigación el autor indica que los puentes extradados se han construido para tramos de 66 a 275m, a la vez el término “puente extradado” se usa para describir un puente atirantado con una viga rígida que transporta carga viva a través del comportamiento de flexión.

A través que aumenta la longitud del tramo principal, los diseñadores han optado por secciones transversales de profundidad variable (p.112).

2.1.2. En el ámbito nacional

En el ámbito nacional recolectamos las siguientes tesis, relacionadas al objetivo de la presente investigación.

De la Cruz J., (2012), realizó una investigación acerca del Diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono expuesto a zonas de alto grado de corrosión. El autor presenta un modelo dinámico no lineal para su análisis y diseño, observando el comportamiento de la superestructura y de los cables en puentes atirantados, asimismo este modelo considera el efecto de carga dinámicas por tráfico, sismos; realizo un estudio experimental de un puente atirantado con 8 tirantes y una luz de 120 m, el modelamiento matemático lo realizaron con el programa SAP 2000.

Esta investigación concluye, que el análisis estructural con cables de fibra de carbono es más eficiente y económico respecto al de las estructuras con cables típicos, asimismo el uso de cables de fibra de carbono reduce un 30% del peso

en relación con el refuerzo con cables de acero convencional, esto debido a su baja densidad y peso específico.

Asimismo, en el análisis con refuerzo de cables con fibra de carbono señala, que estos son más económicos en comparación a los refuerzos con cable estructural, debido a que cada 5 años como mínimo se realiza mantenimiento elevando su costo frente al refuerzo con fibra de carbono que mantienen un bajo costo de operación y mantenimiento (p.123).

Mayhua D., (2014), realizó una investigación sobre Evaluación de colapso del puente atirantado Yanango – Tarma – Junín. Se plantea estudiar el colapso del puente atirantado Yanango en la quebrada de Yanango, con el objetivo de determinar cuál de los factores fue la causa del puente atirantado Yanango, la estructura del puente es del tipo asimétrico de una sola torre y tiene una luz de 150m, la distribución de los tirantes. En esta investigación se concluyó que la superestructura diseñada de acuerdo con la norma AASHTO, con camión de diseño utilizado HS-25, siendo esta la más crítica, donde se comprueba que la viga principal está arriostrada del mismo modo en el pilo de la estructura para evitar pandeo, y así rigidizar la estructura, demostrando que el puente está sobredimensionado, por tal la parte estructural no fue causal para su colapso (p.122).

2.2. Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio

2.2.1. Definición y clasificación de puentes

En la actualidad, cada persona tiene su propia forma de entender y definir un puente puesto que todo hemos visto en estas estructuras en nuestro día a día.

El ministerio de transportes y comunicaciones (MTC), a través de su Manual de diseño de puentes define lo siguiente: “Puente: Obra de artes especial requerida para atravesar un desnivel accidentado geográfico o un obstáculo artificial por el cual no es posible el tránsito en la dirección de su eje”

Las características de los puentes están ligadas a los materiales con las que se construyen ver Tabla 1.

Tabla 1
Clasificación de puentes

Tipo de Material	Tipo de Estructura
Mampostería	Arco
Madera	Simplemente apoyado Losas simplemente apoyadas Losas continuas Vigas T Vigas Cajón
Concreto Armado	Sección compuesta (Losas y Vigas metálicas) Extradado Arco Pórtico Atirantado Simplemente apoyado Continuo Reticulado
Acero	Arco Atirantado Colgante Especiales

Fuente: elaboración propia

2.2.1.1. Puentes de madera

Villarino A. (2011), el autor define a los puentes de madera como el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones; el primer puente artificial posiblemente fue un tronco de árbol sobre un río. Se considera a los

puentes de maderas fáciles de construir por encima de los puentes de mampostería de piedra, además estos tipos de puentes resulta más económico; los primeros que construyó el hombre fueron de madera, y a lo largo de la historia se han construido innumerables puentes de este material, muchos más que de piedra.

Los puentes de madera han planteado siempre problemas de durabilidad y por ello se han considerado siempre de una categoría inferior que los de piedra; generalmente se les ha dado carácter de obra provisional; se aspiraba a sustituirlos por uno de piedra en cuanto hubiera dinero para ello.

Los dos problemas básicos de durabilidad de los puentes de madera son los siguientes:

- a) En primer lugar, el propio material, que se deteriora con el paso del tiempo si no se cuida especialmente.
- b) En segundo lugar, su vulnerabilidad al efecto de las avenidas de los ríos. Cada avenida extraordinaria se llevaba muchos puentes de madera, y por ello siempre ha habido una clara consciencia de su debilidad frente a las acciones destructivas del propio río.

Hoy en día se siguen construyendo puentes de madera ver figura 1, aunque solamente en casos excepcionales, porque resultan más caras que las metálicas o las de hormigón que son los materiales que se utilizan normalmente hoy en día para hacer puentes. (p. 193). Ver figura 1.



Figura 1 Vista de puente de madera

Fuente: puentes de madera dupiprefabricats.com.

2.2.1.2. Puentes de mampostería

Al igual que la madera, la piedra es un material natural que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación, únicamente es necesario darle forma. Aparte de la piedra, se ha utilizado también materiales como el ladrillo. El ladrillo, es utilizado para hacer arcos de dovelas yuxtapuestas, por tanto, la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra.

Los puentes de mampostería son resistentes, compactos y duraderos, su construcción es muy costosa, los cuidados para su mantenimiento son escasos ya que estas resisten los factores climatológicos, este tipo de puentes predominó durante siglos, y la construcción más común es el de tipo arco, ver figura 2.



Figura 2 Vista de puente de mampostería o piedra

Fuente: oocities.org, puentes de mampostería

2.2.1.3. Puentes metálicos

Los puentes metálicos son muy versátiles, como se observa en la figura 3, permiten diseños de grandes luces, se construyen con rapidez a la vez están sometidos a la acción corrosiva por factores atmosféricos, motivo por el cual su costo de mantenimiento puede llegar a ser bastante elevados.



Figura 3 Vista de puente de acero

Fuente: masinformacio.cl, puente de acero en Chile.

2.2.1.4. Puentes de concreto armado

Villarino A. (2011), el autor define a los puentes de concreto armado como una colaboración del acero y el concreto, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El concreto es muy adecuado para resistir compresiones y el acero de refuerzo en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de concreto, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten las atracciones y el segundo las compresiones.

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el hormigón, uno de los mecanismos básicos para que el concreto armado funcione, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltes transversales, y así son las barras actuales.

Se imponen dos soluciones clásicas: los de vigas de alma llena, que podían ser vigas en T unidas por la losa superior, o vigas de cajón para las luces mayores; y los arcos, solución idónea para el concreto, que es un material adecuado para resistir compresiones.

Esta clase de puentes son muy resistentes y permiten superar grandes luces, se tienen gastos de mantenimientos bajos porque son resistentes a los factores ambientales (p. 195). Ver figura 4.



Figura 4 Vista de puente de concreto

Fuente: ingenieria.yogameok.com

2.2.2. Tipología de puentes

2.2.2.1. Puentes de vigas

Los puentes de vigas como se aprecia en la figura 5, están formados fundamentalmente por elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares. La fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo y, por lo tanto, estos se ven sometidos a esfuerzos de compresión, las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan.



Figura 5 Vista de puente de vigas

Fuente: tierraarmada.com

2.2.2.2. Puente de arco

Constituido básicamente en una sección curva que se apoya en unos soportes o estribos que abarca una luz o espacio vacío, en ciertas ocasiones el arco es el que soporta el tablero del puente el que se circula, mediante una serie de soportes auxiliares; mientras que en otras de la cuelga el tablero mediante la utilización de tirantes.

Este tipo de puentes funcionan a compresión, todos los efectos provocados por las cargas a las cuales están expuestas se transmiten hacía sus puntos de apoyo en sus extremos por lo cual sus apoyos laterales deben ser lo suficientemente fuertes para soportar dichas cargas ver figura 6.



Figura 6 Vista de puente en arco

Fuente: megaconstrucciones, Puente de los Tilos

2.2.2.3. Puente colgante

Estos puentes soportan un arco invertido formado por cables de acero del cual están suspendidas al tablero del puente mediante tirantes verticales ver figura 7, obligatoriamente deben tener al menos dos torres, la flexión que produce el cable principal en las torres se controla usando cables de contrapeso firmemente anclados. Las fuerzas principales en este tipo de puente son la tracción en los tirantes y la fuerza de

compresión se presenta en los pilares, a su vez estas fuerzas en los pilares o torres deben ser casi verticales hacia abajo para ser debidamente estabilizadas.



Figura 7 Vista de puente colgante Clifton de Bristol

Fuente: elmundo.es

2.2.2.4. Puente atirantado

Como se observa en la figura 8, los puentes atirantados es una variación al del tipo colgante, en estos puentes su tablero se encuentra suspendido mediante un sistema de cables o torones de uno o varias torres centrales.

Las fuerzas de los cables están compensadas entre la luz principal y la luz lateral, como resultado de esto la viga puede ser de baja altura y ronda entre los $1/100 - 1/250$ de su luz principal.



Figura 8 Vista del puente del Iroise

Fuente: es.wikipedia.org/wiki/Puente_del_Iroise

2.2.3. Puentes representativos en el Perú y en el mundo

2.2.3.1. Puente punta arenas

Ubicado en el distrito de Campanilla, provincia de Mariscal Cáceres, departamento de San Martín, este puente cruza el río Huallaga ver figura 10, este puente está conformada por dos estructuras contiguas de doble vía de características diferenciadas, la primera del Tipo Reticulado de 50.80m y la segunda del Tipo Colgante de 220.0m, cubriendo una longitud total de 270.80m, con una capacidad de carga de 32 toneladas.

Construida en el año 1979, sometida a mantenimiento en el año 2013, con una inversión de 27 millones de soles.



Figura 9 Vista puente Punta Arenas

Fuente: infraestructura peruana, puente punta arenas

2.2.3.2. Puente Bellavista

Ubicado en el distrito de Bellavista, en el departamento de Loreto ver figura 10, es un puente del tipo Atirantado de tres tramos con una longitud total de 437.60m, de la cual se convierte en el cuarto puente más largo del país, la luz entre sus torres es de 191.50m.



Figura 10 Vista de puente Bellavista

Fuente: infraestructura peruana, puente bellavista

2.2.3.3. Puente de la Integración de Acre

En la figura 11, se aprecia el puente del tipo atirantado simétrico, representado por dos planos de cable en cada una de sus torres, este puente tiene una longitud total de 240m, cruza el río Acre.

Ubicada en la ciudad de Iñapari departamento de Madre de Dios, en la frontera de Perú y Brasil, se considera el segundo puente más largo en nuestro país, constituye el tramo final de la carretera interoceánica del sur, que interconecta Perú y Brasil.



Figura 11 Puente de la Integración de Acre

Fuente: coonectas.org, puente de la integración

2.2.3.4. Puente Odawara Blueway

Es considera como el primer puente extradorado en el mundo, construido en Japón el año 1994.

Odawara ver figura 12, tiene una longitud de 122 m, a su vez la altura de la torre con la luz del vano mayor tiene una relación de 1/12, sus torres son del tipo H, de planos paralelos, fue construido por volados sucesivos y no se necesitó ajustar la fuerza del tirante durante su ejecución. Ver figura 12.



Figura 12 Vista puente Odawara Blueway

Fuente: estructurando.net

2.2.3.5. Puente Tsukahara

Como se observa en la figura 13, el puente Tsukahara es del tipo extradosado, se encuentra ubicado en la ciudad de Kobe, Japón.

Su construcción finalizó en el 1998, cuenta con una longitud en su vano central de 180m, con vanos laterales de 65m, con dos torres de forma V, con dos planos de tirantes, su tablero es una sección cajón de canto variable, se colocó un contrapeso en cada extremo del puente para contrarrestar el momento de volteo en las torres.



Figura 13 Vista puente Tsukahara

Fuente: upm.es

2.2.3.6. Puente Andalucía

Es el primer puente extradosado en España, ubicado en la localidad de Córdoba, entregado por las autoridades competentes en el año 2004 ver figura 14.

Este puente cuenta con una longitud de 114m, su torre es de tipo central anclados con 9 tirantes cada 6m, su sección transversal está formada por una sección cajón tricelular de 10m de ancho que a su vez se añaden vuelos laterales a la viga cajón mediante pretensado por lo que forma una sección total de 29.50m.



Figura 14 Vista Puente Andalucía

Fuente: puentemania.com

2.3. Clasificación de puentes con tirantes

Los puentes atirantados han sufrido bastantes cambios en la superestructura a través del tiempo, disminuyendo la cantidad de elementos, para así brindar un panorama más estético hacia la vista de la población. Esto ha generado una gran variedad de configuraciones de los arreglos estructurales, mediante el uso de tirantes sencillos o múltiples, incluyendo los sistemas tipo arpa, semiarpa, abanico además de que pueden ser simétricas o asimétricas.

2.3.1. Por su sistema de suspensión

Este sistema de suspensión no solo afecta el comportamiento y desempeño del puente, sino también sus dimensiones, los métodos constructivos y el costo total de la construcción.

El sistema de suspensión de los tirantes, pueden ser en general de tres tipos.

a) Suspensión central

Se observa en la figura 15, dos torres con cables de suspensión central.

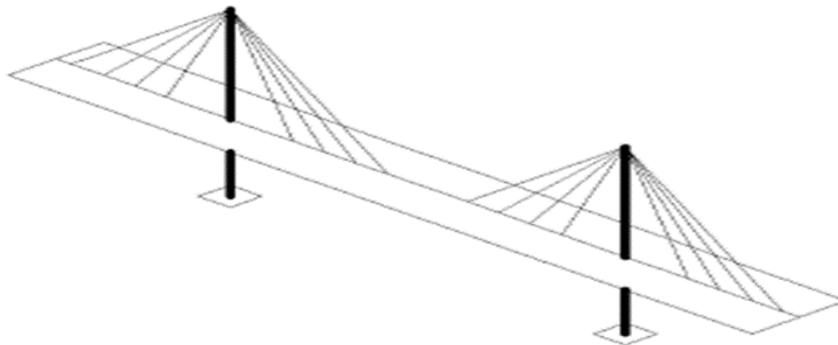


Figura 15 Puente con suspensión central

Fuente: Estudio experimental de un puente atirantado

b) Suspensión lateral

Como se observa en la figura 16, se aprecia la suspensión lateral de los tirantes.

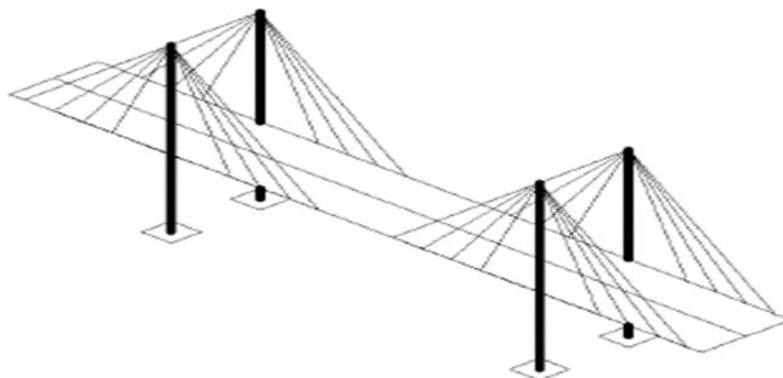


Figura 16 Puente con suspensión lateral

Fuente: Estudio experimental de un puente atirantado

c) Tres planos de cables

Son muy pocos los puentes que utilizan un sistema de suspensión triple como se muestra en la figura 17.

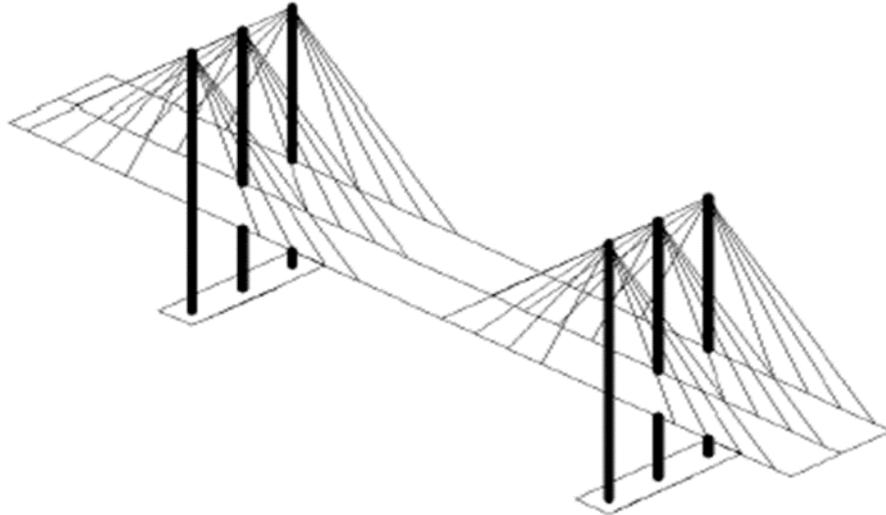


Figura 17 Puente con tres planos de cables

Fuente: Estudio experimental de un puente atirantado

Para elegir el sistema de suspensión dependerá del diseño estético y sus características particulares estructurales, esto debido a que la rigidez de la torre y el sistema de arreglos de los cables condiciona la deformación de la estructura, (básicamente del ancho del tablero y de la rigidez necesaria para que este soporte cargas torsionales).

El sistema de atirantamiento con suspensiones laterales es el más eficiente ya que este sistema aumenta la rigidez torsional y de flexión transversal del sistema, la cual lo hace adecuado en el diseño ante efectos aerodinámicos, además la distribución geométrica de los tirantes es fundamental, para ello se consideran cuatro diferentes diseños que son los siguientes.

2.3.2. Por la distribución de los tirantes

La distribución geométrica de los tirantes es otro aspecto fundamental de los puentes con tirantes, en este caso se consideran cuatro diferentes tipos de diseño:

a) Tipo arpa o cables paralelos

Como se aprecia en la figura 18. este sistema no es el mejor frente al análisis estático, Estudios anteriores indican que las fuerzas axiales son mayores en la configuración tipo arpa que en la de abanico, asimismo los momentos flectores en la torre son mayores

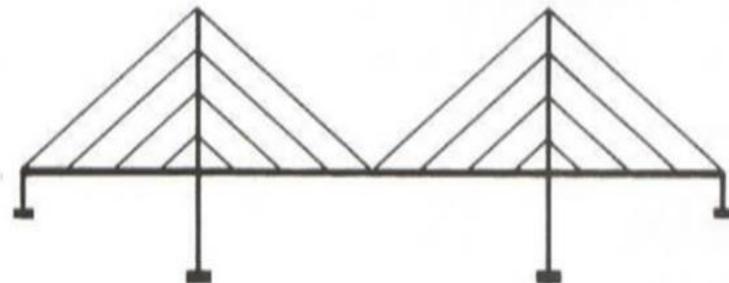


Figura 18 Distribución tipo arpa o tirantes paralelos

Fuente: De la Cruz Sulca, 2012

b) Tipo abanico

Este sistema presenta una deficiencia para un adecuado sistema de anclaje de los cables en las torres, ya que generan esfuerzos excesivos su configuración geométrica se muestra en la figura 19.

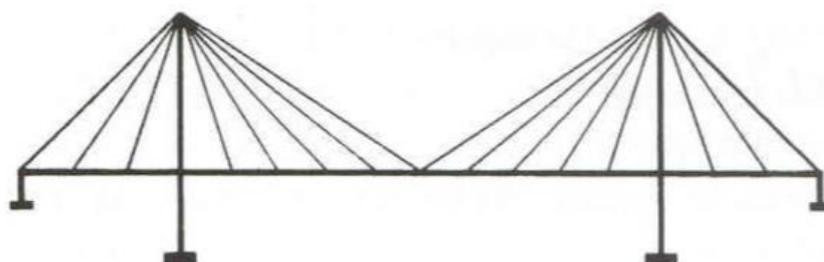


Figura 19 Distribución tipo abanico

Fuente: De la Cruz Sulca, 2012

c) Tipo semi-arpa

En la figura 20 se observa, que este sistema los cables no son paralelos y optimizando la distribución de las cargas con la altura de sus torres.

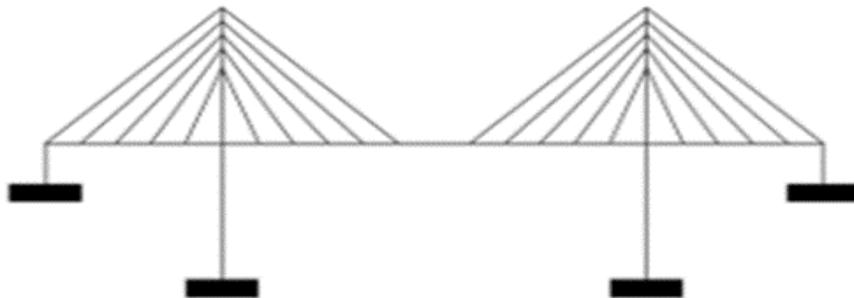


Figura 20 Distribución semi-arpa

Fuente: Elaboración propia

d) Tipo asimétrico

En este tipo de sistema los tirantes no son paralelos y no presentan distribución uniforme, comúnmente solo tienen una torre ver figura 21.

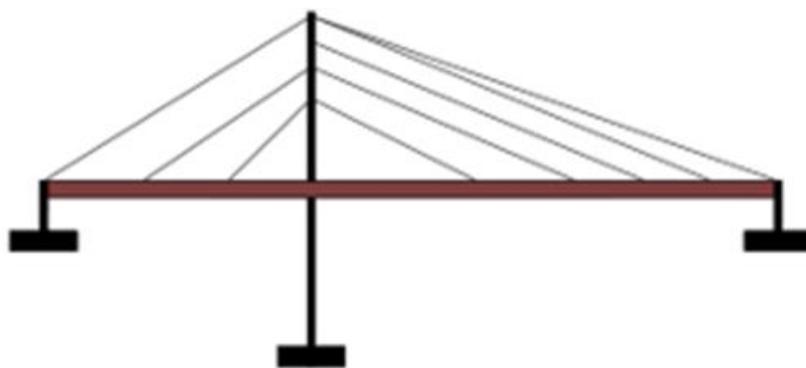


Figura 21 Distribución tipo asimétrica

Fuente: Elaboración propia

2.4. Elementos de los puentes con tirantes

2.4.1. Cables de acero

Los cables de acero son elementos flexibles que debidos a sus transversales pequeñas en relación con su longitud, adquieren resistencias a tracción en toda la longitud del cable, esta carga de tracción es dividida a largo del cable y de forma equitativa entre los hilos del cable, permitiéndole así que cada hilo quede sometido a la misma tensión admisible. Ver figura 22.



Figura 22 Cable estructural

Fuente: emocables.com, catálogo de cables

En un principio la finalidad de los cables es crear una serie de apoyos adicionales al tablero, para transformar un puente de luces grandes en uno de luces media, este planteamiento ha evolucionado hasta considerar a los cables como un medio de apoyo cuasi-continuo y elástico del tablero.

2.4.2. Componentes de los cables

Los cables de aceros están compuestos de alambres de acero trenzados en forma helicoidal (espiral) formando las unidades que se denominan torones los cuales son cableados alrededor de un centro que puede ser de acero o fibra.

En la figura 23 se muestra los componentes estructurales que tienen los cables de acero.

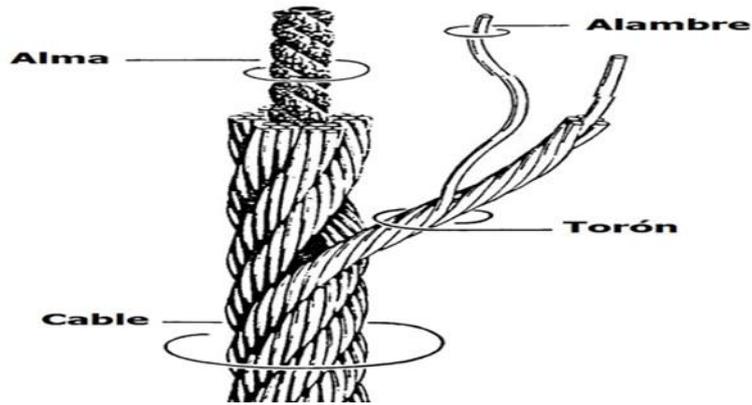


Figura 23 Componentes Estructural de los cables

Fuente: tenso.es, cables de acero

2.4.2.1. Alambre

Es el componente básico de los cables de acero, el cual es obtenido por estiramiento al reducir el diámetro del alambrión, fabricado en diversas cualidades según el uso al que se destine al cable final.

2.4.2.2. Torones

Está formado por alambres que pueden ser del mismo o diferentes diámetros, trenzados en forma de espiral sobre un alma central.

Generalmente los torones están constituidos por una alambre central y seis alambres exteriores enrollados de forma helicoidal sobre dicho núcleo, estos torones se producen sin recubrimiento, con recubrimiento de Zinc o polietileno de la alta densidad, según las necesidades y aplicaciones definidas que se tenga.

2.4.2.2.1. Tipos de torones

Los torones se clasifican según su diámetro, número de torones, número de alambres, tipo de alma y construcción.

a) Torón común

El ejemplo más común de construcción es el torón de capa simple de siete alambres, tiene un alambre central y seis alambres del mismo diámetro que lo rodean. Ver figura 24.

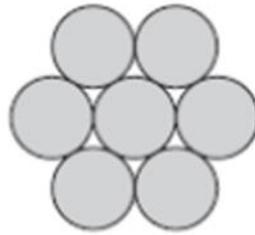


Figura 24 Sección transversal torón común o simple

Fuente: emocables.com, catálogo de cables.

b) Torón Seale

El torón Seale contiene en la última capa alambres de mayor diámetro que la capa interior, así también un alambre central con mayor diámetro, dándole al torón mayor resistencia a la abrasión. Ver figura 25.

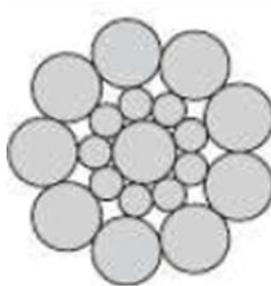


Figura 25 Sección transversal torón Seale

Fuente: emocables.com, catálogo de cables.

c) Torón Filler

Este tipo de torón se distingue por tener entre dos capas de alambres, otros alambres de hilos más finos en la cual rellenan los espacios existentes entre las

mismas. Se utiliza cuando se requiere cables de mayor sección metálica y con una buena resistencia al aplastamiento, ver figura 26.

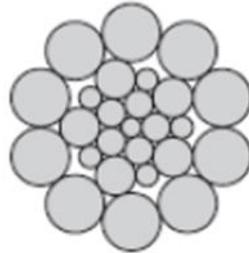


Figura 26 Sección transversal torón Filler

Fuente: emocables.com, catálogo de cables.

d) Torón Warrington

El torón Warrington, se caracteriza por tener una capa exterior formada por alambres de dos diámetros diferentes, alternando su posición dentro de la corona, ver figura 27.

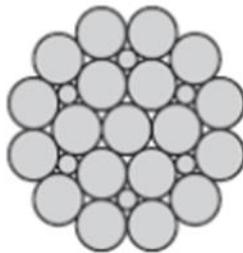


Figura 27 Sección transversal torón Warrington

Fuente: emocables.com, catálogo de cables.

e) Torón Warrington Seale

Es una combinación de las mencionadas anteriormente y conjuga las mejores características de ambas; la conjunción de alambres finos interiores aporta flexibilidad, mientras que la última capa de alambres relativamente gruesos aporta resistencia a la abrasión, ver figura 28.

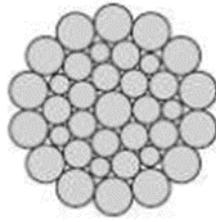


Figura 28 Sección transversal torón Warrington Seale

Fuente: emocables.com, catálogo de cables

2.4.2.3. Alma

Se conoce como alma al eje central del cable donde se enrollan los torones, esta puede ser de acero, fibras naturales o de polipropileno, sus funciones es servir como base del cable conservando la presión de los torones y manteniendo los espacios correctos.

2.4.2.3.1. Alma de fibras sintéticas

Se entiende un cable con alma de torón es donde el alma está formada por un solo torón, cuya construcción generalmente es la misma que los torones exteriores del cable.

2.4.2.3.2. Alma de acero de torón

Un cable con un alma de torón es un cable donde el alma está formada por un solo torón, cuya construcción generalmente es la misma que los torones exteriores del cable.

2.4.2.3.3. Alma de acero independiente

En la realidad es otro cable de acero en el núcleo y generalmente es de 7 torones con 7 alambres cada uno. Un cable de acero con un alma de acero de torón tiene una resistencia a la tracción y al aplastamiento superior a un cable con alma de fibra, pero tiene una menos elasticidad.

2.4.2.4. Cable

Es el producto final formado por varios torones que son enrollados de forma helicoidal alrededor de un alma.

2.4.2.5. Cable estructural

Formado por varios torones desarrollado de forma helicoidal alrededor de un núcleo formado por un torón u otro cable, fabricado de acuerdo con la norma ASTM A603.

2.4.2.5.1. Propiedades estructurales de los cables de acero

Se muestra en la tabla 2 la comparación entre diferentes cables de acero con su respectivo esfuerzo nominal ultimo y admisible.

Tabla 2

Resistencia nominales y admisibles de cables de acero

Tipo	Resistencia nominal a tensión Fpu [klb/pulg² (kg/cm²)]	Resistencia admisible a tensión F₁ [klb/pulg² (kg/cm²)]
Barras ASTM A722	150 (10565)	0.45 Fpu= 67.5 (4756)
Torón enrollado con trabas	210 (14796)	0.33 Fpu= 70 (4882)
Torón estructural ASTM A586	220 (15500)	0.33 Fpu= 73.3 (5115)
Cable estructural ASTM A603	220 (15500)	0.33 Fpu= 73.3 (5115)
Alambre paralelo	225 (15852)	0.40 Fpu= 90 (6341)
Alambre paralelo ASTM A421	240 (16909)	0.45 Fpu= 108 (7609)
Torón paralelo ASTM A416	270 (19023)	0.45 Fpu= 121.5 (8560)

Fuente: elaboración propia

2.4.2.5.2. Paso de un cable

Se denomina a la forma en que los torones están trenzados en el cable y por la manera en cómo los alambres están enrollados.

La longitud de paso de un cable de acero es la distancia lineal medida a lo largo del mismo, desde un punto de un torón hasta otro punto del mismo torón, después de dar una vuelta alrededor del alma del cable.

Según el sentido del enrollado de los torones sobre el núcleo, el paso puede ser derecho o izquierdo, de acuerdo con el sentido del enrollamiento de los alambres de los torones sobre el alma, los cables pueden ser de dos tipos:

a) Paso regular

La posición de los alambres de los torpes es opuesta a la dirección del cable, este tipo de configuración hace que el cable sea compacto, bien balanceado y con excelente estabilidad, ver figura 29-30.

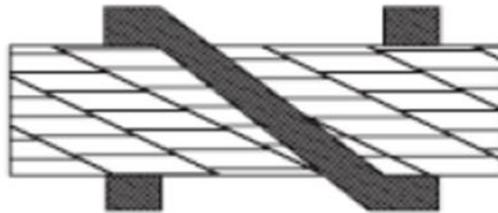


Figura 29 Paso regular derecho de un cable

Fuente: [emocables.com/catálogo de cables](http://emocables.com/catálogo%20de%20cables)



Figura 30 Paso regular izquierdo de un cable

Fuente: [emocables.com/catálogo de cables](http://emocables.com/catálogo%20de%20cables)

b) Paso Lang

La posición de los alambres de los torones es igual al de sus torones en el cable. Estos cables son ligeramente flexibles y son muy resistentes a la abrasión y fatiga, pero su única desventaja es la de destorcerse por lo que únicamente estos cables

deberán utilizarse en aquellas aplicaciones donde ambos extremos del cable se encuentren fijos y no permitan giros a sí mismos, ver figura 31-32.



Figura 31 Paso Lang derecho de un cable

Fuente: emocables.com/catálogo de cables.

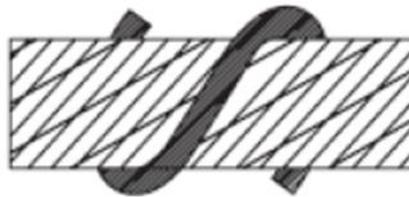


Figura 32 Paso Lang izquierdo de un cable

Fuente: emocables.com/catálogo de cables.

2.4.2.6. Selección del cable

Para seleccionar el cable se deberá tener en cuenta el tipo de trabajo a equilibrar correctamente los siguientes factores principales.

Raras ocasiones es posible seleccionar un cable apropiado que cumpla el 100% de las exigencias a la resistencia de la abrasión y aplastamiento e igualmente la resistencia a la fatiga.

a) Carga de rotura

Esta resistencia consiste en determinar la máxima carga del cable que deberá soportar, teniendo en cuenta no solo la carga estática, sino también las cargas por

arranques y paradas repentinas, cargas de impacto, altas velocidades, fricción en poleas, etc.

Por razones de seguridad se recomienda multiplicar la carga de trabajo por un factor indicado en la table de seguridad.

b) Resistencia a las flexiones y vibraciones

Si entendemos que un trozo de alambre se dobla varias veces, este ocasionalmente tendera a romperse, a este fenómeno se le denomina fatiga de flexión.

Este mismo fenómeno tiene lugar siempre que un cable de acero se dobla alrededor de poleas, tambores o rodillos. Se debe tener en cuenta que a menor radio de curvatura mayor es la acción de la fatiga, también estos efectos aumentan debido a los aumentos de velocidad de operación y las flexiones en sentidos contrarios. Asimismo, este fenómeno se produce por vibraciones en cualquier parte del cable.

c) Resistencia a la abrasión

Quizás la abrasión es el factor más común y destructivo del cable de acero. Se produce siempre que el cable roza o es arrastrado contra cualquier material, este roce debilita notablemente el cable al producir desgaste en los alambres exteriores.

La mejor solución para el desgaste excesivo producido durante la construcción es utilizar el cable más apropiado, de forma general se puede deducir que, a menor número de alambres y mayor diámetro de estos, mayor ser la residencia al desgaste de abrasión.

Cambiar el tipo de cable no siempre es la solución ideal, pues en muchos casos de desgaste anormal suelen ser producido por defectos en el equipo.

d) Resistencia al aplastamiento

Se debe tener en cuenta que el cable puede ser aplastado por fuerzas exteriores en algunas ocasiones, pero lo más común es el aplastamiento por cargas excesivas, también se puede presentar en los casos de enrollado en varias capas, en los puntos del cable donde se apoya a sí mismo.

Si la carga no puede ser disminuida se Debra a recurrir a cambiar de cable por uno de construcción más apropiado para resistir dichos efectos de aplastamiento.

Si se usa un cable con alma de fibra debe ser sustituido por uno con alma de acero, ya que estos tipos de cables da mayor soporte a los torones e impide la deformación.

e) Resistencia de reserva

La resistencia de reserva de un cable equivale a la resistencia combinada de todos los alambres, excepto los que se encuentran en la capa exterior de los torones. Se sabe que a mayor número de alambres mayor será la resistencia de reserva, ya que, al disminuir el diámetro de los alambres exteriores, mayor sección metálica estará concentrada en las capas internas.

f) Exposición a la corrosión

Los cables son instalados generalmente al aire libre, por lo tanto, puede presentar corrosión por parte de la atmosfera, un engrasado periódico evita la

oxidación, pero ocasionalmente hay casos donde la corrosión es muy activa, entonces se debe proteger los cables con recubrimientos de zinc.

La corrosión disminuye la sección metálica de los cables y al extenderse puede lesionar los alambres, con la cual reduce la resistencia, capacidad contra la abrasión, elasticidad y flexibilidad de los cables.

El galvanizado de los cables puede proporcionar a estos una mayor resistencia a la corrosión, pero aminora las características mecánicas del material haciéndole perder un 10% de su resistencia y 15% de su flexibilidad.

2.4.2.6.1. Factor de seguridad

Este factor de seguridad en los cables de acero está en la relación entre la resistencia por ruptura mínima garantizada del cable y la carga de trabajo a la cual está sujeta. No se puede detallar el factor de seguridad para las aplicaciones porque hay que considerar el ambiente y las circunstancias del área de trabajo.

2.4.2.7. Asfalto

Es un material constituido por betunes naturales y obtenido como residuo de la destilación del petróleo, tiene una consistencia sólida, quebradiza, insoluble en agua que se utiliza como pavimento de caminos y como revestimiento impermeable de tejado y cubiertas.

Para su construcción se debe tener en cuenta las siguientes funciones del pavimento:

- a) Impermeabilizar la estructura del pavimento haciéndole poco sensible a la humedad y eficaz permanente

- b) Proporciona una íntima unión y cohesión entre agregados capaz de resistir la acción mecánica de disgregación producida por las cargas de vehiculó
- c) Mejorar la capacidad portante de la estructura, permitiendo disminuir el espesor.

Este material es altamente impermeable, adherente y cohesivo capaz de resistir instantáneos y fluir bajo la acción de cargas permanente.

2.4.3. Torres o pilas

Las torres o pilas juegan un papel fundamental en los puentes con tirantes, siendo una de las partes más importantes de la estructura, estas se encargan de transmitir todas las solicitaciones provenientes de los tirantes hacia la cimentación.

Las torres se clasifican de acuerdo con su sección transversal del puente, a la vez puede variar de acuerdo con la necesidad del proyecto, la elección de la sección transversal de la torre se determina de acuerdo con la longitud, altura y condiciones climatológicas además se debe considera el tipo de riesgo por desastre natural y la economía.

Estudios paramétricos hechos por Walter, muestra que el incremento de rigidez en las torres induce una disminución en los momentos flectores en el tablero, y de forma reciproca un aumento en la rigidez del tablero induce una disminución en los momentos de las torres, algo similar ocurre con las deformaciones en los tableros, es decir conforme aumenta su inercia de las torres disminuyen las deformaciones en el tablero.

De acuerdo con la investigación realizado por Walther indica que en los puentes atirantados en abanico con planos laterales inclinados son más eficientes que los otros tipos debido a la gran geométrica que índice una torre del tipo diamante. Ellos hacen que esta tipología sea la adecuada para puentes de gran luz.

De acuerdo con lo anterior se puede afirmar que el tipo de torre está en relación con el sistema estructural que se tenga, la variedad de las formas de las torres es tan buena como los tipos de puentes que existen, siendo los más frecuentes los tipos “H”, “A”, diamante.

Existen alternativas de diseño de torres, sin embargo, la forma que se opte a escoger dependerá del concepto arquitectónico y la estética del diseñador quiera dar al puente, sin embargo, las más comunes son las de la forma de triángulo, diamante, de una columna; de doble columna paralela o de doble columna con vigas transversales, asimismo el tipo de torre depende en gran parte del ancho del tablero, la altura y la luz del puente.

Las torres se clasifican de acuerdo con la sección transversal del proyecto, para nuestra investigación definiremos los siguientes tipos de torres como se muestra en la figura 33.

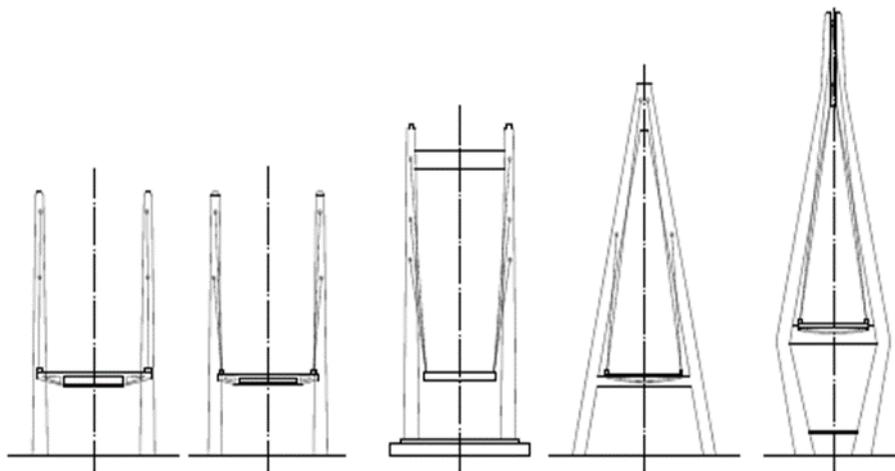


Figura 33 Tipos de Torres para puentes con tirantes

Fuente: evaluación de cables, 2005

2.4.4. Tablero

Se considera como el más importante dentro del sistema de puente atirantado ya que estos resisten las componentes horizontales que le transmiten los tirantes. Estas componentes generalmente se estabilizan con el peso propio del tablero porque la resultante al igual que en la torre debe ser nula.

El peralte de la sección transversal del tablero depende de gran medida de la disposición de los tirantes, pues a mayor distancia de separación entre tirantes mayor será el peralte, debido a que este necesita soportar mayores cargas y controlar mayores deformaciones.

La rigidez optima no solo depende del espaciamiento en los cables, el método de suspensión y el ancho del puente son factores igualmente importantes, por ejemplo, en puentes con suspensión central, es necesario contar con rigidez torsional alta, la cual redundará en una rigidez flexional elevada, por tal en este tipo de puentes la elección más adecuada es contar con tableros de sección en cajón o marcos especiales cerrados en acero o concreto.

Para puentes con suspensión lateral, es posible tener tableros esbeltos, dado que la flexión longitudinal es relativamente baja y una rigidez torsional alta no es requerida.

En esta investigación se desarrollará una viga cajón como materia de estudio.

Apaza P. (2000) “Conformado por la losa de concreto. Es el elemento sobre el cual se aplica directamente las cargas móviles de los vehículos, siendo sus efectos transmitidos a la estructura portante” (p.13)

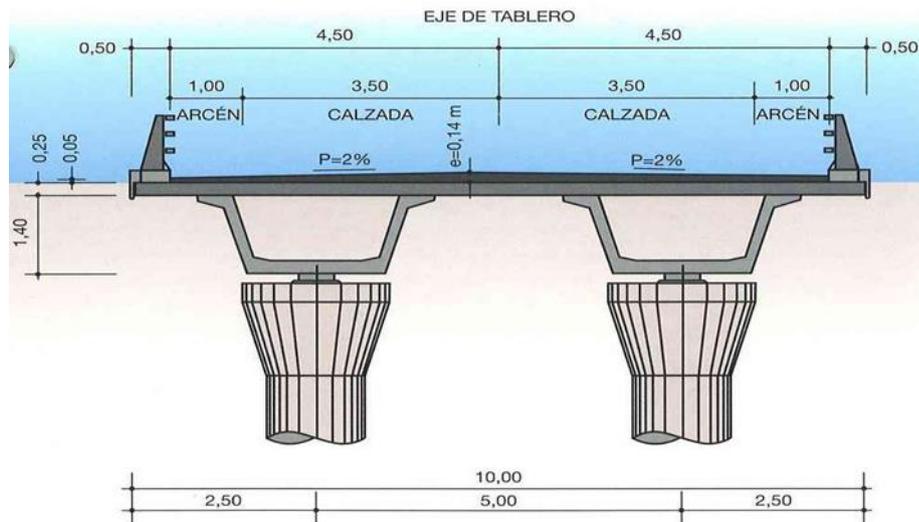


Figura 34 Tablero en puentes

Fuente: partes del puente, partesdel.com

2.4.4.1. Tablero de concreto presforzado

Son los más utilizados, debido a su bajo costo, presenta una gran rigidez en su sección transversal y el tiempo de su ejecución es reducido, puede fabricarse in situ o de elementos prefabricados, usado frecuentemente en puentes de vanos pequeños o medianos.

2.4.4.2. Tablero de acero

La principal ventaja de este tipo de tablero es su bajo peso propio, esto permite a los puentes vanos más grandes, sin embargo, una desventaja es el costo del sistema llegando a ser el cuádruple de su equivalente en concreto armado.

2.4.4.3. Tablero de sección compuesta

Estos tipos de tableros están compuestos por vigas de acero y losa de concreto, la losa puede ser fabricado o colocada in situ. Una característica de este tipo de tablero es su peso propio que se encuentra en una zona intermedia, sin embargo, no es muy habitual el uso de este sistema debido a su alto costo.

2.5. Factores de carga y combinaciones de carga

Las cargas que se presenta en la siguiente investigación están basadas en las especificaciones AASHTO. En general estas cargas pueden dividirse en dos grupos: cargas permanentes y cargas transitorias. Adicionalmente y dependiendo el tipo de estructura se pueden presentarse otras fuerzas como las debidas al creep, al shrinkage, o al movimiento de los apoyos de la estructura. Así como los estados límites de diseño, de resistencia, de servicio, evento extremo y fatiga con sus correspondientes combinaciones de carga.

2.5.1. Cargas

2.5.1.1. Carga permanente

Las cargas permanentes incluyen:

- a) Carga muerta de los elementos estructurales y no estructurales (DC)
- b) Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios (DW)

Los elementos estructurales son aquellos que son parte del sistema de resistencia.

Se considera elementos no estructurales a los parapetos, barreras, señales, etc.

En caso de no contar con las especificaciones técnicas o manuales que dan información precisa del peso, se puede usar los pesos unitarios de AASTHO, así se puede considerar la carga muerta de la superficie de revestimiento (DW) y ser estimada tomando el peso unitario para un espesor de superficie.

2.5.1.2. Cargas transitorias

Las cargas que mencionaremos a continuación comprenden las cargas de tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos, de sismo.

2.5.1.2.1. Carga viva de diseño

La carga viva de diseño designada es el HL-93, que consiste en una combinación de:

a) Camión de diseño

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la, la distancia entre los dos ejes de 32.0 Kips (14.55t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 14.0 ft (4.27m) y 30.0 ft (9.14m), resulta en los mayores efectos.

Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados ver figura 35.

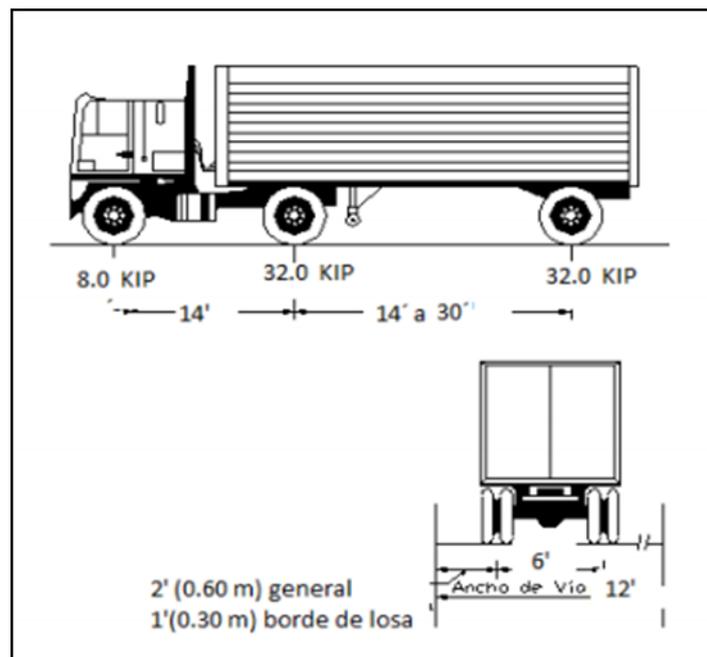


Figura 35 Camión de diseño

Fuente: Camión de diseño HL93 – Manual de Puentes MTC

b) Tándem de diseño

Consiste en un conjunto de dos ejes, cada uno con carga de 25.0 kip (11.4 t), espaciados a 4.0 ft (1.20 m.). la distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección

transversal, será de 6.0 ft (1.80 m.). estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos.

c) Sobrecarga distribuida

Se considera una sobrecarga de 0.64 klf (954 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable, se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10.0 ft (3.00 m.) en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos de sobrecarga.

2.5.1.3. Presencia múltiple de sobrecargas

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga, para el cual se utiliza un camión de diseño, la sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupado simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL-93.

- a) Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado.
- b) Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

2.5.1.4. Carga dinámica permitida: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando porcentajes indicados en la, incremento por carga dinámica.

El factor que aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño (carga uniformemente repartida).

2.5.2. Anclaje

Son elementos capaces de transmitir esfuerzos de tracción aumentando la resistencia y estabilidad de las estructuras.

2.5.3. Apoyos

Los apoyos en los puentes juegan un papel fundamental, son diseñados para transmitir cargas de la superestructura a la subestructura, permitiendo a movimientos específicos y rotación de la superestructura causada por los efectos sísmicos, variación de temperaturas, etc.

2.5.3.1. Apoyo de Neopreno

Constituido fundamentalmente por un bloque de elastómero que lleva intercaladas en su masa y vulcanizadas con la goma, por lo tanto, firmemente adherida a ella unas chapas de acero, ver figura 36. La terminología elastómera es un término genérico para los materiales sintéticos similares al caucho natural, lo normal es utilizar cauchos sintéticos de los cuales el más común es el neopreno.

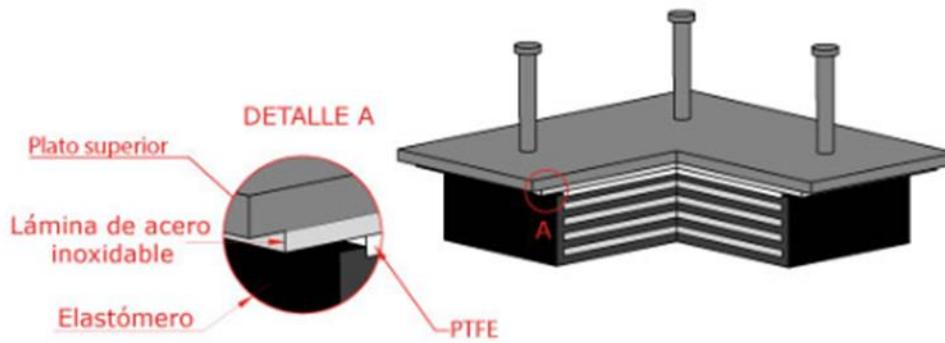


Figura 36 Apoyo de neopreno

Fuente: eymproductostenicos.com, catálogo de apoyos.

2.6. Estudio sísmico

2.6.1. Filosofía de diseño sismo resistente en puentes

MTC (2018). La filosofía del diseño sismorresistente tiene como objetivo que los puentes permanezcan funcionales y que sus componentes estructurales se comporten dentro del régimen elástico, después de ocurrido un evento sísmico moderado; por otra parte, en caso de ocurrencia de un sismo extraordinario, se acepta cierto nivel de daño sin que se ponen en riesgo la estabilidad de la estructura (p. 55).

Existen diversas normativas alrededor del mundo, donde coinciden con el análisis sísmico por diseño por desempeño como principal componente de estudio.

En la presente investigación se utilizará los criterios utilizados por la norma AASTHO.

2.6.2. Criterios de diseño

AASTHO (2009) Los puentes deberán ser diseñados para cumplir con el objetivo de desempeño de seguridad de vida considerando un peligro sísmico correspondiente a una probabilidad de excedencia de 7% en 75 años. El objetivo de seguridad de vida para el sismo de diseño implica que el puente tiene una baja

probabilidad de colapso, pero puede sufrir daño significativo y es posible una significativa interrupción del servicio del puente. (p. 37)

2.6.3. Aislamiento sísmico

El aislamiento sísmico es la tecnología en la cual se reduce la fuerza inercial actuante sobre una estructura y provee a los apoyos aislados de la superestructura absorber la energía de vibración y aumentar el amortiguamiento de la estructura.

El diseño sísmico resistente de estructuras tiene como objetivo principal evitar el colapso frente a sismos severos, es decir la estructura se puede dañar como un mecanismo de disipación de energía, claro que, sin llegar al colapso, salvaguardando las vidas de las personas.

Un puente con aisladores sísmicos tiene un comportamiento distinto al de un puente convencional, ya que este sistema de aislamiento hace que la estructura sea flexible en gran compostura, generando que su periodo fundamental se eleve considerablemente.

2.6.4. Espectro de diseño

Según la norma AASTHO LRFD, nos permite realizar un análisis modal espectral, usando un espectro de pseudoaceleraciones sísmicas.

Para la obtención del espectro de diseño debemos tener aceleraciones espectrales para periodos de 0.2s y 1s en base a mapas de isoaceleraciones con 5% de amortiguamiento crítico.

Estos valores son llamados como S_s y S_1 respectivamente, además se asignarán coeficientes de sitio F_a y F_v , los cuales permitirán determinar el coeficiente de aceleración A_s , coeficiente de aceleración S_{ds} (para periodos cortos 0.2s) y el coeficiente de aceleración S_{d1} (para periodos largos 1.0s).

Estos coeficientes se obtienen de la siguiente manera:

$$A_s = F_{pga}PGA$$

$$S_{DS} = F_a S_s$$

$$S_{D1} = F_v S_1$$

Donde:

PGA, se obtiene de la ordenada para 0.0s del espectro del peligro uniforme (Tr=1000años) para roca (g).

S_s, se obtiene determinando el valor de la ordenada para 0.2s del espectro de peligro uniforme (Tr=1000 años) para roca (g).

Los coeficientes F_{pga}, F_a y F_v, para obtener las aceleraciones espectrales en cualquier tipo de suelo a partir del espectro en suelo tipo B, se obtienen de la tabla de la norma AASTHO ver figura 37 - 38.

Clase del Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA ≤ 0.10 S _s ≤ 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 ≥ 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.

Figura 37 Coeficiente de Sitio F_{pga} y F_a

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

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

Figura 38 Coeficiente de aceleración espectral

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018.

La tabla 3, muestran los resultados obtenidos de las tablas del manual de puentes:

Tabla 3
Coeficientes de aceleraciones

Coeficientes	
Fpga	1.00
Fa	1.00
Fv	1.00

Fuente: elaboración propia

De las aceleraciones espectrales indicadas en el Manual de puentes del MTC, Obtenemos los valores para S_s y S_1 ver tabla 4.

Tabla 4
Coeficientes para valores S_s y S_1

Coeficientes	
Fpga	1.00
PGA	0.30
Ss	0.78
S1	0.28
Fa	1.00
Fv	1.00
SD1	0.28
SDS	0.78

Fuente: elaboración propia

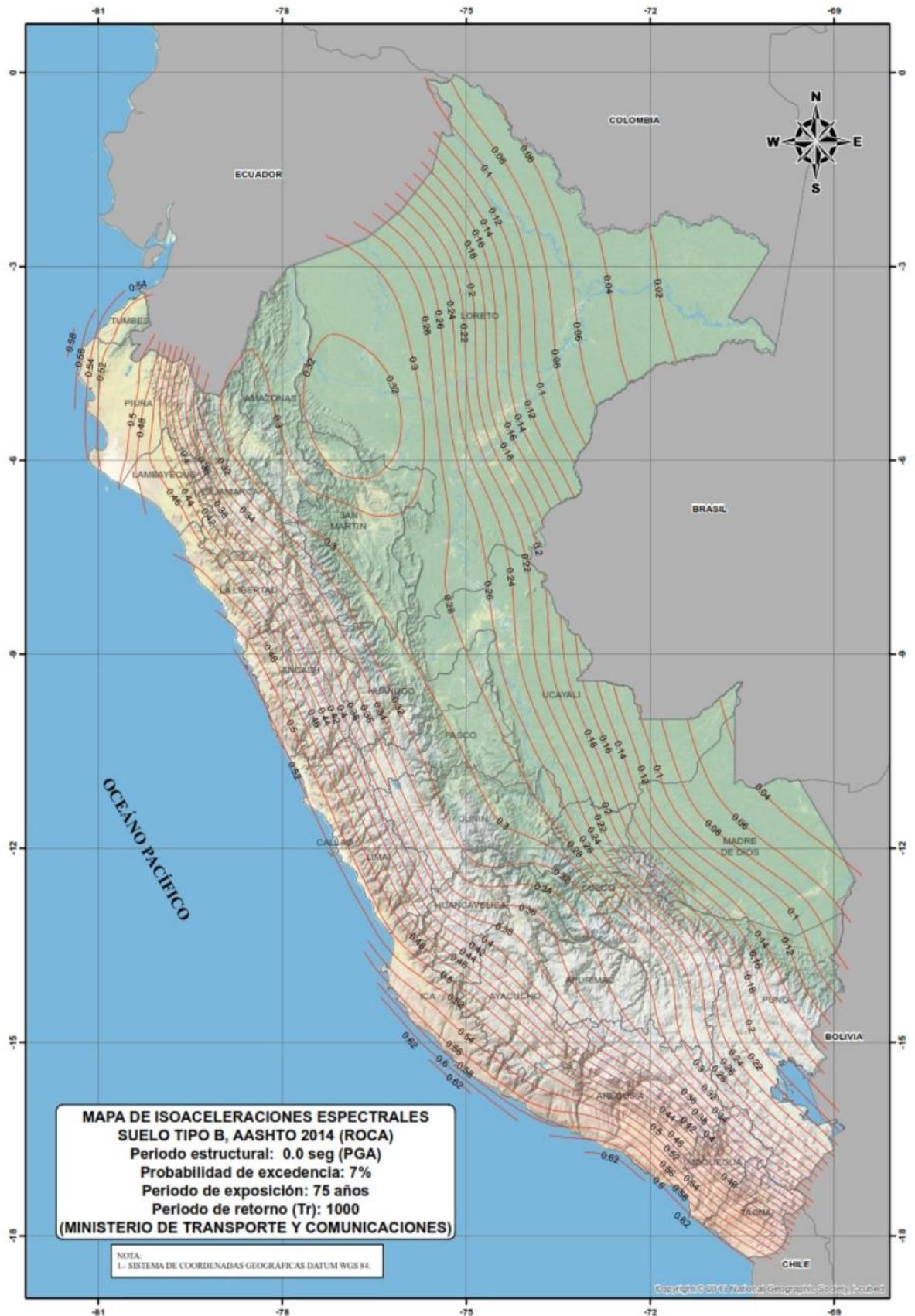


Figura 39 Mapa de isoaceleraciones, para un periodo de 0.0 s

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

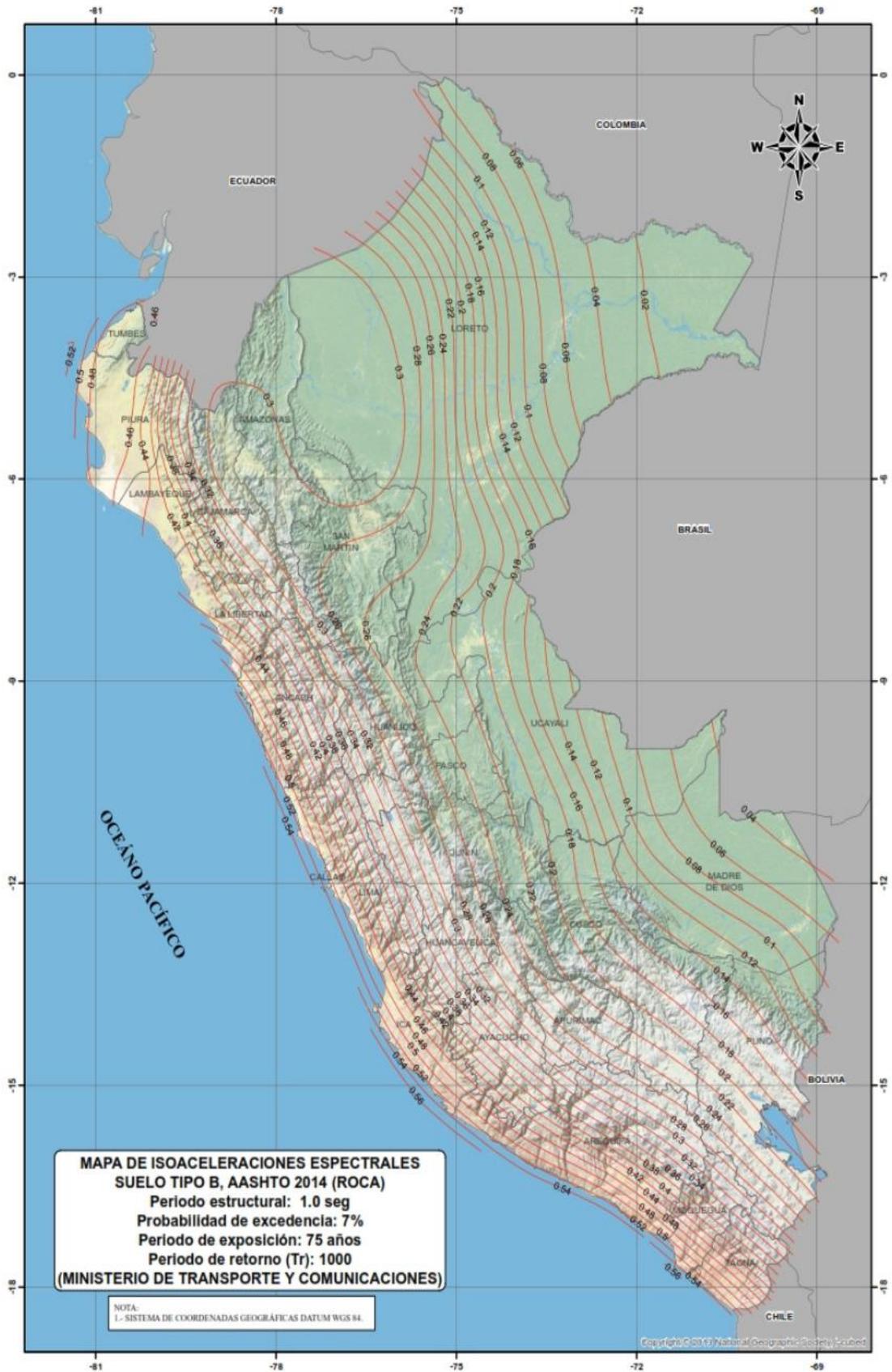


Figura 40 Mapa de isoaceleraciones, para un periodo de 1.0 s

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018.

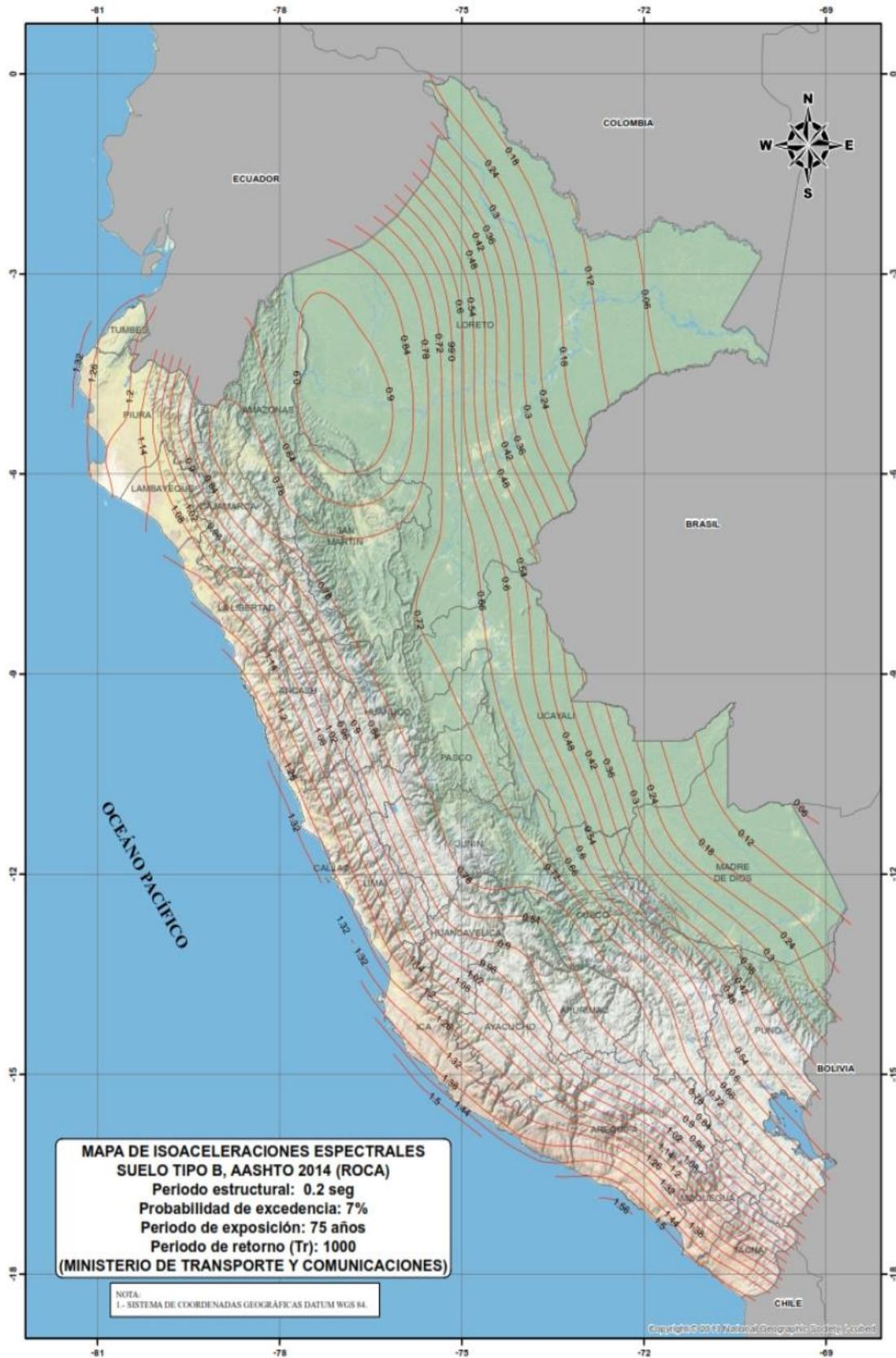


Figura 41 Mapa de isoaceleraciones, para un periodo de 0.2 s

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018.

De los mapas de isoaceleraciones ver figura 39 - 41. Después se calcula los valores para T_0 y T_s , usando las siguientes ecuaciones de la norma:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Donde:

T , periodo fundamental de la estructura (s)

T_0 = periodo de inicio de la platea de periodos cortos (s)

T_s = periodo final de la platea de periodo cortos (s)

Para el cálculo de las ordenadas espectrales se usará las siguientes ecuaciones, según el periodo:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad \Rightarrow \quad T \leq T_0$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad \Rightarrow \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \Rightarrow \quad T \geq T_s$$

En base a estos parámetros se construyó un espectro de aceleraciones siguiendo el modelo de la norma AASTHO 2009 ver figura 42.

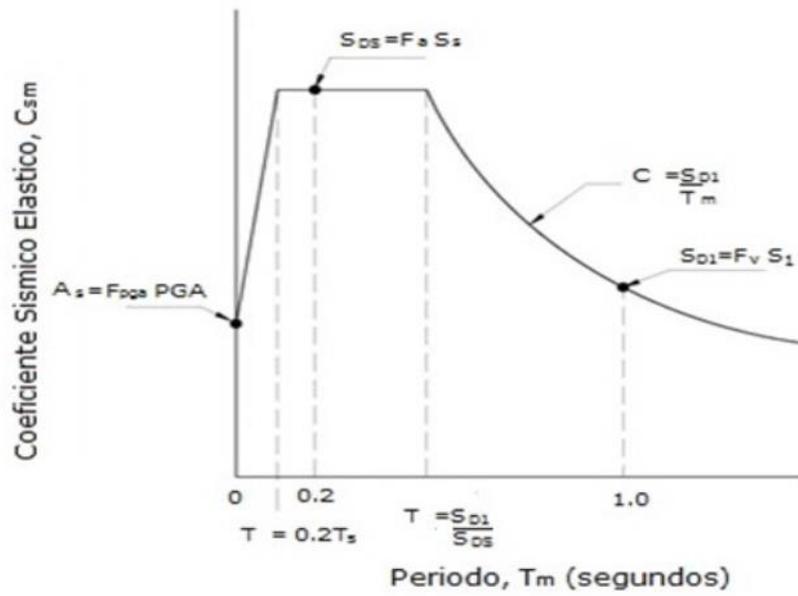


Figura 42 Espectro de aceleraciones, según AASTHO

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018.

Finalmente se obtiene el espectro de aceleraciones para nuestro puente ver figura 43:

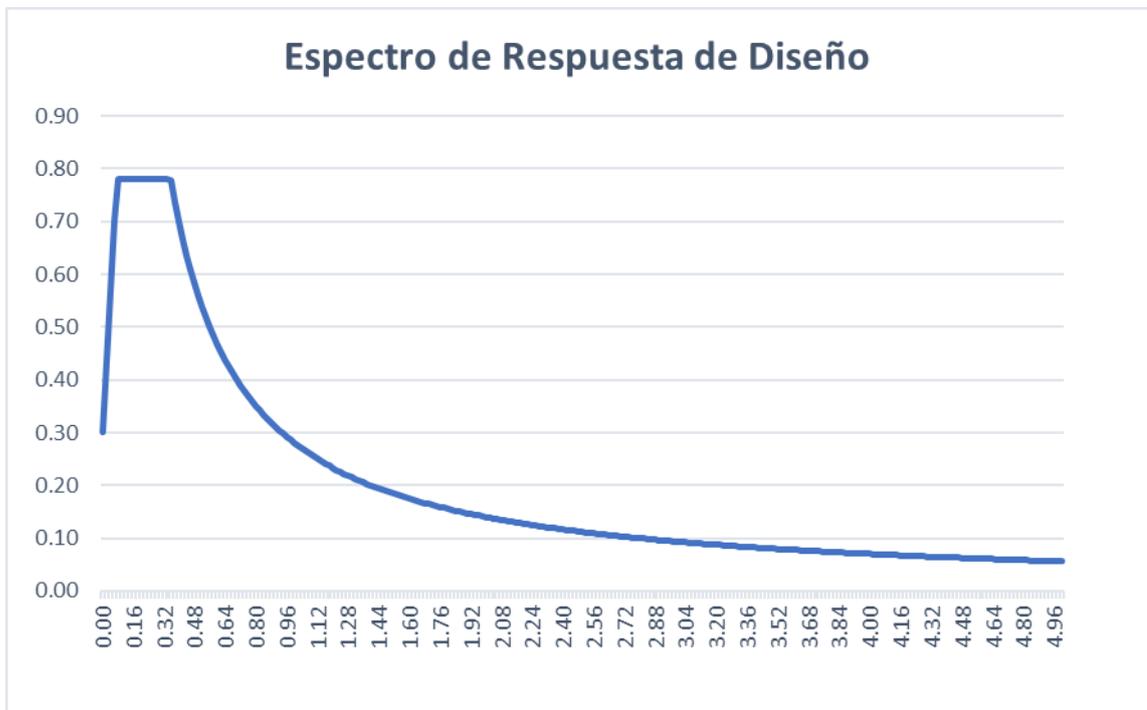


Figura 43 Espectro de respuesta de aceleraciones

Fuente: elaboración propia

2.7. Métodos constructivos

2.7.1. Método de falsos apoyos

Usado, cuando el puente se ubica en una zona de baja altura y suelo con buena capacidad portante, así como contar con características externas como, no atravesar alguna fuente de agua con profundidad media a grande.

En los puentes atirantados, la superestructura está apoyada momentáneamente en torres de apuntalamiento, entre las torres y la superestructura hay gatos hidráulicos, los cuales levantan la plataforma una vez que la misma está asegurada, posteriormente se instalan los tirantes, luego se procede a quitar los apuntalamientos y finalmente se tensan los cables por acción del peso propio de la plataforma ver figura 44.

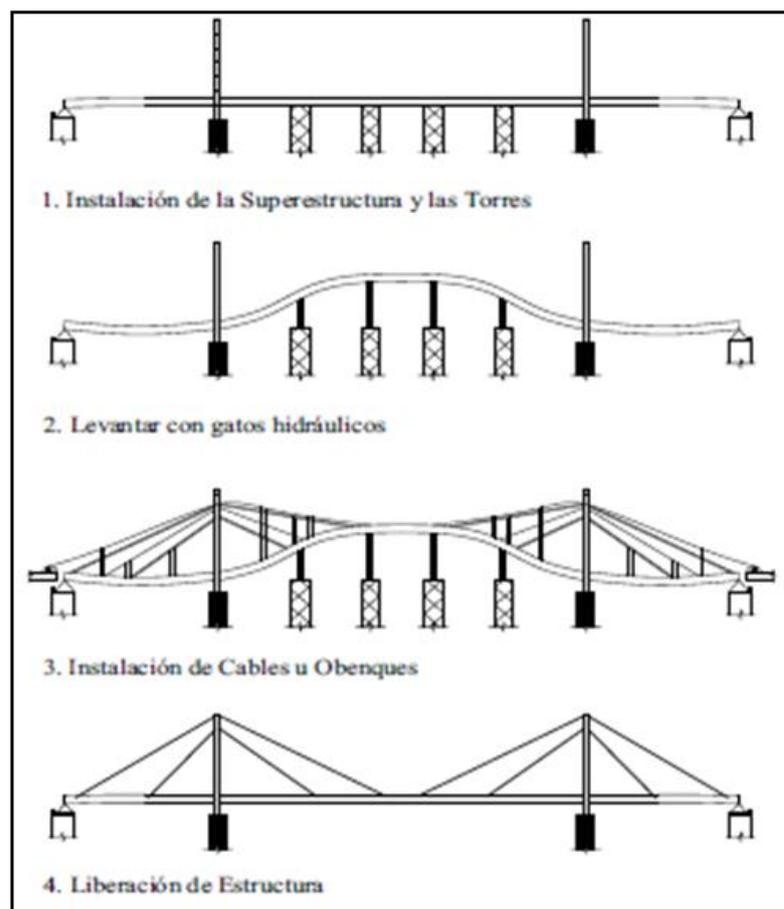


Figura 44 Método falsos apoyos

Fuente: Podoldy Walter, Construction & Design of Cable-Stayed Bridges

2.7.2. Método de volados sucesivos

Este método consiste en la construcción por segmentos (dovelas) ver figura 45, formando tramos que avanzan sobre el vano a ser vencido. Existen dos técnicas básicas para la construcción utilizando sistema; utilizando dovelas prefabricadas, las cuales se levantan mediante sistemas de grúas, y la otra técnica consiste en construir las dovelas in situ.

Entre las dovelas se puede usar adhesivo epóxico, que sirve para lubricar la superficie, disminuir los efectos de las imperfecciones de las juntas entre las mismas, impermeabilizar la junta y contribuir para la transmisión de las tensiones provenientes de los esfuerzos cortantes.

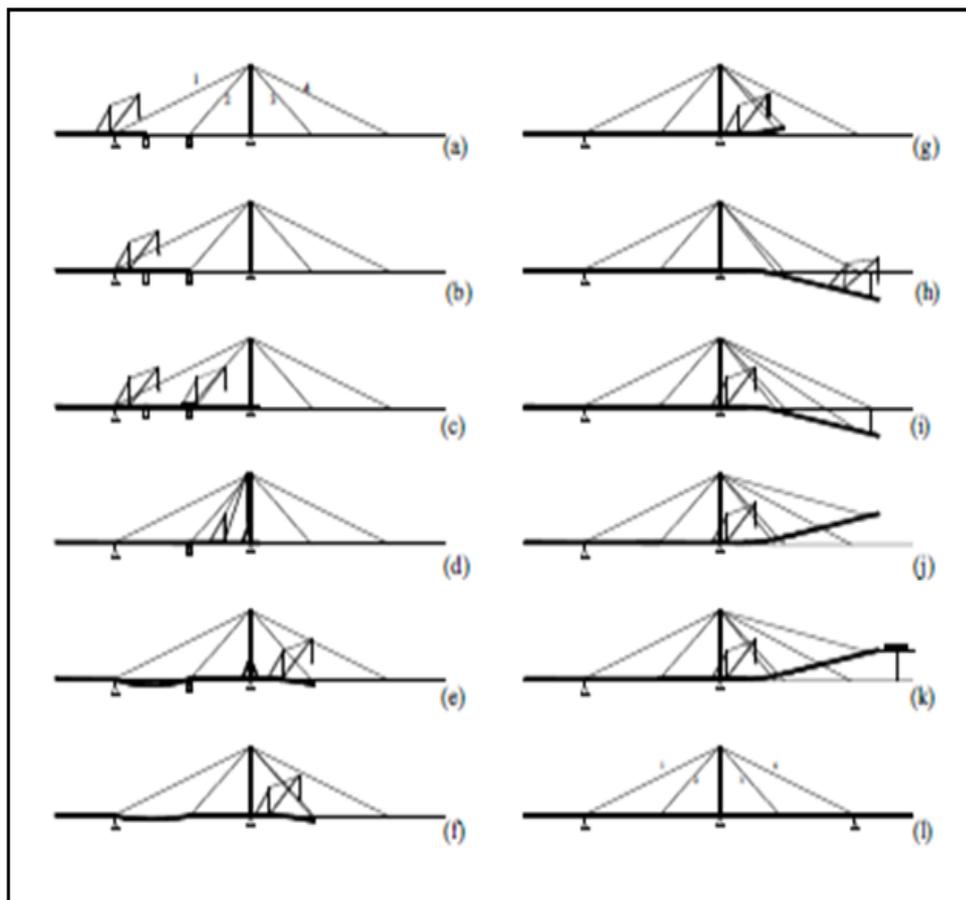


Figura 45 Método de volados sucesivos

Fuente: Podoldy Walter, Construction & Design of Cable-Stayed Bridges

2.7.3. Método de lanzamientos progresivos

En este método la superestructura es fabricada en la planta de fabricación y es trasladada para su posición final a lo largo de los vanos ver figura 46, esta se comporta como un voladizo a medida que va avanzando hasta encontrar el próximo apoyo o estribo al otro extremo del margen opuesto de la obra.

Cada segmento es ejecutado sobre formas metálicas fijas, la estructura es empujada por gatos hidráulicos y sobre aparatos de apoyos deslizantes de teflón sobre los pilares que, dependiendo del tamaño del vano, pueden ser permanentes o provisorios. Una vez que el trecho delantero de la estructura queda en voladizo hasta alcanzar los apoyos, se utiliza un reticulado metálico fijado a este lugar que alcanza apoyo antes de la estructura disminuyendo el voladizo y reduciendo el momento negativo durante la fase constructiva.

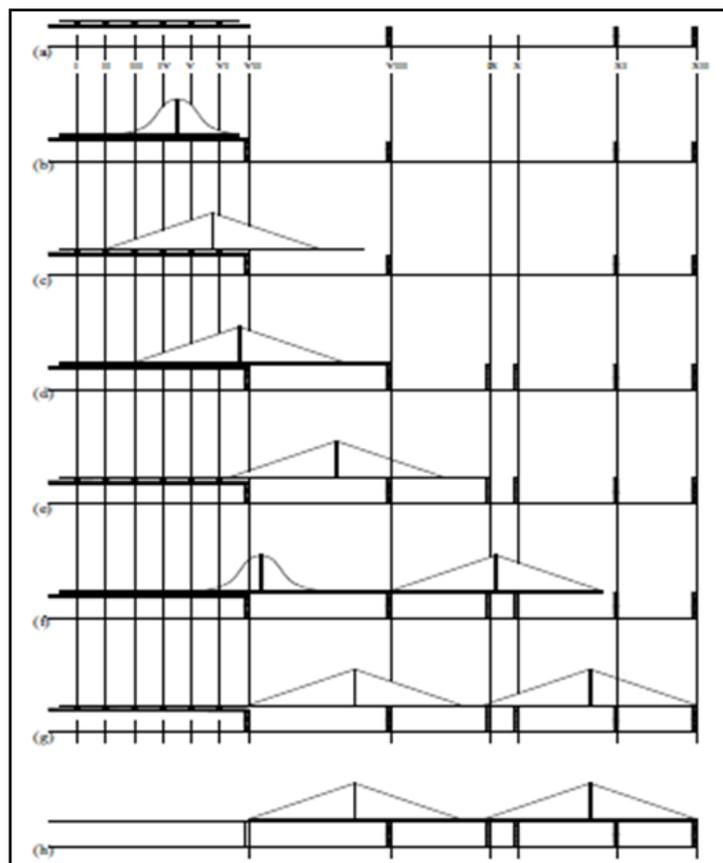


Figura 46 Método de lanzamientos progresivos

Fuente: Podoldy Walter, Construction & Design of Cable-Stayed Bridges

2.8. Definición de términos básicos

a) Apoyo

Son los elementos a través de los cuales el tablero transmite las cargas a los estribos, siendo el más común de los apoyos el neopreno, este está constituido por un caucho sintético que lleva chapas de acero recubiertas por material elastómero, además tiene impedido el movimiento vertical.

b) Estribos

Situados en los extremos del puente sosteniendo los terraplenes que conducen al puente, estos reciben además de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, asimismo estos trabajan como muro de contención, además soportan los tableros y muros en aleta que sirven como contención.

c) Torres o pilas

Son aquellos apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos, deben soportar la carga permanente y sobrecargas (parapetos, etc.)

d) Tablero

Soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a los estribos y torres, a la vez le hace llegar estas cargas a los cimientos, donde se pierden en el terreno. Sobre el tablero y para dar continuidad a la rasante va la superficie de rodadura.

e) Concreto Presforzado

Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado. (American Concrete Institute, 2017)

f) Cables

Los cables están formados por uno o más hilos y son la carga principal componente portante de puentes atirantados y extradosados. Estos sirven de soporte de rigidez vertical al tablero, particularmente a las vigas.

g) Acero de presfuerzo

Material usado en la construcción de concreto presforzado debido a que contrarresta los momentos y esfuerzos causado por las cargas.

h) Superestructura

Componente estructural horizontal, en donde actúa la carga móvil y está constituida por:

(a) Tablero

(b) Vigas longitudinales y transversales

(c) Veredas

(d) Asfalto

(e) Otros.

i) Subestructura

Es la parte del puente que se encarga de transmitir las cargas al suelo de cimentación y está constituido por:

(a) Estribos

(b) Torres

CAPITULO III: SISTEMA DE HIPOTESIS

3.1. Hipótesis

3.1.1. Hipótesis general

El puente extradadosado posee un mejor comportamiento estructural que el puente atirantado ante diferentes estados de carga.

3.1.2. Hipótesis específicas

- a) La tipología del puente extradadosado favorecerá en diseño y comportamiento estructural sobre el puente atirantado con una luz de 220m para su modelo matemático.
- b) Existe relación significativa entre los elementos estructurales de un puente atirantado y un puente extradadosado.
- c) Las ventajas de un puente extradadosado frente a un puente atirantado, justificara como solución estructural competitiva para luces de 220m.
- d) El puente atirantado presenta mayores de deformaciones ante las cargas viva y carga permanente frente al puente extradadosado.

3.2. Variables

3.2.1. Definición conceptual de las variables

- a) Etapas constructivas

Se entiende por etapas constructivas en los puentes con tirantes, al proceso constructivo durante obra, para la corrección de las deformaciones que se pueda presentar in-situ.

b) Deformación por carga de sismo

Se comprende las deformaciones presentadas en la superestructura del puente bajo las solicitaciones del sismo, por lo que en condiciones extremas puede someter al puente a condiciones críticas.

c) Desplazamientos de la superestructura

Se entiende a los desplazamientos ocurrido por solicitaciones de la carga permanente de la estructura.

3.2.2. Operacionalización de las variables

Se realizaron las operaciones de las variables independientes y dependientes como se muestra a continuación ver tabla 5 - 6

Tabla 5
Variable independientes

Variables	Independiente (Y) Definición Operacional	Indicadores
Y: etapas constructivas de puentes con tirantes	Se mide mediante las deformaciones ocurridas durante el proceso constructivo de la estructura.	Deformaciones Etapas constructivas

Fuente: elaboración propia

Tabla 6
Variables dependientes

Variables	Dependiente (X)	Indicadores
X1: Deformaciones por cargas sísmicas.	Se obtiene diferenciando la posición inicial menos la posición final	Factores de carga Combinaciones de carga Análisis dinámico
X2: Desplazamiento de la superestructura	Se obtiene restando la posición inicial antes del proceso constructivo, menos la posición final terminando la ejecución de la estructura.	Análisis etapas constructivas Posición final Posición final

Fuente: elaboración propia

CAPITULO IV: METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

4.1. Tipo y nivel

El presente trabajo es de carácter Descriptivo-Explicativo y no experimental, lo cual se enfoca en realizar una descripción de las tipologías del puente extradadosado y atirantado, así mismo se explica el desempeño que este presenta ante la demanda sísmicas, sobrecarga vehicular y cargas permanentes durante sus etapas constructivas, basándonos en los cálculos y procedimientos que se hizo previamente para obtener los resultados que nos conlleven a la explicación de sus respectivas conclusiones y recomendaciones.

4.2. Diseño de investigación

Como primera instancia se modelamos cada elemento estructural de la superestructura. Posteriormente realizamos la adecuada representación integral del modelo matemático de ambas superestructuras, esto los realizamos en el programa CSI Bridge.

Por consiguiente, definimos los estados de carga y asignación, considerando la normativa vigente. Finalmente se obtuvimos los resultados que no proporcionan la información suficiente para describir tanto el comportamiento de cada elemento estructural como la superestructura en su modelo integral, consecuentemente realizamos sus correspondientes críticas en base a cada tipología.

4.3. Población y muestra

4.3.1. Población

En el proyecto de investigación, se desarrollará con una población conformado por todos los puentes atirantados y extradadosados construidos en el Perú con una luz de 220m.

4.3.2. Muestra

El Puente Bellavista, se consideró como muestra por presentar una longitud entre sus torres de 191.50m aproximadamente, ubicado en Bellavista en el Departamento de Loreto, Perú.

4.4. Técnicas de recolección de datos

A través del uso de computadoras portátiles se llevó a cabo la recolección de información, a través del software Microsoft Office, Adobe Acrobat, además de los sitios web para enviar información como WeTransfer y el almacenamiento en la nube como los servidores de Google Drive para obtener los archivos y documentos necesarios para la presente investigación.

4.4.1. Tipos y técnicas e instrumentos

a) Documentos y registros

Se empleó información bibliográfica virtual y digital, ensayos, paper's, planos, tesis, relacionadas a los puentes atirantados y extradosados para tener más alcance sobre nuestra investigación.

b) Instrumentos de investigación

(a) Hojas de cálculos, Microsoft Excel 2016

(b) Documento de texto, Microsoft Word 2016

(c) Documento de texto, Adobe Acrobat

(d) Programa estructural, SAP 2000 V20

(e) Programa estructural, CSIBRIDGE V20

(f) Programa de dibujo, AutoCAD 2018

(g) Navegadores Web, Internet

4.4.2. Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

Actualmente se vienen implementando tecnologías para el diseño de estructuras de obras de arte, dos de estos programas para el desarrollo de la investigación es el software SAP 2000 y CSI Bridge, que emplean diseños de estructuras

Para el trabajo de investigación, la validez de la información por contenido se ubica en lo teórico, asimismo la confiabilidad de los instrumentos y herramientas de diseño a utilizar están certificados por los fabricantes de los softwares estructurales mencionados líneas arriba.

4.4.3. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

Para nuestra investigación, tuvimos que recopilar información de un puente característico para realizar el diseño y análisis estructural. Después de la información obtenida realizamos el modelo matemático a través del programa para puentes CSI Bridge v20, en el programa se diseña de acuerdo con los materiales, propiedades y todos los parámetros estructurales de nuestro puente característico.

Posteriormente procedimos a realizar el análisis estructural para las dos tipologías de puentes atirantado y extradado, teniendo en cuenta la normativa vigente, asimismo determinamos las deformaciones que ambos puentes presentan por peso propio, cargas permanentes, carga viva, cargas de servicio y etapas constructivas.

Finalmente preparamos las conclusiones realizando las comparaciones entre ambos tipos de puentes, obteniendo un cuadro comparativo.

CAPITULO V: PUENTE ATIRANTADO

5.1. Descripción del puente atirantado

En la presente investigación de esta tipología se tendrá como referencia el puente bellavista, particularmente la configuración de la sección transversal. Por consiguiente, se estudia el comportamiento estructural de la superestructura del puente atirantado con un vano principal entre sus torres de 220 metros de longitud, dos vanos laterales (cada uno con 110 metros de longitud), obteniéndose así una longitud total de 440 metros de longitud total; se considera un tablero de sección cajón de 1.20m de canto constante, teniendo en cuenta el mismo esquema estructural en los vanos laterales, el sistema de suspensión adaptado es del tipo de dos planos laterales.

La conexión de los tirantes a la torre tendrá un espaciamiento de 0.60 m comenzando desde la punta, dándole una configuración de semi abanico. El tablero será del tipo cajón unicelular y la altura de la torre es de 55.00 metros de longitud, cuya medida hace mención por encima de la rasante del tablero.

5.1.1. Geometría longitudinal del puente

Para el pre-dimensionamiento de la geometría longitudinal, se tomó en cuenta las recomendaciones de Manterola y Elshenawy ver figura 47 - 48.

Teniendo como base un vano principal de 220.000 metros de luz se obtuvo las longitudes de los vanos laterales, lo cual está definido como el 50% del vano Principal.

Al tener un vano principal, este se encuentra definido por dos torres del tipo H, lo cual corresponde a un atirantamiento de doble plano, que a su vez sostenga el tablero.

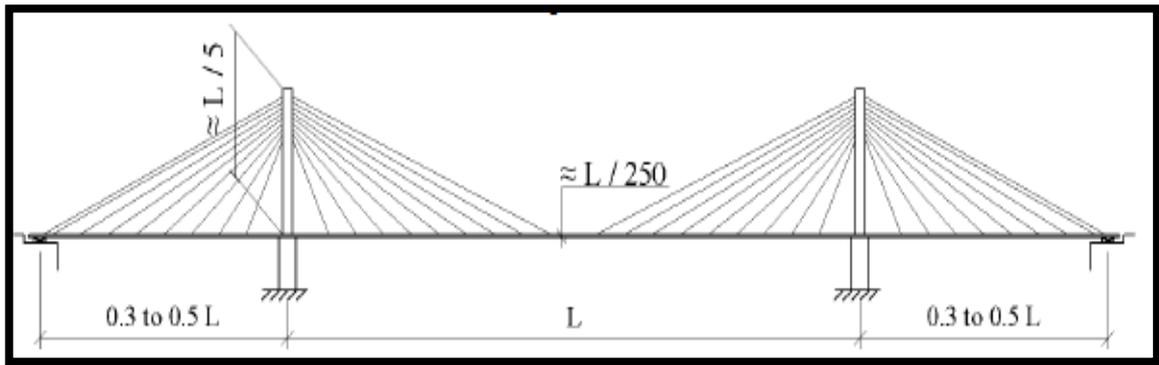


Figura 47 Predimensionamiento de geometría longitudinal para puente atirantado

Fuente: Elshenawy, 2013

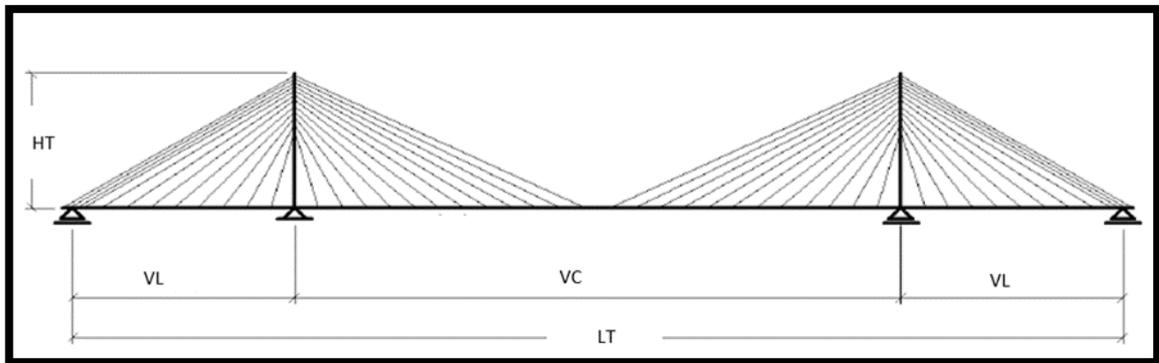


Figura 48 Geometría longitudinal para puente atirantado

Fuente: Elaboración propia

Considerando lo antes mencionado se obtiene ver tabla 7:

Tabla 7
Pre-dimensionamiento puente atirantado

Pre-dimensionamiento Puente Atirantado		
$V_c =$	220.00 m	
$H_T =$	$0.25 * V_c$	55.00 m
$V_L =$	$0.5 * V_c$	110.00 m
$H_c =$	$V_c / 190$	1.20 m

Fuente: Elaboración propia

Donde:

V_c : luz del vano central

HT: altura de la torre por encima de la rasante de rodadura

VL: longitud del vano lateral

Hc: Peralte del tablero

Se obtiene, tras varios intentos de modelos y para un mejor resultado, se considera el pre-dimensionamiento óptimo para nuestro puente atirantado siendo los siguientes ver figura 49.

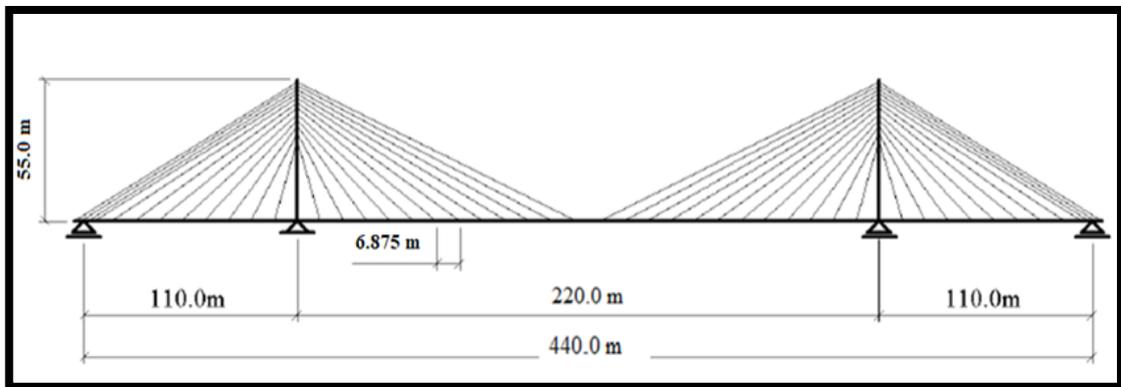


Figura 49 Pre-dimensionamiento optimo puente atirantado

Fuente: elaboración propia

Datos:

Longitud del Vano central (VC) = 220.00 m

Longitud del Vano lateral (VL) = 110.00 m

Altura de la Torre (HT) = 55.00 m

Peralte del tablero (HC)=1.20 m

En la figura 50 se muestra la sección longitudinal del puente atirantado, donde se observa la luz en el vano central de 220m, así como la altura de la torre de 55m.

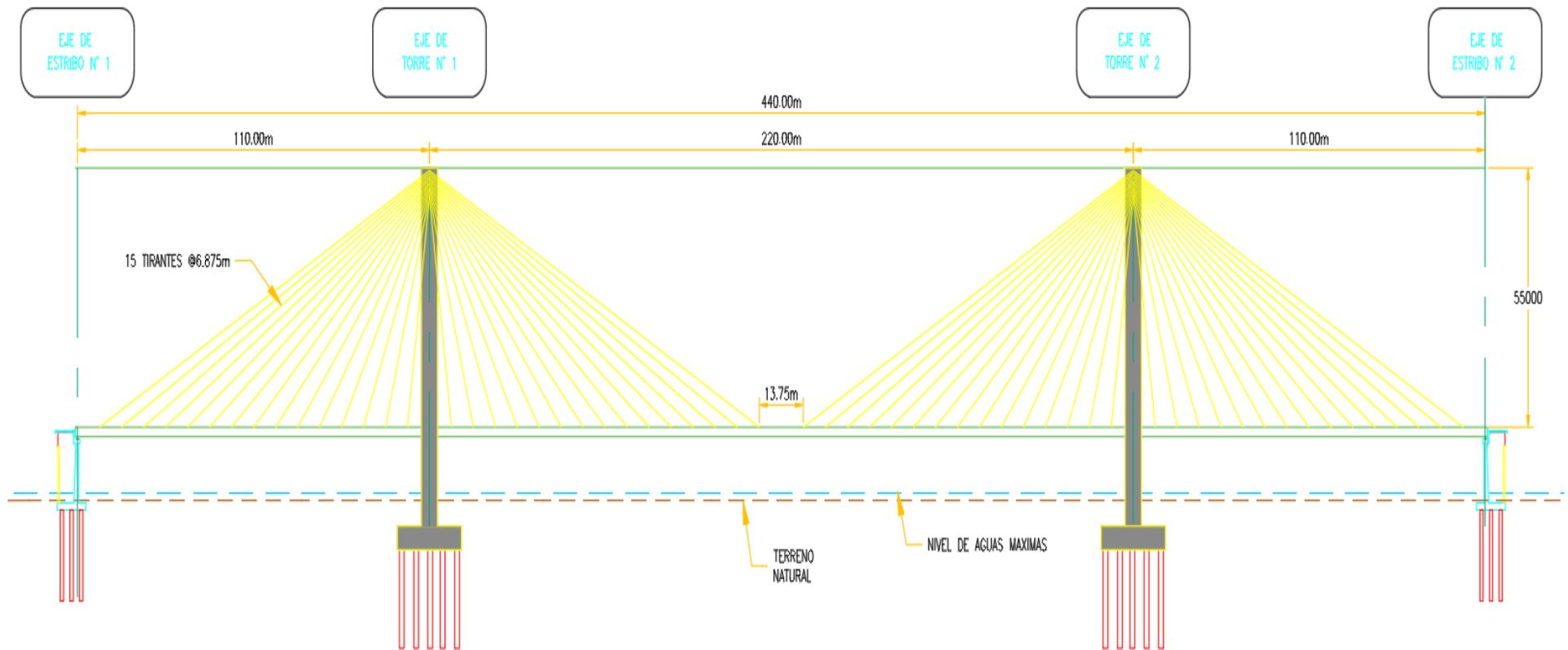


Figura 50 Sección longitudinal de puente atirantado

Fuente: Elaboración propia

5.1.2. Geometría transversal

La figura 51 muestra la geometría de la sección transversal del puente, está basada en el puente bellavista al igual que el puente atirantado, lo cual presenta la siguiente configuración:

Numero de vías	: 2
Ancho de calzada	: 7.30
Veredas	: 2 de 1.20 m. a cada lado = 2.40 m.
Ancho de barandas	: 2 de 0.20 m. a cada lado = 0.40 m.
Ancho total de tablero	: 10.10 m.
Espesor de asfalto	: 0.05 m.

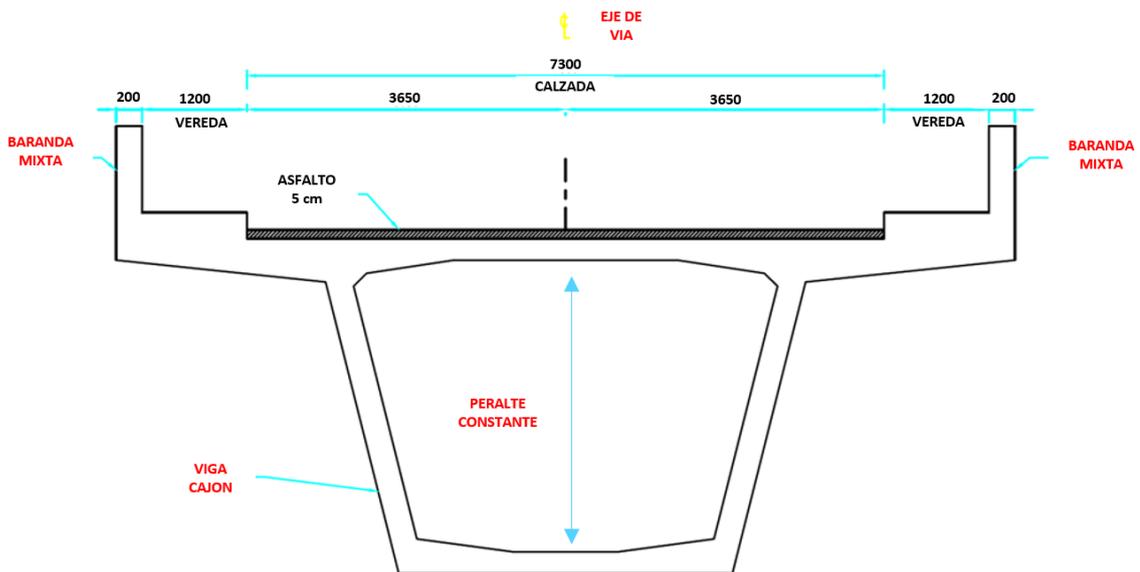


Figura 51 Sección transversal del tablero

Fuente: Elaboración propia

Para proponer una tipología del tablero es necesario tener en cuenta que el tamaño de la luz (luz transversal que depende del número de carriles y paso peatonal) provocará que

el peso propio de la estructura sea un factor determinante. Para este análisis se optó por una sección cajón. Cabe resaltar que particularmente los puentes atirantados están compuestos por una superestructura flexible.

5.1.3. Viga cajón

En este tipo de estructuras se debe distinguir entre secciones cajón mono celulares y multicelulares, desde el punto de vista estructural la sección multicelular es, relativamente más eficaz ya que posee una mayor cantidad de almas lo que incrementa su efectividad a las fuerzas cortante y frente a flexión transversal de la losa superior, además de reducir la longitud de los volados laterales; sin embargo, algunos autores indican que con más de tres celdas la distribución transversal de las cargas nos es significativamente mejorada, además de que la adopción de secciones multicelulares conlleva a considerables desventajas constructivas y económicas al momento de su ejecución por la necesidad de un doble encofrado interior.

Por las razones antes mencionada, en la actualidad es más común desarrollar secciones cajón de una celda para anchos de losa superior, menores a los 13 metros y en el caso de dimensiones mayores se puede optar por el uso de jabalcones trabajando a compresión.

Cálculos para la sección cajón de acuerdo con el pre-dimensionamiento anterior para un peralte de 1.20 m ver figura 52.

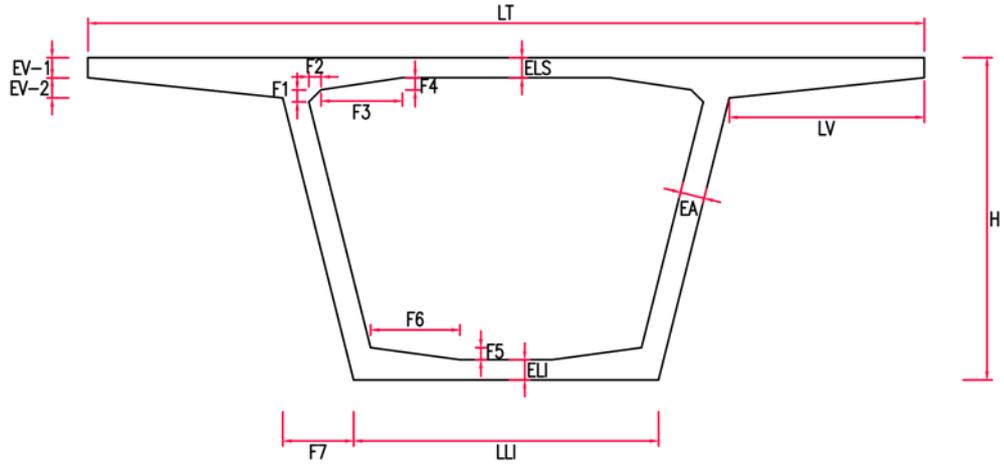


Figura 52 Nomenclatura para viga de sección cajón

Fuente: Elaboración propia

a) Sección cajón de 1.20 m de peralte:

De los cálculos para la viga cajón se obtuvieron los siguientes resultados y se muestran en la siguiente tabla 8.

Tabla 8
Pre-dimensionamiento viga sección cajón de 1.20 de peralte

Descripción	Longitud (m)
H	1.2
LT	10.1
ELS	0.25
EV-1	0.25
EV-2	0.125
LV	1.30
LLI	6.64
ELI	0.25
EA	0.30
F1	0
F2	0
F3	1.20
F4	0.125
F5	0
F6	0
F7	0.58

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados en el software CSI Bridge, se tienen las siguientes propiedades geométricas ver figura 53:

Property	Value
A	4.7299
J	2.9382
I33	0.9042
I22	37.7329
I23	0.
AS2	1.0803
AS3	3.709
S33(+face)	1.9101
S33(-face)	1.2443
S22(+face)	7.4719
S22(-face)	7.4719
Z33	1.6852
Z22	11.7202
r33	0.4372
r22	2.8245
Xcg	5.05
Ycg	0.7266
Xpna	5.05
Ypna	0.9658

Figura 53 Propiedades geométricas de viga sección cajón de 1.20m de peralte

Fuente: CSIBridge V.20.

5.1.4. Torres o pilares

Para esta parte se propone la configuración geométrica de la torre sin incurrir en un diseño de éste mismo, ya que particularmente se da un enfoque al análisis del comportamiento estructural de la superestructura. Se hizo una estimación de las dimensiones que deberían tener. Teniendo en cuenta como referencia los puentes atirantados más largos del mundo se aprecian formas muy distintas de las torres. En la presenta investigación se optará por torres de concreto armado en forma de H. Se optó por este tipo de torre, ya que se ajusta para un doble plano de tirantes, además que son considerados para resistir grandes torsiones producto de factores externos como las cargas vivas.

La altura es determinada por el ángulo de inclinación de los cables; sin embargo, al ser un ángulo dependiente del vano principal se recomienda considerar aproximadamente 1/5 de esta longitud. Por tal la altura que se requiere de la torre sobre el tablero es de 55m.

La sección transversal de cada columna de la torre tendrá una sección de 2.00x5.00 m, a su vez en la parte superior la sección será de 1.80x1.80 m, considerando unas vigas de trabes de 1.00 x 5.00 m.

Por debajo del tablero existe placas con espesor de 5.00 m, de esta forma se asegura la rigidez lateral a la torre que será importante en el caso de sismo, ver figura 54.

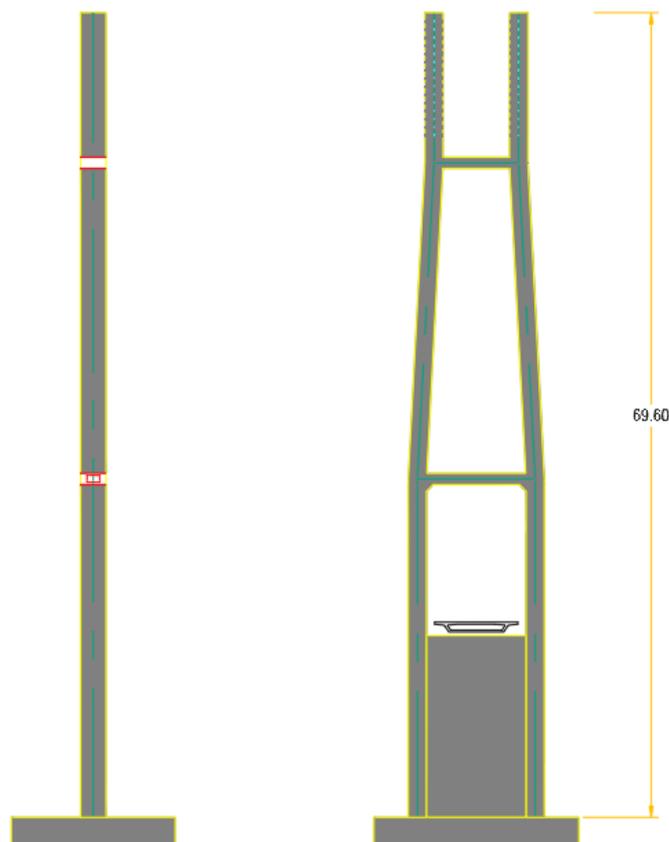


Figura 54 Geometría de la torre

Fuente: elaboración propia

5.1.4.1. Dispositivos de apoyo

Para las condiciones de borde en la interacción entre tablero y subestructura se considera lo siguiente ver figura 55.

- Estribo N°01: Apoyo fijo
- Estribo N°02: Apoyo fijo
- Torre N°01: conexión torre y tablero es completamente rígido
- Torre N°02: conexión torre y tablero es completamente rígido



Figura 55 Dispositivos de apoyo en puente atirantado

Fuente: elaboración propia.

5.1.5. Configuración de los tirantes

Los tirantes en los puentes atirantados son menos tendidos que en el caso de los puentes extradados como se observa en la figura 56.

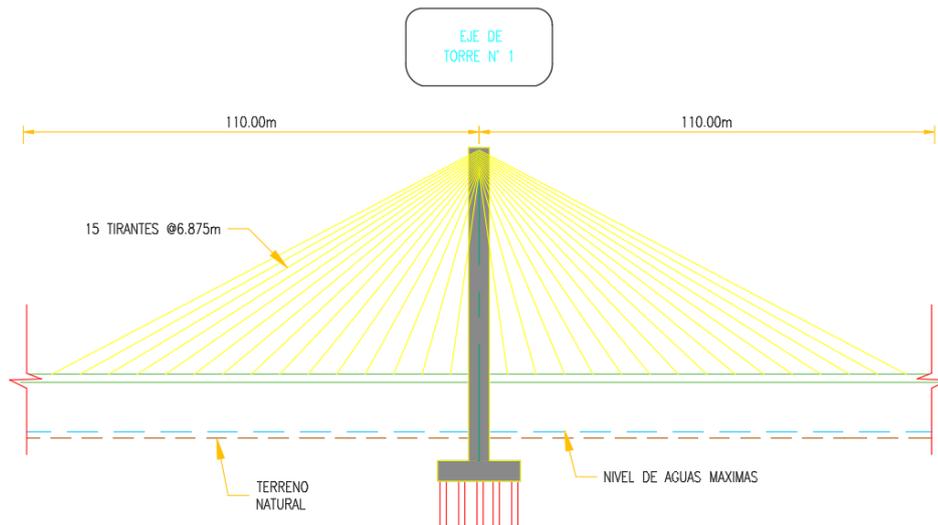


Figura 56 configuración de los tirantes

Fuente: elaboración propia

5.1.6. Propiedades para el modelo matemático

5.1.6.1. De la geometría

Ancho de calzada : 7.20 m

Espesor del asfalto : 0.05 m

Ancho de la vereda : 1.20 m

Altura de sardinel : 0.20 m

Área de sección cajón peralte (1.20 m) : 4.80 m²

5.1.6.2. De los materiales

Peso específico del asfalto : 2300 kg/m³

Peso específico del concreto : 2400 kg/m³

Peso específico del acero : 7850 kg/cm³

Resistencia a la compresión del concreto : 350kg/cm²

Resistencia a la fluencia del acero : 4200 kg/cm²

5.1.6.3. Del metrado de carga

a) Carga muerta

Baranda : 700 kg/m

Vereda : 1152 kg/m

Asfalto 839.5 kg/m

Carga muerta total = 1.852 Ton/m

b) Carga viva

Carga viva : 0.84 ton/m

5.2. Creación del modelo matemático

5.2.1. Tablero

Para modelar el tablero se puede utilizar el elemento frame del programa CSI Bridge y colocamos sus parámetros característicos que queremos dibujar. La sección del tablero se elabora con la función section designer, o también puede modelarse con la plantilla por defecto para este tipo de tablero ver figura57.

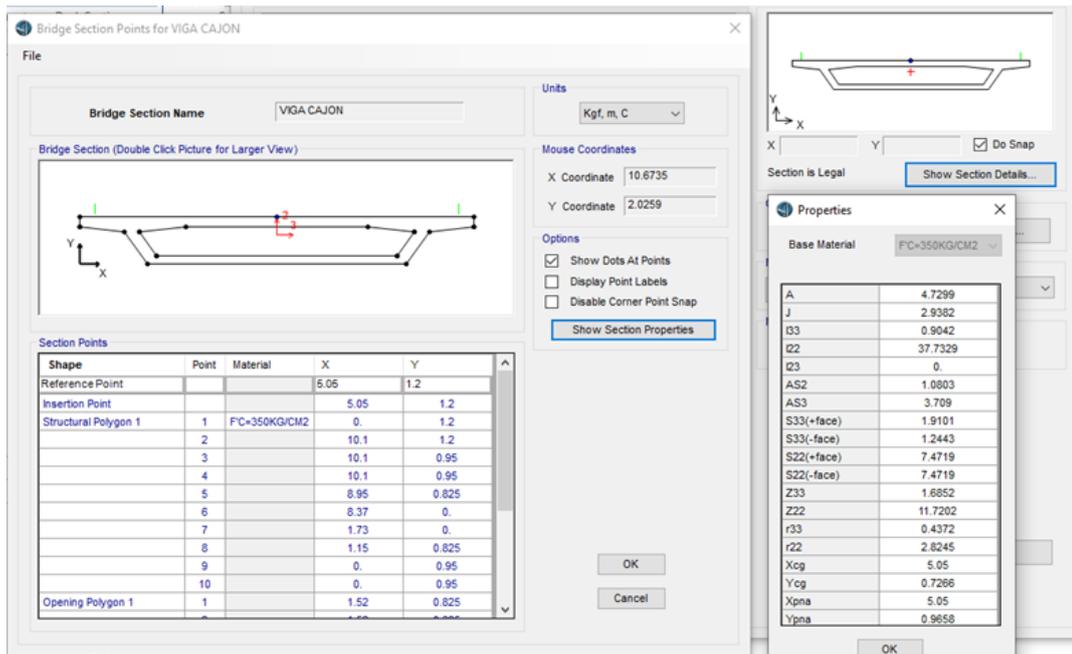


Figura 57 Vista de sección de tablero

Fuente: Software CSIBridge V.20

5.2.2. Tirantes o cables

La mejor opción para modelar los tirantes, son con los elementos cable, aunque se puede modelar con los elementos frame o tendón. Para este análisis se utilizó los elementos frame.

5.2.2.1. Pre-dimensionamiento de tirantes

Para poder obtener nuestras primeras fuerzas modelamos los tirantes como si fueran apoyos fijos en una viga continua ver figura58 y figura 59.

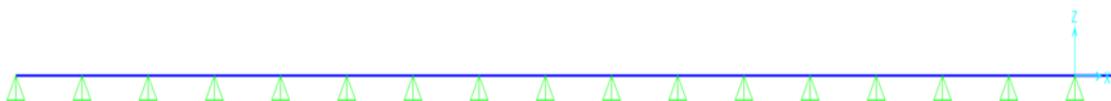


Figura 58 Modelo 0 - apoyo fijo en tirantes

Fuente: Software CSIBridge V.20

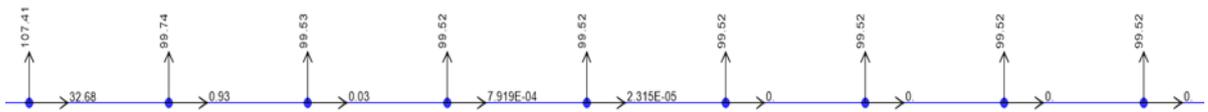


Figura 59 Modelo 0 - Reacciones por carga permanente

Fuente: Software CSIBridge V.20

En la figura 60 se muestra los cálculos para el cálculo de las fuerzas internas de los cables debido a las reacciones.

N° Tirante	Ry (Ton)	X	H (m)	L (m)	ALFA (RAD)	ALFA (°)	Sen (ALFA)	Fi (Ton)	Rx (ton)	N° cordon	Area (mm2)	Diametro
1	107.41	103.125	54.20	116.50	0.48	27.73	0.47	230.87	204.37	28.00	3017.95	62.00
2	99.74	96.250	53.60	110.17	0.51	29.11	0.49	205.00	179.10	26.00	2679.78	58.43
3	99.53	89.375	53.00	103.91	0.54	30.67	0.51	195.13	167.84	24.00	2550.74	57.00
4	99.52	82.500	52.40	97.73	0.57	32.42	0.54	185.62	156.69	24.00	2426.41	55.60
5	92.6	75.625	51.80	91.66	0.60	34.41	0.57	163.86	135.19	20.00	2142.01	52.24
6	92.52	68.750	51.20	85.72	0.64	36.68	0.60	154.90	124.23	20.00	2024.83	50.79
7	92.52	61.875	50.60	79.93	0.69	39.28	0.63	146.15	113.14	18.00	1910.45	49.33
8	92.52	55.000	50.00	74.33	0.74	42.27	0.67	137.54	101.77	18.00	1797.92	47.86
9	92.52	48.125	49.40	68.97	0.80	45.75	0.72	129.17	90.13	16.00	1688.44	46.38
10	92.52	41.250	48.80	63.90	0.87	49.79	0.76	121.15	78.21	16.00	1583.60	44.91
11	92.52	34.375	48.20	59.20	0.95	54.50	0.81	113.64	65.98	14.00	1485.47	43.50
12	92.52	27.500	47.60	54.97	1.05	59.98	0.87	106.85	53.45	14.00	1396.74	42.18
13	92.52	20.625	47.00	51.33	1.16	66.31	0.92	101.04	40.60	12.00	1320.74	41.02
14	92.52	13.750	46.40	48.39	1.28	73.49	0.96	96.50	27.42	12.00	1261.40	40.09
15	92.52	6.875	45.80	46.31	1.42	81.46	0.99	93.56	13.89	12.00	1222.96	39.47
16	92.52	6.875	45.80	46.31	1.42	81.46	0.99	93.56	13.89	12.00	1222.96	39.47
17	92.52	13.750	46.40	48.39	1.28	73.49	0.96	96.50	27.42	12.00	1261.40	40.09
18	92.52	20.625	47.00	51.33	1.16	66.31	0.92	101.04	40.60	12.00	1320.74	41.02
19	92.52	27.500	47.60	54.97	1.05	59.98	0.87	106.85	53.45	14.00	1396.74	42.18
20	92.52	34.375	48.20	59.20	0.95	54.50	0.81	113.64	65.98	14.00	1485.47	43.50
21	92.52	41.250	48.80	63.90	0.87	49.79	0.76	121.15	78.21	16.00	1583.60	44.91
22	92.52	48.125	49.40	68.97	0.80	45.75	0.72	129.17	90.13	16.00	1688.44	46.38
23	92.52	55.000	50.00	74.33	0.74	42.27	0.67	137.54	101.77	18.00	1797.92	47.86
24	92.52	61.875	50.60	79.93	0.69	39.28	0.63	146.15	113.14	18.00	1910.45	49.33
25	92.52	68.750	51.20	85.72	0.64	36.68	0.60	154.90	124.23	20.00	2024.83	50.79
26	99.52	75.625	51.80	91.66	0.60	34.41	0.57	176.11	145.29	22.00	2302.08	54.15
27	99.51	82.500	52.40	97.73	0.57	32.42	0.54	185.60	156.67	24.00	2426.17	55.59
28	99.07	89.375	53.00	103.91	0.54	30.67	0.51	194.23	167.06	24.00	2538.95	56.87
29	84.2	96.250	53.60	110.17	0.51	29.11	0.49	173.06	151.20	22.00	2262.26	53.68
30	165.07	103.125	54.20	116.50	0.48	27.73	0.47	354.81	314.07	44.00	4638.05	76.87

Figura 60 Reacciones por carga permanente

Fuente: Elaboración propia

En la figura 61 se aprecia el modelado del puente atirantado con vista de su torre central y el sistema de los tirantes semiarpa.

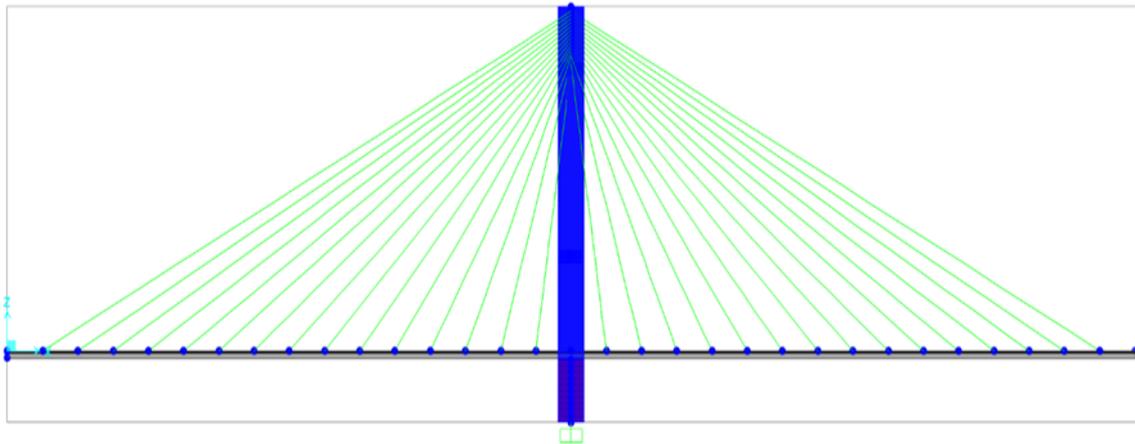


Figura 61 Vista de torre con tirantes semi-arpa

Fuente: Software CSIBridge V.20

5.2.3. Modelo matemático final

Como se observa en la figura 62, obtuvimos el modelado final para el puente atirantado en estudio, siendo este el óptimo.

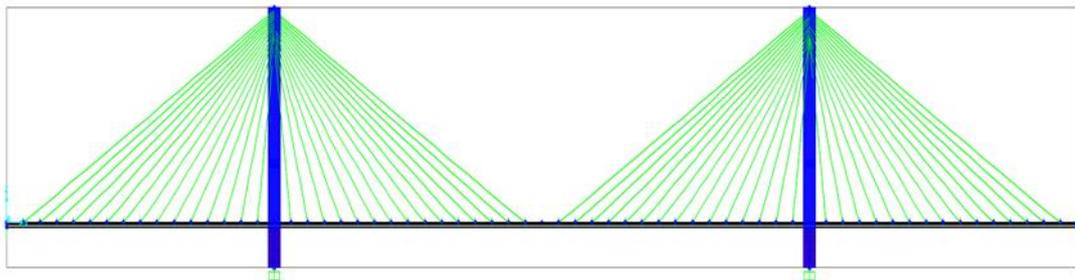


Figura 62 Modelo matemático Pte. atirantado - elevación N°01

Fuente: Software CSIBridge V.20

En la figura 63, se observa el modelo del puente en vista de plano XZ.

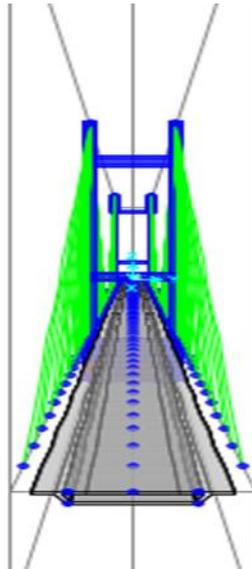


Figura 63 Modelo matemático Pte. Atirantado - elevación N°02

Fuente: Software CSIBridge V.20

En la figura 64 se observa la vista en planta del modelo matemático.

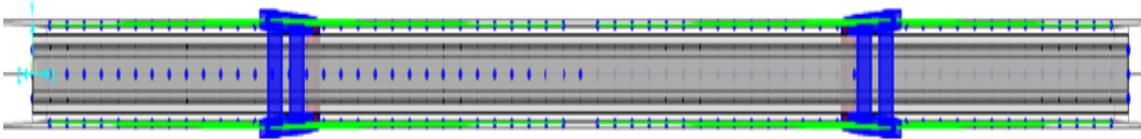


Figura 64 Modelo matemático Pte. atirantado - vista planta

Fuente: Software CSIBridge V.20

Finalmente se presenta el modelo matemático en su vista 3D, ver figura 65, asimismo en la figura 66 se muestra el modelo matemático de la torre del tipo H.

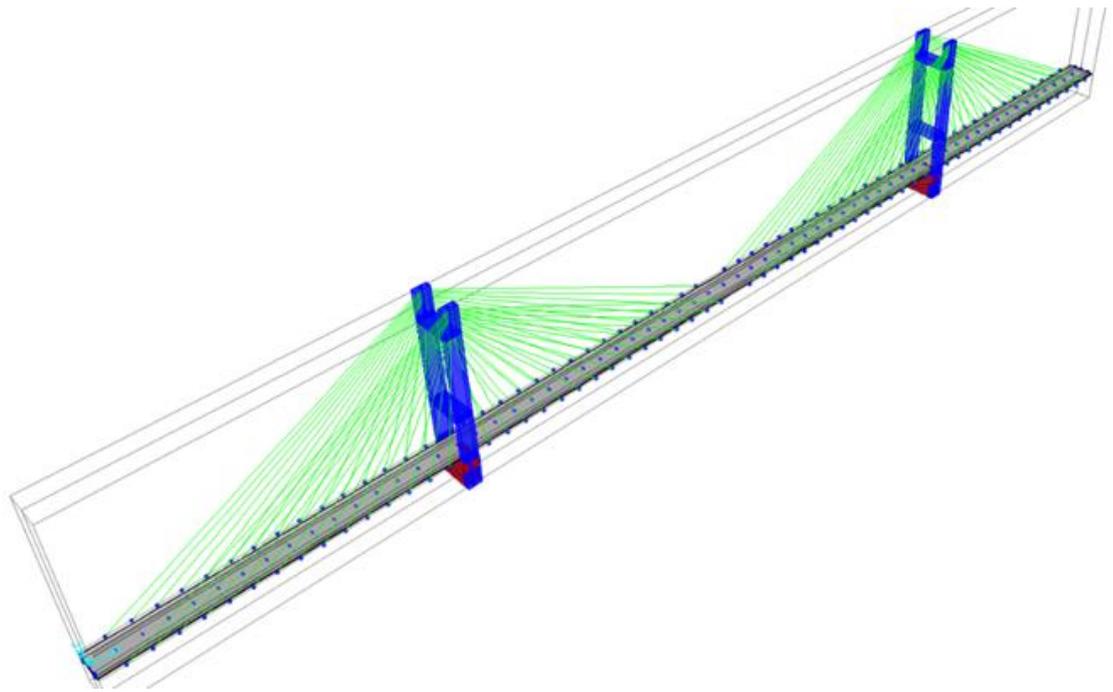


Figura 65 Modelo matemático - Vista 3D

Fuente: Software CSIBridge V.20

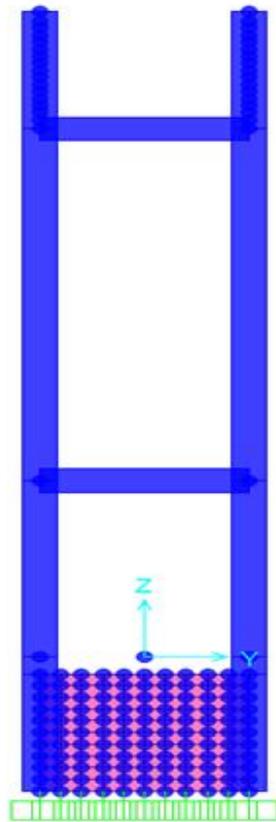


Figura 66 Modelo matemático – vista de la torre

Fuente: Software CSIBridge V.20

5.2.4. Asignación de cargas estáticas y móviles

Se definió los patrones de carga ver figura 67 y se asignó las cargas estáticas y móviles al puente en el software CSI Bridge, ver figura 68 - 70.

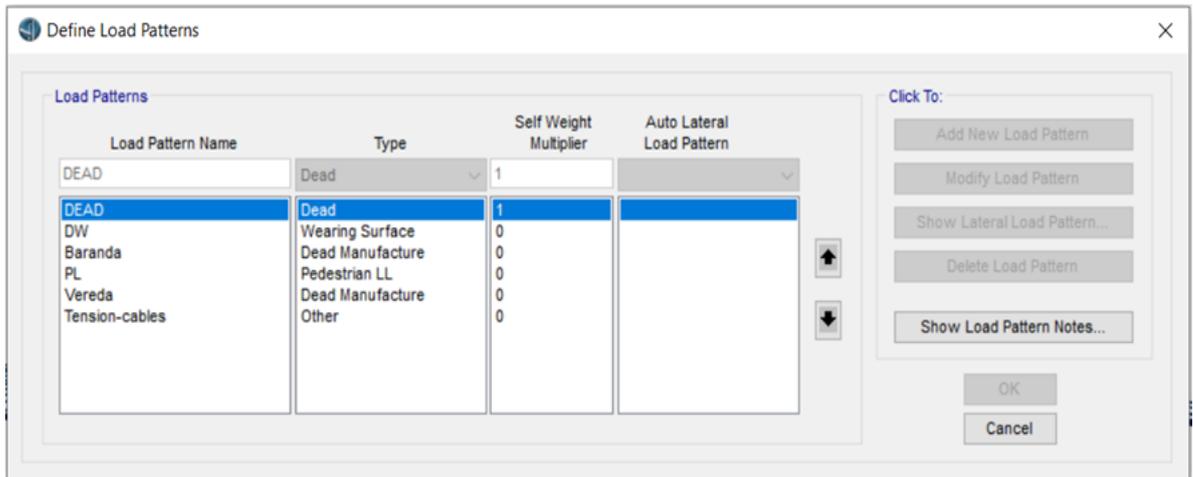


Figura 67 Definición de patrones de carga - Pte. Atirantado

Fuente: Software CSIBridge V.20

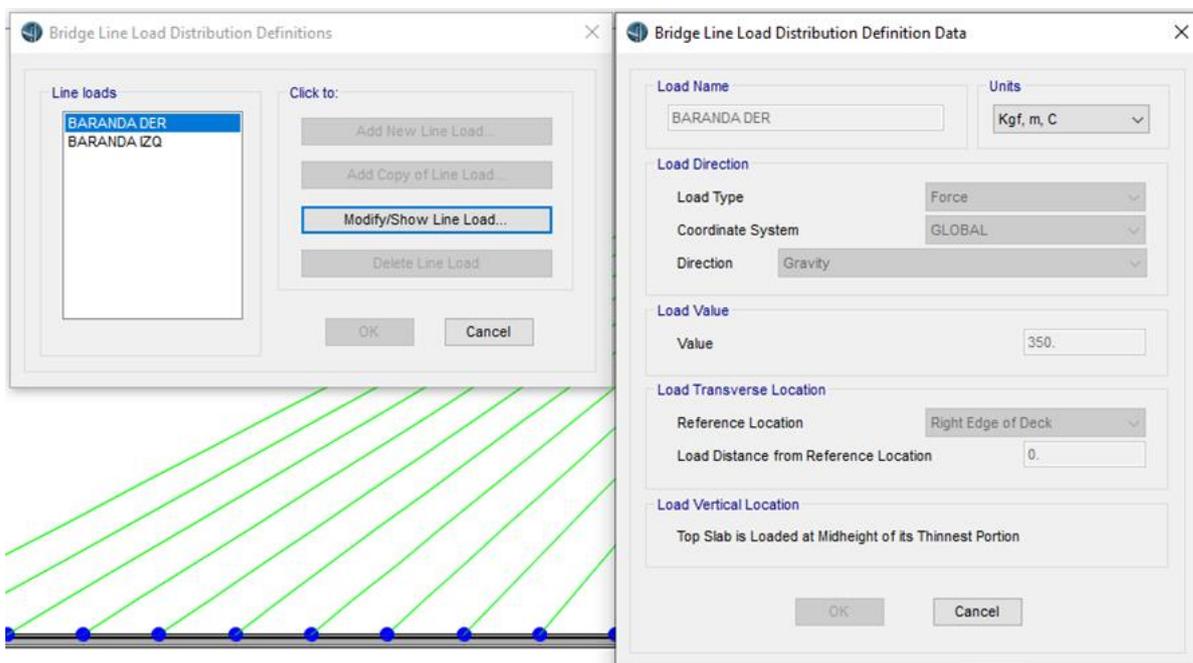


Figura 68 Asignación de cargas lineales - Pte. Atirantado

Fuente: Software CSIBridge V.20

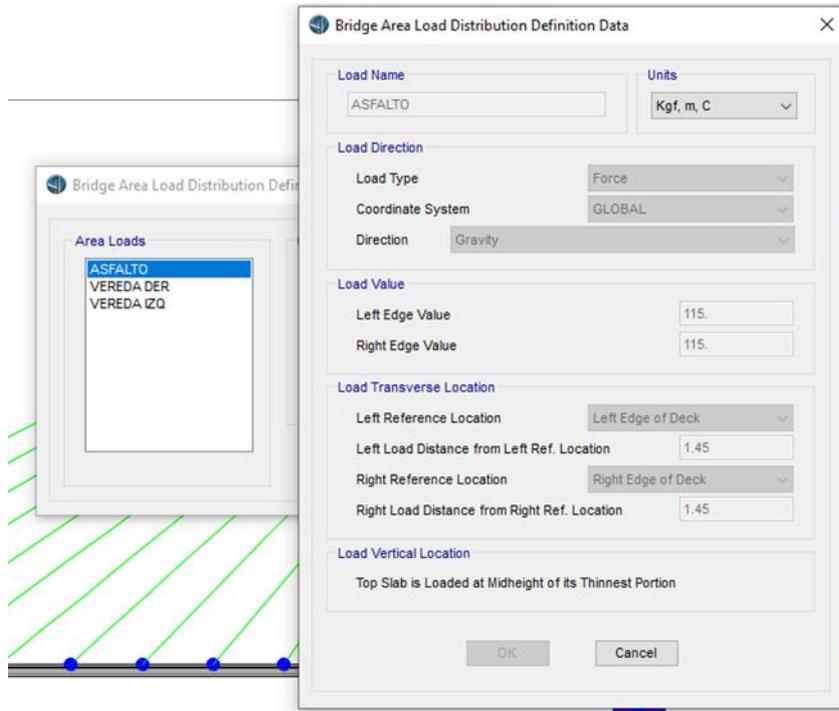


Figura 69 Asignación de cargas de área - Pte. Atirantado

Fuente: Software CSIBridge V.20

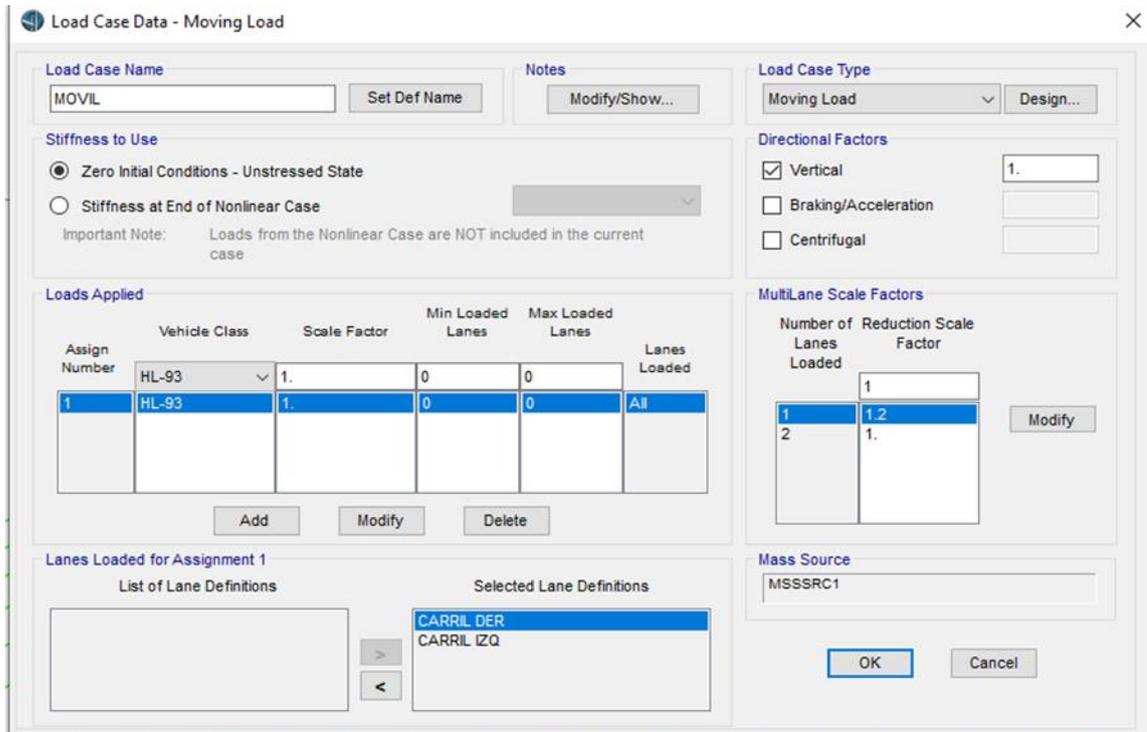


Figura 70 Asignación de carga móvil - vehículo de diseño HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

5.2.5. Asignación de combinaciones de carga

En esta figura 71, se observa las asignaciones de las combinaciones de cargas definidas.

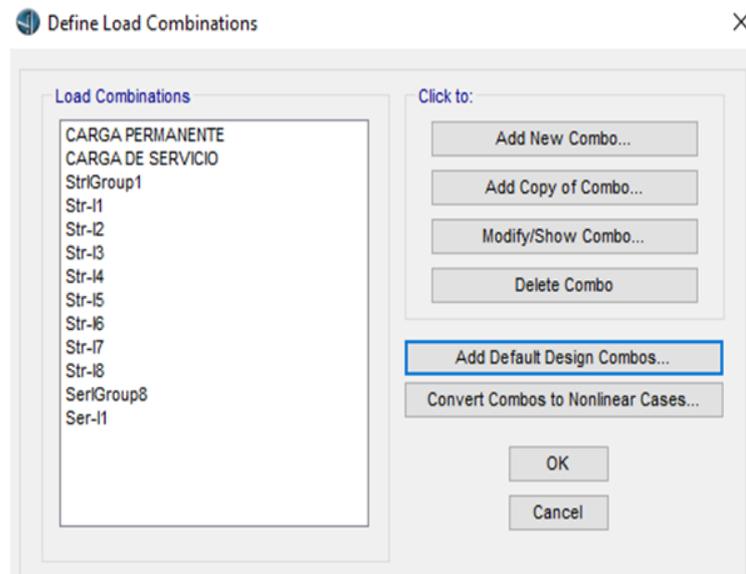


Figura 71 Asignaciones de combinaciones de carga

Fuente: Software CSIBridge V.20

5.3. Análisis sísmico

Luego del modelo del puente, el siguiente paso es definir en el programa la demanda sísmica, a través de un espectro de diseño ver figura72.

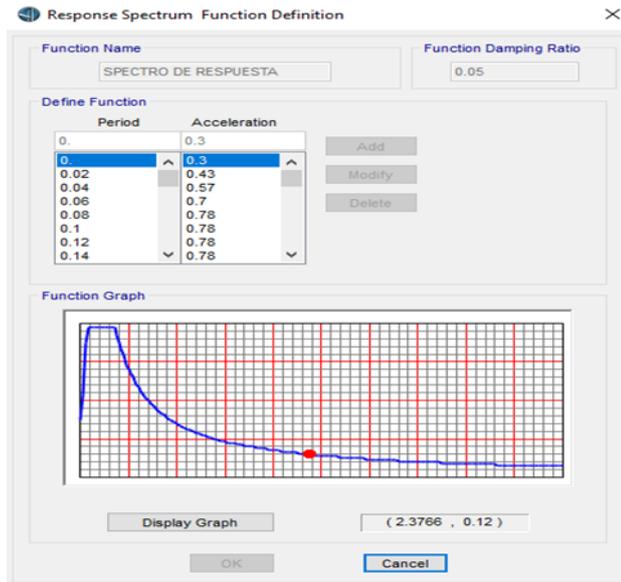


Figura 72 Definición de espectro de aceleraciones

Fuente: Software CSIBridge V.20

En la figura 73 - 74 se definió el análisis sísmico en la dirección X y Y de nuestra estructura.

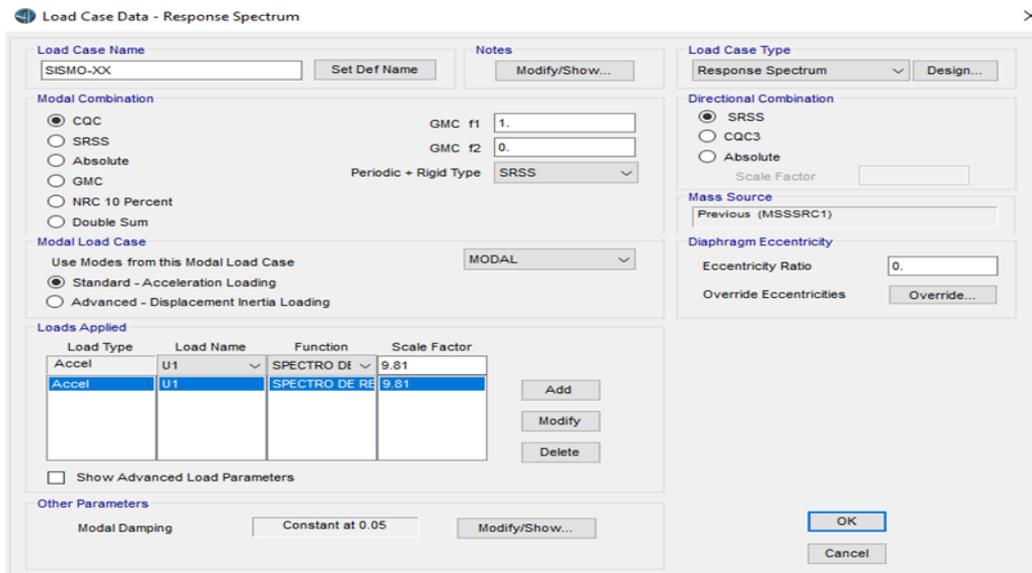


Figura 73 Definición de caso de carga sísmica en el eje X-X

Fuente: Software CSIBridge V.20

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SISMO-Y-Y Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1.
- SRSS GMC f2: 0.
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity:

Eccentricity Ratio: 0. Override...

Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	SPECTRO DE	9.81
Accel	U2	SPECTRO DE RE	9.81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Figura 74 Definición de caso de carga sísmica en el eje Y – Y

Fuente: Software CSIBridge V.20

CAPITULO VI: PUENTE EXTRADOSADO

6.1. Descripción del puente extradosado

Para el presente capítulo, al igual que el puente atirantado, se tomó como referencia el puente Bellavista, es decir su configuración geométrica de la sección transversal. En esta parte se verá el comportamiento estructural de la superestructura. Esta tipología posee un vano principal (vano central) de 220 metros de longitud, también cuenta con dos vanos laterales (140 metros de longitud para cada uno), obteniéndose así un total de 500 metros de longitud; como característica particular del puente extradosado el tablero está compuesto por una sección cajón de peralte variable, tal es el motivo del porque se eligió también para el puente atirantado (sección cajón constante), de modo que, se obtenga una comparación significativa tratándose del mismo elemento estructural con dimensiones diferentes. La superestructura está suspendida por cables en sus dos planos laterales.

La conexión de los tirantes a la torre tiene un espaciamiento vertical de 0.5 metros, así mismo, el primer tirante comenzara a 15 metros, con respecto a la vertical, sobre la superficie del tablero y como se mencionó anteriormente los tirantes están distribuidos en doble plano, además de presentar una configuración en semi abanico. El tablero está conformado por una sección cajón unicelular. Por último, la altura de la torre es de 23 metros, esta altura es menor que la torre del puente atirantado, debido a que los tirantes no aportan suficiente rigidez vertical, ya que su contribución de la rigidez es más por parte de la sección cajón.

6.1.1. Geometría longitudinal del puente

Para el pre-dimensionamiento de la geometría longitudinal, se tomó en cuenta las recomendaciones de la tesis doctoral de Elshenawy y Komiya.

Teniendo como base un vano principal de 220.000 metros de luz se obtiene las longitudes de los vanos laterales, lo cual está definido como el 60% del vano Principal.

Al tener un vano principal, este se encuentra definido por dos torres tipo H, lo cual corresponde a un atirantamiento de doble plano, que a su vez sostiene el tablero.

Como se sabe, de acuerdo con la bibliografía antes mencionada, los tirantes soportan aproximadamente entre el 60% al 80% de la carga permanente (peso propio de la estructura y carga muerta de los elementos no estructurales)

Debido a su gran luz, como puente extradadosado, de 220 metros de longitud, correspondiente al vano central se producen grandes momentos flectores en la zona de las torres, es por ello por lo que se tiene un peralte variable, así mismo, teniéndose uno mayor (peralte de la sección cajón), en la zona de apoyos en la torre, ver figura 75.

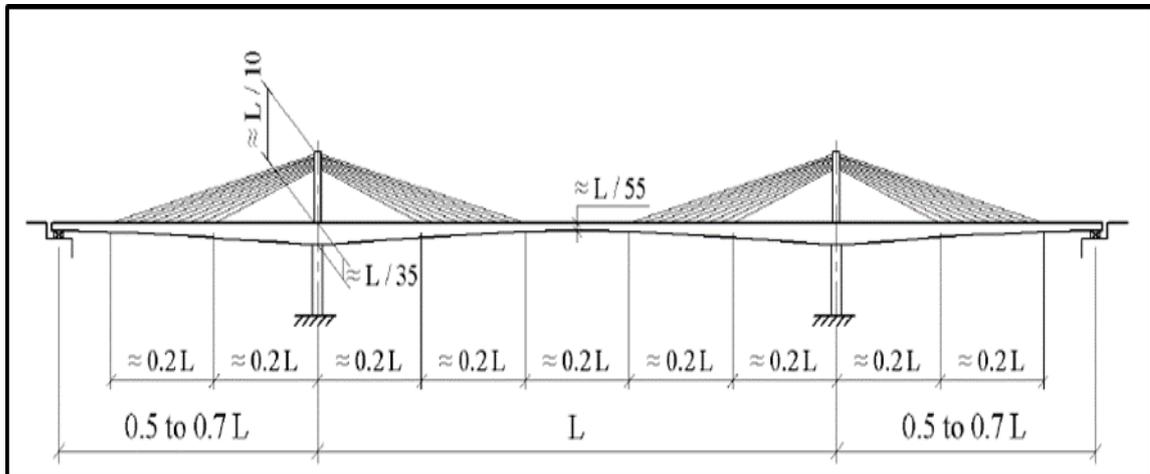


Figura 75 Predimensionamiento de la geometría longitudinal de Puente extradadosado

Fuente: El shenawy, 2013

Considerando lo antes mencionado en la figura 76 se obtiene:

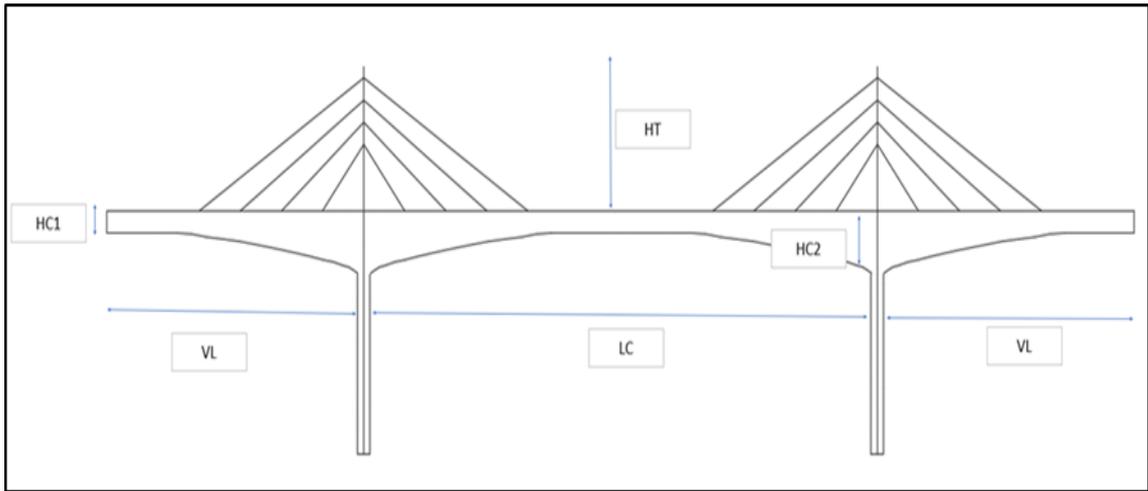


Figura 76 Pre-dimensionamiento para el puente extradosado

Fuente: Elaboración propia

De las fórmulas se obtuvo lo siguiente tabla 9:

Tabla 9
Pre-dimensionamiento Puente Extradosado

Pre-dimensionamiento Puente Extradosado		
$L_c =$	220.00 m	
$H_T =$	$L_c/10$	22.00 m
$V_L =$	$0.60 * L_c$	132.00 m
$H_{c1} =$	$L_c/55$	4.00 m
$H_{c2} =$	$L_c/35$	6.29 m

Fuente: elaboración propia

Donde:

L_c : luz del vano central

H_t : altura de la torre por encima de la rasante de rodadura

V_L : longitud del vano lateral

H_{c1} : Peralte del tablero en los estribos

H_{c2} : Peralte del tablero en las torres

Se obtuvo, tras varios intentos de modelos y para un mejor resultado, el pre-dimensionamiento óptimo para nuestro puente extradosado siendo los siguientes, ver figura 77.

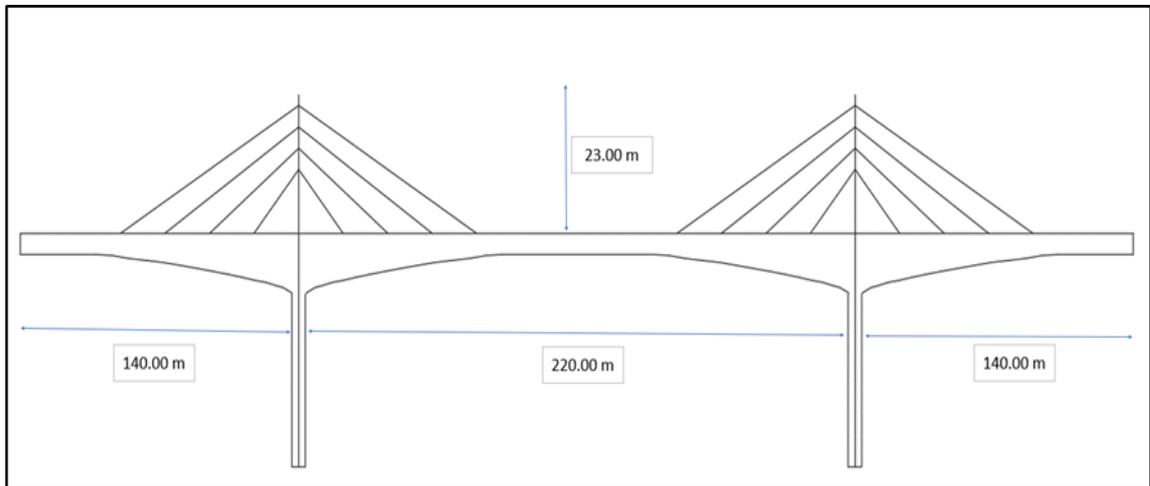


Figura 77 Pre-dimensionamiento óptimo para puente extradosado

Fuente: Elaboración propia

Datos:

Longitud del Vano central (LC) = 220.00 m

Longitud del Vano lateral (VL) = 140.00 m

Altura de la Torre (HT) = 23.00 m

Peralte en los estribos (HC1) = 4.00 m

Peralte en las torres (HC2) = 7.00 m

En la figura 78 se muestra la configuración del puente extradosado.

6.1.2. Geometría transversal del puente

La figura 79 muestra la geometría de la sección transversal del puente, está basada en el puente bellavista al igual que el puente atirantado, lo cual presenta la siguiente configuración:

Numero de vías	: 2
Ancho de calzada	: 7.30
Veredas	: 2 de 1.20 m. a cada lado = 2.40 m.
Ancho de barandas	: 2 de 0.20 m. a cada lado = 0.40 m.
Ancho total de tablero	: 10.10 m.
Espesor de asfalto	: 0.05 m.

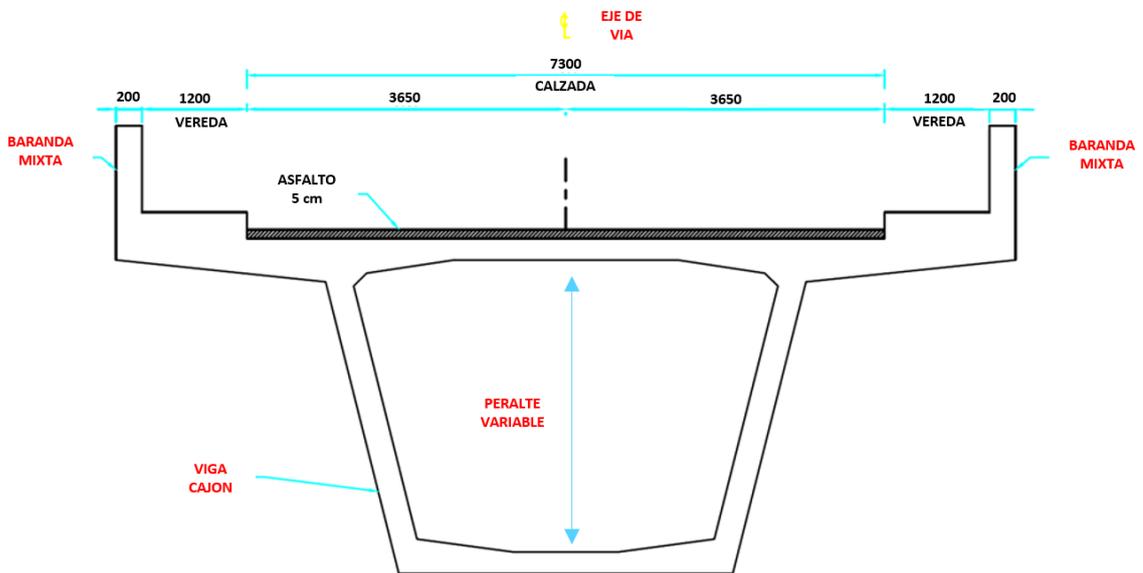


Figura 79 Sección Transversal - puente extradosado

Fuente: Elaboración propia

6.1.3. Viga cajón

Para puentes extradados es común utilizar una sección cajón, ya que aporta una mayor rigidez a las cargas verticales, particularmente las que provienen de las cargas vivas (peatonal y vehicular) y como se explicó en la sección 5.1.3 las razones de la elección de la viga cajón unicelular para un buen desempeño. Cabe resaltar que para esta tipología se recomienda un peralte variable, incrementándose en la zona de la torre. El motivo de este incremento es debido a que se tiene una luz del vano central considerable, por ende, hay un mayor incremento de los momentos flectores en dicha zona. Es por ello el incremento del peralte para contrarrestar dicha demanda.

De acuerdo con el pre-dimensionamiento anterior del cual se propuso un peralte variable en los cantos del tablero, se toma como recomendación de Manterola ver figura 80 - 81 el cálculo de los espesores para la viga de sección cajón.

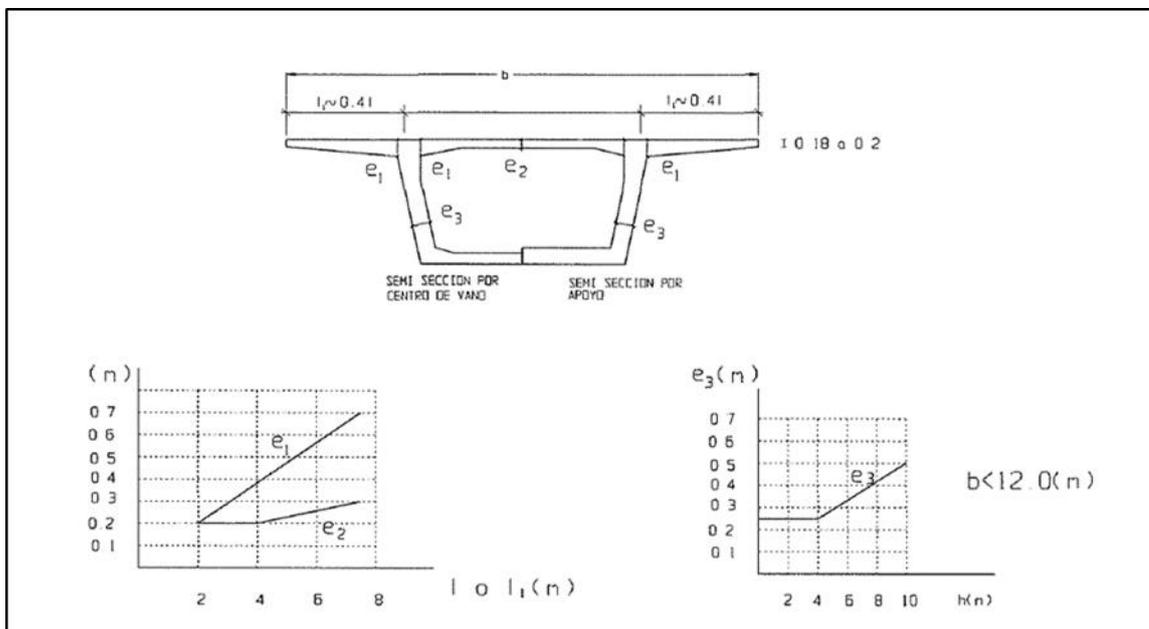


Figura 80 Espesores para viga de sección cajón

Fuente: Manterola, (1994)

Se realizó los cálculos para viga de sección de 4.00 m y 7.00 m de peralte

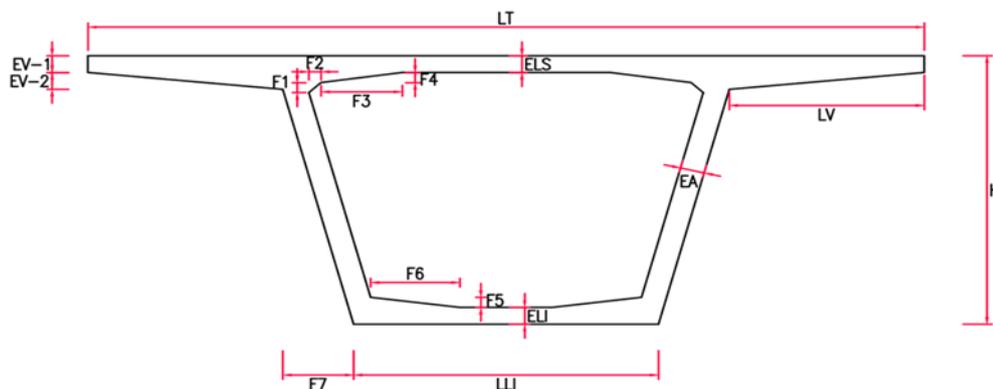


Figura 81 Nomenclatura para viga de sección cajón

Fuente: Elaboración propia

a) Viga cajón con peralte de 4.00 m

Del predimensionamiento de la viga cajón para peralte de 4.00m se obtiene la tabla 10.

Tabla 10
Pre-dimensionamiento viga sección cajón - peralte 4.00 m

Descripción	Longitud (m)
H	4
LT	10.1
ELS	0.25
EV-1	0.25
EV-2	0.25
LV	2.07
LLI	4.854
ELI	0.25
EA	0.35
F1	0.15
F2	0.15
F3	1
F4	0.15
F5	0.15
F6	1
F7	0.35

Fuente: elaboración propia

Del CSi Bridge se obtuvieron las siguientes propiedades geométricas ver figura 82:

A	7.1865
J	26.2616
I33	16.0522
I22	48.5829
I23	0.
AS2	2.9238
AS3	4.5159
S33(+face)	11.161
S33(-face)	6.2661
S22(+face)	9.6204
S22(-face)	9.6204
Z33	9.0197
Z22	16.7593
r33	1.4945
r22	2.6001
Xcg	5.05
Ycg	2.5618
Xpna	5.05
Ypna	3.5294

Figura 82 Propiedades geométricas - viga sección cajón de 4.00m de peralte

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Viga cajón con peralte de 7.00 m

Del predimensionamiento de la viga cajón para peralte de 7.00m se obtuvo la tabla

11.

Tabla 11
Pre-dimensionamiento viga sección cajón - peralte 7.00 m

Descripción	Longitud (m)
H	7
LT	10.1
ELS	0.25
EV-1	0.25
EV-2	0.25
LV	2.07
LLI	4.3
ELI	0.4
EA	0.35
F1	0.15
F2	0.15
F3	1
F4	0.15
F5	0.15
F6	1
F7	0.6

Fuente: Elaboración propia

Del CSi Bridge se obtuvieron las siguientes propiedades geométricas ver figura 83:

A	10.8929
J	77.3443
I33	72.9868
I22	69.2201
I23	0.
AS2	6.1178
AS3	5.0526
S33(+face)	24.7947
S33(-face)	17.9932
S22(+face)	13.7069
S22(-face)	13.7069
Z33	25.344
Z22	25.268
r33	2.5885
r22	2.5208
Xcg	5.05
Ycg	4.0564
Xpna	5.05
Ypna	4.5123

Figura 83 Propiedades geométricas - viga sección cajón de 7.0 m de peralte

Fuente: Software CSIBridge V.20

6.1.4. Torres o pilares

Al igual que la sección 5.1.4 no se incurrirá en un diseño de la Torre; sin embargo, se propone su configuración geométrica. Se optó una sección considerable, de modo que aporte una mayor inercia, ante los desplazamientos producto de las fuerzas en los tirantes. Para estas dimensiones se obtuvo un inventario de torres que poseen gran rigidez, que además son propuesto conjuntamente para los puentes extradados. El tipo de torre es en H de doble plano de tirantes por ser resistente ante cargas excéntricas, que puedan producir grandes torsiones.

Como se vio anteriormente la altura de la torre es aproximadamente el 10% de la luz central (vano principal del puente).

Las dimensiones de la torre son de 5 metros en la dirección longitudinal y de 2 metros en la dirección transversal. Por otro lado, por debajo de la superestructura se encuentran

placas de modo que posea mayor rigidez en su conexión. Cabe mencionar que ambas estructuras se encuentran unidas de forma monolítica.

Datos:

Luz central (LC) : 220.00 m

Altura de la torre (HT) : 22.0 m

Por tal se configura una altura de torre sobre la rasante del tablero de 23.0 m para efectos de cálculo, ver figura 84.

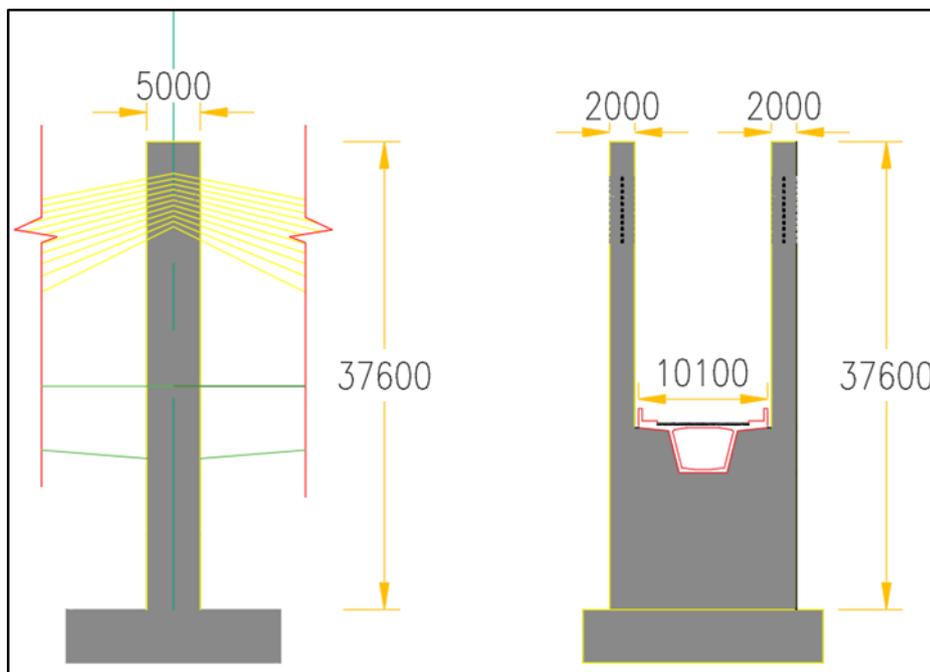


Figura 84 Geometría de la torre central

Fuente: Elaboración propia

6.1.4.1. Dispositivos de apoyo

Para las condiciones de borde en la interacción entre tablero y subestructura se consideró lo siguiente, ver figura 85:

Estribo N°01: Apoyo fijo

Estribo N°02: Apoyo móvil

Torre N°01: conexión torre y tablero es móvil (dirección libre en el eje longitudinal)

Torre N°02: conexión torre y tablero es móvil (dirección libre en el eje longitudinal)



Figura 85 Dispositivos de apoyo en el puente extradosado

Fuente: Elaboración propia

6.1.5. Configuración de los tirantes

Los tirantes en los puentes extradosado son mucho más tendidos que en el caso de los puentes atirantado, alcanzando una inclinación del orden de 15° e incluso menores según varios autores, ver figura 86.

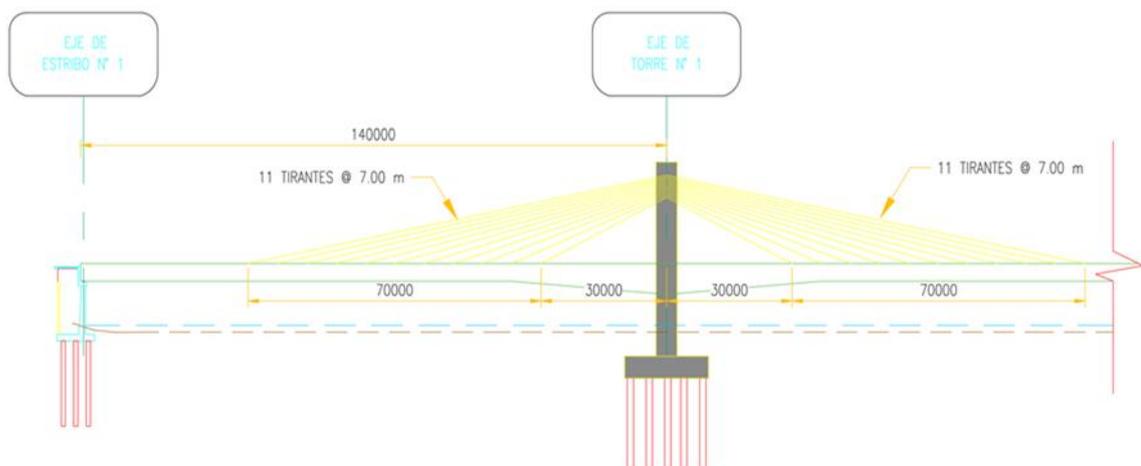


Figura 86 Configuración de los tirantes en puente extradosado

Fuente: Elaboración propia

6.1.6. Propiedades para el modelo matemático

6.1.6.1. De la geometría

Ancho de calzada : 7.30 m

Espesor del asfalto : 0.05 m

Ancho de la vereda : 1.20 m

Altura de sardinel : 0.20 m

Área de sección cajón peralte (4.00 m) : 7.19 m²

Área de sección cajón peralte (7.00 m) : 10.90 m²

6.1.6.2. De los materiales

Peso específico del asfalto : 2300 kg/m³

Peso específico del concreto : 2400 kg/m³

Peso específico del acero : 7850 kg/cm³

Resistencia a la compresión del concreto : 350kg/cm²

Resistencia a la fluencia del acero : 4200 kg/cm²

6.1.6.3. Del metrado de carga

a) Carga muerta

Baranda : 700 kg/m

Vereda : 1152 kg/m

Asfalto : 839.5 kg/m

Carga muerta total = 1.852 Ton/m

b) Carga viva

Carga viva : 0.84 ton/m

6.2. Creación del modelo matemático

6.2.1. Tablero

Para modelar el tablero se utilizó la configuración del Deck del CSi Bridge, cuyo comportamiento es como un frame, esta sección tiene un peralte variable, tal como se mencionó anteriormente. Este peralte tiene una variación lineal comenzando con 4 metros de altura (peralte) de la viga cajón desde 37 metros antes del eje de la torre hasta 2 metros antes de dicho eje; en la zona de apoyo se tendrá un peralte constante de 7 metros que será de 4 metros de longitud, después tendrá la variación como se mencionó anteriormente. Ver figura 87-90

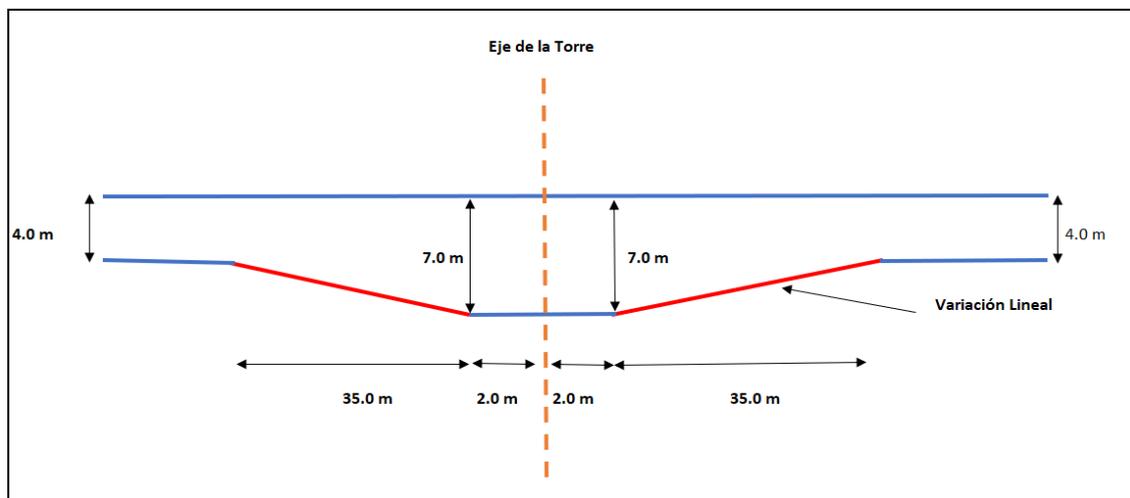


Figura 87 sección longitudinal del tablero

Fuente: Elaboración propia

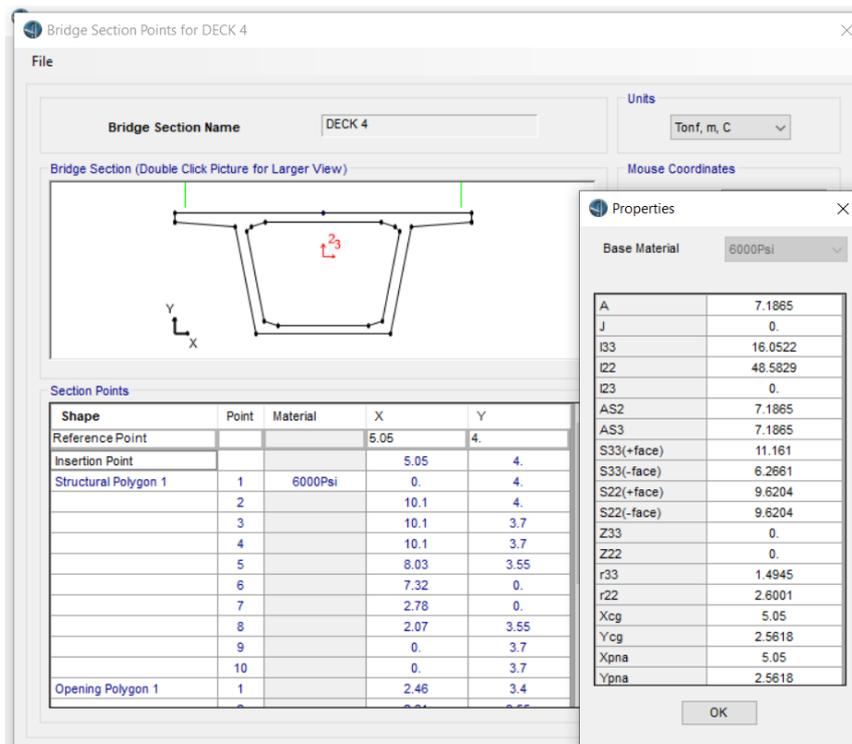


Figura 88 Vista de sección transversal de viga cajón

Fuente: Elaboración propia

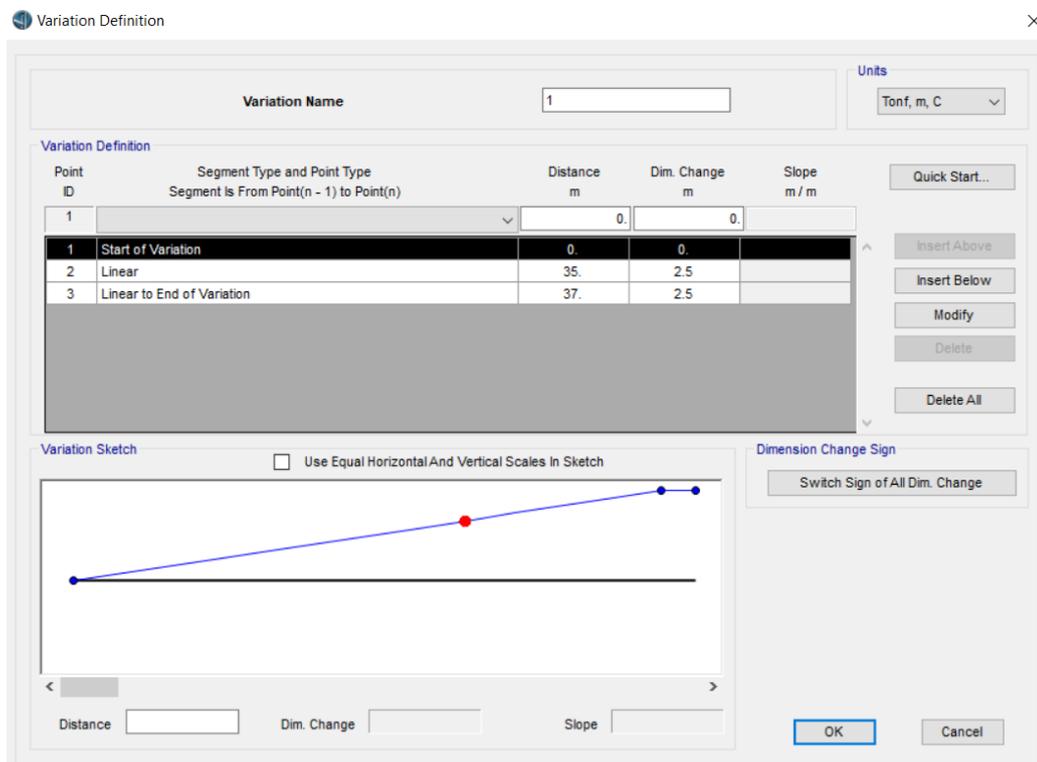


Figura 89 Definición de sección variable para viga cajón

Fuente: Software CSIBridge V.20

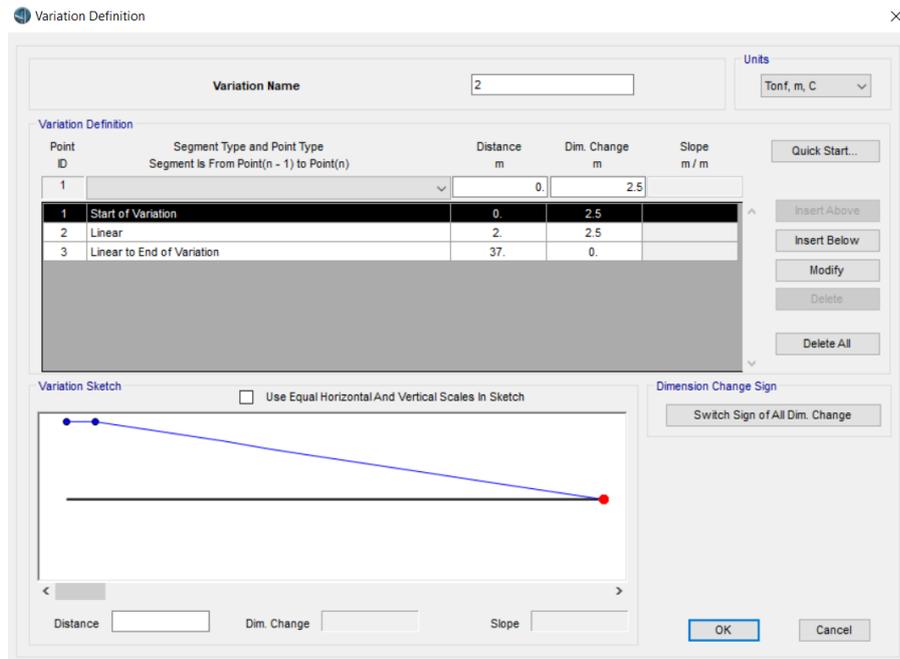


Figura 90 Sección variable viga cajón

Fuente: Software CSIBridge V.20

6.2.2. Tirantes o cables

Para modelar los cables se utilizó los elementos frame para no incurrir en la no linealidad de los cables. Previo a la utilización de los cables se tuvo que hacer un pre-dimensionamiento considerando una ecuación matemática en la zona donde están distribuidos los tirantes que actúan como carga distribuida hacia arriba. Por tal motivo se utilizó la ecuación que propone la tesis doctoral Elshenawy. Ver figura 91

Considerando que los cables soportan el 70% de la carga muerta se hace la siguiente relación:

Cables distribuidos en 70 metros

Factor en función del vano principal : $70/220 = 0.318$

$$\frac{4W_c \times (0.318 L)}{W(2nL + L)} = 70\%$$

$$n = 140/220 = 0.636$$

$$W_c = 1.25W$$

Donde:

W_c : carga distribuida supuesta en la zona de tirantes

n : Relacion entre el vano Lateral y vano principal

L : Longitud del vano principal.

Considerando la ecuacion para calcular las fuerzas deseables para soportar la demanda de carga impuesta y sin presentar un desplazamiento vertical:

$$FD_i = \frac{0.318 W_c \times L}{n' \text{ sen } (\theta_i)}$$

Donde:

FD_i : fuerza en en la posicion de tirante i

θ_i : Angulo de inclinación del tirante i con respecto a la rasante

n' : cantidad de tirantes en la zona de distribución, en este caso 0.318 L

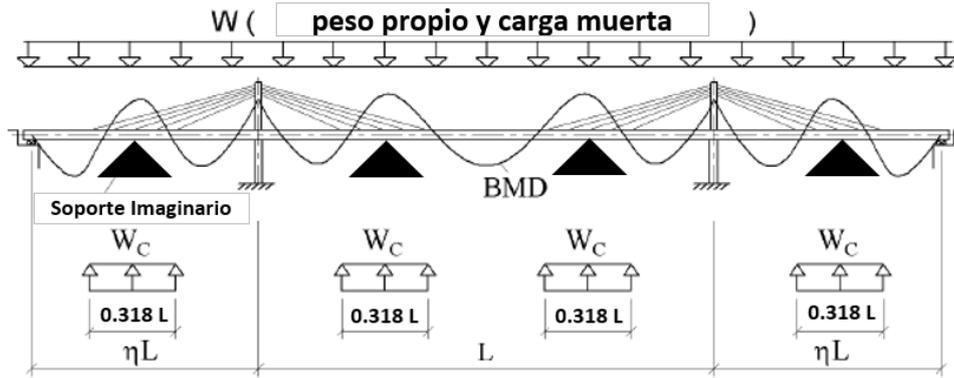


Figura 91 método de reacciones para modelo matemático

Fuente: Elaboración propia

Considerando que cada torón tiene un área de 150 mm² y un $F_{pu} = 1860$ MPa. Se tiene un factor de reducción de $\Phi = 0.6$ tomando en cuenta la fatiga que se produce por carga viva. Como consecuencia se procede a calcular la fuerza que resiste cada torón, cuyo valor es 17.06 Toneladas. Por lo mencionado se puede tener un pre-dimensionamiento de los cables en la zona de los tirantes, cuya condición es no presentar desplazamientos verticales. Ver figura 92 y 93.

Para los cables 1 al 6 se consideró una carga distribuida, cuyo valor fue calculado del promedio de las áreas del peralte variable de 4 metros que varía linealmente hasta los 7 metros. Estos cables se encuentran influenciados por dicha carga, por encontrarse más cerca de la torre.

$$A_{prom} = 9.045 \text{ m}^2$$

Peso específico del concreto: 2.4 ton/m³

$$W_{1-6} = 9.045 \times 2.4 = 21.71 \text{ ton/m} \quad \text{Zona de peralte variable}$$

$$W_{7-11} = 7.2 \times 2.4 = 17.3 \text{ ton/m} \quad \text{Zona de peralte constante}$$

Peso propio por elementos no estructurales

Del metrado de carga se tiene

Carga muerta: 1.852 ton/m

Por último, se tiene

Wt 1-6 = 23.562 tn/m

Wt 7-11 = 19.152 tn/m

Cable no.	Coordenadas en el Tablero	Coordenadas en la torre	Longitud de cable (m)	Angulo Inclinación (°)	Fdi (Tn)	Nº strands	Nº strands en cada plano / cable	AREA Total (mm ²)
	X (m)	Z (m)						
1	30	15.00	33.541	26.57	419.10	25.00	13	1950
2	37	15.50	40.115	22.73	485.07	29.00	15	2250
3	44	16.00	46.819	19.98	548.44	33.00	17	2550
4	51	16.50	53.603	17.93	608.88	36.00	18	2700
5	58	17.00	60.440	16.34	666.35	40.00	20	3000
6	65	17.50	67.315	15.07	720.94	43.00	22	3300
7	72	18.00	74.216	14.04	628.14	37.00	19	2850
8	79	18.50	81.137	13.18	668.16	40.00	20	3000
9	86	19.00	88.074	12.46	706.19	42.00	21	3150
10	93	19.50	95.022	11.84	742.37	44.00	22	3300
11	100	20.00	101.980	11.31	776.81	46.00	23	3450

Figura 92 predimensionamiento de los cables

Fuente: Elaboración propia

Considerando por carga viva

Para obtener las áreas optimas se debe considerar la demanda por carga viva en cada cable. Este estado de carga considera la carga distribuida peatonal sumado a las fuerzas, producto de la envolvente por la carga móvil HL-93.

Cable no.	Coordenadas en el Tablero	Coordenadas en la torre	Longitud de cable (m)	Angulo Inclínación (°)	Fdi Carga Permanente (Tn)	Fdi Carga Viva (Tn)	Fdi Total (Tn)	Nº strands	Nº strands en cada plano / cable	AREA Total (mm2)
	X (m)	Z (m)								
1	30	15.00	33.541	26.57	419.10	16.20	435.30	26.00	13	1950
2	37	15.50	40.115	22.73	485.07	19.90	504.97	30.00	15	2250
3	44	16.00	46.819	19.98	548.44	23.30	571.74	34.00	17	2550
4	51	16.50	53.603	17.93	608.88	26.20	635.08	38.00	19	2850
5	58	17.00	60.440	16.34	666.35	27.30	693.65	41.00	21	3150
6	65	17.50	67.315	15.07	720.94	29.10	750.04	44.00	22	3300
7	72	18.00	74.216	14.04	628.14	24.30	652.44	39.00	20	3000
8	79	18.50	81.137	13.18	668.16	24.10	692.26	41.00	21	3150
9	86	19.00	88.074	12.46	706.19	23.50	729.69	43.00	22	3300
10	93	19.50	95.022	11.84	742.37	22.60	764.97	45.00	23	3450
11	100	20.00	101.980	11.31	776.81	21.50	798.31	47.00	24	3600

Figura 93 predimensionamiento de los cables con carga viva

Fuente: Elaboración propia

De estos cálculos se observa que la carga viva varía entre 4 -6% de la carga permanente.

6.2.3. Modelo matemático final

Del software CSI Bridge se obtuvo el siguiente modelo matemático, ver figura 94-97.

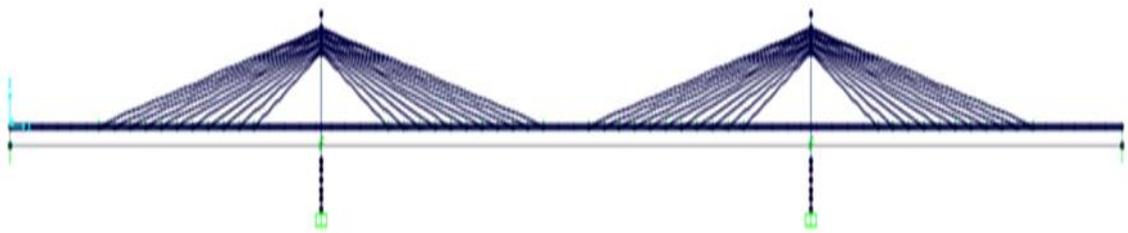


Figura 94 Modelo matemático - vista elevación N° 01

Fuente: Software CSIBridge V.20

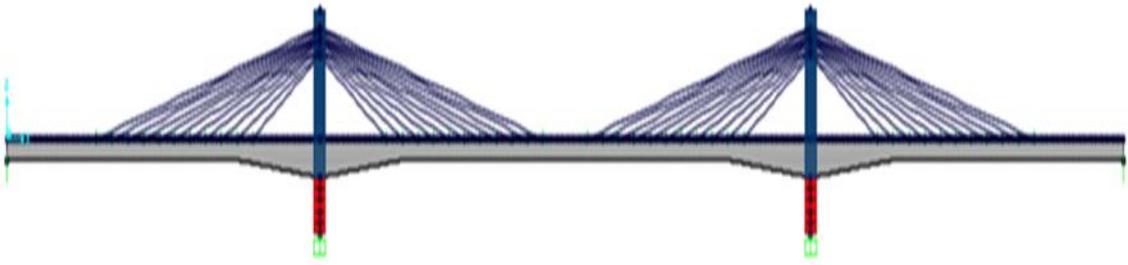


Figura 95 Modelo matemático - vista elevación N° 02

Fuente: Software CSIBridge V.20

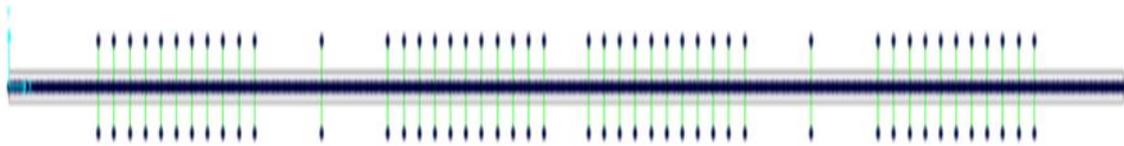


Figura 96 Modelo matemático - vista planta

Fuente: Software CSIBridge V.20

En la figura 97 se muestra la vista en elevación del modelo matemático de la torre.

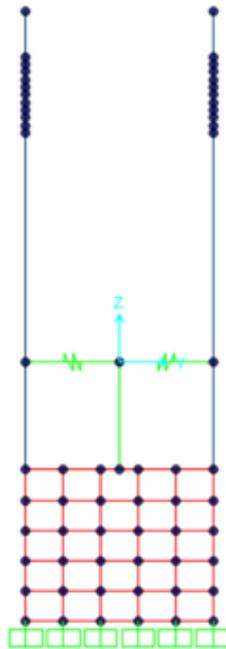


Figura 97 Modelo matemático de la Torre tipo H

Fuente: Software CSIBridge V.20

6.2.4. Asignación de cargas estáticas y móviles

Se definió los patrones de carga ver figura 98-100 y se asignó las cargas estáticas y móviles al puente en el software CSI Bridge, ver figura 91 - 92.

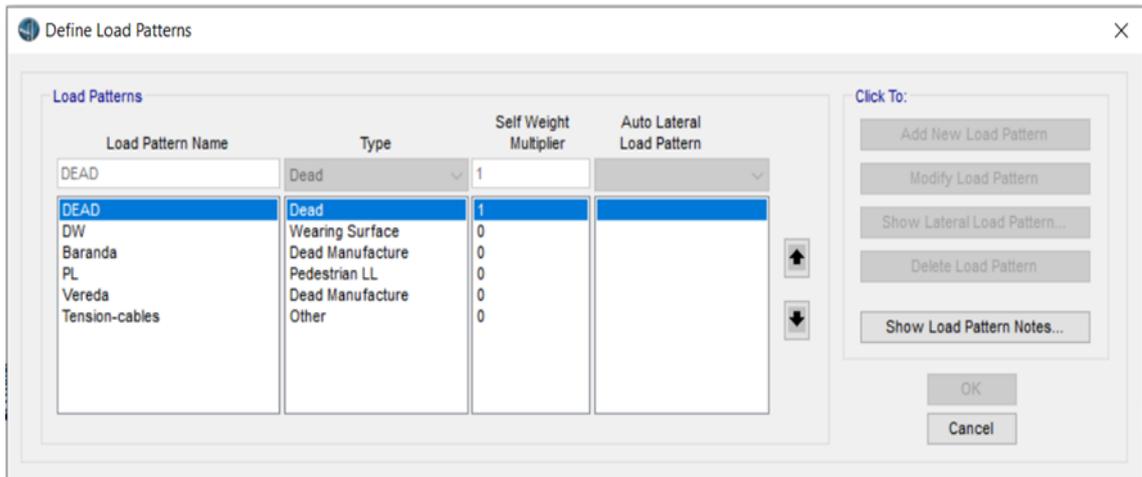


Figura 98 Asignación de patrones de carga

Fuente: Software CSIBridge V.20

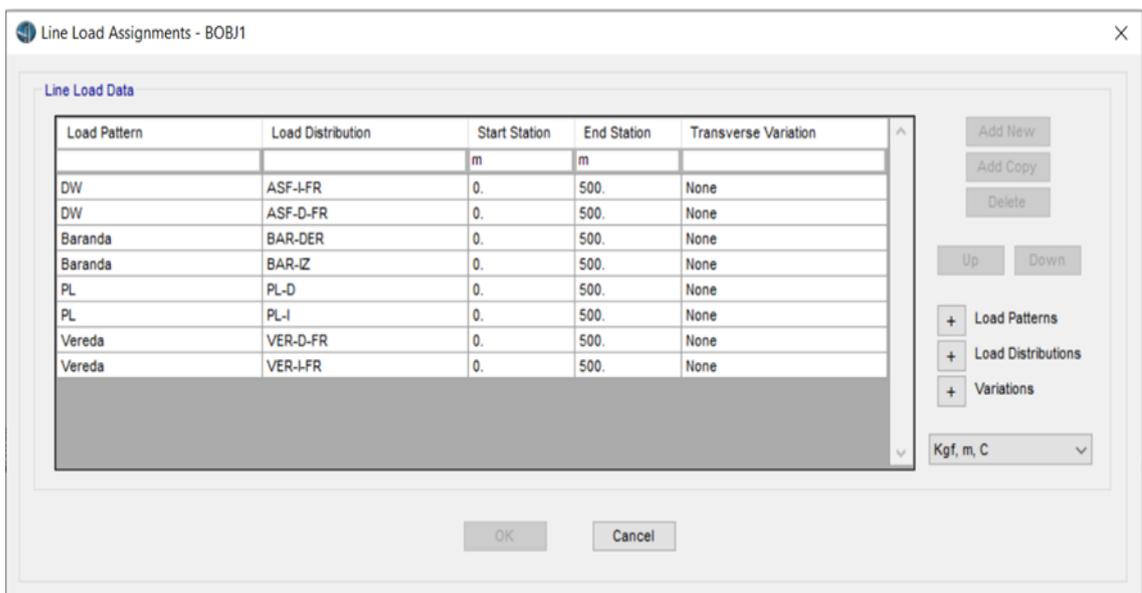


Figura 99 Asignación de cargas lineales – Pte. Extradosado

Fuente: Software CSIBridge V.20

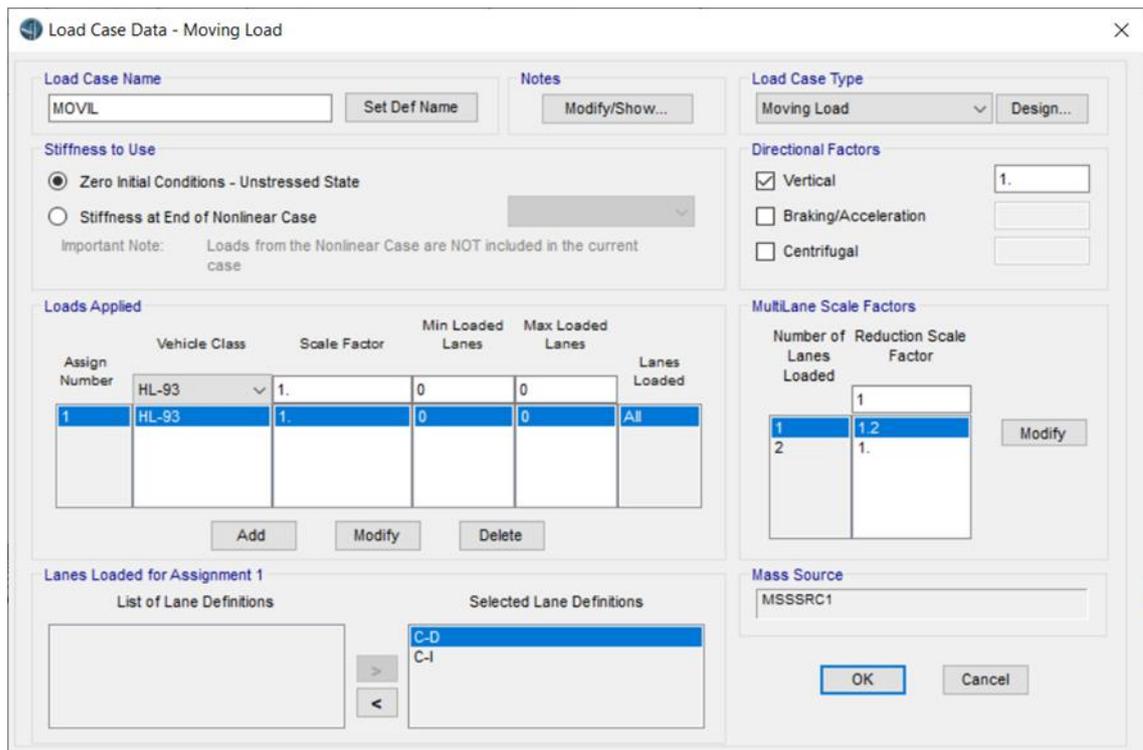


Figura 100 Asignación de carga móvil - vehículo de diseño HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

6.2.5. Asignación de combinación de carga

En la figura 101 se observa las definiciones de combinaciones de carga para el modelo.

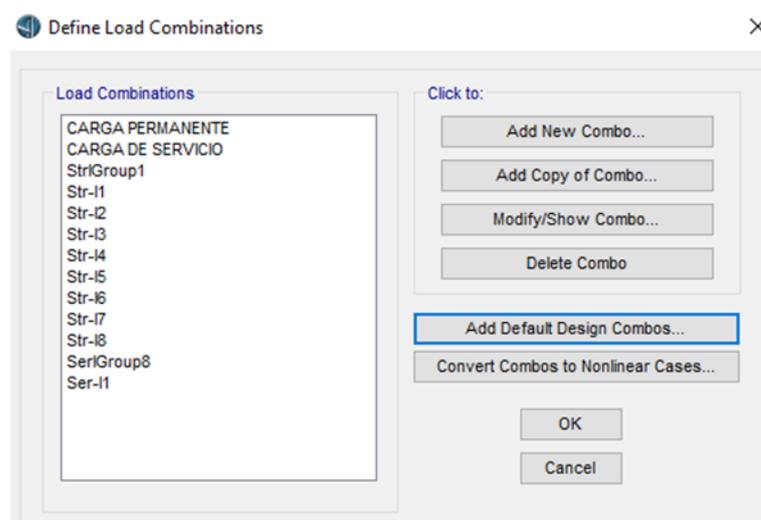


Figura 101 Asignaciones de combinaciones de carga

Fuente: Software CSIBridge V.20

CAPITULO VII: DISCUSION DE RESULTADOS

7.1. Resultados de la investigación

7.1.1. Del puente atirantado

7.1.1.1. Análisis de las deflexiones

a) Carga móvil HL-93

En el siguiente grafico se presenta el desplazamiento por la envolvente de camión de diseño HL93. Ver figura 102.

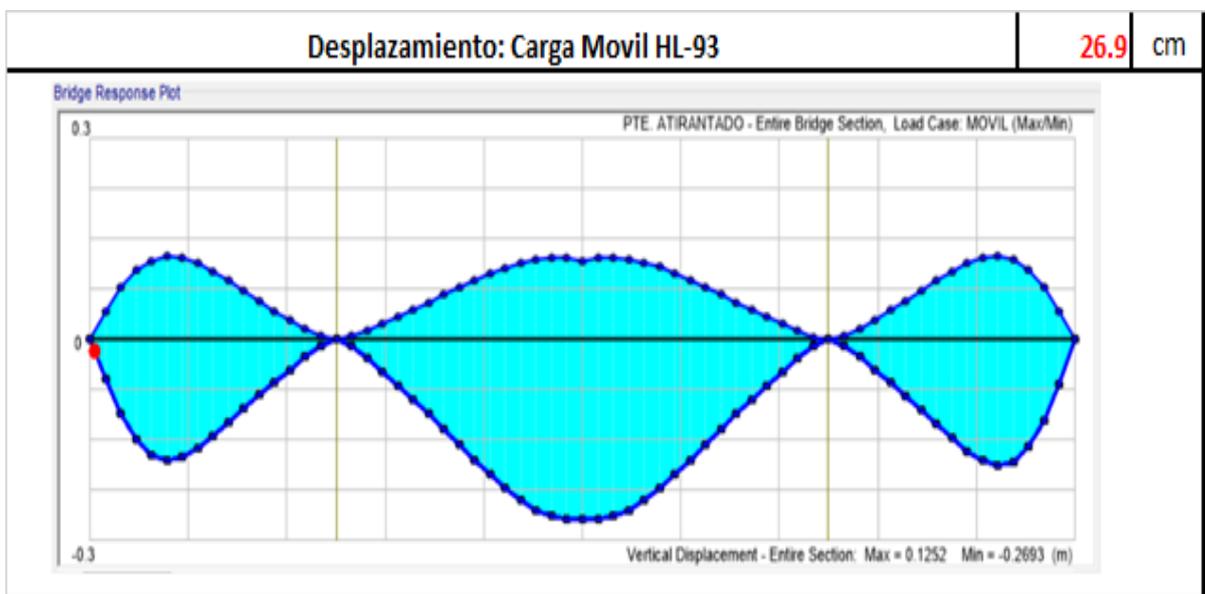


Figura 102 Desplazamiento – carga móvil HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Carga Viva (Carga móvil + carga peatonal)

Se puede observar en la figura 103, el desplazamiento por carga viva que es la suma de la carga móvil más la carga peatonal.

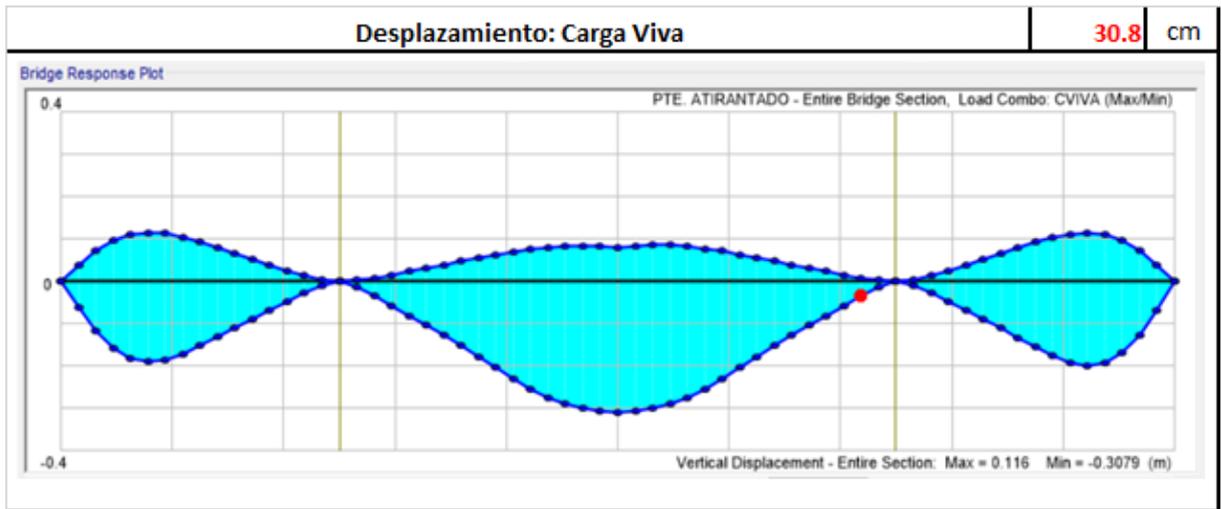


Figura 103 Desplazamiento - por carga viva

Fuente: Software CSIBridge V.20

c) Carga puntual HL-93 en el vano central

Se observa en la figura 104, el desplazamiento en el vano central de la estructura, se considera el camión de diseño HL-93 (32.63 ton) como una carga puntual para cada carril, en la estructura se considera doble carril siendo este valor 65.26ton.

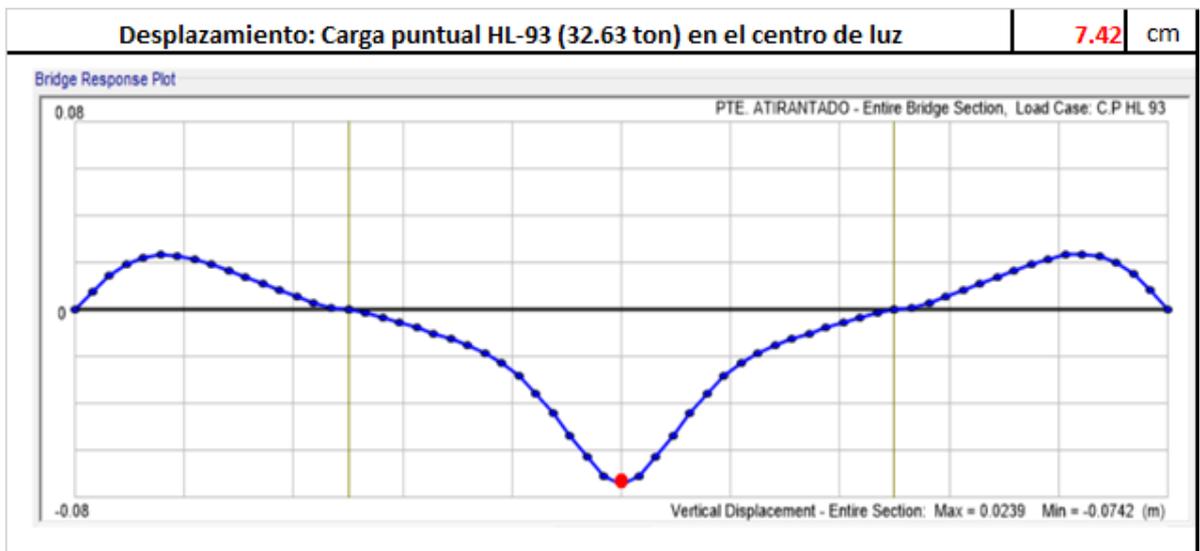


Figura 104 Desplazamiento - por carga puntual HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

d) Carga distribuida en el centro de luz

En la figura 105, se presenta el desplazamiento de la carga distribuida 0.952 ton/m en cada carril en el vano central. Se asignó 0.952 ton/m por cada carril.

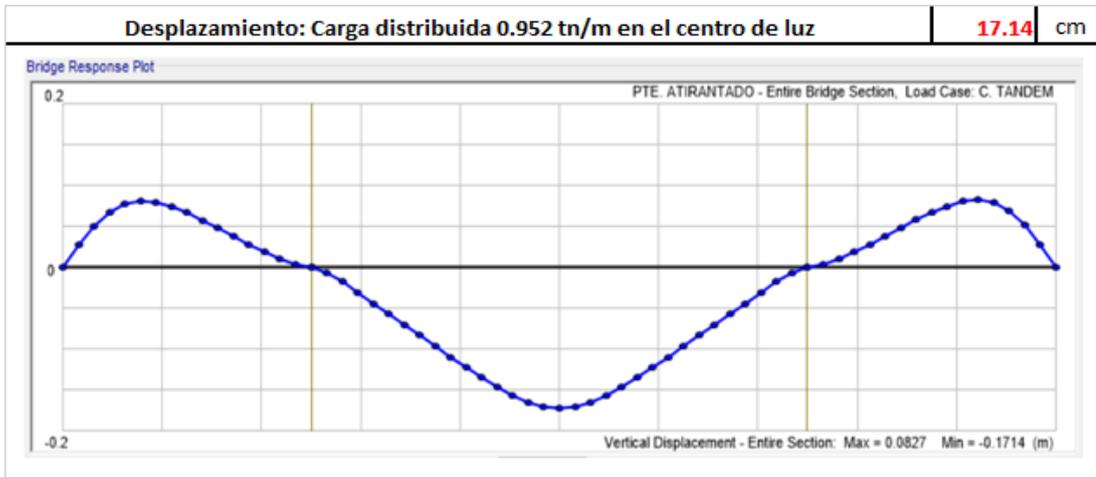


Figura 105 Desplazamiento – por carga distribuida

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.1.2. Análisis de las fuerzas axiales

a) Carga móvil HL-93

En la figura 106, se presenta el diagrama de fuerza axial debido a la carga móvil del camión de diseño HL-93.

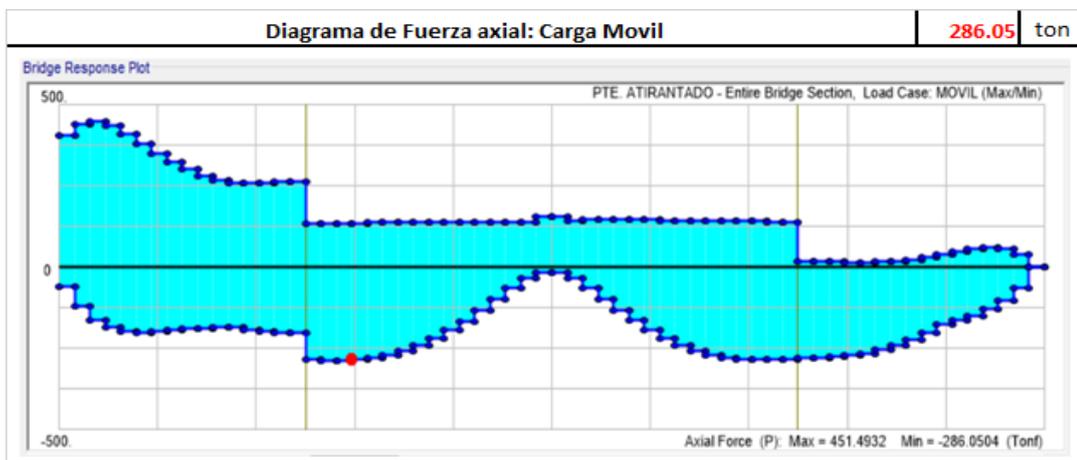


Figura 106 Fuerza axial - carga móvil HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Carga viva (carga móvil + carga peatonal)

En la figura 107, se presenta el diagrama de fuerza axial por carga viva que es la suma de la carga móvil más la carga peatonal.

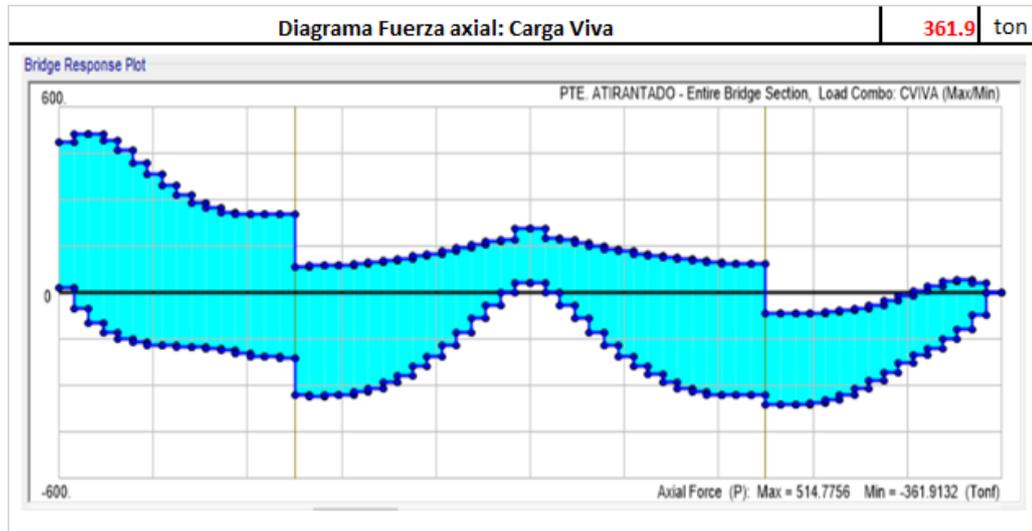


Figura 107 Fuerza axial - carga viva

Fuente: Software CSIBridge V.20

c) Carga puntual HL-93, en el vano central

De la figura 108, se observa el diagrama de fuerza axial para la carga puntual HL-93, se considera como carga puntual (65.26 ton), para un doble carril en el centro de luz.

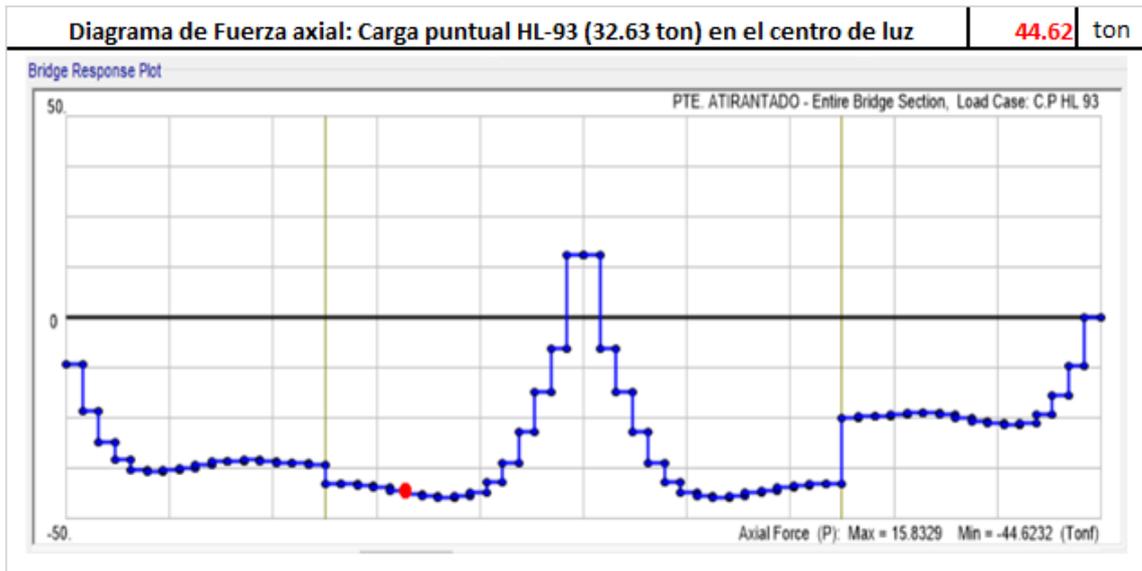


Figura 108 Fuerza axial - por carga puntual HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

d) Carga distribuida 0.952 ton/m, en el vano central

Como se observa en la figura 109, el diagrama de fuerza axial de la carga distribuida 0.952 ton/m en cada carril.

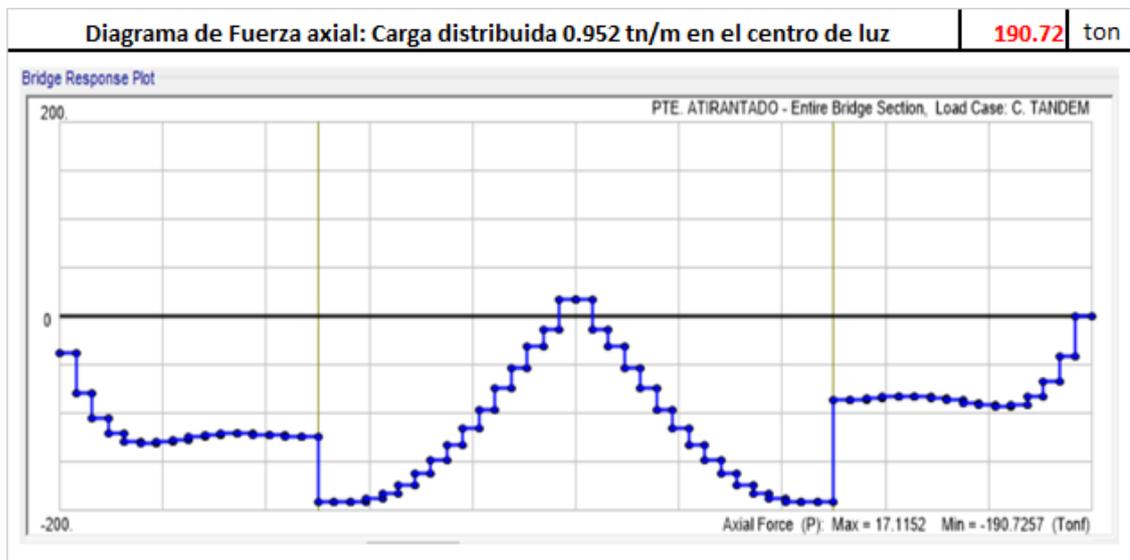


Figura 109 Fuerza axial - por carga distribuida

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.1.3. Análisis de los diagramas de momentos

a) Carga móvil HL-93

Se presenta en la siguiente figura 110, el diagrama de momentos por la envolvente de la carga móvil HL-93.

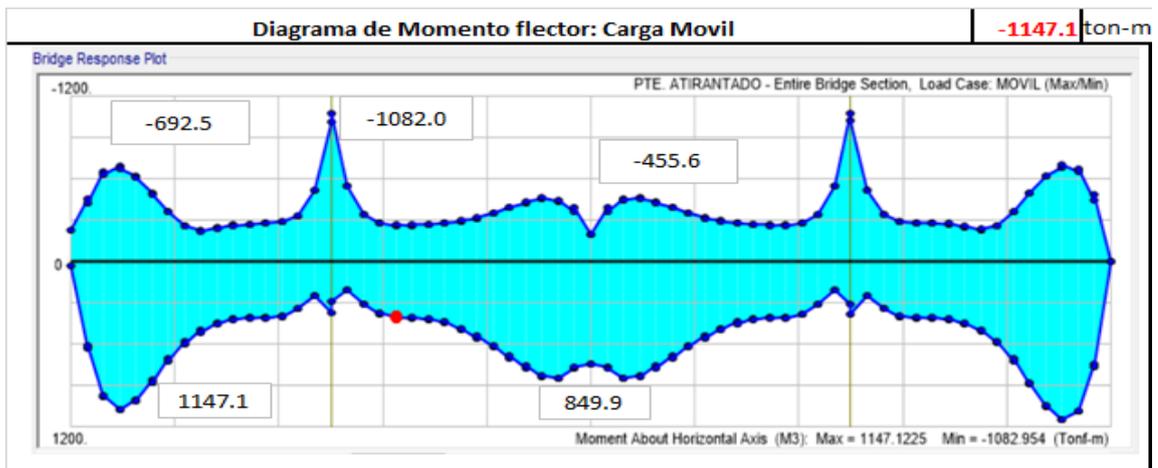


Figura 110 Momento Flector - por carga móvil HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Carga viva

Se presenta en la siguiente figura 111, el diagrama de momentos por envolvente para solicitaciones de carga viva (carga móvil más carga peatonal).

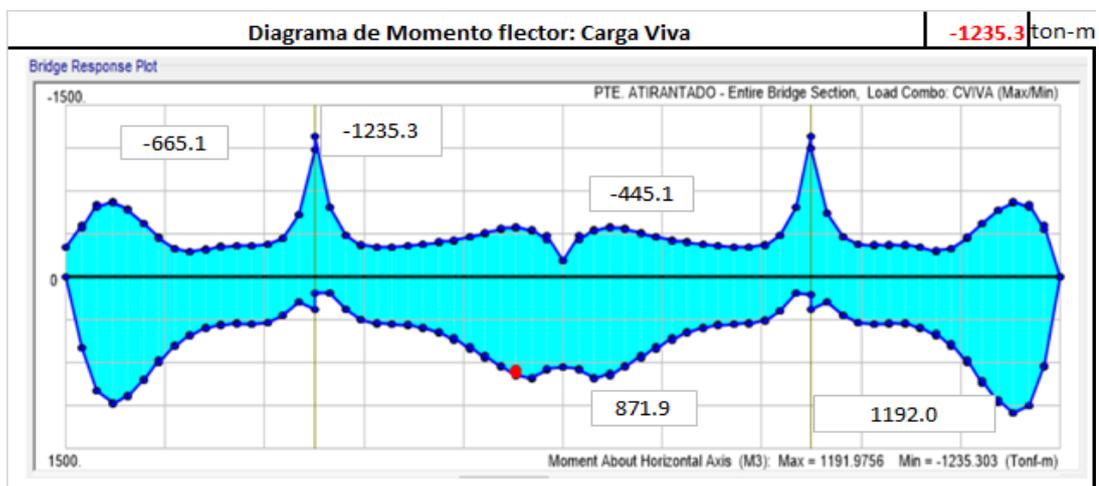


Figura 111 Momento Flector - por carga viva

Fuente: Software CSIBridge V.20

c) Carga de puntual HL-93 en el vano central

De la figura 112, se observa el diagrama de momento flector considerando como carga puntual 65.26 ton en el centro de luz.

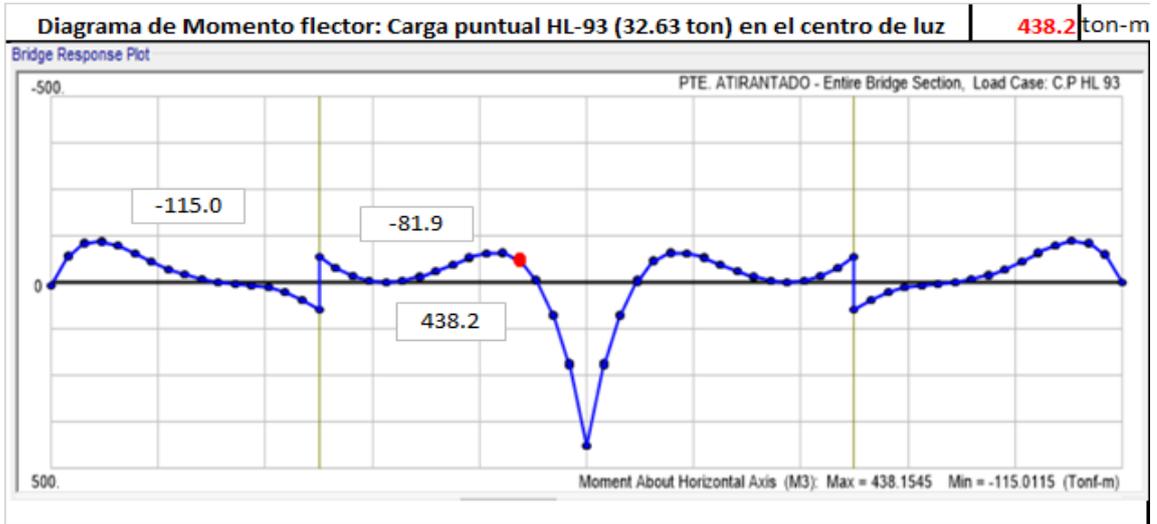


Figura 112 Momento Flector - por carga puntual HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

d) Carga de distribuida, en el vano central, de 0.952 ton/m en cada carril.

Se presenta en la siguiente figura 113, los momentos flectores, producto de la carga distribuida 0.952 ton/m en cada carril.

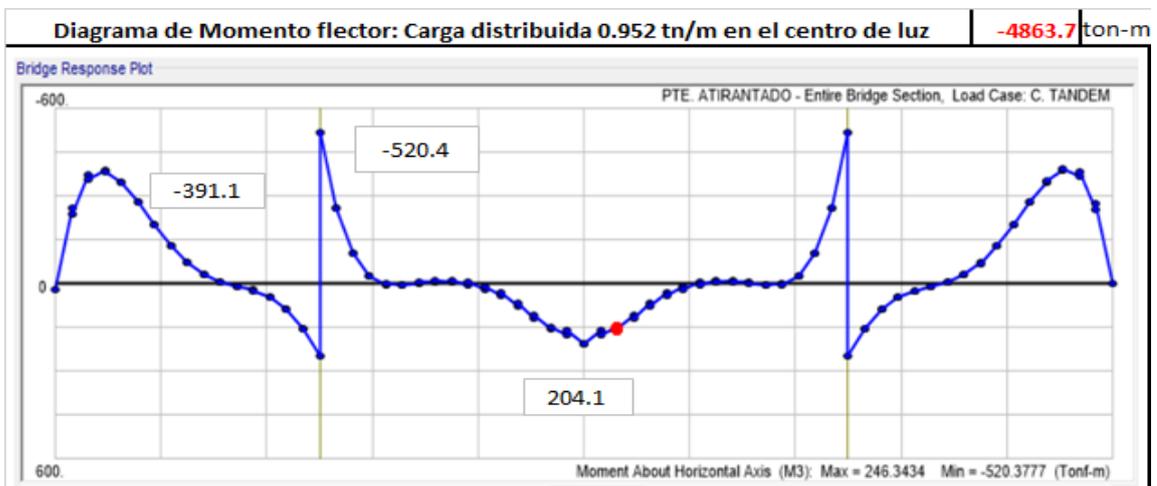


Figura 113 Momento Flector - por carga distribuida

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.1.4. Análisis sísmico

a) Sismo en eje X – X

En la siguiente figura 114-115 se observa el desplazamiento por análisis sísmico en el apoyo móvil y en la parte superior de la torre respectivamente en la dirección X (dirección longitudinal del puente).

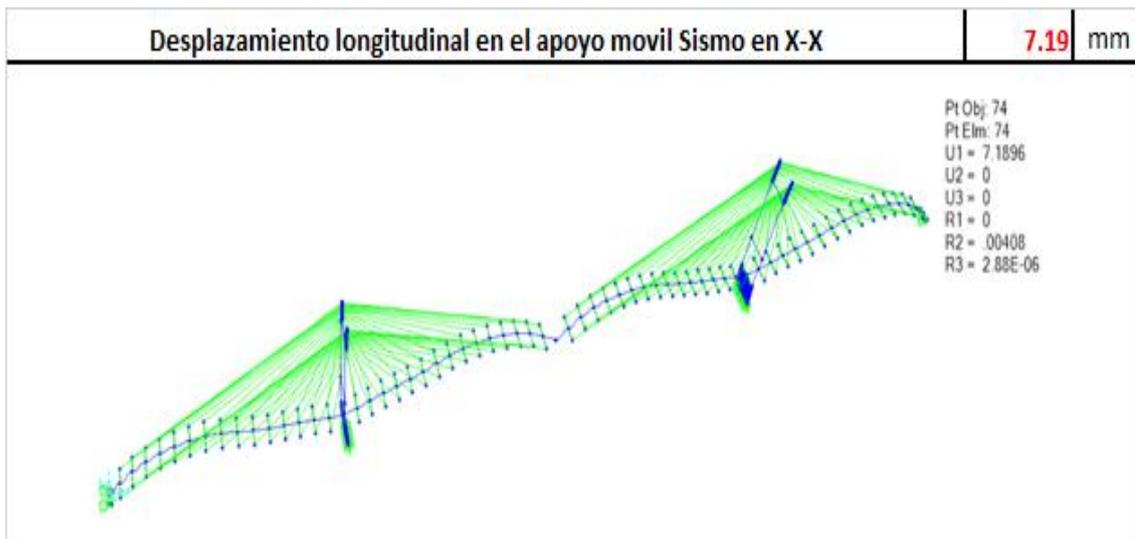


Figura 114 Deformada análisis sísmico eje X – X

Fuente: Software CSIBridge V.20

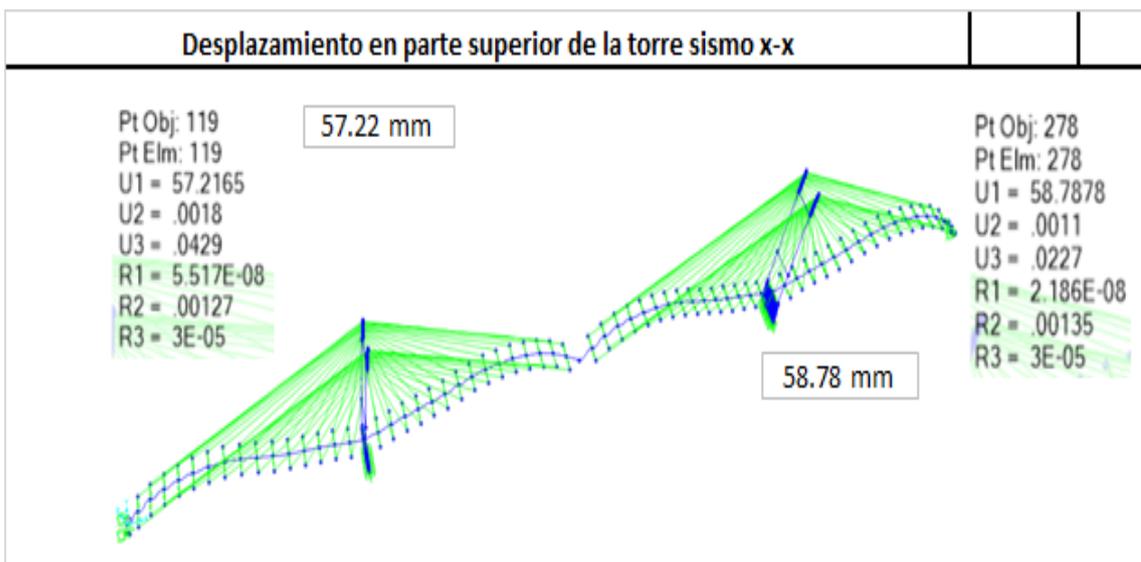


Figura 115 Deformada análisis sísmico en la torre eje X – X

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Sismo en eje Y – Y

En las siguientes figuras 116-118 se observa el desplazamiento por análisis sísmico en la dirección Y (dirección transversal del puente), en el vano lateral de la estructura, vano central y en la torre respectivamente.

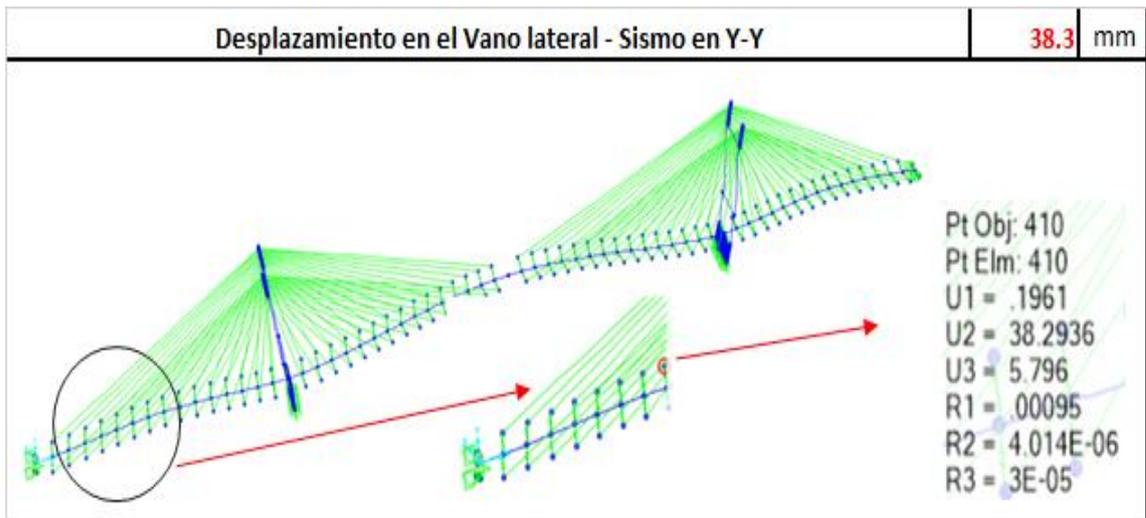


Figura 116 Desplazamiento en el vano lateral eje Y-Y

Fuente: Software CSIBridge V.20

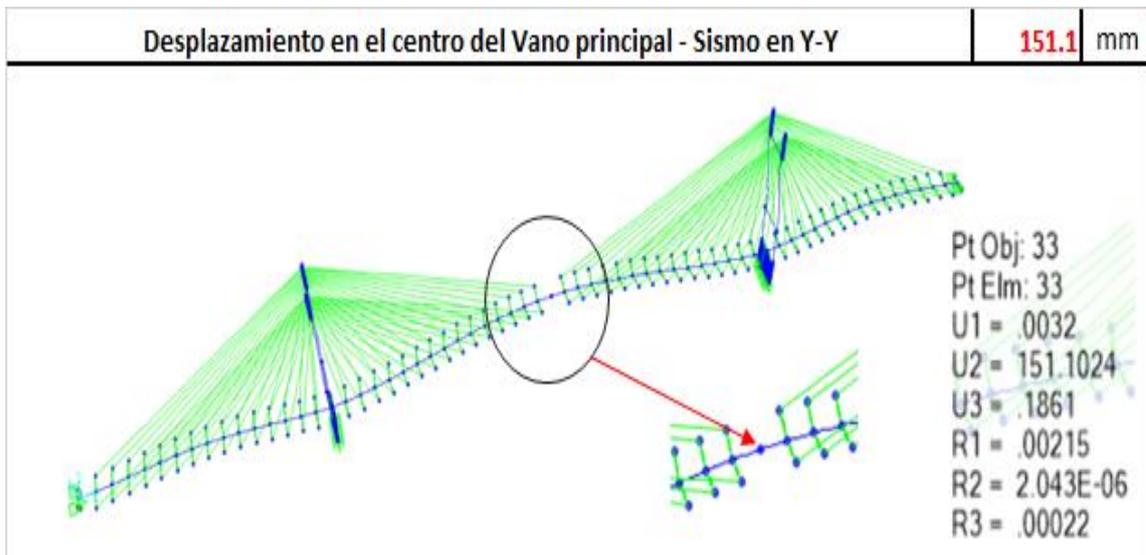


Figura 117 Desplazamiento en el vano central eje Y-Y

Fuente: Software CSIBridge V.20

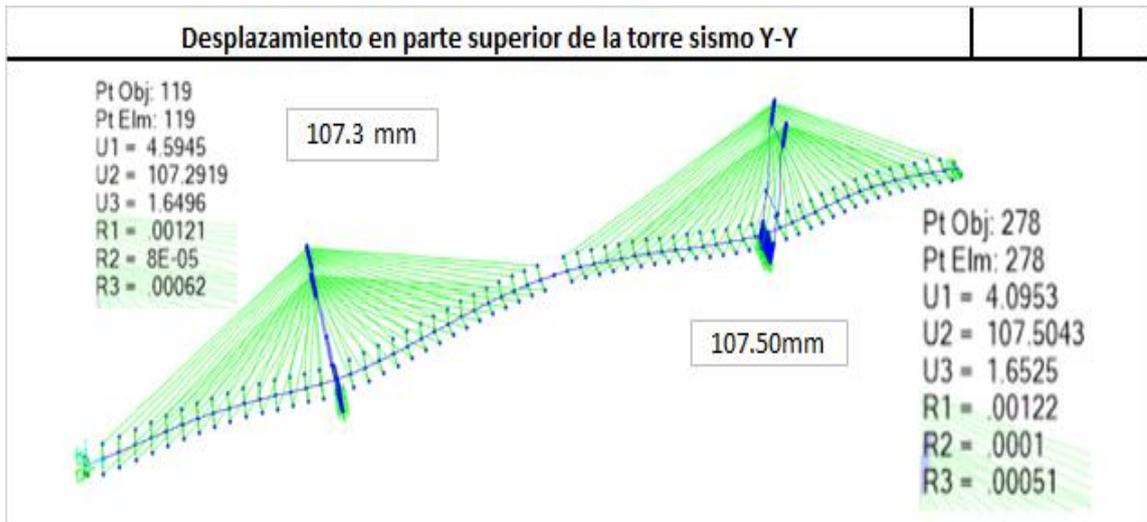


Figura 118 Momento Flector (M3) - Sismo Y-Y

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.1.5. Análisis modal

a) Formas de modo

A continuación, se presentan las 3 primeras formas de modo del puente atirantado, obtenidas del análisis modal con el programa CSI Bridge V20, ver figura 119-121.

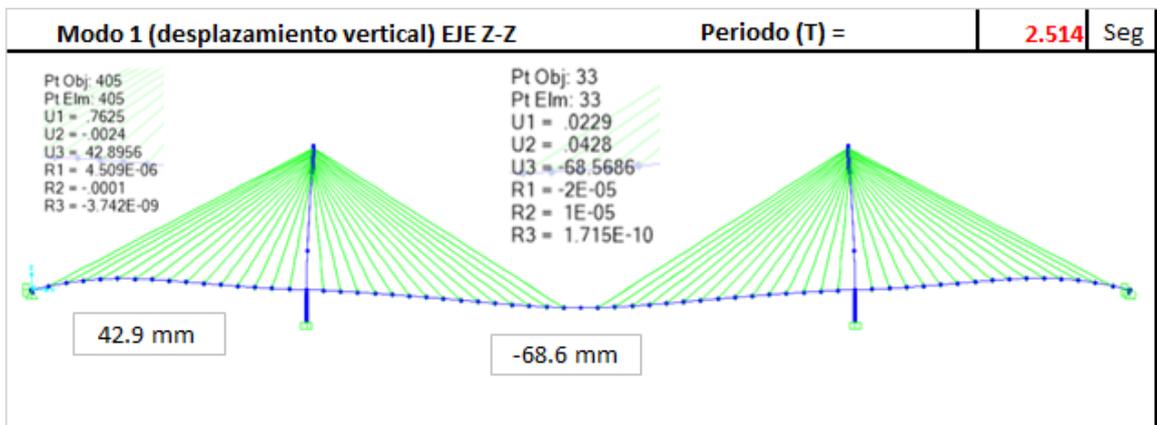


Figura 119 forma de modo 1 - pte. atirantado

Fuente: Software CSIBridge V.20

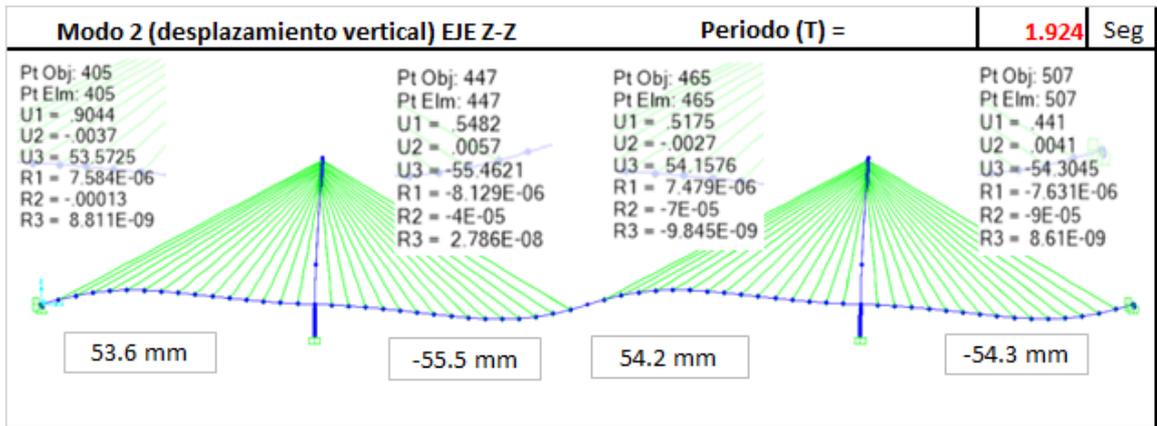


Figura 120 forma de modo 2 – pte. atirantado

Fuente: Software CSIBridge V.20

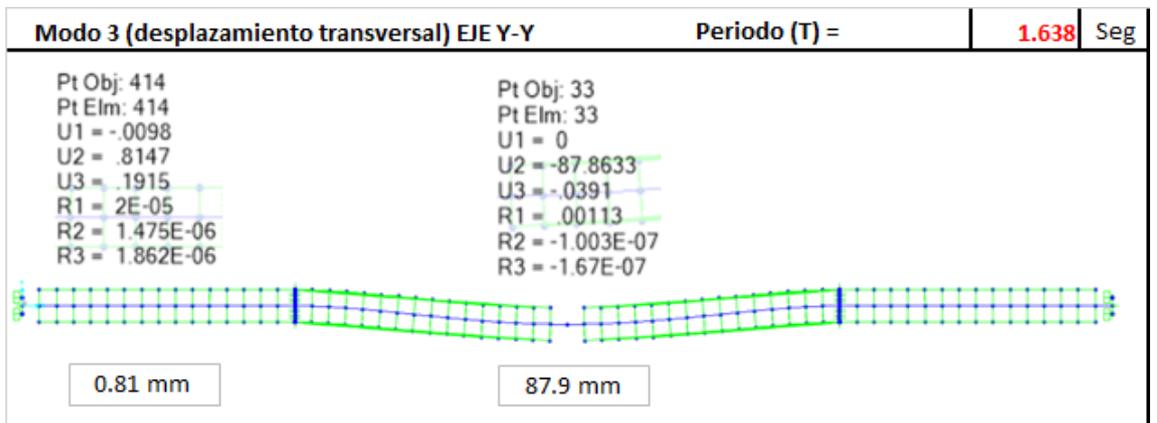


Figura 121 forma de modo 3 - pte. atirantado

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.2. Del puente extradado

7.1.2.1. Análisis de las deflexiones

a) Carga móvil HL-93

En la figura 122 se presenta el desplazamiento por la envolvente de camión de diseño HL-93.

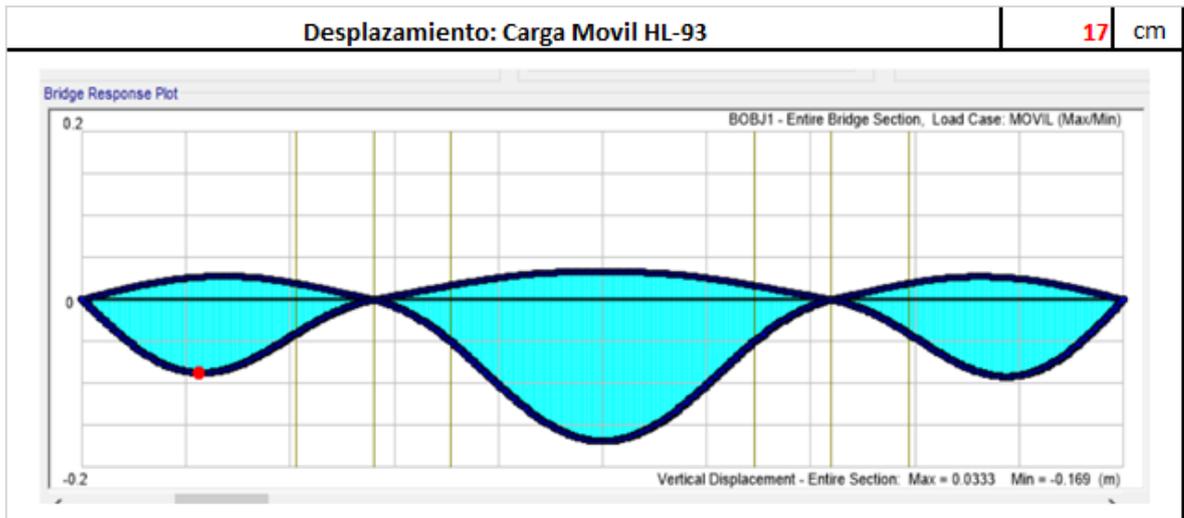


Figura 122 Desplazamiento – carga móvil HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Carga Viva (Carga móvil + carga peatonal)

Se puede observar en la figura 123, el desplazamiento por carga viva que es la suma de la carga móvil más la carga peatonal.

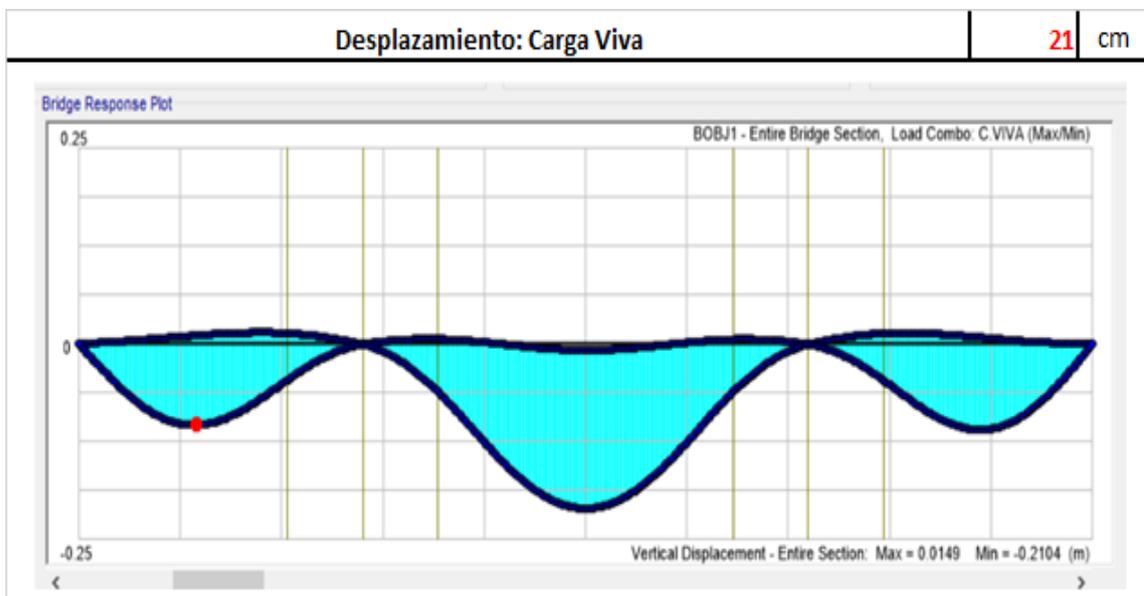


Figura 123 Desplazamiento - por carga viva

Fuente: Software CSIBridge V.20

c) Carga puntual HL-93 en el vano central

Se observa en la figura 124, el desplazamiento en el vano central de la estructura, se consideró el camión de diseño HL-93 (32.63 ton) como una carga puntual para cada carril, en la estructura se considera doble carril siendo este valor 65.26ton, obteniéndose un desplazamiento de 3.4cm.

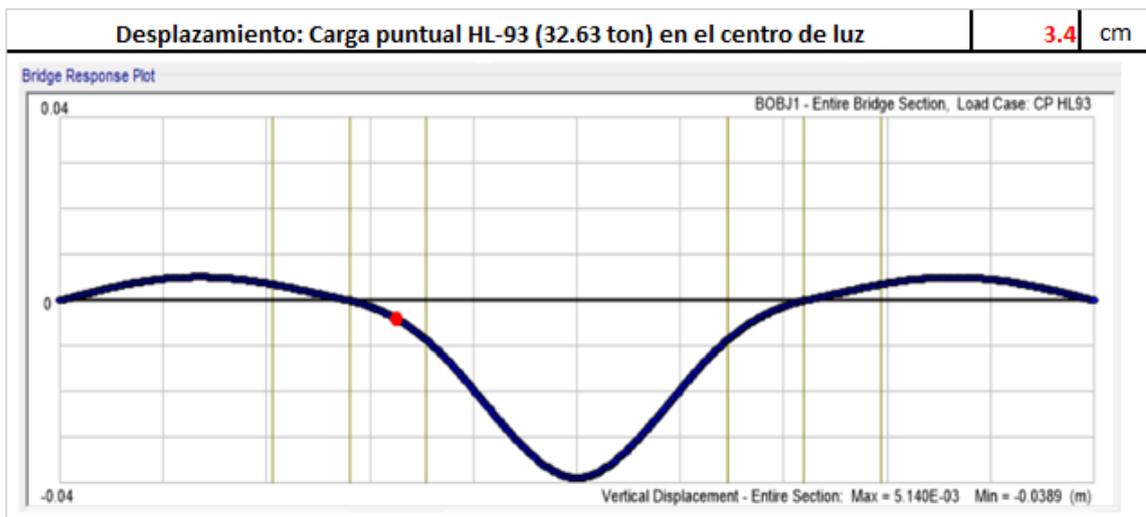


Figura 124 desplazamiento - por carga puntual HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

d) Desplazamiento carga distribuida, en el vano central, de 0.952 ton/m² en cada carril.

En la figura 125, se presenta el desplazamiento de la carga distribuida 0.952 ton/m por cada carril en el vano central.

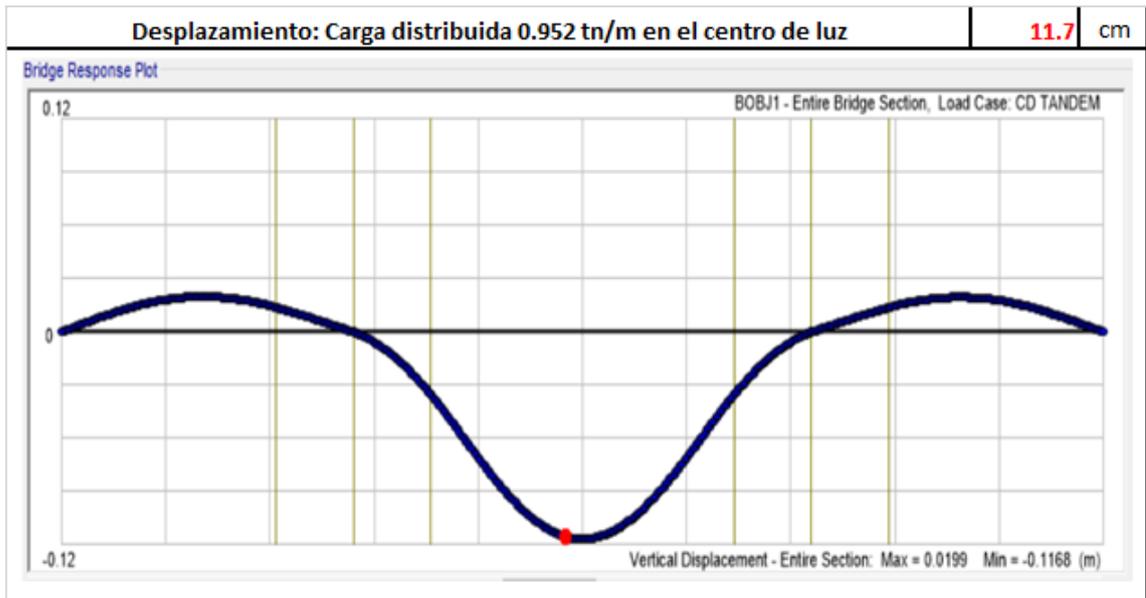


Figura 125 Desplazamiento – carga distribuida 0.952 ton/m

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.2.2. Análisis de las fuerzas axiales

a) Carga móvil HL-93

En la figura 126, se presenta el diagrama de fuerza axial debido a la carga móvil del camión de diseño HL-93.

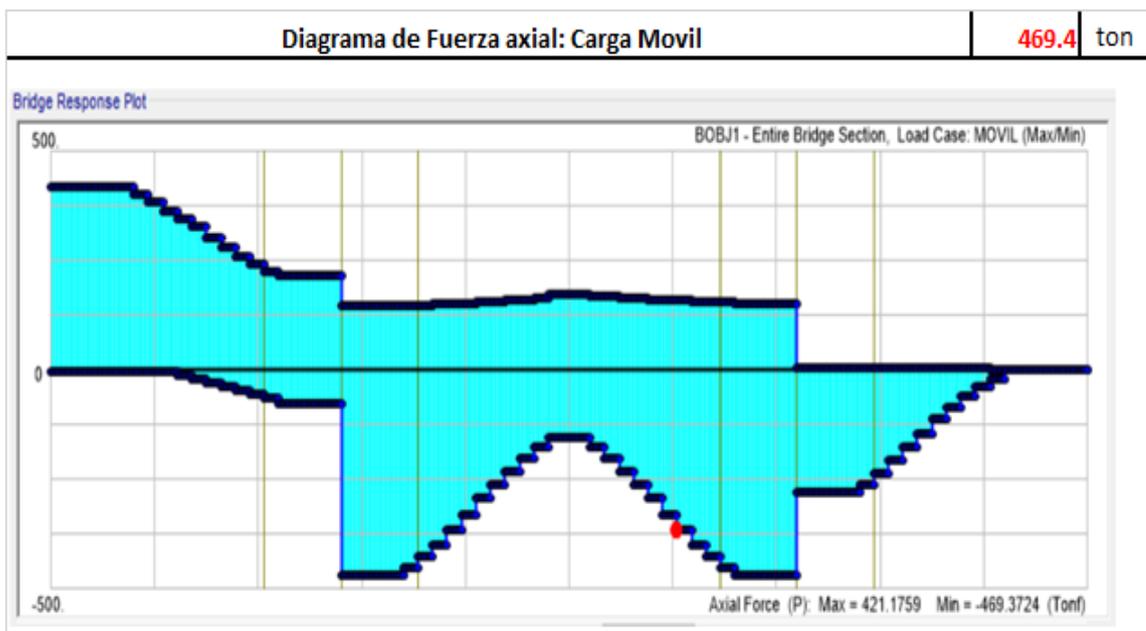


Figura 126 Fuerza Axial - carga móvil HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Carga viva

En la figura 127, se presenta el diagrama de fuerza axial, de la carga viva que es la suma de la carga móvil más la carga peatonal, siendo el valor más alto 577.40 ton.

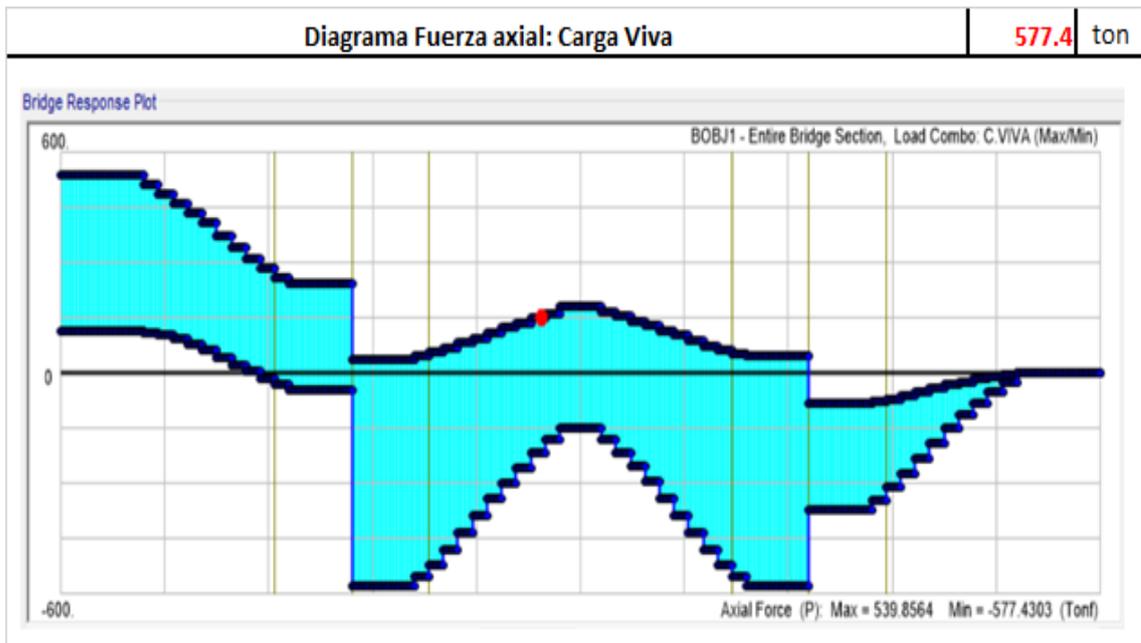


Figura 127 Fuerza axial - carga viva

Fuente: Software CSIBridge V.20

c) Carga puntual HL-93, en el vano central

De las figuras 128, se observa el diagrama de fuerza axial para la carga puntual HL-93, se considera como carga puntual (65.26 ton), para un doble carril en el centro de luz.

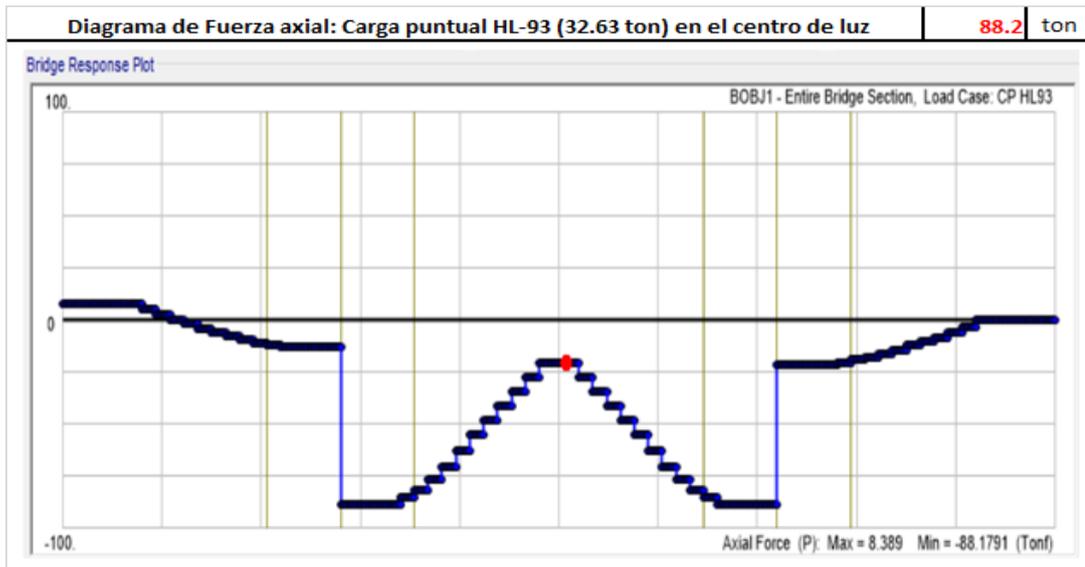


Figura 128 Fuerza axial - por carga puntual HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

d) Carga distribuida 0.952 ton/m, en el vano central

Como se observa en la figura 129, el diagrama de fuerza axial, producto de la carga distribuida 0.952 ton/m en cada carril.

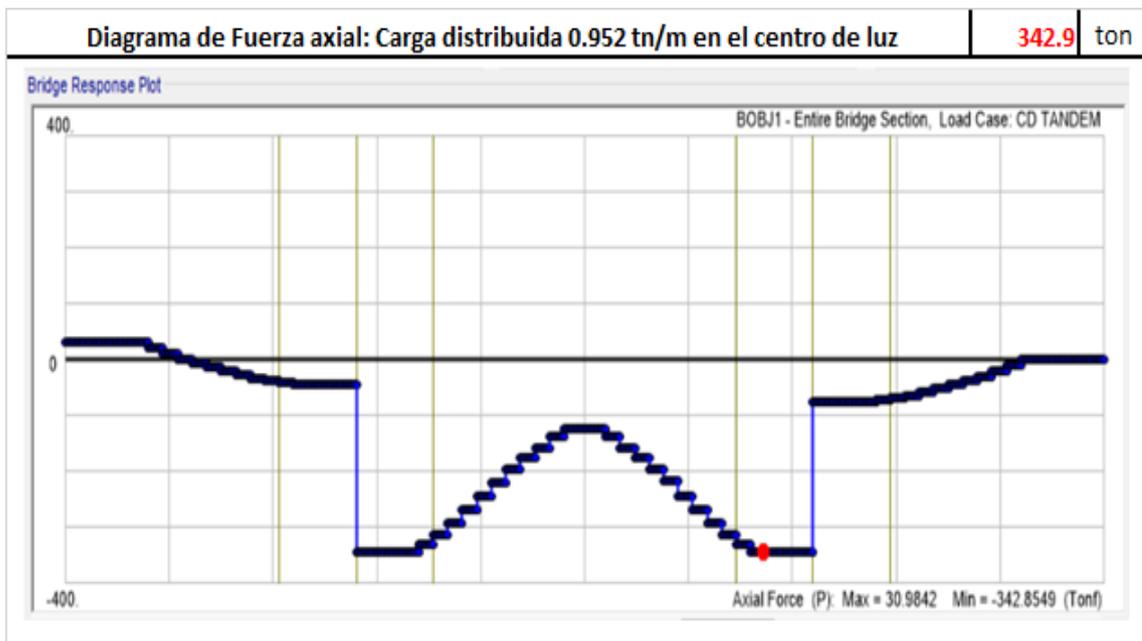


Figura 129 Fuerza axial - por carga distribuida 0.952 ton/m

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.2.3. Análisis de los diagramas de momentos

a) Carga móvil HL-93

Se presenta en la siguiente figura 130, el diagrama de momentos de la carga móvil HL-93.

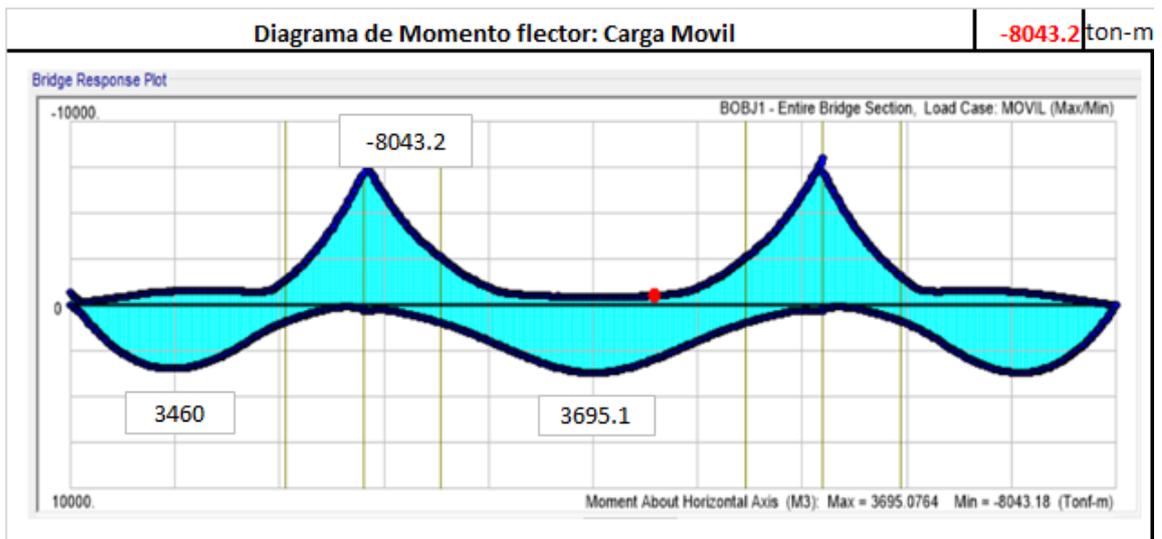


Figura 130 Momento Flector - por carga móvil HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Carga viva

Se presenta en la siguiente figura 131, el diagrama de momentos para solicitaciones de carga viva (carga móvil más carga peatonal).

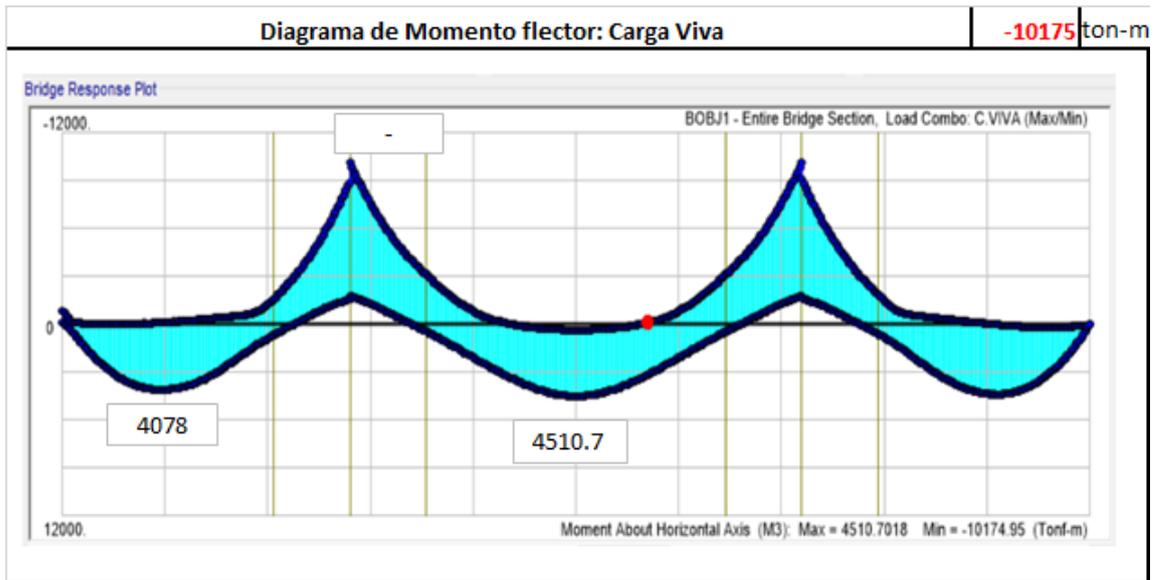


Figura 131 Momento flector – por carga viva

Fuente: Software CSIBridge V.20

c) Carga de puntual HL-93 en el vano central

De la figura 132, se observa el diagrama de momento flector considerando como carga puntual 66.25 ton en el centro de luz.

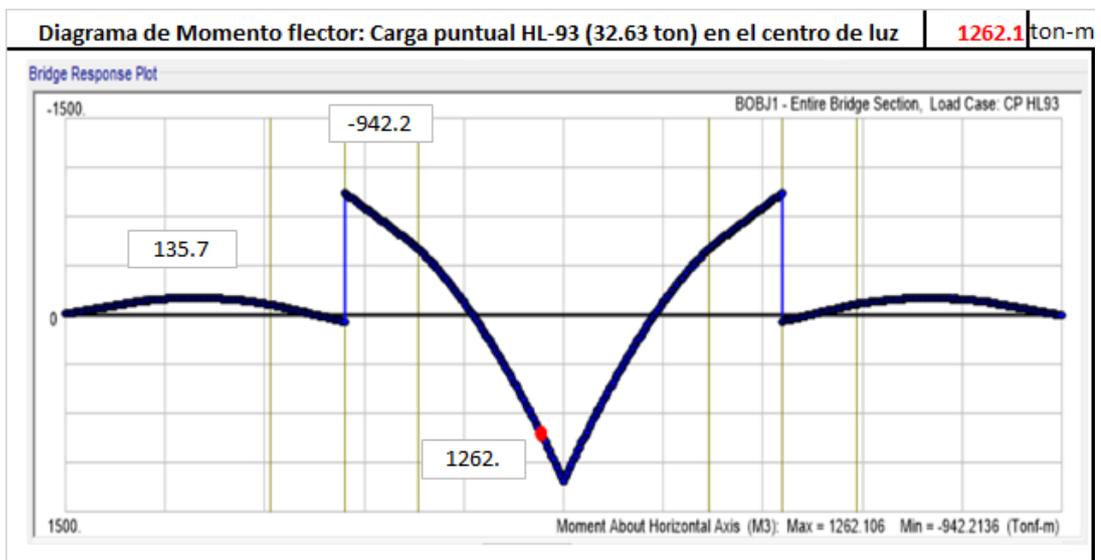


Figura 132 Momento flector - por carga puntual HL-93

Fuente: Software CSIBridge V.20

d) Carga de distribuida, en el vano central

Se presenta en la siguiente figura 133, los momentos flectores de la carga distribuida 0.952 ton/m en cada carril.

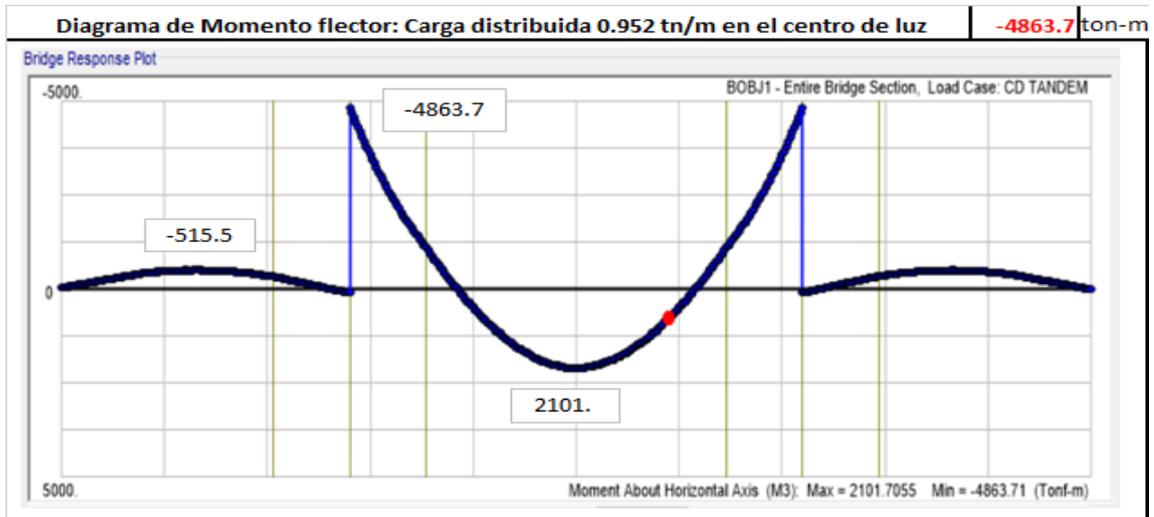


Figura 133 Momento flector - por carga distribuida

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.2.4. Análisis sísmico

a) Sismo en el eje X – X

En la siguiente figura 134-135 se observa la deformada por análisis sísmico en el apoyo móvil y en la parte superior de la torre respectivamente en la dirección X.

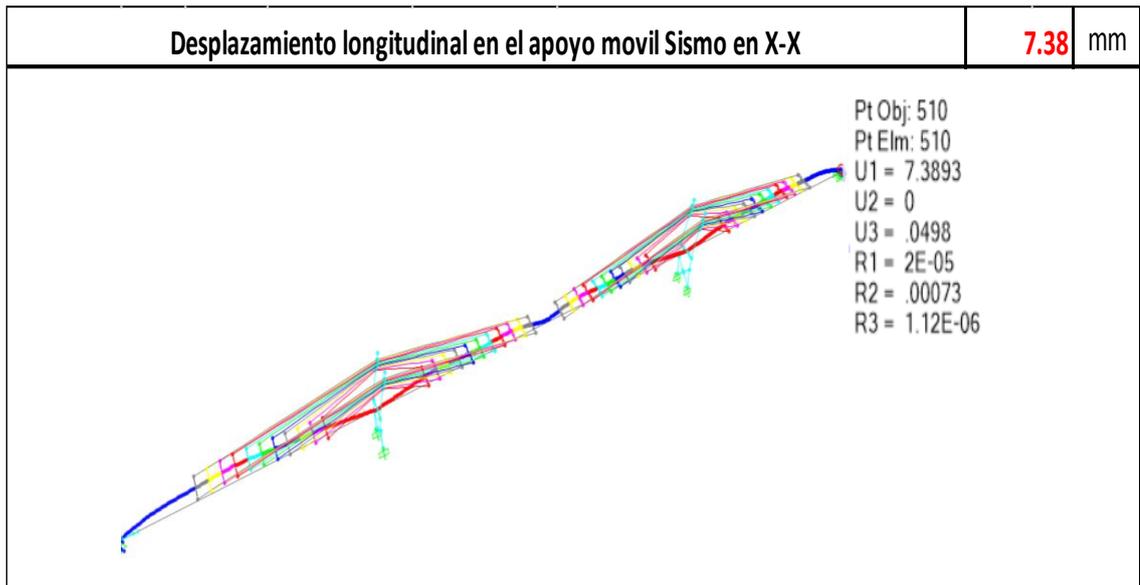


Figura 134 Desplazamiento análisis sísmico eje X – X

Fuente: Software CSIBridge V.20

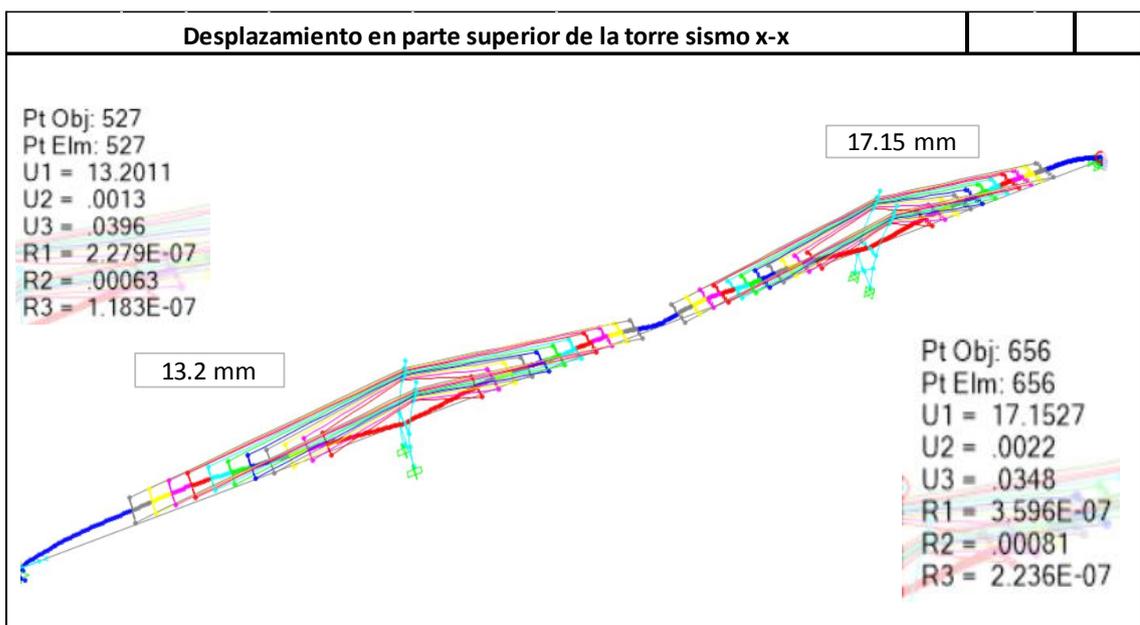


Figura 135 Desplazamiento análisis sísmico en la torre eje X – X

Fuente: Software CSIBridge V.20

b) Sismo en el eje Y – Y

En las siguientes figuras 136-138 se observa la deformada por análisis sísmico en la dirección Y, en el vano lateral de la estructura, vano central y en la torre respectivamente.

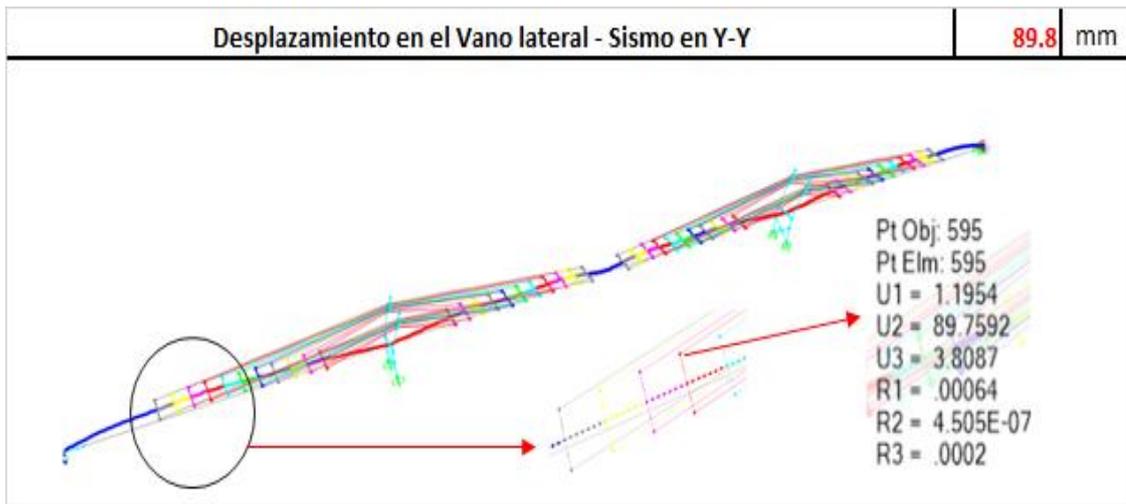


Figura 136 Desplazamiento por carga sísmica Y-Y

Fuente: Software CSIBridge V.20

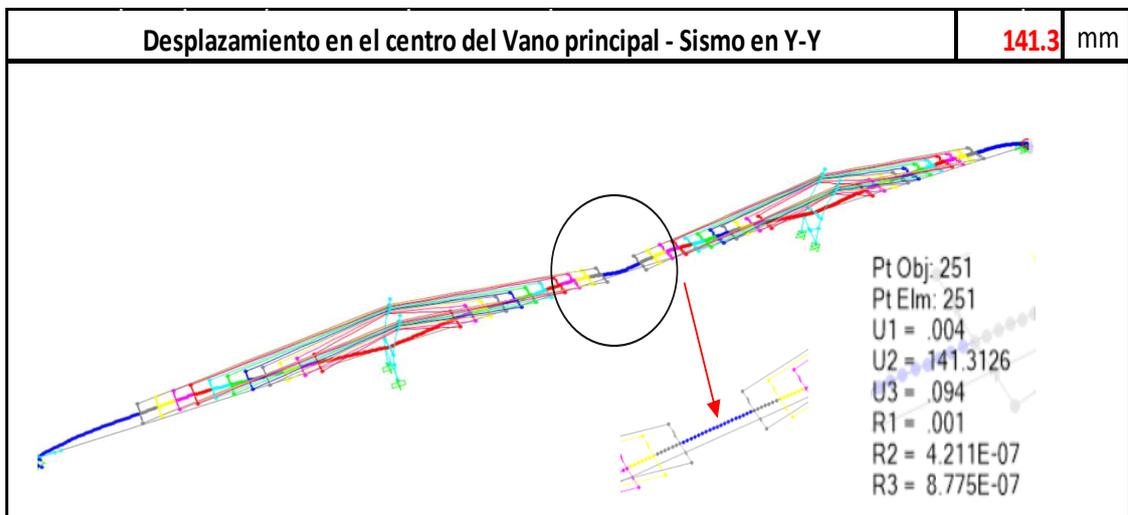


Figura 137 Desplazamiento por carga sísmica en el vano central eje Y – Y

Fuente: Software CSIBridge V.20

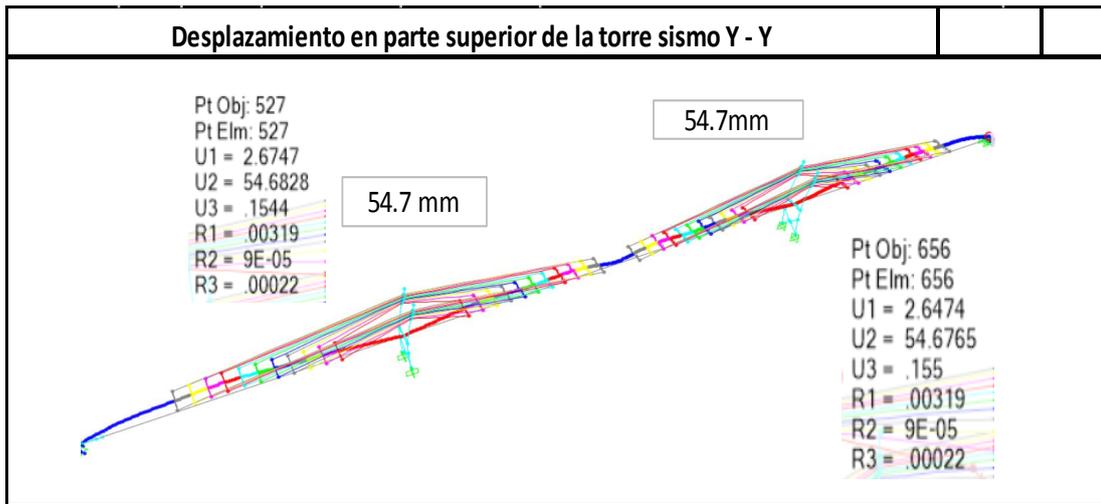


Figura 138 Desplazamiento en la parte superior de la torre

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.1.2.5. Análisis modal

a) Formas de modo

A continuación, en la figura 139-141, se presentan las 3 primeras formas de modo del puente extradosado, obtenidas del análisis modal con el programa CSI Bridge V20.

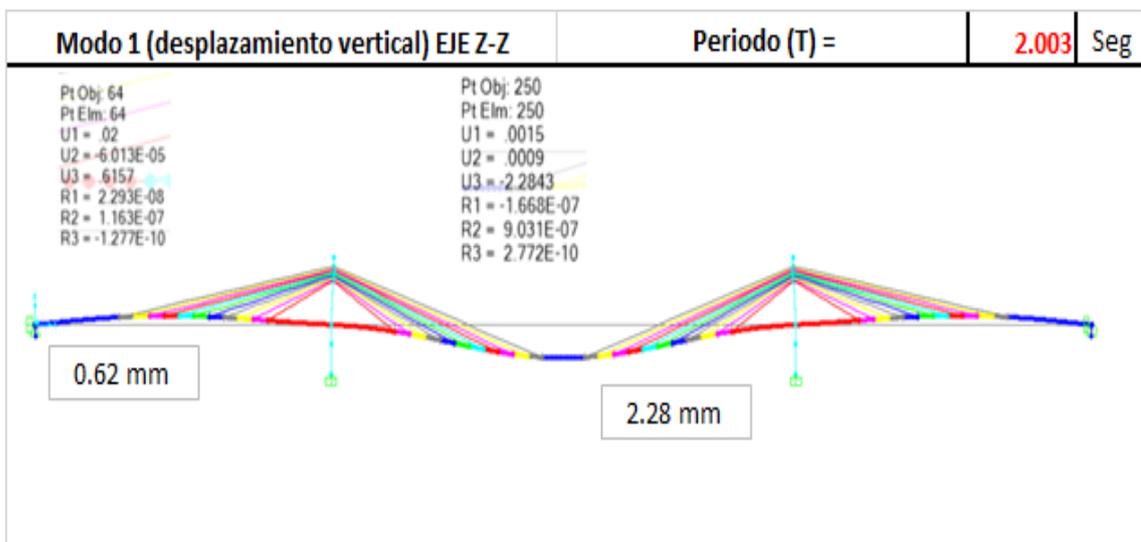


Figura 139 forma de modo 1 – pte. extradosado

Fuente: Software CSIBridge V.20

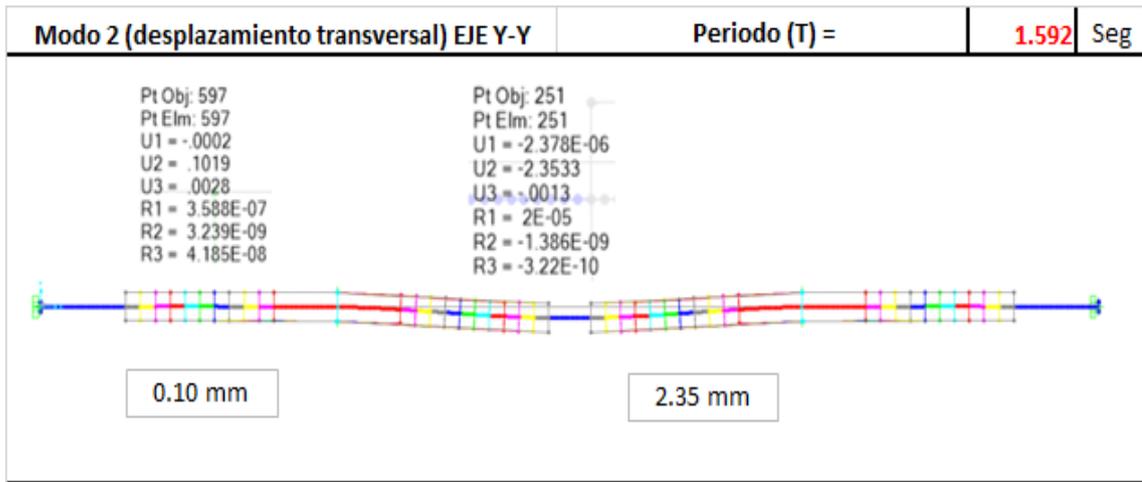


Figura 140 forma de modo 2 – pte. extradosado

Fuente: Software CSIBridge V.20

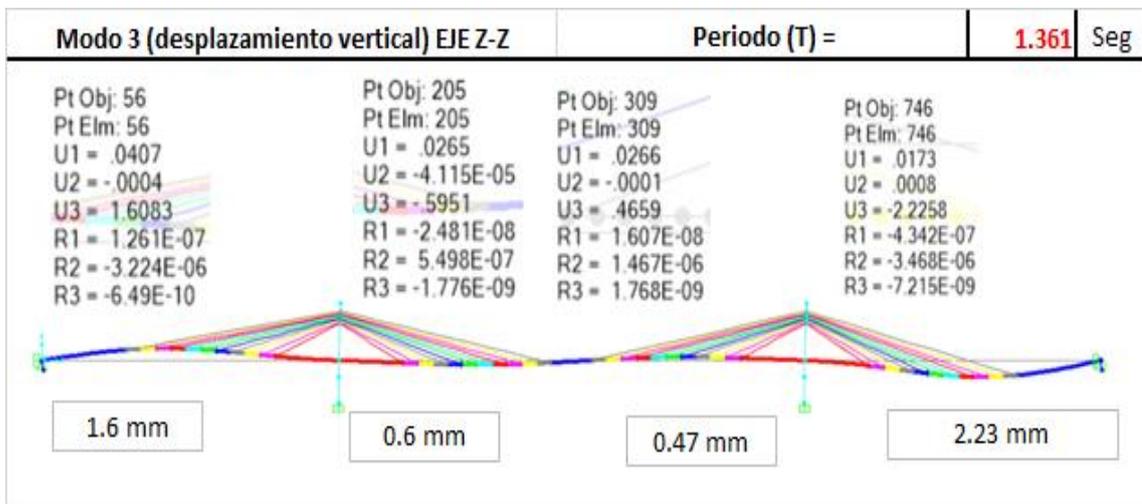


Figura 141 forma de modo 3 – pte. extradosado

Fuente: Software CSIBridge V.20

7.2. Resumen de resultados

7.2.1. De los desplazamientos

En la siguiente tabla 12, se presenta los desplazamientos verticales que existen entre ambas tipologías de puentes con tirantes.

Tabla 12
Tabla comparativa de los desplazamientos

Modelo	Elemento	ΔV (cm) por Envolvente HL-93	ΔV (cm) por Carga viva	ΔV (cm) por Carga puntual HL-93	ΔV (cm) por Carga carril 0.952 ton/m
Atirantado	Vano lateral	-19.5	-20.7	2.4	8.27
	Vano central	-26.9	-30.8	-7.42	-17.14
Extradosado	Vano lateral	-8.7	-10.35	0.51	1.2
	Vano central	-17	-21	-3.4	-11.7

Fuente: Elaboración propia

7.2.2. De las fuerzas axiales

En la tabla 13, se presenta los resultados de ambos puentes en sus diferentes tipos de carga, para el vano central.

Tabla 13
Tabla comparativa de fuerza axial

Modelo	Elemento	F (ton) por Envolvente HL-93	F (ton) por Carga viva	F (ton) por Carga puntual HL-93	F (ton) por Carga carril 0.952 ton/m
Atirantado	Vano central	286.05	361.9	44.62	190.72
Extradosado	Vano central	469.4	577.4	88.2	342.9

Fuente: Elaboración propia

7.2.3. De los momentos flectores

Se presenta en la tabla 14, los momentos flectores en el vano central, lateral y en la torre, para ambas estructuras.

Tabla 14
Tabla comparativa de momentos flectores

Modelo	Elemento	M (ton-m) por Envolvente HL-93	M (ton-m) por Carga viva	M (ton-m) por Carga puntual HL-93	M (ton-m) por Carga carril 0.952 ton/m
Atirantado	Torre	-1082	-1235.3	-71.52	-520.4
	Vano lateral	1147.1	1192	-115	-391.1
	Vano central	849.9	871.9	438.2	204.1
Extradosado	Torre	-8043.2	-10175	-942.2	-4863.7
	Vano lateral	3460	10.78	-135.7	-515.5
	Vano central	3695.1	4510.7	1262.1	2107.7

Fuente: Elaboración propia

7.2.4. Del sismo en el eje X – X

A continuación, en la tabla 15, se observa los desplazamientos horizontales debido al sismo en la dirección X del puente.

Tabla 15
Tabla comparativo de desplazamiento por sismo en el eje X-X

Modelo	Elemento	ΔH (mm) por Sismo X-X
Atirantado	Apoyo móvil	7.19
	Torre 1	57.22
	Torre 2	58.78
	Apoyo móvil	7.38
Extradosado	Torre 1	13.2
	Torre 2	17.5

Fuente: Elaboración propia

7.2.5. Del sismo en el eje Y – Y

A continuación, en la tabla 16, se observa los desplazamientos horizontales debido al sismo en la dirección Y del puente.

Tabla 16

Tabla comparativo de desplazamiento por sismo en el eje Y-Y

Modelo	Elemento	ΔH (mm) por Sismo Y-Y
Atirantado	Torre 1	107.3
	Torre 2	107.5
	Vano lateral	38.3
	Vano central	151.1
Extradado	Torre 1	54.7
	Torre 2	54.7
	Vano lateral	89.8
	Vano central	141.3

Fuente: Elaboración propia

7.3. Contrastación de hipótesis

7.3.1. Hipótesis general

El puente extradado posee un mejor comportamiento estructural que el puente atirantado ante diferentes estados de carga.

7.3.2. Hipótesis específicas

7.3.2.1. Hipótesis específica 1

Hipótesis Alterna (Hi)

La tipología de un puente extradado favorecerá en diseño y comportamiento estructural sobre un puente atirantado sobre una luz de 220m para su modelo matemático.

Hipótesis Nula (Ho)

La tipología de un puente extradadosado no favorecerá en diseño y comportamiento estructural sobre un puente atirantado sobre una luz de 220m para su modelo matemático.

Se utilizo para el modelo matemático en ambas tipologías de puente, los elementos deck para el tablero con sección cajón, representado por un elemento frame, en los tirantes elementos cables, frame y tendón, la torre tipo H, representada mediante elementos frame, los estribos y apoyos con elementos links, spring; obteniéndose mejores resultados en el puente extradadosado.

7.3.2.2. Hipótesis especifica 2

Hipótesis Alterna (Hi)

Existe relación significativa entre los elementos estructurales de un puente atirantado y un puente extradadosado.

Hipótesis Nula (Ho)

No existe relación significativa entre los elementos estructurales de un puente atirantado y un puente extradadosado.

Del tablero

El canto del tablero en el puente atirantado es menor y constante que el del puente extradadosado, presentando esto cantos variables, del orden $1/45 - 1/55$ en su vano central y en las torres ratios del orden $1/18-1/22$, en el caso de los puentes atirantados de presentan ratios del orden $1/200$ hasta $1/400$.

Los tableros son vigas cajón de concreto armado o pretensado, como estos tableros presentan solicitaciones exteriores debido a los tirantes, estos reducen las cuantías por tal se pueden reducir las almas, aligerando el peso de la estructura.

De los tirantes

En los puentes extradados los tirantes son más inclinados llegando al orden de los 15° , mientras que en los puentes atirantados la inclinación de los tirantes puede llegar a los 90° en las torres y entre 20° y 25° en los vanos más alejados.

De las Torres

En los puentes atirantados las alturas se miden desde la rasante del tablero teniendo un orden del $L/4$ siendo esta la más alta, y en el caso de los puentes extradados las alturas están en relación de $L/8$ como también $L/12$. Siendo aproximadamente la mitad de los puentes atirantados convencionales.

7.3.2.3. Hipótesis específica 3

Hipótesis Alterna (H_i)

La evaluación de las ventajas de un puente extradado frente a un puente atirantado, justificara como solución estructural competitiva para luces de 220m.

Hipótesis Nula (H_o)

La evaluación de las ventajas de un puente extradado frente a un puente atirantado, justificara como solución estructural competitiva para luces de 220m.

Comparando los puentes extradados frente a los puentes atirantados encontramos las siguientes ventajas y desventajas:

Para los suelos con baja capacidad portante, el puente extradadosado resulta más favorable.

Al presentar tablero rígido, gracias a su alto grado de rigidez de la viga, no es necesario ajustar la fuerza de tensión en los tirantes, ni durante el inicio de la obra y al finalizar la construcción caso contrario se da en los puentes atirantados.

La fuerza sísmica sobre los elementos estructurales en los puentes extradadosados son mayores debido al mayor peso de la estructura, frente a los puentes atirantados.

7.3.2.4. Hipótesis específica 4

Hipótesis Alterna (Hi)

El puente atirantado presenta mayores de deformaciones ante las cargas viva y carga permanente frente al puente extradadosado.

Hipótesis Nula (Ho)

El puente atirantado presenta mayores de deformaciones ante las cargas viva y carga permanente frente al puente extradadosado.

Los puentes atirantados presentan mayor deformación en el vano central frente a las solicitaciones por carga permanente y carga viva (HL-93), para el caso de los puentes atirantados en ningún caso la tensión excede al límite de carga máxima 45% de F_{pu} del tirante.

En toda la configuración semi arpa, el primer tirante tiene una tensión cercana o por encima al valor máximo de diseño.

CONCLUSIONES

- 1) Los modelos matemáticos tanto del puente atirantado como extradado se realizaron satisfactoriamente, utilizando las herramientas que nos proporciona el programa CSI Bridge V20, así mismo se obtuvo elementos como frame, deck, spring, link, de modo que represente el comportamiento que se asemeje a la realidad de la estructura antes distintos factores externos, tales como la carga permanente, carga viva (peatonal y móvil), sismo, etc.
- 2) Con respecto a la etapa final de cada puente se obtuvieron las áreas finales de cada cable. Esta parte es de suma importancia ya que los desplazamientos que mostraron los resultados por factores externos como carga viva son considerando que por carga permanente el tablero no tiene desplazamiento vertical. Esto debido a que en el proceso constructivo para estas tipologías lo construyen por voladizos sucesivos. Esto quiere decir que por cada dovela que se emplazan van corrigiendo las flechas, y esto se logra aplicando preesfuerzo a los cables y así sucesivamente hasta la colocación de la última dovela.
- 3) Para puentes en general es importante analizar y observar los desplazamientos que se obtienen por carga viva (carga móvil producto del HL-93). Para este caso se tiene un desplazamiento vertical de 26.9 cm en el centro del vano central del puente atirantado y para el puente extradado 17 cm. Esto quiere decir que la viga cajón tiene una mayor rigidez vertical (debido a su gran inercia). Si se hablara de diseño se debe recurrir al manual AASHTO 2017 que propone no tener desplazamientos superiores al orden $1/800$ de la luz, para ambos se cumple cuyo límite.
- 4) Antes cargas móviles para un puente atirantado, los elementos que trabajan más son los cables, por esa razón es que a lo largo de su longitud poseen cables que simulan

como apoyos fijos, es decir le dan rigidez vertical ante cargas vivas. Por otro lado, para el puente extradadosado, el elemento que trabaja más es el tablero (viga cajón), debido a la gran inercia para soportar la carga viva. Esto lo podemos ver en la tabla 12 tabla comparativa de desplazamientos. Un ejemplo de esto son las deflexiones producto de una carga de carril solo en el vano central, en esta parte se observa las flechas correspondientes a la superestructura del puente atirantado y puente extradadosado son 17.14 cm y 11.7 respectivamente. En esta parte cabe resaltar que estos resultados dependen en gran parte por la conexión tablero- torre. Si se hubiera considerado apoyos móviles en ambas torres la deflexión en cada punto de control hubiera sido más grande.

- 5) Los elementos más vulnerables son los cables, ya que si bien es cierto estos se diseñan considerando la fatiga a que están expuesto durante su vida útil, así mismo se limita a un esfuerzo producto de carga viva. Los resultados que se presenta de las fuerzas axiales pueden ser manejables durante sus etapas constructiva, pero se debe considerar la fuerza axial final para un área optima de cada cable sin incurrir a un esfuerzo mayor de $0.6f_{pu}$ (F_{pu} esfuerzo máximo de torón o strand).
- 6) En la tabla 13 de la sección 7.2.2 se observa las fuerzas axiales en la superestructura correspondiente a cada estado de carga. Para el estado de carga viva (considerando la envolvente), el puente atirantado y extradadosado presentan fuerzas axiales de 361.9 y 577.4 toneladas respectivamente. Este resultado muestra que la superestructura de un puente extradadosado se encuentra con mayor compresión que la de un puente atirantado, esto debido a que los tirantes son más tendidos y poseen una mayor componente horizontal, caso contrario de lo puentes atirantados que presentan una mayor componente vertical.

- 7) En la tabla 14 sección 7.2.3 se muestra el momento flector en diferentes zonas para ambas tipologías. Para el estado de carga viva (considerando la envolvente). La superestructura del puente atirantado y extradosado se tiene 871.9 y 4510.7 toneladas-metros en el centro de luz del vano principal respectivamente. Esto nos quiere decir que debido a la mayor demanda se encuentra en el extradosado se debe tener una dimensión de la sección cajón considerable, es decir un mayor peralte que contrarreste estos efectos. El caso es diferente para la super estructura del atirantado ya que su demanda de momento flexionante es menor, por ende, una sección menor. Es por eso la razón del por qué en muchos casos consideran como una característica importante el de tablero flexible. El caso es similar para los momentos en las torres en el caso del puente extradosado se necesita un mayor peralte para contrarrestar un momento muy grande de 10175 toneladas – metro, es por ello la razón de un peralte variable.
- 8) El espectro de diseño definido anteriormente es producto de la consideración del manual de puentes del ministerio de transportes y telecomunicaciones (MTC 2018) basados en el AASHTO 2009. La demanda sísmica en el eje “Y” (dirección transversal del puente) es de 15.1 cm para el puente atirantado, mientras que para el puente extradosado es 14.1 cm. Ambos resultados con respecto al centro del vano central. Estos resultados no poseen una diferencia significativa, de esta parte se puede concluir que transversalmente ante una demanda sísmica, ambas tipologías tienen un comportamiento similar.

RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda realizar un análisis Demanda vs Capacidad, es decir un análisis Pushover para conocer el desempeño de ambas estructuras frente a solicitaciones sísmicas. En particular en sus conexiones, ya que son las zonas vulnerables ante un evento sísmico.
- 2) Se recomienda considerar las conexiones del tablero y torre totalmente rígidas siempre y cuando se tengan desplazamientos verticales positivo en la torre, esto producto de un camión de diseño (tren de cargas para puentes ferroviarios) en el centro del vano principal. Al estar restringido (construcción monolítica torre tablero) no habrá desplazamiento, además se tendrá una mayor restricción de desplazamiento en el centro de luz.
- 3) Se recomienda los puentes extradadoso para luces principales (vano central) entre 100-250 metros por tener un mejor comportamiento ante las tipologías de puente atirantado y viga cajón preesforzado, además de ser más económicos. Esto se puede ver en la tabla que posee una mayor rigidez ante cargas verticales, en particular como se vio en este análisis el estado de carga viva.
- 4) Si se quiere una mayor optimización en lo que es las flechas que se producen por etapas constructivas, se recomienda el postensado de la sección cajón por dovelas, que además considerando a su vez el presfuerzo de los cables que sostienen la superestructura sus flechas serán mínimas por carga muerta (barandas, asfalto, barrera, etc).

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AASHTO, A. (2009). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington D.C.: AASHTO LRFD.
- American Concrete Institute. (2017). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Insitute.
- Apaza, P. (2000). *Introduccion al diseño de puentes en concreto*. Perú.
- Bujnaka, J., & Odrobinak, J. (2013). *Puente extradadoso - verificaciones teorica y experimental*. Eslovaquia.
- Carrión, F., Hernández, J., & Terán, J. (2005). *Estudio experimental de un puente atirantado evaluación de cables*. Mexico: Instituto Mexicano del Transporte.
- Chio, G. (2000). *Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradadoso* (Tesis doctoral ed.). Barcelona: Universidad Politecnica de Cataluña.
- De la Cruz, J. (2012). *Diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono expuesto en zonas de alto grado de corrosión*. Huancavelica: (Tesis de Grado) Universidad Nacional de Huancavelica.
- El Araby, E. (2013). *Form finding for cable-stayed and Extradosed Bridges*. Berlin: Technischen Universitat Berlin.
- Jan, B., & Jerzy, O. (2017). *Extradosed Bridges in Poland - Design and Construction*. Polonia: Wroclaw University og Science and Technology.
- Konstantino, M. (2008). *Behaviour and design of extradosed bridges*. Toronto.

- Mathivat, J. (1988). *Recent developments in prestressed concrete bridges*. London: Federation International de la Precontrainte.
- Mayhua, D. (2014). *Evaluación de colapso del puente atirantado Yanango - Tarma - Junin*. Huancayo: (Tesis de grado) Universidad Nacional del Centro del Perú.
- MTC. (2018). *Manual de Puentes*. Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Villarino, A. (2011). *Puentes*. Escuela Politécnica Superior de Ávila.
- Walther, R. (1999). *Cable stayed bridges* (Second Edition ed.). London: Thomas Telford books are.

ANEXOS

Anexo 1 – Matriz de consistencia



PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

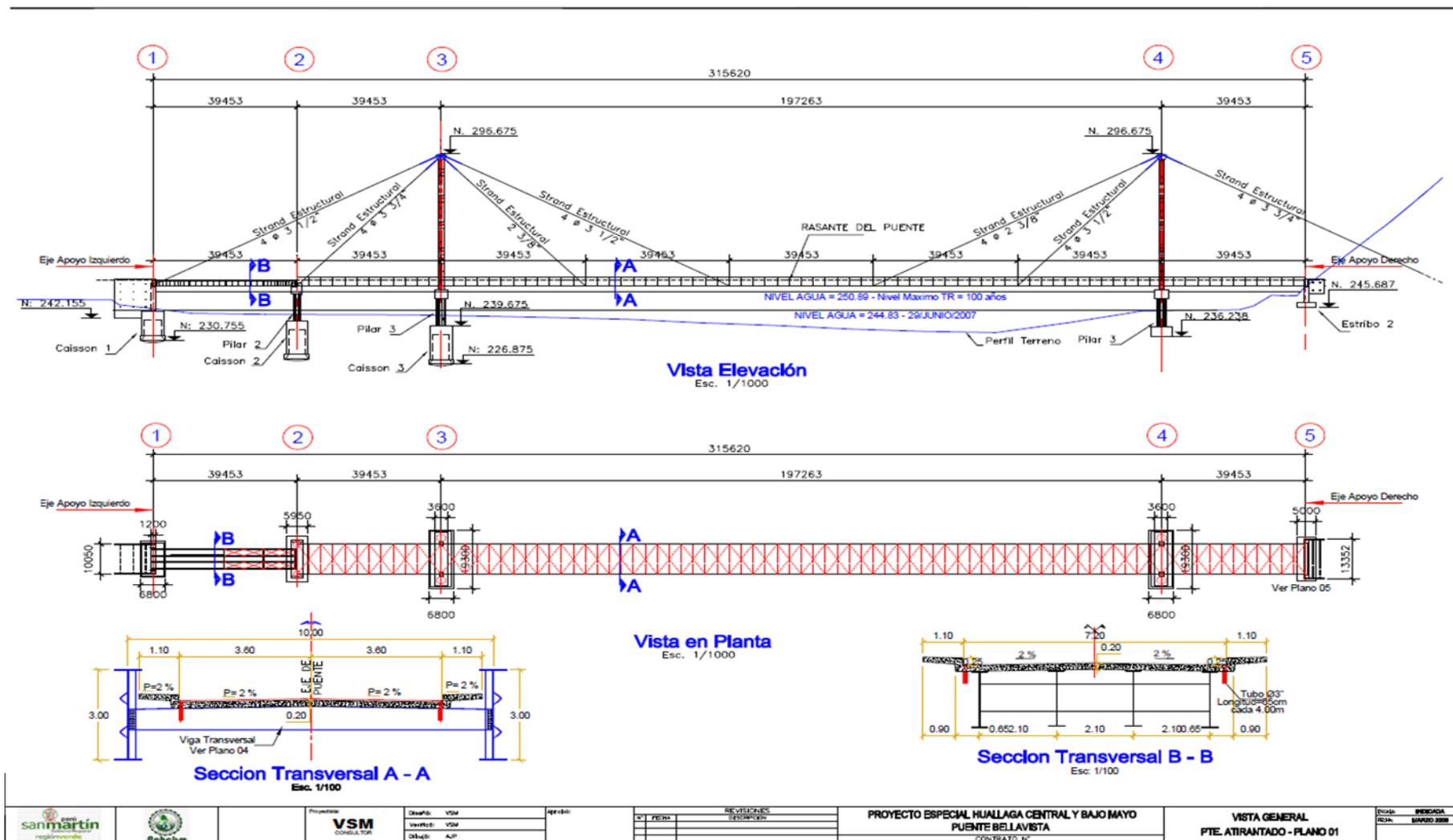
Nombre de Tesis: ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE UN PUEBTE EXTRADOSADO Y UN PUEBTE ATIRANTADO DE 220 METROS DE LUZ

Integrantes:
GAGO QUISPE, GINO
LIMACHE FLORES, JOSÉ NAZARIO

Matriz de Consistencia

FORMULACION DEL PROBLEMA	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGIA
GENERAL	En qué medida se comportara la superestructura de un puente extradosado y un puente atirantado considerando la sobrecarga vehicular.	El objetivo general de esta tesis es realizar un análisis comparativo de la superestructura entre un puente extradosado y un puente atirantado en zonas con alto grado de sismicidad.	Análisis y diseño de una superestructura de un puente extradosado y un puente atirantado en zona de alto grado sísmico	Variable Independiente. Proceso Constructivo Análisis comparativo	Análisis comparativo Torres Anclajes convencionales y no convencionales	1. Obtención del modelo matemático de la superestructura, y su posterior modelación en el programa CSI Bridge.
ESPECIFICO	¿Cómo desarrollar los modelos matemáticos adecuados para la superestructura del puente Extradosado y Atirantado?	Desarrollar los modelos matemáticos de la superestructura de cada puente para su posterior definición de los elementos estructurales que determinan la estructura integral.	La tipología de un puente extradosado favorecerá el diseño estructural sobre un puente atirantado sobre una luz de 300m expuesto a zonas de alto grado sísmico	Variables dependientes: Zona geográfica Tipología de puente Sobrecarga Vehicular Peso de superestructura	Parámetros de suelo Modelo matemático Camión de diseño	2. Definición y asignación de los estados de carga.
	¿Cuáles son los elementos estructurales más vulnerables de la superestructura ante variaciones de demanda sísmica y sobrecarga vehicular?	Analizar las respuestas estructurales de cada puente con respecto a las etapas constructivas inicial y final.	La evaluación de las ventajas de un puente extradosado frente a un puente atirantado, justificara como solución estructural competitiva para luces de 220m			3. Análisis de comportamiento estructural ante distintos estados de carga.
	¿Cuáles son las condiciones externas que afectará a la inestabilidad de la estructura de ambas tipologías en estudio?	Identificar los elementos más vulnerables ante variaciones de demanda sísmica y sobrecarga vehicular				4. Evaluación comparativa de las diferentes tipología con respecto a cada estado de carga.
	¿Cuáles son las ventajas del diseño de un puente extradosado respecto a un puente atirantado, será una solución favorable el diseño de un puente extradosado, teniendo en cuenta una luz de 220m?	Observar los niveles de seguridad ante distintas demandas sísmicas que afecta a las dos tipologías de puentes.				5. Análisis crítico de los resultados considerando la norma ASSTHO LRFD.

Anexo 2 – Puente Bellavista vista general propuesta extradadoso



		Proyecto: VSM CONSULTOR	Diseño: VSM	Aprobado: _____	REVISIONES DESCRIPCION N° FECHA _____ _____	PROYECTO ESPECIAL HUALLAGA CENTRAL Y BAJO MAYO PUENTE BELLAVISTA CONTRATO N° _____	VISTA GENERAL PTE. ATRANTADO - PLANO 01	Escala: REDUCIDA
			Verificado: VSM					Fecha: MAYO 2008
Elaborado: AJP								

TORÓN DE PRESFUERZO



Está fabricado con alambres de acero entorchados entre sí, y que permiten la construcción de estructuras con dimensiones superiores a las hechas con acero de refuerzo tradicional.



USOS

- Losas para edificios y estacionamientos
- Pistas de aeropuertos
- Naves de almacenaje

CARACTERÍSTICAS

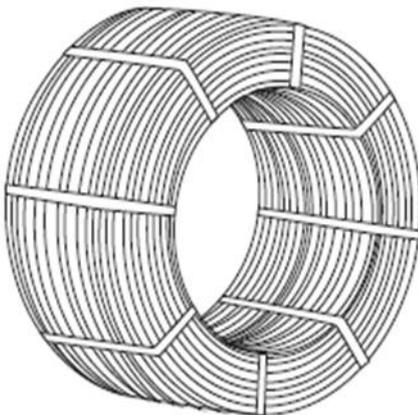
- Trenzado de 6 alambres sobre un alambre central
- Post-formación que asegura unión entre alambres
- Sometido a tratamiento térmico

VENTAJAS

- Mayor resistencia a la tensión al paso del tiempo
- Permite mejores cimentaciones
- Mayor espacio entre columnas y ahorros en general
- Cuenta con la Declaración Ambiental de Producto (EPD) generada a través del Análisis de Ciclo de Vida

ESPECIFICACIONES DEL ALAMBRE

Resistencia a la tensión	170 kg/mm ²
Grado cable	270 ksi
Presentación	Desnudo / Polietileno



NORMA DE FABRICACION ASTM-A-416

Para comprar este producto llama al
01 800 831 5700

ventas@deacero.com

deacero.com



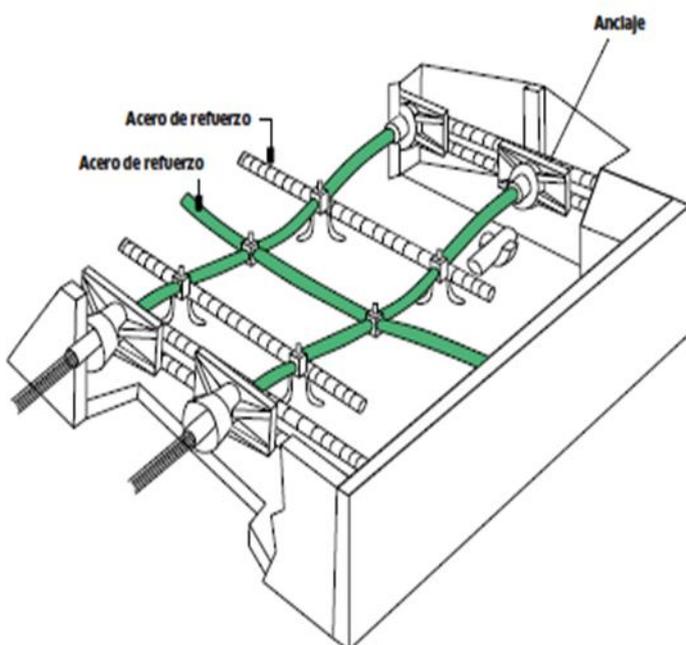
Torón de Presfuerzo

Clave Desnudo	Clave Poliétileno	Diámetro		Resistencia a la ruptura mínimo		Área nominal		Peso desnudo		Peso (cubierto con poliétileno)		Carga al 1%		% Elongación mínimo
		plg	mm	kg	lb-f	in ²	mm ²	kg/1000 m	lb/1000 ft	kg/1000 m	lb/1000 ft	kg	lb-f	
A58500GZ	A59500GZ	0.375 (3/8")	9.53	10,430	23,000	0.085	54.8	432	290	-	-	9,388	20,700	3.5
A58600GZ	A59600GZ	0.500 (1/2")	12.70	18,730	41,300	0.153	98.7	775	520	860	578	16,850	37,170	3.5
		0.600"	15.24	26,757	58,600	0.217	140	1102	740	1221	820	23,915	52,740	3.5

Acabados desnudo y con cubierta de poliétileno.

FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL

- El concreto pre-esforzado o post-tensado son miembros de concreto como vigas y losas en los que se inducen fuerzas internas mediante un refuerzo de acero especial post-tensado.
- El sistema contrarresta las fuerzas actuantes mediante las fuerzas inducidas previamente.



Para comprar este producto llama al
01 800 831 5700

ventas@deacero.com

deacero.com

DEACERO[®]